

UNIVERSITÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE D'ALGER

15/79

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

12X

DÉPARTEMENT DE GÉNIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

MATERNITÉ URBAINE
(R + 2)



Proposé par : **E. T. A. U.**

Étudié par : **RACHID Mustapha**

Dirigé par : **Mr. ENESCU**

ZERGOUN Slimane

PROMOTION JUIN 1979

UNIVERSITÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

MATERNITÉ URBAINE
(R + 2)

Proposé par : **E. T. A. U.**

Dirigé par : **Mr. ENESCU**

Etudié par : **RACHID Mustapha**

ZERGOUN Slimane

PROMOTION JUIN 1979

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

QUE LA PAIX SOIT AVEC VOUS, AINSI QUE LA BÉNÉDICTION DE DIEU,
ET SA GRÂCE.

A - mes parents
- ma femme
- mes frères et soeurs

En reconnaissance de toutes les peines que vous avez endurées,
des aides et encouragements que vous n'avez cessé de fournir,
pour mon éducation, ma formation et mon bien être.

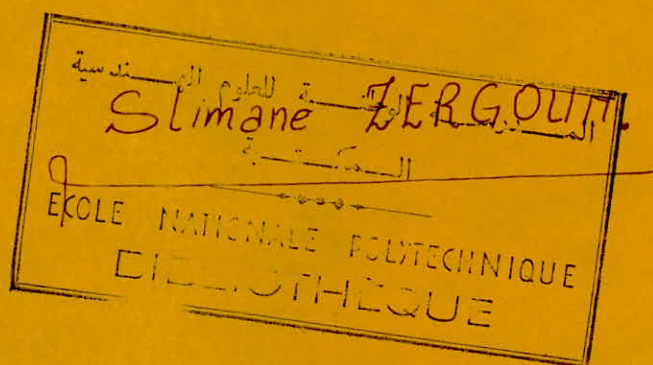
A - tous mes amis.

A - mes professeurs
- et tous ceux qui ont participé à mon instruction et ma formation

A - tous ceux qui oeuvrent pour :
. la paix . et le bonheur de l'humanité

A vous tous . . .

Je dédie ce modeste travail



je dédie ce modeste travail

- A mes parents

pour tous les efforts et les sacrifices que vous avez
consentis à ma formation.

- A mes frères et sœurs

- A tous mes amis

- A mes professeurs

Que tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans
la réalisation de ce projet trouvent ici l'expression de
ma reconnaissance.

Rachid. B

SOMMAIRE

Chapitre I INTRODUCTION (page 1)

1. Description ✕
2. Caractéristiques des matériaux
3. Sollicitations
4. Charges et surcharges ✓
5. Prédimensionnement

Chapitre II CALCUL DES ELEMENTS (page 12)

1. Acrotère
2. Poutrelles
3. Table de compression
4. Escaliers

Chapitre III ETUDE DE LA STRUCTURE (p.36)

(A) ETUDE SISMIQUE

1. Effets des seismes
2. Calcul sismique
3. Evaluation des charges et surcharges (par plancher)
4. Evaluation des forces sismiques horizontales.
5. ————— verticales

(B) CALCUL DES EFFORTS (sous les charges horizontales).

1. Exposé de la méthode de BOWMAN
2. Portique sens longitudinal
3. ————— transversal

(C) CALCUL DES EFFORTS (sous les charges Verticales)

1. Exposé de la méthode de CAQUOT
2. Portique sens longitudinal
3. ————— transversal

Chapitre IV EVALUATION DES EFFORTS: M,N,T
(sous les différentes sollicitations, p.8)

(A) PORTIQUE LONGITUDINAL

1. Poutres : Moments flechissants
2. Poutres : Efforts tranchants
3. Poteaux : Moments flechissants
4. Poteaux : Efforts normaux

(B) PORTIQUE TRANSVERSAL

1. Poutres : Moments flechissants
2. Poutres : Efforts tranchants
3. Poteaux : Moments flechissants
4. Poteaux : Efforts normaux

Chapitre V FERRAILLAGE DES PORTIQUES (p.98)

(A) POUTRES

1. Exposé de la méthode de ferrailage
2. Vérification des contraintes
3. Calcul des poutres du portique longitudinal
4. ——— ——— ——— ——— transversal

(B) POTEAUX

1. Exposé de la méthode
2. Calcul des poteaux du portique longitudinal
3. ——— ——— ——— ——— transversal

Chapitre VI CALCUL DES FONDATIONS (p.158)

1. Calcul des semelles
2. Calcul des longrines
3. Calcul des voiles (vide sanitaire)

BIBLIOGRAPHIE (p.171)

CHAPITRE I

INTRODUCTION

1) Description :

A) Généralités :

Notre projet consiste à étudier les éléments résistants d'une maternité urbaine type qui sera implantée dans diverses régions du territoire national.

La sismicité variant d'une région à l'autre, nous nous placerons dans le cas le plus défavorable, et l'on considèrera le Bâtiment implanté dans une zone de forte sismicité.

Le bâtiment est composé d'un rez de chaussée bâti sur un vide sanitaire de 2,40m de hauteur et de deux étages espacés entre planchers de 3,60m. Cette maternité se compose de deux parties (A) et (B) séparées par un joint de dilatation de deux centimètres.

Notre étude portera seulement sur la partie (B) de dimensions $(21 \times 28) \text{ m}^2$. Cette partie (B) est formée de 7 portiques de 4 travées égales de 7m chacune, dans le sens longitudinal; et de 5 portiques de 6 travées égales de 3,50m chacune, dans le sens transversal.

B) Taux de travail du Sol :

Suivant le lieu d'implantation du bâtiment, les fondations seront calculées en conséquence.

Pour notre étude, la contrainte admissible du sol a été évaluée à 1,5 bars pour une profondeur d'ancrage de 2m environ et à 2 bars pour une profondeur d'ancrage de 2,50m.

On envisagera pour notre projet la solution de semelles superficielles.

Nous supposerons qu'il n'y a pas risque de tassement global, quand aux tassements différentiels, ils seront repris par des longrines reliant les semelles.

C) Béton Armé :

Le béton utilisé pour la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions (CCBA 68)

et à tous les Règlements en vigueur applicables en Algérie (PS69)

b) Pour 1m^3 de béton, la composition sera en principe de:

. 800 l de gravillons	/	. 350 kg de ciment C.P.A classe 325
. 400 l de sable	/	. 175 l d'eau.

c) Cours d'aciers:

Nous utiliserons de l'acier doux (ronds lisses), de l'acier à Haute Adhérence, et des treillis soudés conformes aux normes.

D) Ossature:

Tous les ouvrages reposent directement sur le sol par l'intermédiaire d'une couche de Béton de propreté de 5cm d'épaisseur environ. En élévation, l'ossature sera constituée par des poteaux verticaux et des poutres horizontales, transversales et longitudinales qui, encastées les unes dans les autres forment un système de portiques qui assurera le contreventement du Bâtiment.

E) Planchers:

Tous les planchers seront constitués par des corps creux et une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées ou coulées sur place. On remarquera que le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique, hydrofuge, et en forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux de pluie.

F) Escaliers:

Nôtre bâtiment possède deux cages d'escaliers, l'une intérieure, et l'autre extérieure (séparée du bloc (B) par un joint de dilatation).

Ces escaliers seront construits, étage par étage, en même temps que les gros oeuvres de façon à limiter l'emploi des échelles. Ils seront en Béton Armé, avec pailleuse porteuse et marches.

G) Maçonnerie:* Murs extérieurs : 25 cm dont:

- 1 cloison extérieure en briques creuses (9 trous) de 15 cm
- 1 vide d'air de 5 cm
- 1 cloison intérieure en briques creuses (3 trous) de 5 cm.

* Murs intérieurs :

Cloisons en briques creuses de 10 cm.

H) Revêtements:

Selon les possibilités, il sera:

- en céramique dans les salles d'eau.
- en carrelage dans les autres pièces.

2) Caractéristiques des matériaux utilisés:

A) Le béton:

Il est dosé à 350 kg/m^3 de ciment C.P.A 325
(Contrôle atténué).

Grosseur des granulats : $C_g = 5/15 \text{ mm}$.

Résistance normale de compression : $\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$

_____ de traction : $\bar{\sigma}_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de compression admissible : (CCBA 68 art. 9,4)

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \times \bar{\sigma}'_n \quad \text{avec } \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

α : fonction de la classe du ciment utilisé ($\alpha = 1$; classe 250/325)

β : dépend de l'efficacité du contrôle ($\beta = \frac{5}{6}$ - contrôle atténué).

γ : dépend des épaisseurs relatives (hm) des éléments de construction et des dimensions des granulats (C_g) : $C_g = 5/15$, soit $\gamma = 1$

δ : dépend de la nature de la sollicitation :

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

En flexion composée, $\delta = 0,60$ quand l'effort normal est une traction.

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \cdot \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{Si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{dans le cas contraire} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{quand l'effort normal} \\ \text{est une compression} \end{array}$$

où e_0 est l'excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section de béton seul.

et e_1 est la distance de la limite du noyau central au c.d.g de la section du béton seul dans le plan radial, passant par le centre de pression.

Les valeurs ci-dessus de δ seront multipliées par 1,5 quand il s'agira d'une sollicitation pondérée du 2^e genre.

(CCBA 68 art 9,47)

ε : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$\varepsilon = 1$ en compression simple.

$0,5 < \varepsilon < 1$ dans les autres cas.

Résumé :

- Contrainte admissible en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,7 \text{ kg/cm}^2$$

(Sous les sollicitations du 1^{er} genre: SP₁)

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 67,5 = 101,3 \text{ bars} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

(Sous les sollicitations du 2^e genre: SP₂)

- Contrainte admissible en flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

(Sous SP₁)

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ bars} = 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

(Sous SP₂)

- Contrainte de traction de référence : (CCBA 68 art 9,5).

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \times \sigma'_m \quad \text{avec } \rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \quad \text{où } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_m}$$

θ est multiplié par 1,5 sous SP₂.

Donc :

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,8 = 8,7 \text{ bars} = 8,85 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_2$$

B) Les Aciers :

Les aciers utilisés pour le Béton Armé sont classés en 2 catégories

① Aciers doux : Ronds lisses de nuance FeE 24

$$\sigma_{en} = 2350 \text{ bars}$$

$$= 2400 \text{ kg/cm}^2$$

② Aciers à haute adhérence : de nuance FeE 40

$$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi > 20 \text{ mm}$$

Contraintes admissibles : $\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \sigma_{en}$

$$\rho_a = \frac{2}{3} \quad \text{généralement pour les sollicitations du 1^{er} genre.}$$

$$\rho_a = 1 \quad \text{pour les sollicitations du 2^e genre.}$$

- Ronds lisses: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$ sous SP1
 $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ sous SP2
- Aciers Haute adhérence: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$ sous SP1
 $\phi \leq 20 \text{ mm}$
 $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ sous SP2

c) Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration du Béton:

La théorie de la fissuration permet le calcul de la répartition et de l'ouverture des fissures en flexion et en traction supposée normale à la direction de l'armature, on définit le pourcentage de fissuration $\bar{\omega}_f$:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \text{où:} \quad \begin{array}{l} A: \text{section d'aciers (tendus)} \\ B_f: \text{section d'enrobage des} \\ \text{barres tendues.} \end{array}$$

Suivant les valeurs de $\bar{\omega}_f$, deux types de fissuration peuvent se produire:

a) Fissuration systématique:

Lors de la mise en traction des aciers, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture. Les contraintes de traction admissibles sont données par:

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}$$

b) Fissuration non systématique (accidentelle):

Elle est due aux efforts de retrait, de variation, de température, etc...

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

où: η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Haute Adhérence.} \end{cases}$$

ϕ : diamètre en mm de la plus grosse des barres tendues.

K : coefficient numérique dépendant des conséquences de la fissuration, tant sur le comportement de l'ouvrage que sur son aspect.

Le coefficient γ_w est calculé par la formule:

$$\gamma_w = 1,10 - 0,5 (P_{g,max}) / (G)$$

dans le cas où $(P_{g,max}) < 0,20 (G)$

et $\gamma_w = 1$ dans le cas contraire.

$(P_{g,max})$: sollicitation maximum développée par les surcharges d'exploitation

4) Charges et surcharges :

A) Charges Permanentes :

a) Plancher Terrasse :

① 5 cm de gravier (1600 kg/m^3) (Pour protéger le vieillissement des couches intérieures) . 80 kg/m^2	
② Isolation hydrofuge (1 cm) 3 couches asphaltées de bitume . 6 kg/m^2	
③ Chape de protection (1 cm) . 20 kg/m^2	
④ Isolation thermique (3 cm) . 12 kg/m^2	
⑤ Barrière de vapeur (carton asphalté) . 2 kg/m^2	
⑥ Carton perforé (diffusion de vapeur) . 4 kg/m^2	
⑦ Béton de pente ($\approx 10 \text{ cm}$) (2000 kg/m^3) . 200 kg/m^2	
⑧ Dalle (4 cm) + Hourdis (16 cm) . 265 kg/m^2	
⑨ Enduit de plâtre (2 cm) (1800 kg/m^3) . 36 kg/m^2	

$$\underline{\underline{G = 625 \text{ Kg/m}^2}}$$

b) Plancher courant :

① Carrelage (2 cm) - dalle céramique - . 44 kg/m^2	
② Chape de mortier (5 cm) (2000 kg/m^3) . 80 kg/m^2	
③ Dalle (4 cm) + Hourdis (16 cm) . 265 kg/m^2	
④ Enduit de plâtre (2 cm) (1800 kg/m^3) . 36 kg/m^2	

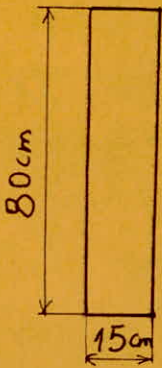
$$\underline{\underline{425 \text{ Kg/m}^2}}$$

Vu la présence de locaux sanitaires où il y a accumulation de cloisons, un calcul exact des charges permanentes a été fait pour une portée du bâtiment.

Cette charge permanente due aux cloisons est généralisée pour tout l'étage. On adoptera pour le poids des cloisons 250 kg/m^2 .

$$G_p = 425 + 250 = \underline{\underline{675 \text{ kg/m}^2}}$$

c) Acrotère:



$$G = 0,8 \times 2500 = \underline{\underline{2.000 \text{ kg/m}^2}}$$

B) Surcharges d'exploitation:

a) plancher terrasse:

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

b) Plancher courant:

Chambres individuelles et galeries de cure. $P = 175 \text{ kg/m}^2$

Escaliers, couloirs $P = 400 \text{ kg/m}^2$

Balcons. $P = 350 \text{ kg/m}^2$

Soilles communes $P = 350 \text{ kg/m}^2$

Dans notre cas, il n'y a pas de salle de radiographie.

Donc pour le plancher courant, on adoptera la surcharge d'exploitation maximum: $P = 400 \text{ kg/m}^2$

c) Acrotère:

On considère une surcharge horizontale due à la main courante $P = 100 \text{ kg/ml}$.

5) Prédimensionnement:

Un prédimensionnement des différents éléments a été fait au préalable par l'architecte .

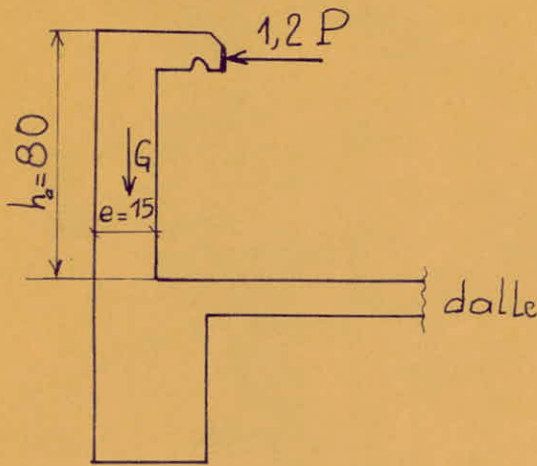
c'est ainsi qu'on a les données suivantes :

Poteaux centraux et intermédiaires à tous les niveaux	40 x 40 cm ²
Poutres principales (portée 7m) à tous les niveaux	40 x 60 cm ²
Poutres secondaires (portée 3,5m) à tous les niveaux	30 x 50 cm ²

CHAPITRE II

CALCUL DES
ELEMENTS

1) Acrotère:



L'acrotère a comme épaisseur $e=15$ et une hauteur $h_a=80$

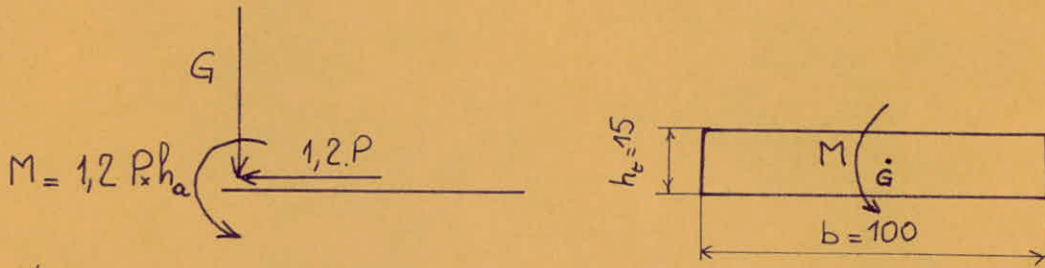
L'acrotère est considéré comme une console encastrée au niveau du plan

Poids propre: $G = 2500 \times 0,15 \times 0,8 = 300 \text{ kg/m}$

Surcharge majorée: $1,2.P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/m}$

Le calcul sera effectué pour 1 mètre linéaire d'acrotère.

On considère donc une section rectangulaire 100×15 à l'encastrement soumise à la flexion composée.



L'enrobage sera pris égal à $d = 2 \text{ cm}$.

On a Effort normal $N = G = 300 \text{ kg}$.

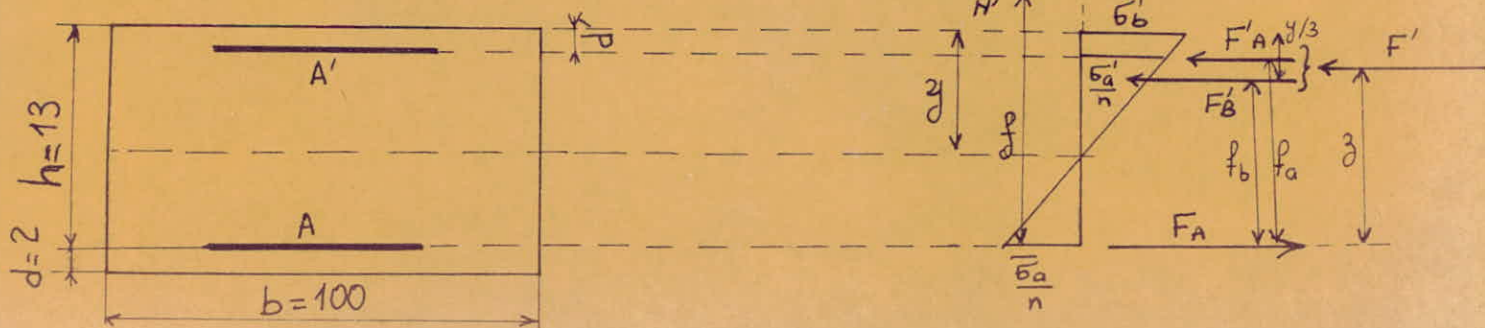
$$M = 1,2.P.h_a = 1,2 \times 100 \times 0,8 = 96 \text{ kg.m/m} = 9600 \text{ kg.cm/m}$$

Excentricité: $e_o = \frac{M}{N} = \frac{9600}{300} = 32 \text{ cm}$.

Comme $e_o = 32 \text{ cm} > \frac{h_c}{2} = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée par la méthode CHAROT

on donne $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.



Moment résistant du béton : $M_R = F'_b \times f_b = \frac{1}{2} b y \bar{\sigma}'_b \times f_b$

$$\left. \begin{array}{l} f_b = h - \frac{y}{3} \\ y = \alpha h \end{array} \right\} \Rightarrow f_b = h \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$M_R = \frac{1}{2} b \alpha h \bar{\sigma}'_b \cdot h \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = \frac{1}{2} b h^2 \bar{\sigma}'_b \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,42$$

$$M_R = \frac{1}{2} 100 \cdot 13^2 \cdot 137 \cdot 0,42 \left(1 - \frac{0,42}{3}\right) = 418.143 \text{ Kg.cm}$$

or $M = 9600 \text{ kg.cm}$ d'où $M_R \gg M \Rightarrow$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires $A' = 0$

Calcul des aciers tendus:

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 9600}{2800 \times 100 \times 13^2} = 3,04 \cdot 10^{-3} = 0,0030$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0,9749 \\ k = 184 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{9600}{2800 \times 0,9749 \times 13} = 0,27 \text{ cm}^2 \quad (\text{flexion simple}).$$

$$\text{flexion composée : } A = A_1 - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = 0,27 - \frac{300}{2800} = 0,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifications:

* Condition de non fragilité : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 13 \frac{5,9}{4200} = 12,6 \text{ cm}^2$

on adoptera 5 T6 par mètre linéaire, espacés de 20 cm.
soit $A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{4 \times 100} = 3,53 \cdot 10^{-3}$$

$\bar{\omega}_f = 0,00353 \ll 0,01$ fissuration non systématique.

$K = 10^6$ fissuration préjudiciable.

$\eta = 1,6$ Aciers HA.

$\phi = 6 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_p}{1 + 10\bar{\omega}_p} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot \frac{0,00353}{1,0353} = 909,23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{6} \cdot 10^6 \cdot 5,9} = 3010,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \text{Min} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_p = \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

L'acrotère étant exposé aux intempéries et aux différences de température on prévoiera un joint de dilatation à mi-longueur transversalement et longitudinalement.

De même on prévoiera des armatures transversales (armatures de peau) dont la section sera prise égale à 0,5% de la section de béton (Charon - page 367).

L'espacement des barres sera pris inférieur ou égal à 20 cm.

$$\text{Section de béton} = 80 \times 15 = 1200 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{0,5}{1000} \times 1200 = 0,6 \text{ cm}^2$$

on placera 4T5 espacés de 20 cm $\Rightarrow A_t = 0,78 \text{ cm}^2$

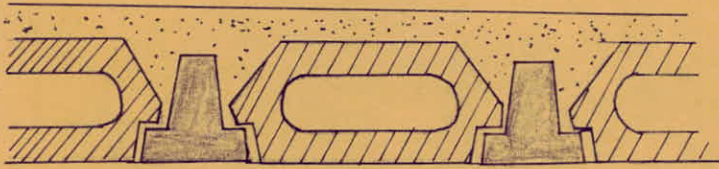
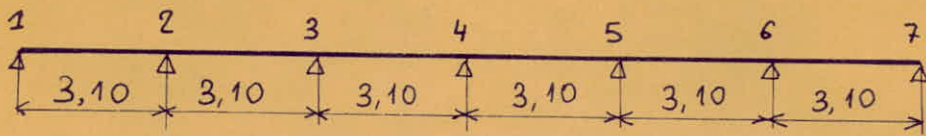
2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles utilisées sont en béton préfabriquées à la S.M.C. Cependant pour parer à d'éventuels retards d'approvisionnement du chantier en poutrelles, on calculera celles-ci pour être fabriquées sur place.

La poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée avant le coulage de la table de compression, et après coulage cette dernière travaillera comme poutre continue sur sept appuis.

On prévoiera donc des échaffaudages tous les mètres sous la poutrelle pour l'aider à supporter les charges et surcharges avant le coulage du béton.

Le calcul sera fait pour des poutrelles considérées comme continues

Schéma statique :portée des poutrelles (entre nus d'appuis) : $L = 3,10$ mCalcul de la largeur de la table de compression (CCBA 68 art. 23,3).

(1) $b_1 \leq \frac{l}{2}$

(2) $b_1 \leq \frac{L}{10}$

(3) $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$

$h_0 = 4 \text{ cm}$

$l = 63 \text{ cm}$

$L = 310 \text{ cm}$

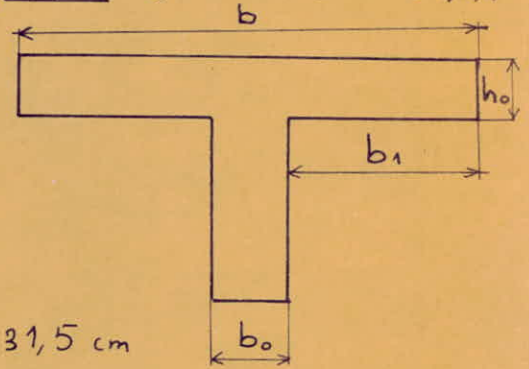
$b_0 = 12 \text{ cm}$

 \Rightarrow

(1) $b_1 \leq \frac{63}{2} = 31,5 \text{ cm}$

(2) $b_1 \leq \frac{310}{10} = 31 \text{ cm}$

$b_1 = 6h_0 = 6 \times 4 = 24 \text{ cm}$

On prendra $b_1 = 24 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$

$b = 60 \text{ cm}$

Charges et surcharges revenant à la poutrelle:

La poutrelle sera calculée sous les sollicitations du 1^{er} genre: $G+1,2P$
 Il y a deux sortes de planchers, - un plancher terrasse
 - un plancher courant

Pour éviter des erreurs sur chantier, et par mesure constructive, on calculera la poutrelle la plus défavorable qu'on adoptera pour tous les planchers.

Plancher terrasse:

$G = 625 \text{ Kg/m}^2$

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

$\Rightarrow G+1,2P = 745 \text{ Kg/m}^2$

Plancher courant:

$$G = 675 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Rightarrow G + 1,2P = 1.155 \text{ Kg/m}^2$$

Donc le cas le plus défavorable est $q = \text{Max}(745; 1155) = 1155 \text{ Kg/m}^2$

Charge répartie en Kg/ml : $Q = 1155 \times 0,63 = 727,65 \text{ Kg/ml} \approx 728 \text{ Kg/ml}$
(largeur de hourdi = 0,63 m)

Calcul des moments fléchissants:* Moments sur appuis:

on utilisera pour cela la formule des trois moments.

Pour une charge uniformément répartie, celle-ci s'écrit.

$$M_{i-1} \times \frac{l_i}{I_i} + 2 M_i \left(\frac{l_i}{I_i} + \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} = -\frac{q l^3}{2I}$$

Dans notre cas on a:

Portelle à Inertie constante

$$\frac{I}{i} = \frac{I}{i+1} = I$$

$$l_i = l_{i+1} = l.$$

$$M_1 = M_7 = 0$$

$$M_3 = M_5$$

$$M_2 = M_6$$

$$M_4$$

On obtient ainsi les trois équations suivantes:

$$\textcircled{1} \quad 4 M_2 + M_3 = -\frac{q l^2}{2}$$

$$\textcircled{2} \quad M_2 + 4 M_3 + M_4 = -\frac{q l^2}{2}$$

$$\textcircled{3} \quad 2 M_3 + 4 M_4 = -\frac{q l^2}{2}$$

Les solutions sont les suivantes:

$$M_2 = M_6 = -\frac{11 q l^2}{104} = -\frac{11}{13} M_0$$

(avec $M_0 = \frac{q l^2}{8}$: moment isostatique)

$$M_3 = M_5 = -\frac{q l^2}{13} = -\frac{8}{13} \cdot \frac{q l^2}{8} = -\frac{8}{13} M_0$$

$$M_4 = -\frac{9 q l^2}{104} = -\frac{9}{13} M_0$$

Moments en travée:

M_w : moment à gauche de la travée.

M_e : moment à droite de la travée.

$M_0 = \frac{q l^2}{8}$ moment isostatique sur la poutre de référence.

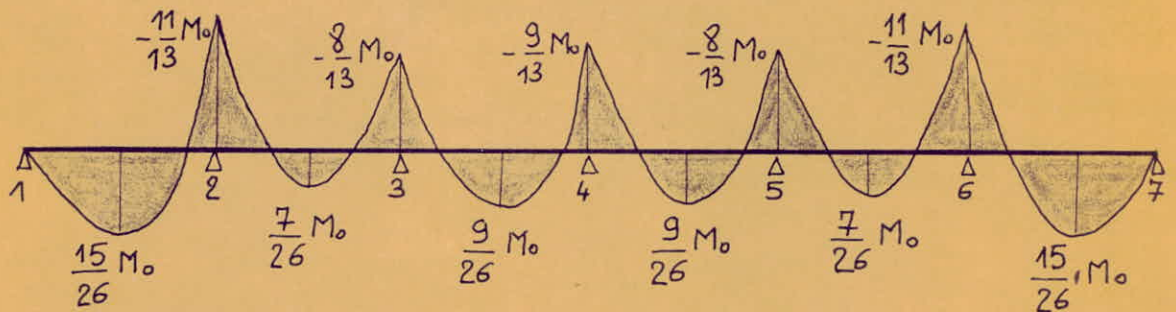
Le moment en travée s'écrit $M(x) = M_w + \frac{Me - M_w}{l} x + M_0(x)$

Tous calculs faits, on trouve les moments à mi-travée suivants $M(x = \frac{l}{2})$

$$M_{12} = M_{67} = \frac{15 ql^2}{208} = \frac{15}{26} M_0$$

$$M_{23} = M_{56} = \frac{7 ql^2}{208} = \frac{7}{26} M_0$$

$$M_{34} = M_{45} = \frac{9 ql^2}{208} = \frac{9}{26} M_0$$



Calcul des efforts tranchants :

$$\text{on a } M(x) = M_w + \frac{Me - M_w}{l} x + M_0(x)$$

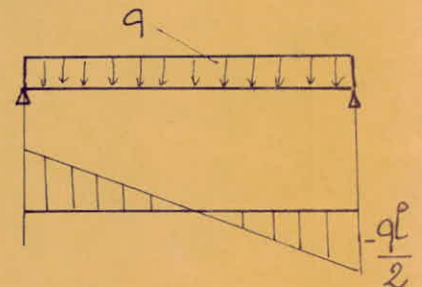
Par dérivation on obtient $T(x) = \frac{Me - M_w}{l} + \mathcal{E}(x)$

où \mathcal{E} est l'effort tranchant isostatique.

Pour une charge uniformément répartie, on a :

(T)

$$\frac{ql}{2}$$



Tous calculs faits, on trouve :

$$T_{1d} = -T_{7g} = + \frac{41 ql}{104}$$

$$T_{2g} = -T_{6d} = - \frac{63}{104} ql$$

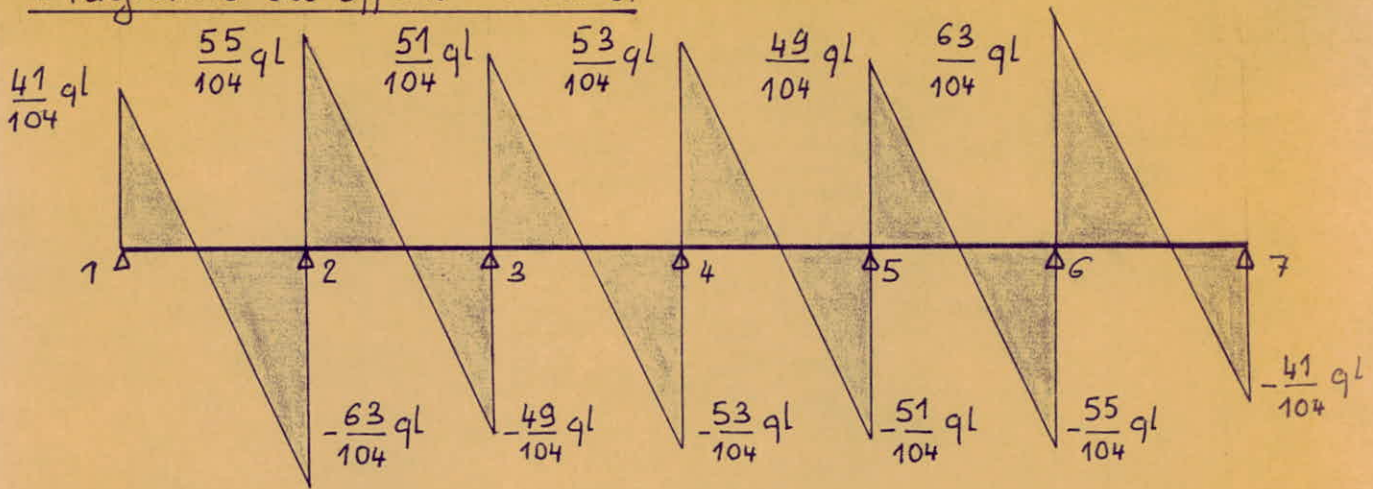
$$T_{2d} = -T_{6g} = + \frac{55}{104} ql$$

$$T_{3g} = -T_{5d} = - \frac{44}{104} ql$$

$$T_{3d} = -T_{5g} = + \frac{51}{104} ql$$

$$T_{4g} = -T_{4d} = - \frac{53}{104} ql$$

Diagramme des efforts tranchants:



La poutrelle sera calculée avec le moment en travée maximum: $M_t = \frac{15}{26} M_0$

- Le moment sur appui maximum: $M_a = \frac{11}{13} M_0$

- L'effort tranchant maximum: $T = \frac{63}{104} ql$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{728 \times (3,10)^2}{8} = 874,5 \text{ kg.m} = 87.450 \text{ kg.cm}$$

d'où: $M_t = 50.450 \text{ kg.cm}$

$M_a = 74.000 \text{ kg.cm}$

Calcul des armatures longitudinales (Méthode P. CHARON):

* En travée:

$h = 18 \text{ cm}$

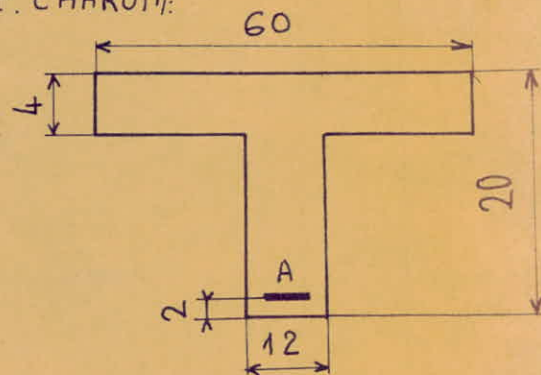
$b = 60 \text{ cm}$

$d = 2 \text{ cm}$

$b_0 = 12 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 2.800 \text{ kg/cm}^2$



$$\mu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 50.450}{2800 \times 60 \times 18^2} = 0,0132$$

Tableau du CHARON.

$$\mu = 0,0132 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9476 \\ \alpha = 0,1571 \\ k = 80,5 \end{cases}$$

Position de l'axe neutre:

$$y = \alpha h = 0,1571 \times 18 = 2,82 < 4 \text{ cm.}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

D'où calcul en section rectangulaire : $60 \times 18 \text{ cm}^2$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{50.450}{2800 \times 0,9476 \times 18} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{2 T10 \Rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2}}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{80,5} = 34,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow aciers comprimés non nécessaires.

* Sur appuis:

On calcule une section rectangulaire $20 \times 12 \text{ cm}^2$

$h = 18 \text{ cm}$ (Les aciers supérieurs de la poutrelle, au niveau des appuis seront disposés dans la table de compression).

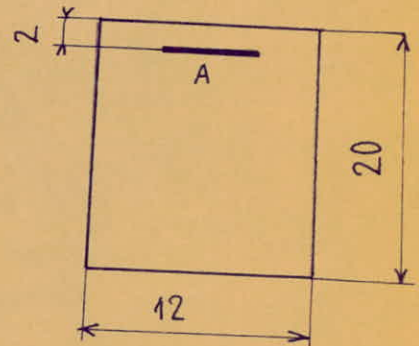
$$b = 12 \text{ cm}$$

$$d = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 74.000}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,1019$$

tableau CHARON

$$\mu = 0,1019 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,3804 \\ \varepsilon = 0,8732 \\ k = 24,4 \end{cases}$$



$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{74.000}{2800 \times 0,8732 \times 18} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adoptera } \underline{\underline{2 T12 \Rightarrow A_a = 2,26 \text{ cm}^2}}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{24,4} = 114,75 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow Aciers comprimés non nécessaires.

Vérifications:- Condition de non-fragilité du béton:• en travée:

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$\Rightarrow A \geq 1,04 \text{ cm}^2$$

$b = 60 \text{ cm}$ $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$ 2 T 10 $A = 1,57 \text{ cm}^2$
 $h = 18 \text{ cm}$ $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifié)

• Aux appuis:

$$A \geq 0,69 \times 12 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 0,209 \text{ cm}^2$$

$b = 12 \text{ cm}$ 2 T 12 $A = 2,26 \text{ cm}^2$ (Vérifié)
 $h = 18 \text{ cm}$

- Vérification des contraintes:• en travée:

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 1,57}{60 \times 18} = 0,1453$$

$b = 60 \text{ cm}$
 $h = 18 \text{ cm}$
 $A = 1,57 \text{ cm}^2$
 $M_t = 50.450 \text{ kg.cm}$

Tableau CHARON

$$\bar{\omega} = 0,1453 \implies \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9373 \\ k = 64,7 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_t}{A \varepsilon h} = \frac{50.450}{1,57 \times 0,9373 \times 18} = 1904,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2.800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1904,63}{64,7} = 29,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• aux appuis:

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046$$

$b = 12 \text{ cm}$
 $h = 18 \text{ cm}$
 $A = 2,26 \text{ cm}^2$

Tableau CHARON

$$\bar{\omega} = 1,046 \implies \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8584 \\ k = 20,3 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_a}{A \varepsilon h} = \frac{74.000}{2,26 \times 0,8584 \times 18} = 2.119 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2.800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2.119}{20,3} = 104,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification à la flèche: (CCBA 68 art 58,4)

Est-il nécessaire de vérifier la flèche?

$$\textcircled{a} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{310} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,064 \geq 0,044 \quad (\text{Vérfifié})$$

$$\textcircled{b} \quad \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{36}{b_{en}} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \times 18} \leq \frac{36}{4200}$$

$$0,0073 \leq 0,0085 \quad (\text{Vérfifié})$$

$$\textcircled{c} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{20}{310} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{50.450}{87.450}$$

$$\Rightarrow 0,0645 \geq 0,0385 \quad (\text{Vérfifié})$$

Donc, conformément aux CCBA 68, la justification de rigidité de la poutrelle, (flèche) n'est pas nécessaire.

- Contraintes de fissuration: (entravée)

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{12 \times 4} = 0,033.$$

$$\eta = 1,6 \quad (\text{aciers HA})$$

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

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

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

D'après Livre CHARON (p 629 à 632)

$$\bar{\sigma}_1 = 5953 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2830 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_f = \text{Max}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 5953 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \text{Min}(\bar{\sigma}_f, \bar{\sigma}_a) = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification adhérence Acier - Béton:

Calcul de la contrainte d'adhérence.

$$\sigma_d = \frac{T}{p \cdot z}$$

$$\text{avec } T = \frac{63}{104} q l = \frac{63}{104} \times 728 \times 3,10 = 1367 \text{ kg}$$

$$p: \text{périmètre des barres tendues (2T10)} \quad p = 6,28 \text{ cm}$$

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

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \sigma_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_a \quad (\text{Vérfifié})$$

* Calcul des armatures transversales: (CCBA 68 art 25.11)

Les armatures transversales seront calculées sous l'effort tranchant maximum.

$$T_{\max} = 1367 \text{ kg}$$

Béton:

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

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

Aciers:

$$\text{H.A.} : \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Doux (FeE24)} : \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$z = 15,75 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1367}{12 \times 15,75} = 7,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{comme } \bar{\sigma}'_b = 104,38 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{aux appuis})$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}'_{b_0} < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,23 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq 17,58 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérfifié})$$

L'on disposera donc des cadres verticaux.

On prendra des $\phi 6$ ($A_t = 0,56 \text{ cm}^2$)

(FeE24, $\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$)

* Calcul des espacements t: (CCBA 68 art 25.12)

. Espacement admissible

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 11,38 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{t} = 11,38 \text{ cm.}$$

On prendra comme écartement des cours d'armatures transversales

$$\underline{\underline{t = 10 \text{ cm.}}}$$

3) Calcul de la table de compression:

(CCBA 68 art 58,2)

Épaisseur $e = 4\text{ cm}$

Distance entre axes des nervures : $l_n = 0,63\text{ m}$

$0,50 \leq l_n \leq 0,80$ donc la section (en cm^2) des armatures perpendiculaires aux nervures est au moins égale à :

$$A_{\perp} \geq 0,02 \times l_n \times \frac{2160}{b_{en}}$$

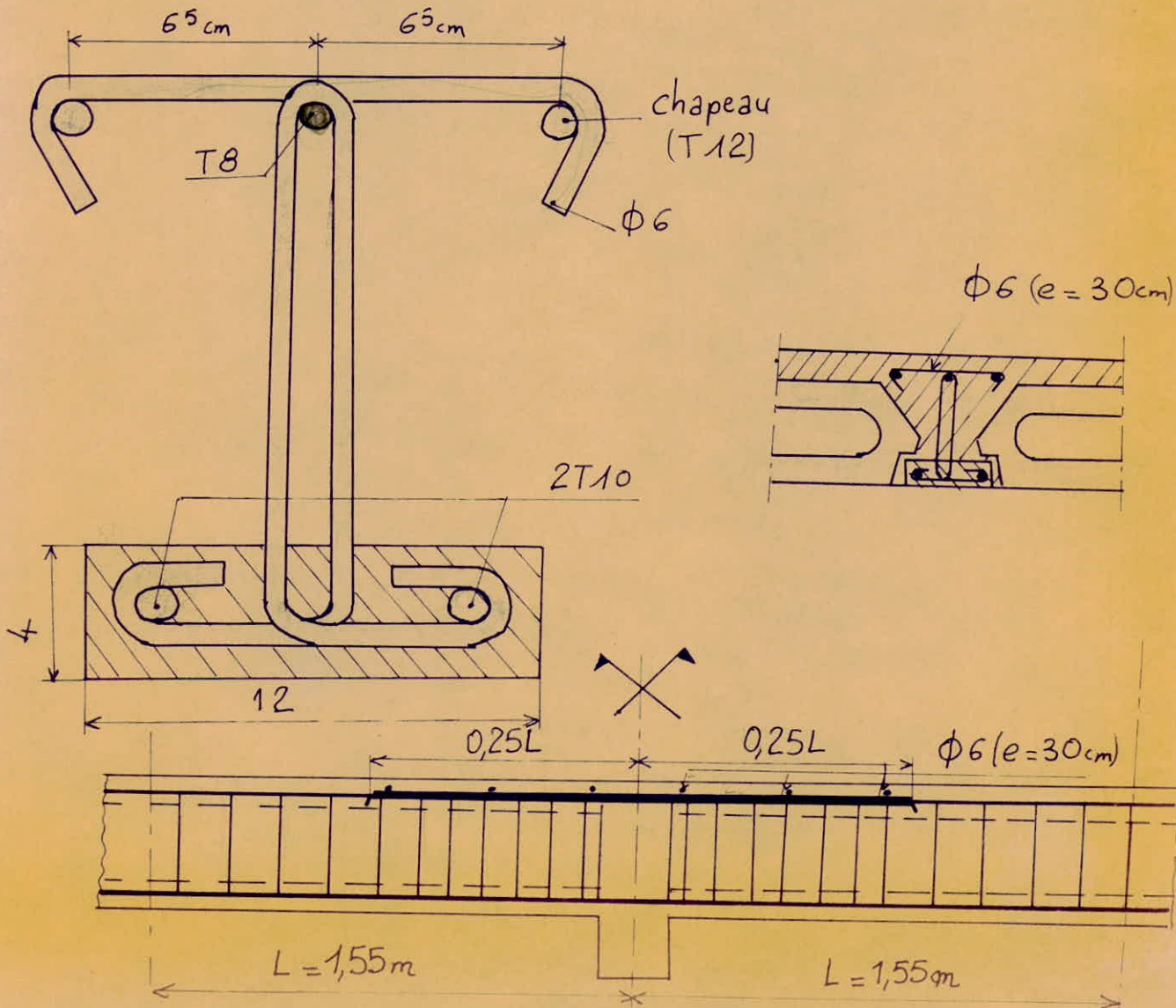
Nous optons pour un treillis soudé de fils de diamètre $\phi \leq 5\text{ mm}$

$$\Rightarrow b_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{CHARON p.42})$$

$$A_{\perp} \geq 0,02 \times 63 \times \frac{2160}{5300} = 0,514 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux nervures : $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0,26 \text{ cm}^2$

L'on prendra un treillis soudé de $\phi = 5\text{ mm}$, mailles espacées de (20×20) donc $5\phi 5$ par mètre de dalle : $A = 0,98 \text{ cm}^2$

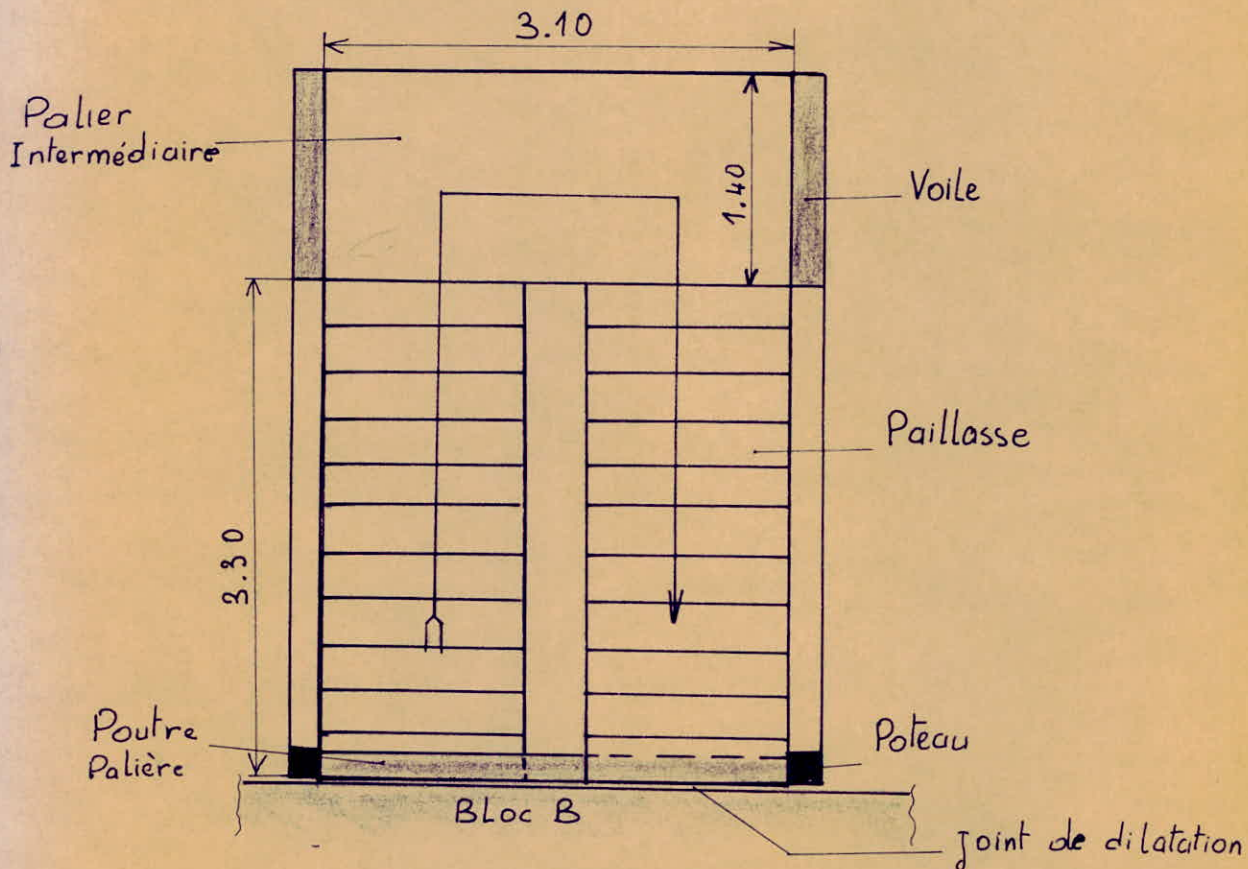


4) Escalier :

L'escalier que nous calculons est à paillasse adjacente, portant de palier à palier.

Au niveau du plancher courant, la paillasse repose sur une poutre palière qui elle-même est appuyée sur deux poteaux.

Cet escalier est séparé du bloc étudié par un joint de dilatation.



Le calcul de résistance se fera successivement pour les éléments suivants :

- a) Paillasse.
- b) Palier intermédiaire.
- c) Poutre palière

Le palier courant fait partie du plancher étage qui a été calculé pour une surcharge de 400 kg/m^2 , donc il n'est pas nécessaire de le recalculer, vu que la surcharge sur escaliers est aussi de 400 kg/m^2 .

Les dimensions des marches et contremarches vérifient la condition de BLONDÉ

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \quad (g > h)$$

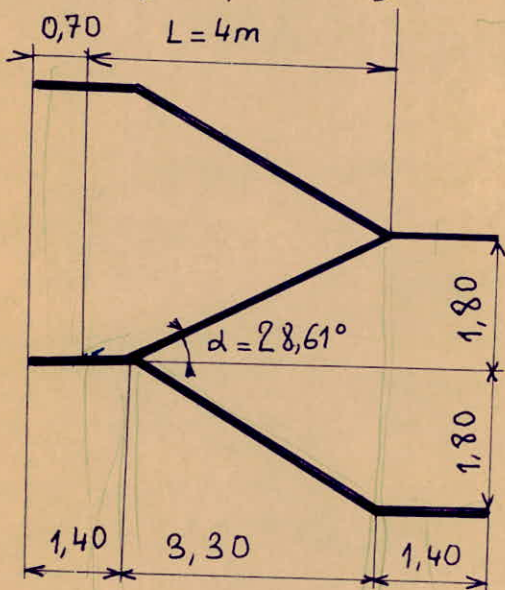
$$h = 15 \text{ cm} \quad / \quad \Rightarrow \quad g + 2h = 60 \text{ cm}$$

où : h : hauteur de la contremarche
 g : largeur d'une marche

Les marches n'interviennent pas dans la résistance.
Elles seront considérées comme charges uniformément réparties sur la paillasse.

a) Calcul de la paillasse:

Le calcul de résistance se fera pour une dalle inclinée, d'épaisseur e , semi-encastrée à ses deux extrémités.



Vu les conditions d'appui du palier intermédiaire sur les éléments porteurs (voiles), il est prudent de calculer la paillasse sur la portée L , c'est à dire paillasse semi-encastrée à la mi-palier intermédiaire.

Epaisseur paillasse:

$$L = 3,3 + \frac{1,4}{2} = 4\text{m}$$

$$\frac{\ell}{30} \leq e \leq \frac{\ell}{20} \quad (1)$$

$$\text{avec } \ell = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{400}{\cos 28,61^\circ}$$

$$\Rightarrow \ell = 455,6 \text{ cm}$$

$$15,18 \text{ cm} \leq e \leq 22,78 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse a été imposée par l'architecte: $e = 15 \text{ cm}$. Celle-ci ne vérifie pas la condition (1); d'où elle sera ferrillée en conséquence.

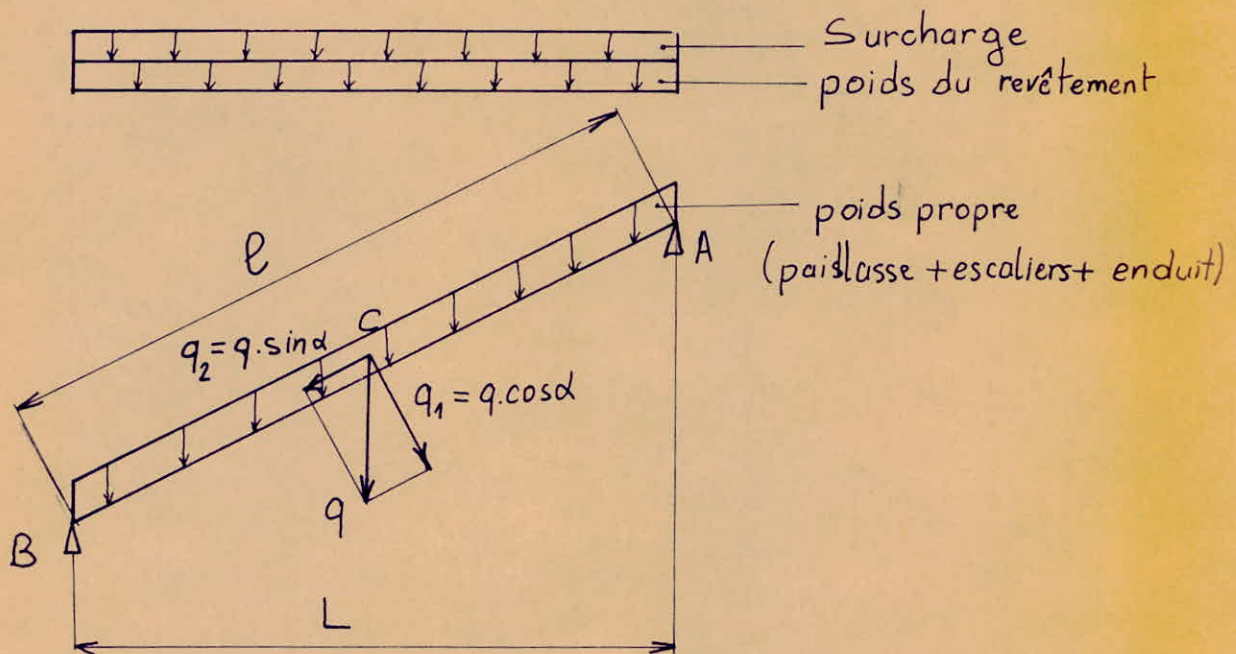
Sollicitations:

Sollicitations horizontales par m^2 de projection, et pour 1m d'embranchement.

$$\text{Poids propre: } \frac{0,15 \times 2500}{\cos \alpha} = 427,15 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Poids des marches } \frac{0,15 \times 2200}{2} = 165 \text{ kg/m}^2$$

Enduit de ciment (15mm)	=	35 kg/m ²
Granito (2cm)	=	60 kg/m ²
Surcharge d'exploitation 1,2 x 400	=	480 kg/m ²
	$q =$	1167,15 kg/m ²



Calcul des efforts:

* Moment de flexion (semi-encastrement aux deux extrémités).
 $q \cdot \cos \alpha$ fléchit la paillasse de portée l , mais $q \cdot \cos \alpha$ intéresse 1m horizontal, la charge au mètre courant incliné n'est que $q \cdot \cos^2 \alpha$.

- en travée: $M_t = \frac{q \cdot \cos^2 \alpha \cdot l^2}{10} = \frac{qL^2}{10} = \frac{1167,15 \times 4^2}{10} = 1867,44 \text{ kgm}$

- aux appuis: $M_a = \frac{q \cdot \cos^2 \alpha \cdot l^2}{20} = \frac{qL^2}{20} = \frac{1167,15 \times 4^2}{20} = 933,72 \text{ kgm/m}$

* Effort tranchant:

$$T = q \cdot \cos^2 \alpha \cdot \frac{l}{2} = \frac{qL \cos \alpha}{2} = \frac{1167,15 \times 4 \times \cos 28,61}{2} = 2049,28 \text{ kgm}$$

* Efforts normaux de compression:

- aux appuis:

- en A $N_A = 0$

- en B $N_B = q \cdot L \cdot \sin \alpha = 2.235,53 \text{ kg/ml}$

- au milieu de la paillasse en C:

$$N_c = \frac{qL \sin \alpha}{2} = 1117,76 \text{ kg/ml}$$

Détermination des Armatures:α) Armatures Appui A:

$$M_A = 0$$

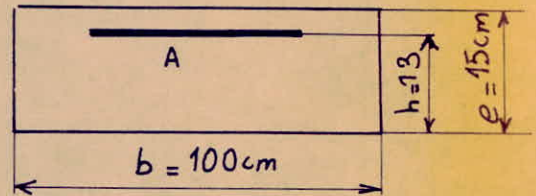
$$M_a = 933,72 \text{ kgm/ml} = 93.372 \text{ kg.cm/ml}$$

Etude en flexion simple suivant méthode CHAROT.

$$\mu = \frac{n M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0296$$

Tableau CHAROT (p 149)

$$\mu = 0,0296 \implies \left\{ \begin{array}{l} k = 52,3 \\ \varepsilon = 0,9257 \end{array} \right.$$



$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 2,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T8/ml

$$\text{soit } A = 3,01 \text{ cm}^2$$

Vérifications:* Contrainte du béton:

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{52,3} = 53,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

* Fissuration (peu nuisible) T8

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

$$\implies \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2098 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_p = \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on prend } \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifié}).$$

* Condition de non-fragilité:

$$A_{\text{min}} \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,01 \text{ cm}^2$$

} (Vérifié)

β) Armatures appui B:

$$M_B = 2235,53 \text{ kg/ml}$$

$$M_a = 93.372 \text{ kg.cm/ml}$$

Etude en flexion composée.

$$e_o = \frac{M_a}{M_B} = 41,76 \text{ cm}$$

Moyau central pour une section rectangulaire : $e = \frac{ht}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$.

$e_o > e \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Le point d'application de la force de compression se trouve en dehors de la section.

Les calculs seront faits par la méthode de P. CHARON en flexion simple, et on corrigera les aciers si nécessaire.

Vu que les sections sur appuis A et B sont identiques, et vu que les moments sont égaux, nous avons les mêmes aciers en flexion simple en B qu'en A.

C'est à dire que $A_1 = 2,77 \text{ cm}^2$.

Seulement en B, il existe un effort de compression simple : $N'_B = 2235,53 \text{ kg}$

$$A = A_1 - \frac{N'_B}{\bar{\sigma}_a} = 2,77 - \frac{2235,53}{2800} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra la même section d'acier sur l'appui B, c'est à dire 6T8/ml Soit $A = 3,01 \text{ cm}^2$

γ) Armatures en travée:

$$M_t = 1867,44 \text{ kgm/ml} = 186.744 \text{ kg.cm/ml}$$

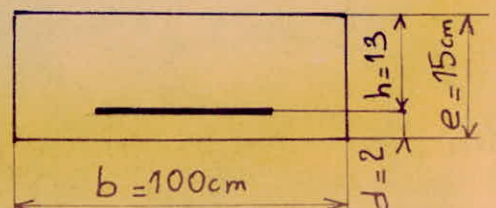
$$M_c = 1117,76 \text{ kg/ml}$$

} Section soumise à la flexion composée.

$$e_o = \frac{M_t}{M_c} = 167,07 \text{ cm} > e = \frac{ht}{6} = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0592$$

$$\mu = 0,0592 \xrightarrow{\text{Tableau CHARON}} \left\{ \begin{array}{l} k = 34,5 \\ \varepsilon = 0,8990 \end{array} \right.$$



$$A_1 = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 5,7 \text{ cm}^2 \quad (\text{flexion simple})$$

en flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_c}{\bar{\sigma}_a} = 5,7 - \frac{1117,76}{2800} = 5,3 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{\text{Soit } 6T12 / \text{ml}}} \Rightarrow A = 6,78 \text{ cm}^2$$

Vérifications:

* Contrainte béton:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{34,5} = 81,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

* Fissuration (T12)

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 2891 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \bar{\sigma}_f = \bar{\sigma}_1 = 2891 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifié).

* Condition de non-fragilité:

$$A_{\min} \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ A = 6,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{(Vérifié)}$$

[b] Palier intermédiaire:

Il sera calculé comme une dalle semi-encastree à ses deux extrémités dans le voile.

L'épaisseur du palier intermédiaire a été fixée par l'architecte: $e = 20 \text{ cm}$

Sollicitations:

Poids propre	$0,2 \times 2500$	=	500 kg/m ²
Enduit de ciment (15mm)		=	60 kg/m ²
Revêtement de Granito (2cm)		=	30 kg/m ²
			590 kg/m ²
Poids du mur SIPOREX:	$600 \times 0,25 \times 3,4$	=	510 kg/m ²

Effort Tranchant dû à la paillasse $\frac{qL \cos \alpha}{2} = \frac{1167,15 \times 4 \times \cos 28,61}{2} = 2049,3 \text{ kg}$

Surcharge d'exploitation $P = 400 \text{ kg/ml}$

Le palier sera calculé pour 1m de largeur.

$$\Rightarrow q = (590 \times 1) + 510 + 2049,3 + (1,2 \times 400 \times 1)$$

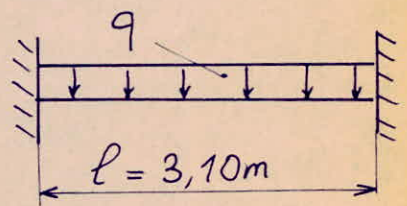
$$\underline{q = 3629,3 \text{ kg/ml}}$$

- Calcul des Efforts:

dalle semi-encastree à ses deux extrémités dans le voile.

$$M_a = \frac{qL^2}{20} = 1743,87 \text{ kgm/ml}$$

$$M_t = \frac{qL^2}{10} = 3487,75 \text{ kgm/ml}$$



* Détermination des armatures:

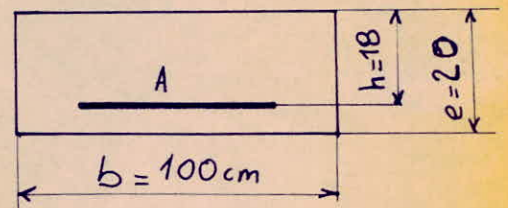
Section soumise à la flexion simple - Méthode CHAROT.

+ Armatures en travée:

$$M_t = 348.775 \text{ kgcm/ml}$$

$$\mu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0576$$

$$\mu = 0,0576 \xrightarrow{\text{Tableau CHAROT}} \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9001 \\ k = 35,1 \end{array} \right.$$



$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 7,68 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \underline{\underline{7T12/ml}} \Rightarrow A = 7,92 \text{ cm}^2$$

- Vérifications:

• Contrainte béton: $\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{35,1} = 79,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$

• Fissuration: (T12) $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 3.305 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 2.607 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

$$\bar{\sigma}_f = \bar{\sigma}_1 = 3305 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$ (Vérifié)

+ Armatures aux appuis:

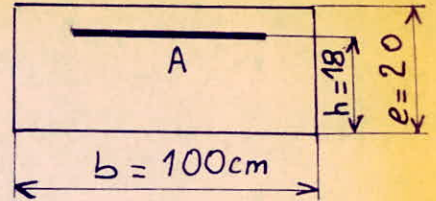
$$M_a = 174,387 \text{ kgcm/ml}$$

$$\mu = \frac{n M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0288$$

$$\mu = 0,0288 \xrightarrow{\text{tableau CHAROT}} \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9265 \\ k = 53 \end{array}$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 3,73 \text{ cm}^2$$

Soit 7 T10 / ml $\Rightarrow A = 5,49 \text{ cm}^2$



- Vérfications:

• Contrainte béton:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{53} = 52,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Fissuration: (T10)

$$\begin{array}{l} \sigma_1 = 2895 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\bar{\sigma}_f = \sigma_1 = 2895 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifié)

[c] Poutre palière (Niveau plancher courant)

Section $25 \times 25 \text{ cm}^2$

La poutre est semi-encastree à ses deux extrémités dans les poteaux.

+ Sollicitations:

$$\text{Poids propre: } 0,25 \times 0,25 \times 2500 = 156,25 \text{ kg/ml}$$

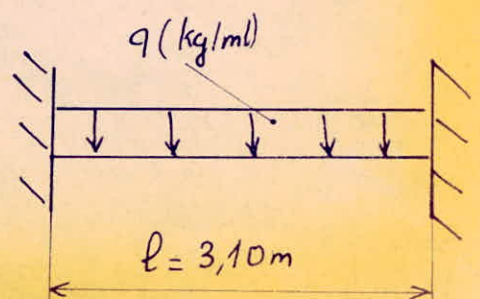
$$\text{Effort tranchant dû à la paillasse} = 2049,28 \text{ kg/ml}$$

$$q = 2.205,53 \text{ kg/ml}$$

+ Calcul des efforts:

$$\text{Moments: } M_t = \frac{q l^2}{10} = 2119,5 \text{ kgm}$$

$$M_a = \frac{q l^2}{20} = 1059,75 \text{ kgm}$$



• Efforts tranchants:

$$T = \frac{qL}{2} = 3418,57 \text{ kg}$$

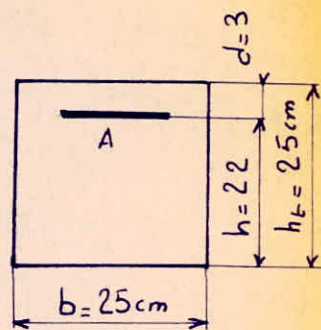
Détermination des armatures:

a) Armatures aux appuis:

$$M_a = 105.975 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{nM_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0469$$

$$\mu = 0,0469 \xrightarrow{\text{tableau CHARON}} \left\{ \begin{array}{l} k = 39,8 \\ \varepsilon = 0,9088 \end{array} \right.$$



$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1,89 \text{ cm}^2$$

⇒ On opte pour 2T14 Soit $A = 3,08 \text{ cm}^2$

Vérifications:

- Contrainte béton:

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{39,8} = 70,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Fissuration (peu nuisible; $K = 1,5 \cdot 10^6$) (T14)

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2857 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_f = \sigma_1 = 2857 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifié)

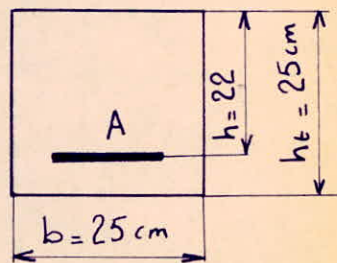
b) Armatures en travée:

$$M_t = 211.950 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0938$$

$$\mu = 0,0938 \xrightarrow{\text{tableau CHARON}} \left\{ \begin{array}{l} k = 25,8 \\ \varepsilon = 0,8774 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 3,92 \text{ cm}^2$$



On prendra 3T14 Soit $A = 4,62 \text{ cm}^2$

Vérifications:

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{25,8} = 108,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration: (T14)

$$\begin{aligned} & \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 4026 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right/ \\ \sigma_p = \sigma_1 = 4026 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ & \text{(Vérifié)} \end{aligned}$$

Armatures transversales:

$$T_{\max} = 3418,57 \text{ kg}$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{3418,57}{25 \times \frac{7}{8} \cdot 22} = 7,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \sigma'_b = 108,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \left/ \right. \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b = 17,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 7,10 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 17,23 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ On utilisera des armatures transversales droites (verticales). (BAGB art 25,12)

On emploiera des Ø6 comme armatures transversales

$$A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ brins}).$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad f_a = \text{Max} \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} ; 0,67 \right) = \text{Max}(0,866 ; 0,67) = 0,866$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,866 \times 2400 = 2078,4 \text{ kg/cm}^2$$

Ecartement des étriers:

$$t \leq \frac{A_b \cdot \bar{\sigma}_b \cdot z}{T} = \frac{0,56 \times 2078,4 \times \frac{7}{8} \times 22}{3418,57} = 6,55 \text{ cm}$$

$$t \leq 6,55 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que $t \leq \bar{E} = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right)$

$$\bar{E} = 22 \left(1 - 0,3 \times \frac{7,10}{5,9} \right) = 14,05 \text{ cm}$$

$$t = 6,55 \text{ cm} < \bar{E} = 14,05 \text{ cm}$$

L'espacement des cadres sera:

- 6 cm aux niveaux des appuis (1^{er} espacement)
- 12 cm sur le reste.

CHAPITRE III
ETUDE DE
LA STRUCTURE

A) ETUDE SISMIQUE :

1) Effets des seïsmes :

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité : $9,81 \text{ m/s}^2$.

Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut être oblique sur la verticale. On peut donc concevoir deux composantes, l'une verticale, et l'autre horizontale.

Pour le calcul des coefficients sismiques et de stabilité d'ensemble, il est permis de considérer que les charges sont ramenées au niveau des planchers.

Recommandations de conception Générale des Bâtiments (P.S 69):

On essayera toujours pour des zones sujettes aux actions sismiques de :

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments ainsi que le rapport de cette hauteur à la largeur.
- Éviter les ensembles mal équilibrés.
- Éviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Éviter les ouvertures de trop grandes dimensions.
- Prévoir si possible un sous sol rigide qui la construction dans le sol.
- Établir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer aux efforts de soulèvement.
- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction
- Réaliser des noeuds rigides ainsi qu'une bonne disposition des armatures
- Autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.
- Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres et réalisées sans crochets.

2) Calcul sismique :

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels des séismes des sollicitations statiques résultant de la combinaison de systèmes de forces fictives dont les effets sont quasiment équivalents à ceux de l'action sismique.

Les effets sismiques se composent :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (SIH)
- " " " " verticales (SIV)
- d'un système de couples de torsion d'axe vertical (ST)

Les sollicitations sismiques horizontales sont de directions quelconques, cependant les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires envisagées successivement.

Le Bloc à étudier présente une symétrie. La rigidité est uniforme dans l'ensemble d'où on a deux portiques à étudier.

- Un portique longitudinal.
- Un portique transversal.

Remarque: Dans l'évaluation des charges soumises à l'action sismique, on mettra en compte les charges permanentes et éventuellement la fraction de surcharge correspondant au plancher considéré.

Calcul des sollicitations sismiques:

Nous déterminerons d'abord les masses soumises à l'action sismique pour chaque portique.

Les règles parasismiques (P.S 69) considèrent que dans les cas de bâtiments courants, les sollicitations d'origine sismique prennent naissance à partir des charges ci-après.

- Les Charges permanentes (G)
- Le cinquième des Surcharges d'exploitation ($\frac{P}{5}$)

Les résultats pour chacun des deux portiques seront résumés dans des tableaux.

Systemes equivalents :- Forces horizontales S_{IH}:

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction Ox est égale à $\sigma_x \cdot W$

W étant le poids des charges et surcharges propres à l'élément soumises à l'action sismique.

σ_x est un coefficient sismique défini comme le produit de quatre autres coefficients :

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

- Forces verticales S_{Iv}:

Ces forces peuvent être dirigées, soit vers le haut, soit vers le bas.

L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est égale à $\pm \sigma_v \cdot W$.

σ_v est un coefficient sismique de l'élément pour la direction verticale.

- Torsion d'ensemble S_T:

Elles est à considérer quand l'élanement η d'une section plane du bâtiment dans le sens perpendiculaire aux forces (S_{IH}) considérées est supérieur à 2,5. C'est à dire que le quotient du carré de la plus grande dimension, perpendiculaire à la direction des forces par l'aire de la section est supérieur à 2,5.

Dans notre cas :

Dimensions du bâtiment ($h = 14\text{m}$, $L = 28\text{m}$, $l = 21\text{m}$).

$$\eta = \frac{L^2}{l \times L} = \frac{L}{l} = 1,33 < 2,5$$

Donc la torsion ne sera pas prise en considération dans les calculs.

Détermination des coefficients sismiques dans les directions horizontales

$$S_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

α : coefficient d'intensité : Il dépend de l'intensité nominale IM pour laquelle est demandée la protection de la construction.
Notre bâtiment est un bâtiment type qui sera implanté dans des zones de sismicités différentes.

Vu qu'une seule étude sera faite, nous nous placerons dans un cas défavorable, c'est à dire que le bâtiment sera implanté dans une zone de forte sismicité. $\alpha = 1,5$

Or notre bâtiment étant une maternité (hôpital), une marge sécuritaire de 0,5 est conseillée :

$$\text{d'où } \alpha = 1,5 + 0,5 = 2.$$

β : coefficient de réponse : Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Il dépend de :

- T , période du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- accessoirement de la nature du sol de fondation.

période T du mode fondamental de vibration.

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_x}}$$

(contreventement assuré par une ossature en B.A)

$$H = 14 \text{ m (hauteur du bâtiment)}$$

$$L = 28 \text{ m (Longueur du bâtiment, sens Longitudinal)}$$

$$l = 21 \text{ m (Largeur du bâtiment, sens transversal)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_L = 0,2381 & \text{(Sens Longitudinal)} \\ T_T = 0,2749 & \text{(Sens Transversal)} \end{cases}$$

Degré d'amortissement (PS69 art 3,112-13)

Dans notre cas on a 1

Amortissement normal.

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$$

Sens Longitudinal $T_L = 0,2381$, $\beta_L = 0,1048$

Sens Transversal $T_T = 0,2749$, $\beta_T = 0,0999$.

γ : coefficient de distribution:

Il ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière le comportement de la masse à laquelle il se rapporte (Art 143.3 PS69).

Pour les bâtiments composés d'étages, pouvant être considérés comme identiques, γ peut être exprimé en fonction du rang r du plancher compté à partir de la base.

Si n désigne le nombre de planchers:
$$\gamma(r) = \frac{3r}{2n+1}$$

Dans notre cas $n = 4$.

$n = 4$	
N°	γ_r
4	1,333
3	1,000
2	0,667
1	0,333

δ : coefficient de Fondation:

Il est indépendant des propriétés dynamiques de la construction. C'est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage (art 3, 112 - 15 PS69).

Pour un sol de consistance moyenne - semelles superficielles : $\delta = 1,15$.

d'où : $\sigma_L = \alpha \cdot \beta_L \cdot \gamma_r \cdot \delta \Rightarrow \sigma_L(r) = 0,241 \gamma_r$

$\sigma_T = \alpha \cdot \beta_T \cdot \gamma_r \cdot \delta \Rightarrow \sigma_T(r) = 0,229 \gamma_r$

Coefficient sismique dans la direction verticale:

(PS69 art 3.112-2).

Pour un élément donné de construction, le coefficient sismique vertical à prendre en compte dans les calculs de stabilité d'ensemble est égal à :

$$\sigma_v(n) = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sigma_H(n)$$

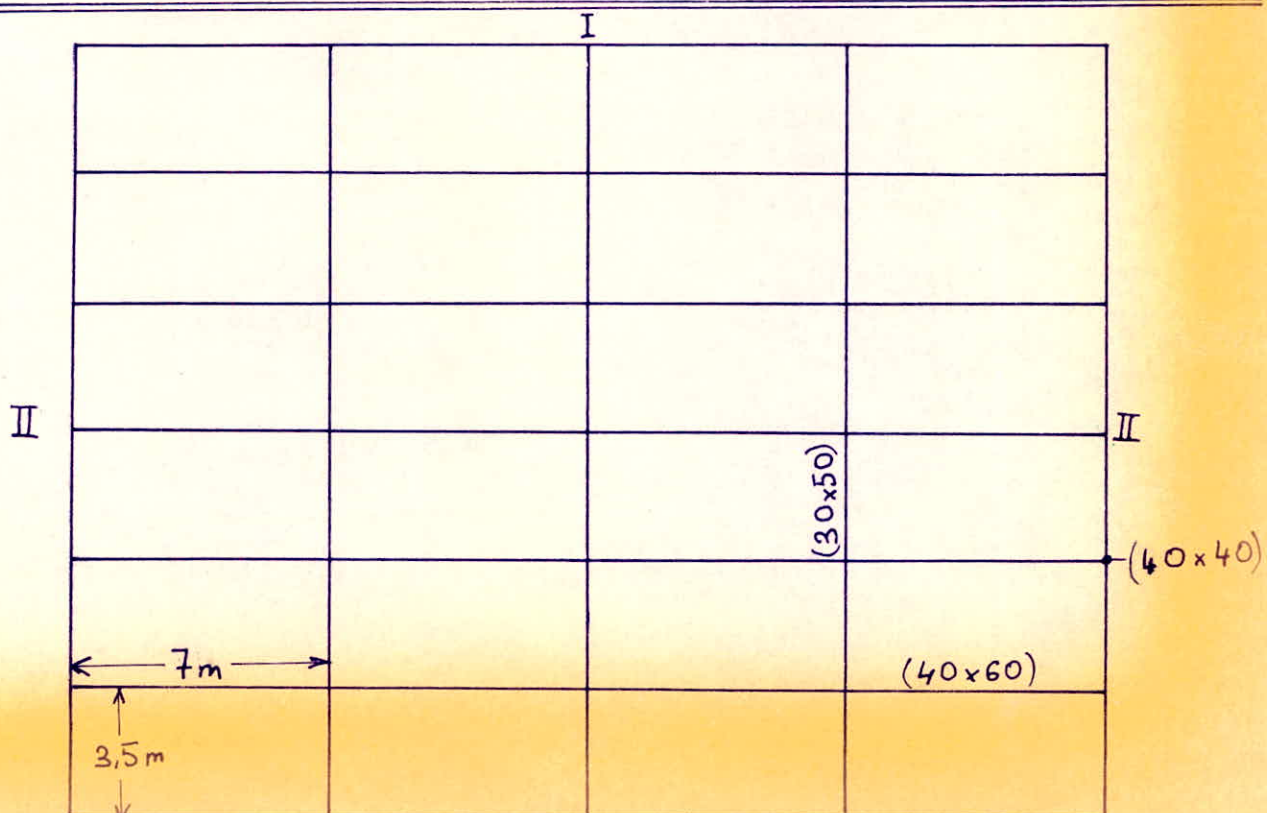
où $\sigma_H(n) = \text{Max}(\sigma_L(n), \sigma_T(n)) \Rightarrow \sigma_H(n) = \sigma_L(n)$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\sigma_v(n) = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sigma_L(n)}} \Rightarrow \sigma_v(n) = 0,170 \gamma_r$$

Tableau récapitulatif:

Niveaux	γ_r	σ_L	σ_T	σ_v
4	1,333	0,321	0,305	0,226
3	1	0,241	0,229	0,17
2	0,667	0,160	0,152	0,113
1	0,333	0,080	0,076	0,056

3) Evaluation des charges et surcharges:



Portique Transversal I-I

Portique Longitudinal II-II

* Portique transversal I-I:

Calcul de W: Poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément et soumises à l'action sismique

$$W = G + \frac{P}{5}$$

Niveau IV: $G = 625 \text{ kg/m}^2$ $P = 100 \text{ kg/m}^2$ Surface de plancher revenant au portique I-I = $7 \times 21 = 147 \text{ m}^2$

Plancher terrasse:	147×625	=	91.875	kg
Acrotère:	$2(7 \times 0,8 \times 0,15 \times 2500)$	=	4.200	kg
Poutres longitudinales:	$7(7 \times 0,4 \times 0,6 \times 2500)$	=	29.400	kg
Poutre transversale:	$21 \times 0,3 \times 0,5 \times 2500$	=	7.875	kg
$\frac{1}{2}$ Poteaux:	$7\left(\frac{1}{2} \times 3,60 \times 0,4 \times 0,4 \times 2500\right)$	=	5.040	kg

$$G = 138.390 \text{ kg} = 138,39 \text{ t}$$

Surcharge: $P = 100 \times 147 = 14.700 \text{ kg} = 14,7 \text{ t}$

$$\Rightarrow W = G + \frac{P}{5} = 138,39 + \frac{14,7}{5} = 141,33 \text{ t}$$

Niveaux courants (III et II): $G = 675 \text{ kg/m}^2$ $P = 400 \text{ kg/m}^2$

Plancher (cloisons incluses):	675×147	=	99.225	kg
Poutres longitudinales:	$7(7 \times 0,4 \times 0,6 \times 2500)$	=	29.400	kg
Poutre transversale:	$21 \times 0,3 \times 0,5 \times 2500$	=	7.875	kg
Poteaux:	$7(3,6 \times 0,4 \times 0,4 \times 2500)$	=	10.080	kg
Murs extérieurs (moins 20% baies):	$0,8(7 \times 0,2 \times 3 \times 1400) \times 2$	=	9.408	kg
Enduit murs extérieurs: (1cm de chaque côté)	$0,8(7 \times 0,02 \times 3 \times 2000) \times 2$	=	1.344	kg

$$G = 157.332 \text{ kg} = 157,332 \text{ t}$$

Surcharge: $P = 400 \times 147 = 58.800 \text{ kg} = 58,8 \text{ t}$

$$\Rightarrow W = G + \frac{P}{5} = 157,332 + \frac{58,8}{5} = 169,092 \text{ t}$$

Niveau I (Rez de chaussée):

Plancher (cloisons incluses):	675×147	=	99.225 kg
Poutres longitudinales	$7(7 \times 0,4 \times 0,6 \times 2500)$	=	29.400 kg
Poutre transversale	$21 \times 0,3 \times 0,5 \times 2500$	=	7.875 kg
Murs extérieurs (moins 20% baies)	$0,8(7 \times 0,2 \times 3 \times 1400) \times 2$	=	9.408 kg
Enduit Murs extérieurs	$0,8(7 \times 0,02 \times 3 \times 2000) \times 2$	=	1.344 kg
$\frac{1}{2}$ poteaux :	$7 \left(\frac{1}{2} \times 3,6 \times 0,4 \times 0,4 \times 2500 \right)$	=	5.040 kg

$$G = 152.292 \text{ kg} = 152,292 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge: } P = 400 \times 147 = 58.800 \text{ kg} = 58,8 \text{ t}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 164,052 \text{ t}$$

* Portique longitudinal II-II:

$$\text{Surface de plancher revenant au portique II-II} = 3,5 \times 28 = 98 \text{ m}^2$$

<u>Niveau IV:</u>	$G = 625 \text{ Kg/m}^2$	$P = 100 \text{ kg/m}^2$
Plancher terrasse:	625×98	= 61.250 kg
Acrotère:	$2(3,5 \times 0,8 \times 0,15 \times 2500)$	= 2.100 kg
Poutre longitudinale:	$28 \times 0,4 \times 0,6 \times 2500$	= 16.800 kg
Poutres transversales:	$5(3,5 \times 0,3 \times 0,5 \times 2500)$	= 6.562,5 kg
$\frac{1}{2}$ poteaux :	$5 \left(\frac{1}{2} \times 3,6 \times 0,4 \times 0,4 \times 2500 \right)$	= 3.600 kg
		$G = 90.312,5 \text{ kg} = 90,3125 \text{ t}$

$$\text{Surcharge: } P = 100 \times 98 = 9800 \text{ kg} = 9,8 \text{ t.}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 92,272 \text{ t}$$

Niveaux Courants III et II:

$$G = 102,09 \text{ t} \quad P = 39,2 \text{ t}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 109,93 \text{ t}$$

Niveau I (R.D.C)

$$G = 98,49 \text{ t} \quad P = 39,2 \text{ t}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 106,33 \text{ t.}$$

4) Evaluation des forces sismiques horizontales :

$$F_r = W_r \cdot \beta_r$$

où: F_r = force sismique au niveau de l'étage r .

Résumé :

Portiques	Niveaux	W (t)	β_T	$F_T = S I_H \beta_T W$ (t)	Répartition des Forces non cumulées	Répartition des Forces Efforts cumulés
Portique transversal I - I	IV	141,33	0,305	43,10		
	III	169,092	0,229	38,72		
	II	169,092	0,152	25,70		
	I	164,052	0,076	12,46		

Portiques	Niveaux	W (t)	β_L	$F_L = S I_H \beta_L W$ (t)	Répartition des forces non cumulées	Répartition des Forces efforts cumulés.
Portique Longitudinal II - II	IV	92,272	0,321	29,62		
	III	109,93	0,241	26,49		
	II	109,93	0,160	17,59		
	I	106,33	0,080	8,5		

5) Evaluation des forces sismiques

verticales:

$$F_v = W \cdot \sigma_v$$

F_v : Force sismique par étage.

Résumé:

Portiques	Niveaux	W(t)	σ_v	$F_v = S I_v$ (t)	$F_v = S I_v$ (t/m)	G (t/m)	P(t/m)
Transversal I - I ($L_{I-I} = 21m$)	IV	141,33	0,226	30,94 31,94	1,52	6,59	0,7
	III	169,092	0,17	28,74	1,37	7,49	2,8
	II	169,092	0,113	19,10	0,91	7,49	2,8
	I	164,052	0,056	9,186	0,44	7,25	2,8
Longitudinal II - II ($L_{II-II} = 28m$)	IV	92,272	0,226	20,85	0,74	3,22	0,35
	III	109,93	0,17	18,69	0,67	3,64	1,4
	II	109,93	0,113	12,42	0,44	3,64	1,4
	I	106,33	0,056	5,95	0,21	3,51	1,4

B) CALCUL DES EFFORTS DANS LES PORTIQUES:

(sous les charges horizontales $S I_h$)

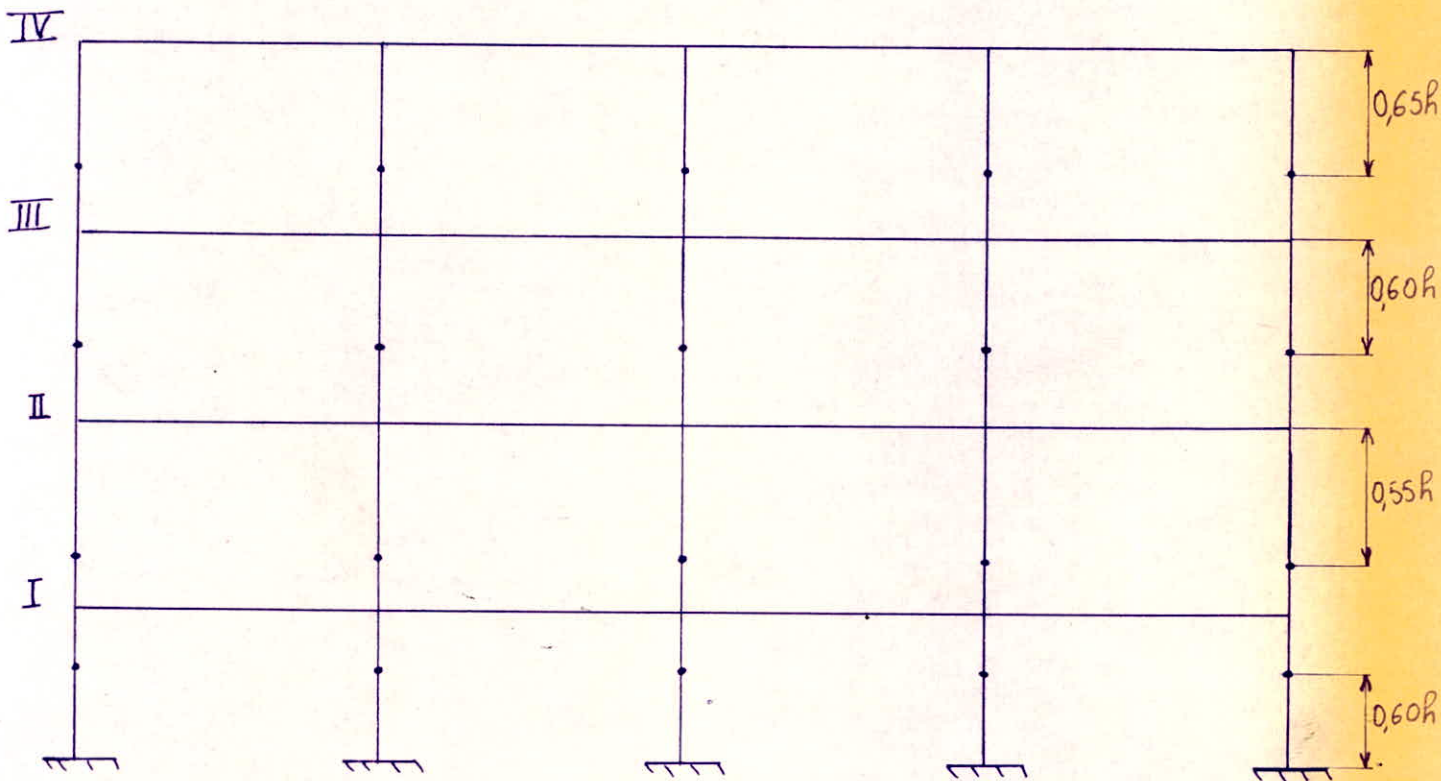
1) Exposé de la méthode de BOWMAN:

Cette méthode permet d'obtenir des résultats voisins de ceux obtenus en utilisant les méthodes exactes.

L'effort tranchant total à chacun des niveaux se partage proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux.

Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h se situent :

- au dernier niveau à $0,65h$ de la partie supérieure du poteau.
- à l'avant dernier niveau à $0,60h$ de la partie supérieure du poteau.
- au niveau immédiatement au dessous à $0,55h$ de la partie supérieure du poteau.
- à tous les autres niveaux sauf au 1^{er} niveau à $0,50h$ de la partie sup du poteau.
- au 1^{er} niveau à $0,60h$ à partir de la base du poteau.



Le partage des moments dans les barres sera effectué proportionnellement aux raideurs des barres situées à droite et à gauche du noeud considéré.

La méthode de BOWMAN donne des résultats meilleurs que ceux obtenus par la méthode qui consiste à admettre un point d'inflexion à mi-hauteur du poteau à tous les niveaux.

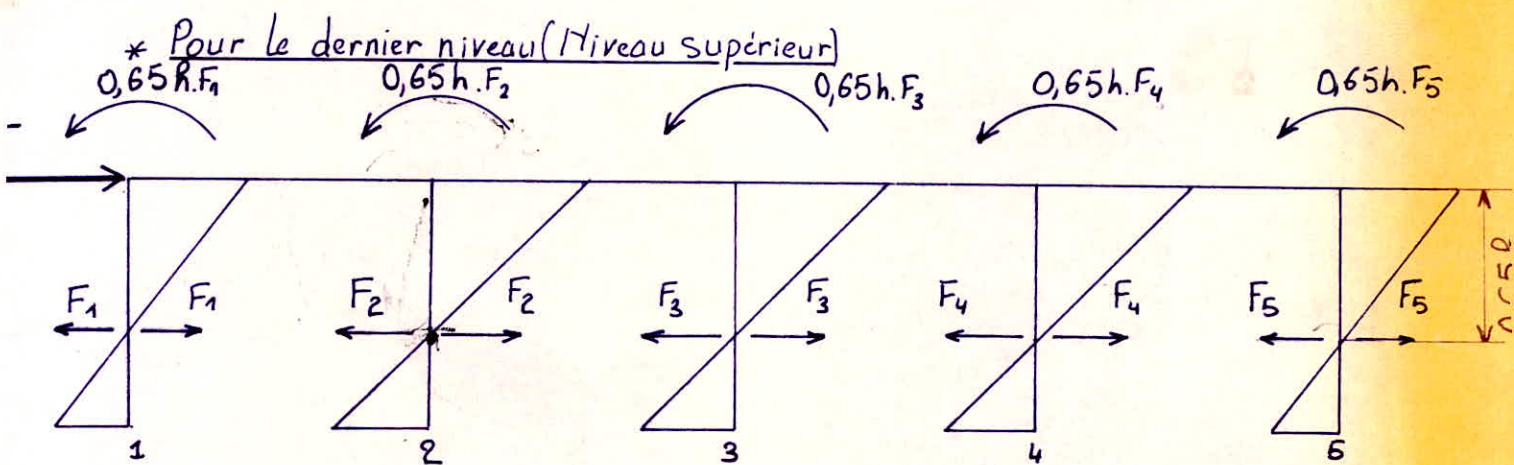
Hypothèses de Calcul (admisses par les règlements):

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur, et où les raideurs des différentes travées (rapport de l'inertie à la longueur) des poutres porteuses du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes supérieures au cinquième ($\frac{1}{5}$) de la raideur du poteau le plus raide, on admet

- que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux.

Les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8.

- que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies précédemment dans l'exposé de la méthode de BOWMAN.



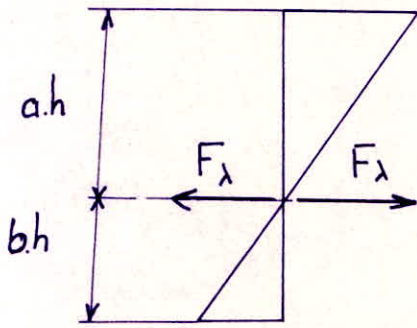
$$\text{On a: } F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$$

avec :

$$F_1 = \frac{F \times 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8 I_5} \quad (\text{Idem pour } F_5)$$

$$F_2 = \frac{F \times I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8 I_5} \quad (\text{Idem pour } F_3, F_4)$$

Pour un poteau donné du portique:



a : définissent les coefficients de BOWMAN
 $b = (1 - a)$

Moments en tête des poteaux:

$$M_\lambda = -ahF_\lambda \quad \text{avec } \lambda = 1, 2, 3, 4, 5$$

(Indice des poteaux).

Moments en pied des poteaux:

$$M_\lambda = -bhF_\lambda$$

Moments dans les travées:

Pour un noeud de rive (Noeud 1)

$$M_1 = a.h.F_1$$

Pour un noeud intermédiaire (Noeud 2)

$$M_{2g} = F_2 ah \frac{K_g}{K_g + K_d} \quad \text{(Moment à gauche du noeud 2)}$$

$$M_{2d} = F_2 ah \frac{K_d}{K_g + K_d} \quad \text{(Moment à droite du noeud 2)}$$

$$\text{avec } K_g = \frac{I_g}{L_g}, \quad K_d = \frac{I_d}{L_d}$$

Le même principe sera appliqué pour les forces F_3, F_4 , avec L_g et L_d , les portées libres des travées respectivement à gauche et à droite du noeud considéré.

* Pour un niveau Intermédiaire:

au niveau du plancher de rang i .

$$\sum_{j=0}^n F_{i+j} = F_i + F_{i+1} + \dots + F_{i+j} + \dots + F_{i+n} \quad \text{(Charges cumulées)}$$

où $(i+n)$ est le dernier plancher.

A l'étage de rang $(i+1)$, nous savons que l'effort ΣF_{i+1} crée en pied des poteaux supportant le plancher de rang $(i+1)$ des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment (après avoir fait le partage de ΣF_{i+1} suivant les Inerties des poteaux supportant le plancher de rang $(i+1)$, avec le coefficient 0,8 pour les poteaux de rive).

Soit par exemple pour le poteau 2 de l'étage $(i+1)$.

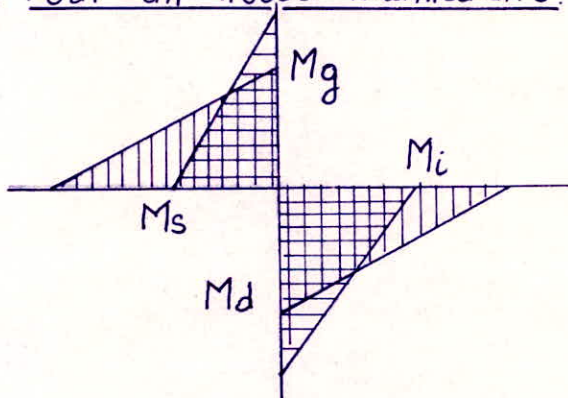
$$M_2 = -F_2 b h \quad \text{avec} \quad F_2 = \frac{(\Sigma F_{i+1}) \times I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8 I_5}$$

On opère de même en ce qui concerne l'effort ΣF_i .

Ce qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant l'étage de rang i .

Au droit d'un noeud, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce noeud en fonction de M_s et M_i obtenus respectivement, pour le poteau supérieur et le poteau inférieur, correspondant à ce noeud en écrivant :

- Pour un noeud intermédiaire:



$$M_g = -(M_s + M_i) \left(\frac{K_g}{K_g + K_d} \right)$$

$$M_d = -(M_s + M_i) \frac{K_d}{K_g + K_d}$$

- Pour un noeud de rive: M_g ou $M_d = -(M_s + M_i)$

- Pour des travées égales, d'inerties constantes, on a évidemment : $M_g = M_d = \frac{M_s + M_i}{2}$ à droite et à gauche d'un noeud intermédiaire.

Définitions:

I_g : Inertie de la travée de gauche.

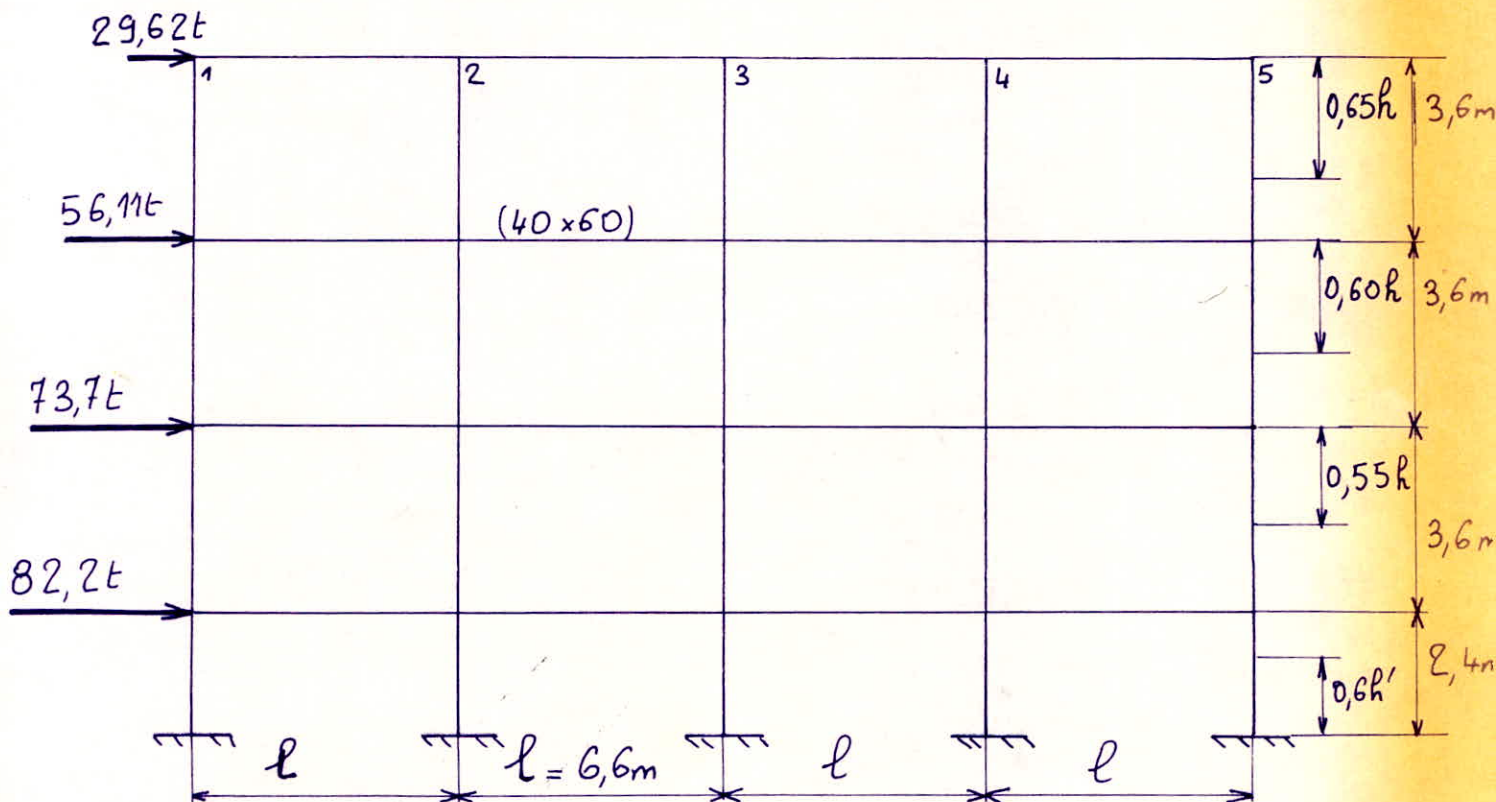
I_d : " " " " de droite.

L_g : Portée libre de la travée de gauche.

L_d : " " " " de droite.

h : hauteur entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

2) Portique dans le sens longitudinal:



$$\begin{aligned} 0,65h &= 2,34\text{m} \\ 0,60h &= 2,16\text{m} \\ 0,55h &= 1,98\text{m} \\ 0,6h' &= 1,44\text{m} \end{aligned}$$

($l = 6,6\text{m}$ portée libre entre nu d'appui)
 ($h = 3,6\text{m}$ hauteur de plancher à plancher étages courants)
 ($h' = 2,4\text{m}$ hauteur vide sanitaire)

Moments d'inertie des poteaux:

Tous les poteaux étant identiques ($40 \times 40\text{cm}^2$) $\Rightarrow I = c^{ste}$
 $0,8I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8I_5 = 4,6I$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 21,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

F: Force totale par rapport au plancher: $F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$.

$$F_1 = F_5 = \frac{0,8I \cdot F}{4,6I} = \frac{0,8}{4,6} F$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = \frac{I \cdot F}{4,6I} = \frac{F}{4,6}$$

Valeurs Numériques des forces F_1, F_2, F_3, F_4, F_5 pour tous les niveaux:

Niveau IV: $F = 29,62t$ $F_1 = F_5 = 5,15t$
 $F_2 = F_3 = F_4 = 6,43t$

Niveau III: $F = 56,11t$ $F_1 = F_5 = 9,75t$
 $F_2 = F_3 = F_4 = 12,19t$

Niveau II: $F = 73,7t$ $F_1 = F_5 = 12,81t$
 $F_2 = F_3 = F_4 = 16,02t$

Niveau I: $F = 82,2t$ $F_1 = F_5 = 14,29t$
 $F_2 = F_3 = F_4 = 17,86t$

Résumé:

Niveaux	$F_1 = F_5$ (t)	$F_2 = F_3 = F_4$ (t)	$a \cdot h$ (m)	$b \cdot h$ (m)
IV	5,15	6,43	2,34	1,26
III	9,75	12,19	2,16	1,44
II	12,81	16,02	1,98	1,62
I	14,29	17,86	0,96	1,44

Calcul des moments en tête et en pied des poteaux:

Moments en tête $M_{i\lambda} = -a h F_\lambda$ $\lambda = 1, 2, 3, 4, 5$
 Moments en pied $M_{s\lambda} = -b h F_\lambda$ (Indice des poteaux)

Niveau IV: $M_{i1} = M_{i5} = -12tm$
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = -15tm$

Niveau III: $M_{i1} = M_{i5} = -21,06tm$ $M_{s1} = M_{s5} = -6,49tm$
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = -26,33tm$ $M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = -8,10tm$

Niveau II: $M_{i1} = M_{i5} = -25,36tm$ $M_{s1} = M_{s5} = -14tm$
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = -31,71tm$ $M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = -17,55tm$

Niveau I: $M_{i1} = M_{i5} = -13,71 \text{ tm}$
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = -17,14 \text{ tm}$

$M_{s1} = M_{s5} = -20,75 \text{ tm}$
 $M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = -25,95 \text{ tm}$

Niveau Fondations:

1

$M_{s1} = M_{s5} = -20,57 \text{ tm}$
 $M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = -25,71 \text{ tm}$

Calcul des moments dans les traverses:

$$I_g = I_d = I = \frac{40 \times 60^3}{12} = 72 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$K_g = K_d = \frac{I}{l} = \frac{72 \cdot 10^4}{660} = 1091 \text{ cm}^3$$

Niveau IV: $M_{d1} = M_{g5} = 12 \text{ tm}$
 $M_{g2} = M_{d2} = M_{g3} = M_{d3} = M_{g4} = M_{d4} = 7,5 \text{ tm}$

Niveau III:

$M_{d1} = M_{g5} = 27,55 \text{ tm}$
 $M_{g2} = M_{d2} = M_{g3} = M_{d3} = M_{g4} = M_{d4} = 17,21 \text{ tm}$

Niveau II:

$M_{d1} = M_{g5} = 39,36 \text{ tm}$
 $M_{g2} = M_{d2} = M_{g3} = M_{d3} = M_{g4} = M_{d4} = 24,63 \text{ tm}$

Niveau I

$M_{d1} = M_{g5} = 34,46 \text{ tm}$
 $M_{g2} = M_{d2} = M_{g3} = M_{d3} = M_{g4} = M_{d4} = 21,54 \text{ tm}$

Tableau récapitulatif: ($\vec{S}I_H$)

Niveaux	Noeuds	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_s (t.m)	M_n (t.m)
IV	1	—	12	-12	—
	5	12	—	-12	—
	2-3-4	7,5	7,5	-15	—
III	1	—	27,55	-21,06	-6,49
	5	27,55	—	-21,06	-6,49
	2-3-4	17,21	17,21	-26,33	-8,10
II	1	—	39,36	-25,36	-14
	5	39,36	—	-25,36	-14
	2-3-4	24,63	24,63	-31,71	-17,55
I	1	—	34,46	-13,71	-20,75
	5	34,46	—	-13,71	-20,75
	2-3-4	21,54	21,54	17,14	-25,95
Fondations	1	—	—	—	-20,57
	5	—	—	—	-20,57
	2-3-4	—	—	—	-25,71

avec

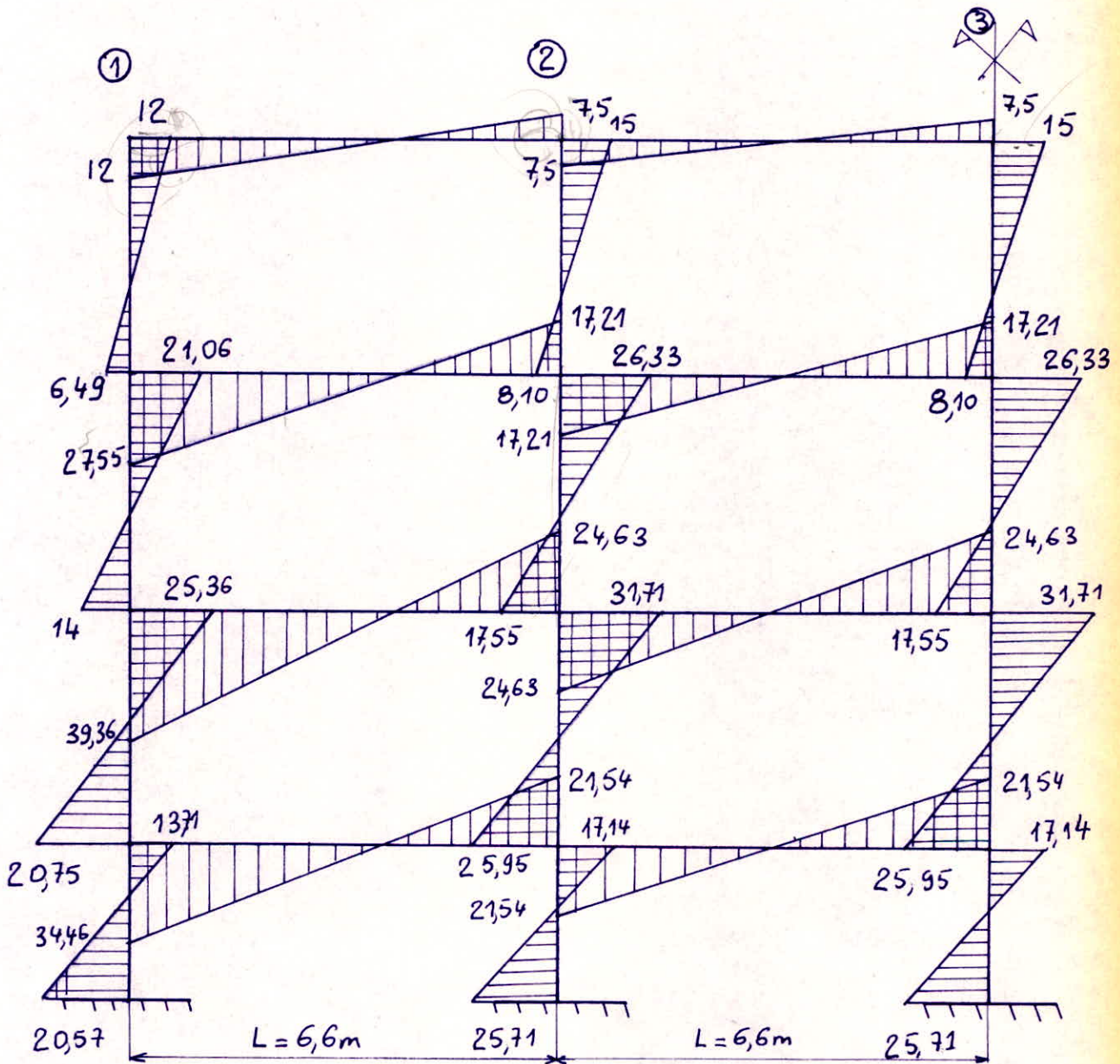
$$M_w = M_g$$

$$M_e = M_d$$

$$M_s = M_{inf}$$

$$M_n = M_{sup}$$

Diagramme des moments $\overrightarrow{S_{IH}}$



IV

III

II

I

NB:

Sous $\overleftarrow{S_{IH}}$, on aura le même diagramme des moments mais les fibres comprimées sous $\overrightarrow{S_{IH}}$ seront tendues sous $\overleftarrow{S_{IH}}$
 (Moments placés sur l'autre fibre, dans le schéma).

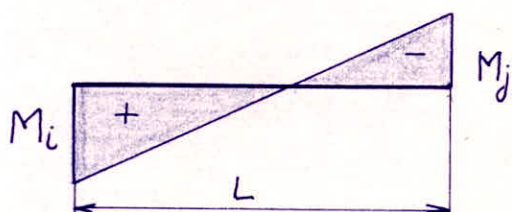
Calcul des Efforts tranchants:

Connaissant les moments aux noeuds, calculés précédemment, on peut calculer les efforts tranchants dans les traverses. On considère la traverse indépendante avec ses moments, et on détermine l'équation de M en fonction de x .

$$\text{On a : } T = \frac{dM}{dx}$$

Exemple: (Travée $i-j$)

$\overleftarrow{S I_H}$



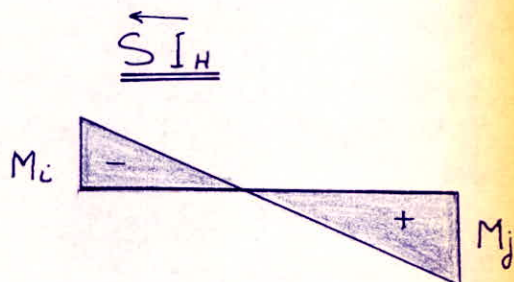
$$M(x) = a \cdot x + b \text{ (équation d'une droite)}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = b = M_i$$

$$x = L \Rightarrow M(x) = a \cdot L + M_i = -M_j$$

$$M(x) = -\frac{M_i + M_j}{L} x + M_i$$

$$T = \frac{dM}{dx} = -\frac{M_i + M_j}{L}$$

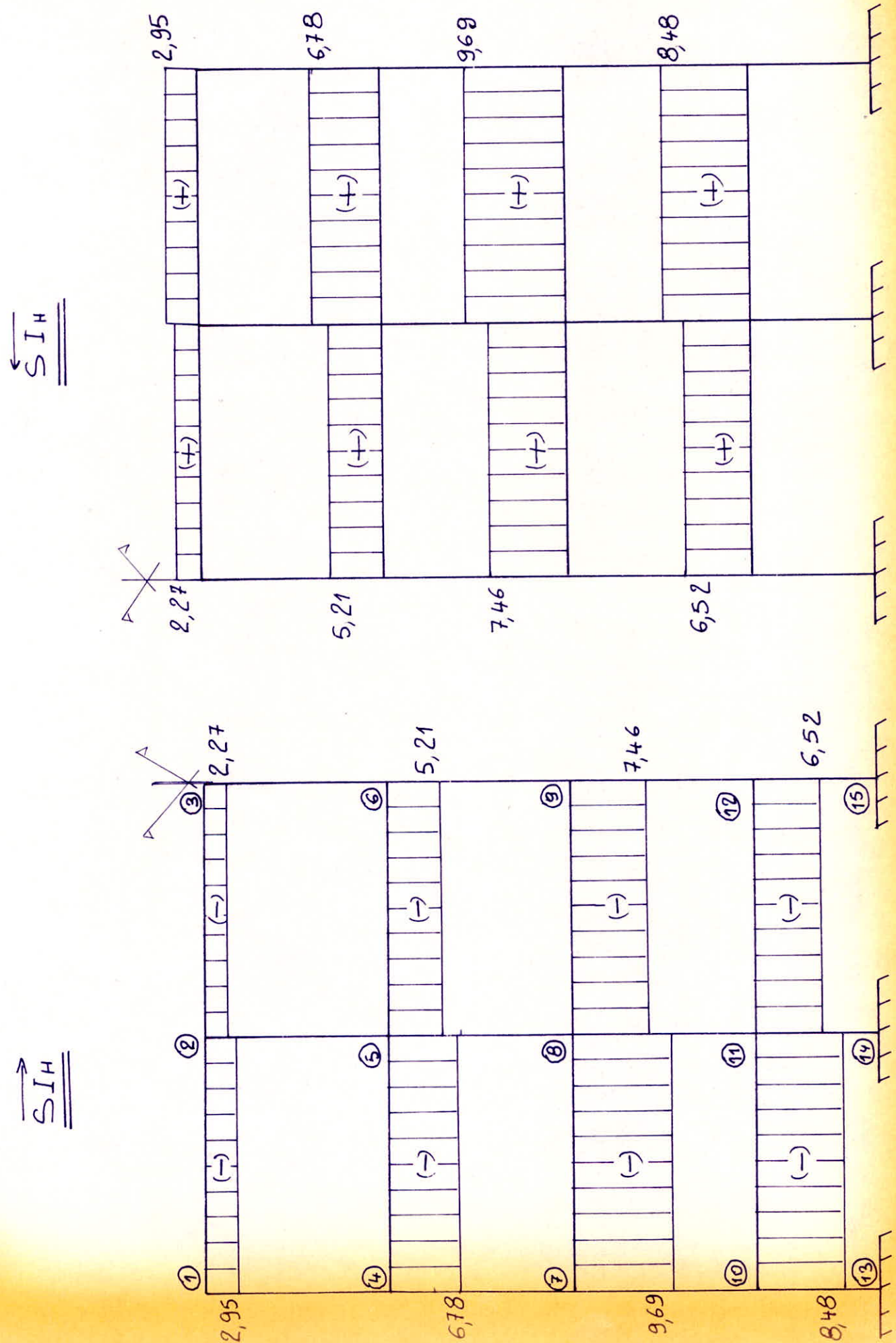


$$T = \frac{dM}{dx} = \frac{M_i + M_j}{L}$$

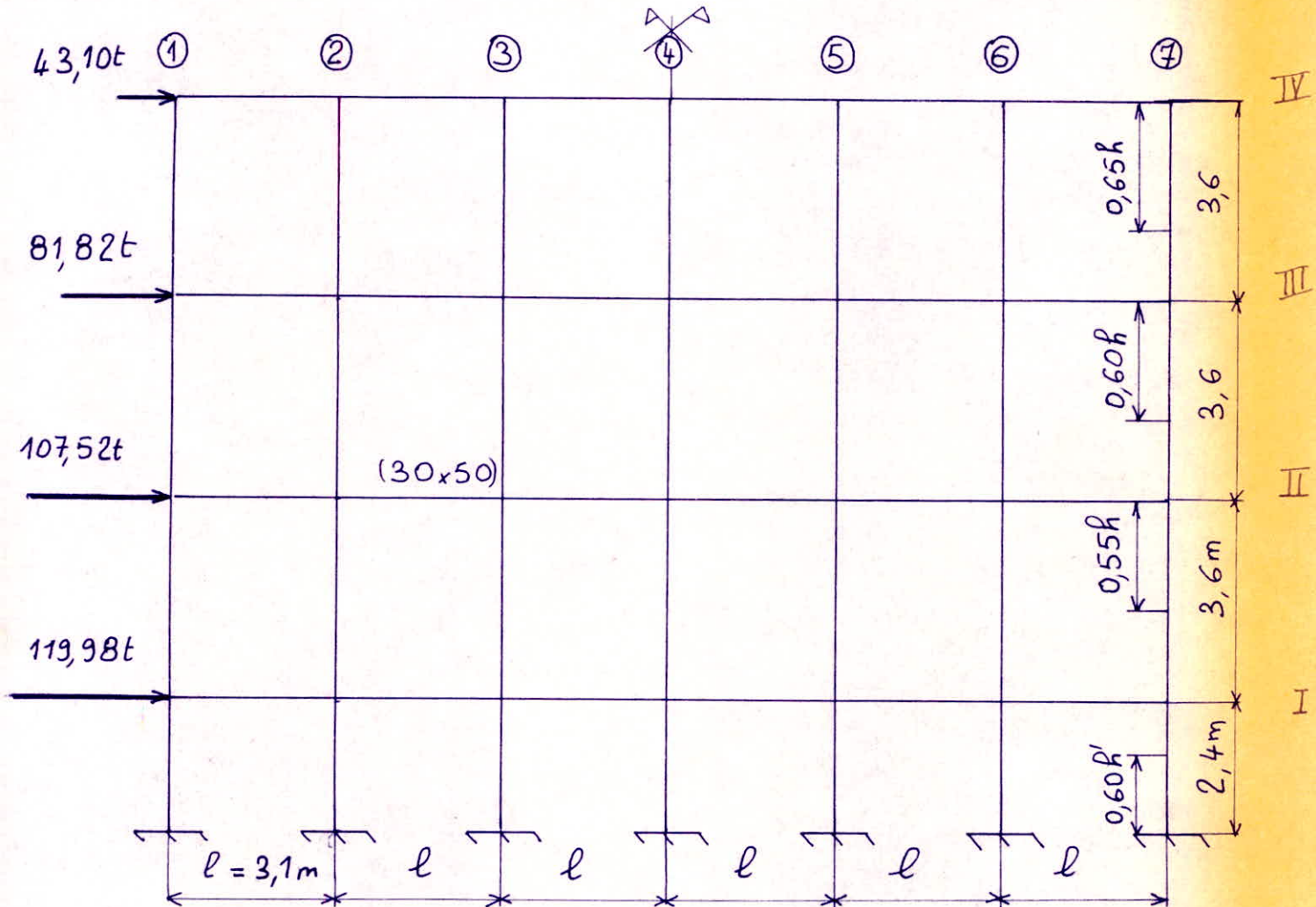
Efforts tranchants sous $\overleftarrow{S I_H}$:

Niveaux	Travées	M_e (t.m)	$M_w = M_e$ (t.m)	M_w (t.m)	$T_{\overleftarrow{S I_H}}$ (t)	$T_{\overleftarrow{S I_H}}$ (t)
IV	1-2	12	7,5	—	-2,95	2,95
	2-3	—	7,5	7,5	-2,27	2,27
III	4-5	27,55	17,21	—	-6,78	6,78
	5-6	—	17,21	17,21	-5,21	5,21
II	7-8	39,36	24,63	—	-9,69	9,69
	8-9	—	24,63	24,63	-7,46	7,46
I	10-11	34,46	21,54	—	-8,48	8,48
	11-12	—	21,54	21,54	-6,52	6,52

Diagrammes des Efforts tranchants:



3) Portique dans le sens transversal I-I:



l : distance entre nu des appuis $l = 3.10m$

$$0.65 h = 2.34m$$

$$0.60 h = 2.16m$$

$$0.55 h = 1.98m$$

$$0.60 h' = 1.44m$$

Moments d'inertie des poteaux :

Tous les poteaux étant identiques (40x40) $\Rightarrow I = c^{ste}$

$$0.8I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + I_6 + 0.8I_7 = 6.6I$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 2133.10^4 \text{ cm}^4$$

F: force totale par plancher : $F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7$

$$F_1 = F_7 = \frac{0,8I}{6,6I} \cdot F = \frac{0,8}{6,6} F$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = F_6 = \frac{I}{6,6I} \cdot F = \frac{F}{6,6}$$

Valeurs Numériques des forces $F_1, F_2, F_3, F_4, F_5, F_6, F_7$ pour tous les niveaux:

Niveau IV:

$$F = 43,10t$$

$$\left. \begin{array}{l} F_1 = F_7 = 5,22t \\ F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = F_6 = 6,53t \end{array} \right\}$$

Niveau III:

$$F = 81,82t$$

$$\left. \begin{array}{l} F_1 = F_7 = 9,91t \\ F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = F_6 = 12,4t \end{array} \right\}$$

Niveau II:

$$F = 107,52t$$

$$\left. \begin{array}{l} F_1 = F_7 = 13,03t \\ F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = F_6 = 16,29t \end{array} \right\}$$

Niveau I:

$$F = 119,98t$$

$$\left. \begin{array}{l} F_1 = F_7 = 14,54t \\ F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = F_6 = 18,17t \end{array} \right\}$$

Récapitulatif:

Niveaux	$F_1 = F_7$ (t)	$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = F_6$ (t)	a. h (m)	b. h (m)
IV	5,22	6,53	2,34	1,26
III	9,91	12,4	2,16	1,44
II	13,03	16,29	1,98	1,62
I	14,54	18,17	0,96	1,44

Calcul des moments en tête et en pied des poteaux:

$$\begin{array}{ll} \text{Moment en tête} & M_{i\lambda} = - a h F_{\lambda} \\ \text{Moment en pied} & M_{s\lambda} = - b h F_{\lambda} \end{array} \quad (\lambda = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7)$$

(\lambda: Indices des poteaux)

Niveau IV:

$$M_{i1} = M_{i7} = -12,21 \text{ tm}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = M_{i5} = M_{i6} = -15,28 \text{ tm}$$

Niveau III:

$$M_{i1} = M_{i7} = -21,4 \text{ tm}$$

$$M_{s1} = M_{s7} = -6,57 \text{ tm}$$

$$M_{i2} = \dots = M_{i6} = -26,78 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = \dots = M_{s6} = -8,22 \text{ tm}$$

Niveau II:

$$M_{i1} = M_{i7} = -25,8 \text{ tm}$$

$$M_{s1} = M_{s7} = -14,27 \text{ tm}$$

$$M_{i2} = \dots = M_{i6} = -32,25 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = \dots = M_{s6} = -17,85 \text{ tm}$$

Niveau I:

$$M_{i1} = M_{i7} = -13,95 \text{ tm}$$

$$M_{s1} = M_{s7} = -21,10 \text{ tm}$$

$$M_{i2} = \dots = M_{i6} = -17,44 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = \dots = M_{s6} = -26,39 \text{ tm}$$

Niveau Fondations:

$$M_{s1} = M_{s7} = -20,93 \text{ tm}$$

$$M_{s2} = \dots = M_{s6} = -26,16 \text{ tm}$$

Calcul des moments dans les traverses:

$$I_g = I_d = I = \frac{30 \times 50^3}{12} = 31,25 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$K_g = K_d = \frac{I}{l} = \frac{31,25 \cdot 10^4}{310} = 1008 \text{ cm}^3$$

Niveau IV: $M_{d1} = M_{g7} = 12,21 \text{ tm}$

$$M_{g2} = M_{d2} = M_{g3} = M_{d3} = M_{g4} = M_{d4} = M_{g5} = M_{d5} = M_{g6} = M_{d6} = 7,64 \text{ tm}$$

Niveau III: $M_{d1} = M_{g7} = 27,97 \text{ tm}$

$$M_{g2} = M_{d2} = \dots = M_{g6} = M_{d6} = 17,5 \text{ tm}$$

Niveau II: $M_{d1} = M_{g7} = 40,07 \text{ tm}$

$$M_{g2} = M_{d2} = \dots = M_{g6} = M_{d6} = 25,05 \text{ tm}$$

Niveau I: $M_{d1} = M_{g7} = 35,05 \text{ tm}$

$$M_{g2} = M_{d2} = \dots = M_{g6} = M_{d6} = 21,91 \text{ tm}$$

Tableau récapitulatif (\vec{S}_H): avec

$$M_w = M_g$$

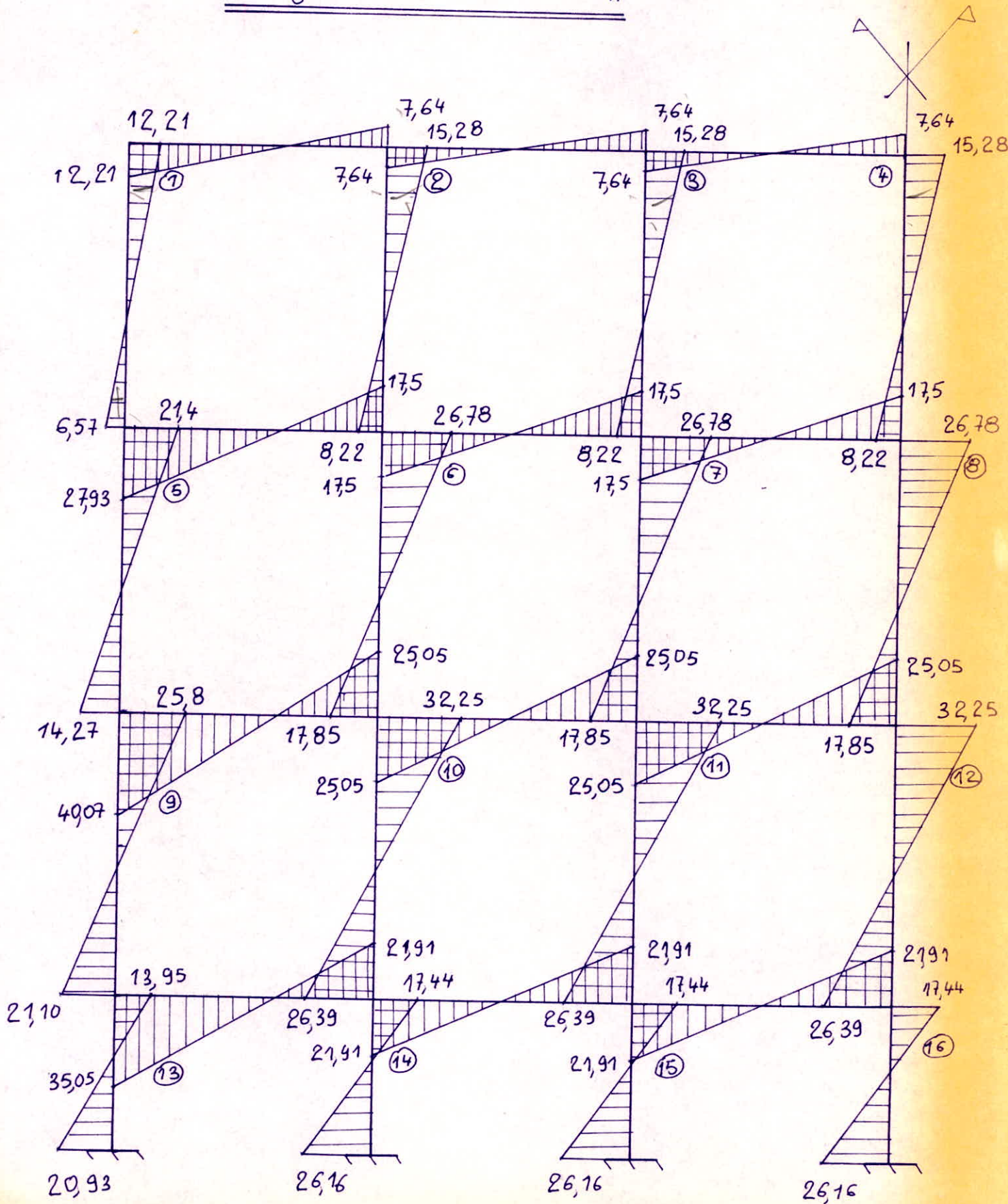
$$M_s = M_{inf}$$

$$M_e = M_d$$

$$M_n = M_{sup}$$

Niveaux	Noeuds	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_s (t.m)	M_n (t.m)
IV	1	—	12,21	-12,21	—
	7	12,21	—	-12,21	—
	2-3-4-5-6	7,64	7,64	-15,28	—
III	1	—	27,93	-21,4	-6,57
	7	27,93	—	-21,4	-6,57
	2-3-4-5-6	17,5	17,5	-26,78	-8,22
II	1	—	40,07	-25,8	-14,27
	7	40,07	—	-25,8	-14,27
	2-3-4-5-6	25,05	25,05	-32,25	-17,85
I	1	—	35,05	-13,95	-21,10
	7	35,05	—	-13,95	-21,10
	2-3-4-5-6	21,91	21,91	17,44	-26,39
Fondations.	1	—	—	—	-20,93
	7	—	—	—	-20,93
	2-3-4-5-6	—	—	—	-26,16

Diagramme des moments $\vec{S}I_H$



B: Sous $\overleftarrow{S}I_H$, on aura le même diagramme des moments, mais les fibres comprimées sous $\overrightarrow{S}I_H$ seront tendues sous $\overleftarrow{S}I_H$ (Moments placés sur l'autre fibre)

Tableau des Efforts tranchants :

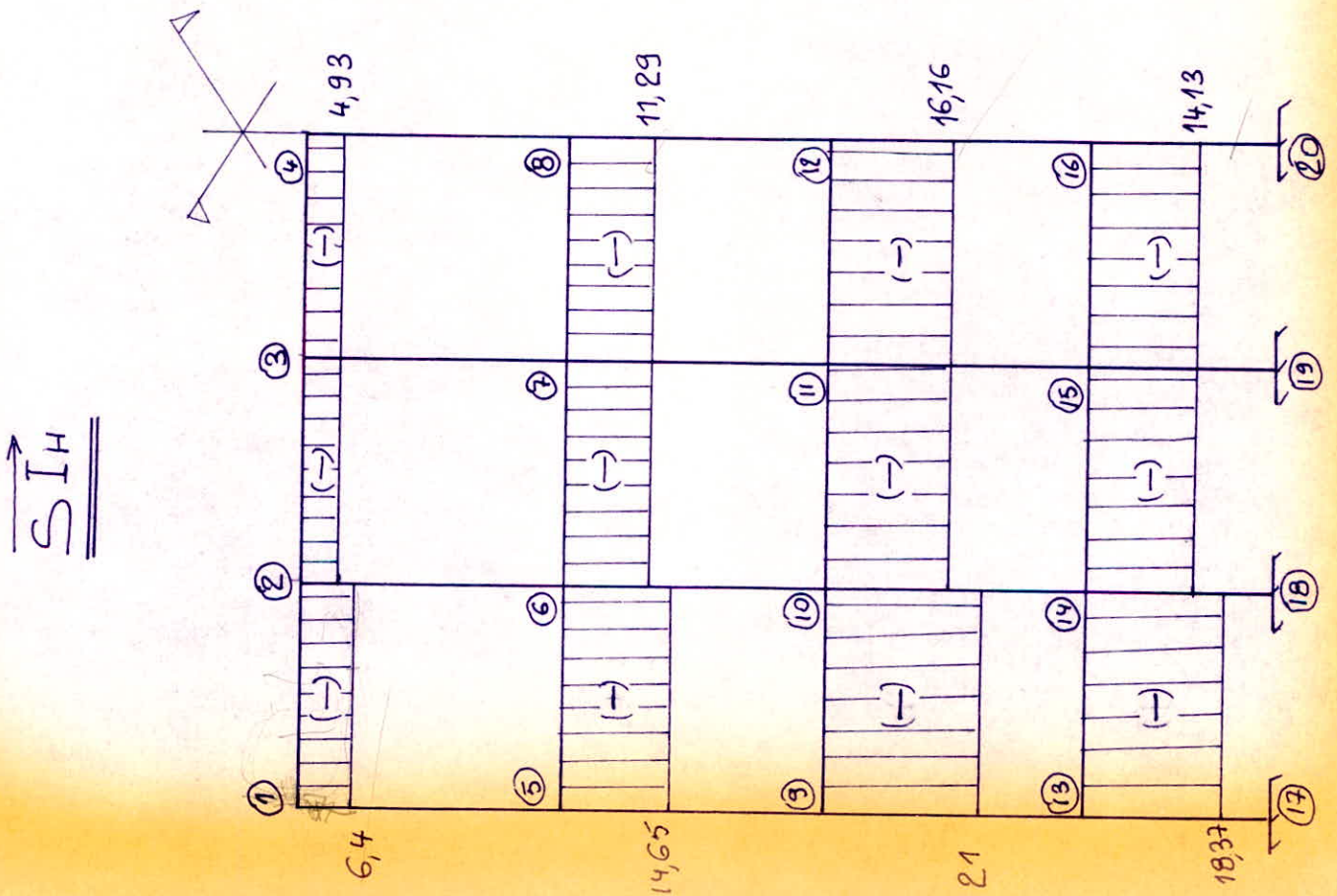
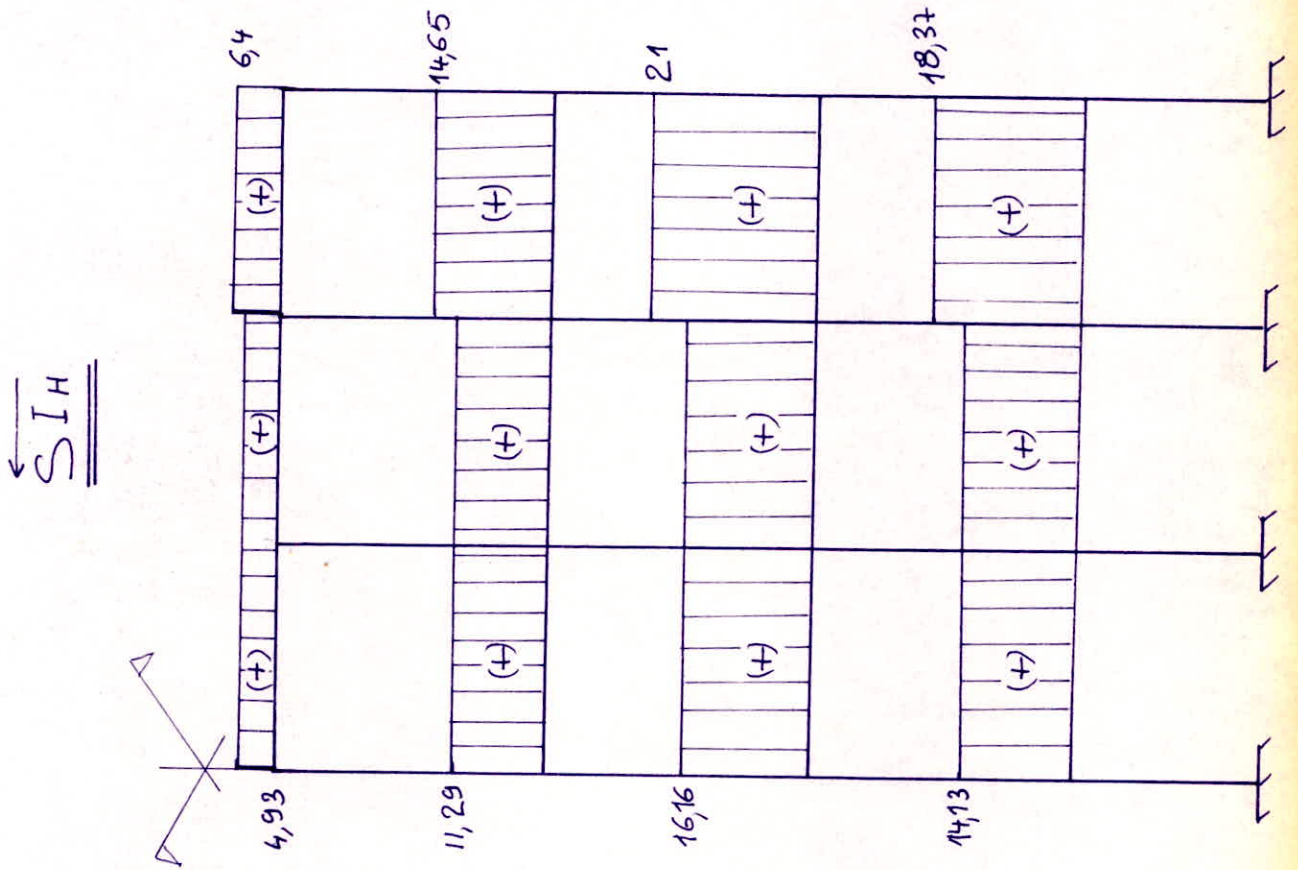
$$T_{SIH}^{\rightarrow} = - \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$T_{SIH}^{\leftarrow} = \frac{M_w + M_e}{l}$$

(avec $l = 3,10$ m)

Nouveaux	Travées	M_e (t.m)	M_w (t.m)	T_{SIH}^{\rightarrow} (t)	T_{SIH}^{\leftarrow} (t)
IV	1-2	12,21	7,64	-6,4	6,4
	2-3	7,64	7,64	-4,93	4,93
	3-4	7,64	7,64	-4,93	4,93
III	5-6	27,93	17,5	-14,65	14,65
	6-7	17,5	17,5	-11,29	11,29
	7-8	17,5	17,5	-11,29	11,29
II	9-10	40,07	25,05	-21	21
	10-11	25,05	25,05	-16,16	16,16
	11-12	25,05	25,05	-16,16	16,16
I	13-14	35,05	21,91	-18,37	18,37
	14-15	21,91	21,91	-14,13	14,13
	15-16	21,91	21,91	-14,13	14,13

Diagrammes des efforts tranchants:



C) CALCUL DES EFFORTS DANS LES PORTIQUES

(sous les charges verticales)

1) Exposé de la méthode de CAQUOT:

Le calcul du portique sous les charges verticales sera fait avec la méthode de CAQUOT, exposée en Annexe A du CCBA 68.

Les portiques constituant l'ossature du bâtiment sont soumis:

- à leur poids propre
- aux poids propres des planchers et cloisons qu'ils supportent
- aux surcharges transmises par le plancher
- ainsi qu'aux surcharges sismiques.

La sollicitation à prendre en compte pour chaque élément est la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison de:

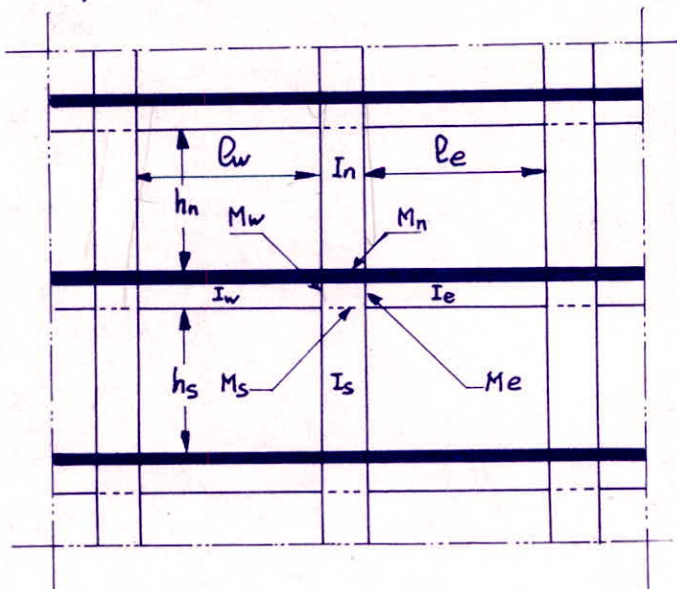
- La sollicitation normale due aux charges et surcharges.
- La sollicitation d'origine sismique (Article B1 - PS 69 page 170).

Comme précédemment, ces calculs seront faits pour un portique longitudinal, et un portique transversal.

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. La méthode exposée ci-après concerne uniquement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent (notre cas).

Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants.

Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.



On considère des travées fictives l'_w et l'_e

Pour les travées intermédiaires:

$$l'_w = 0,8 l_w$$

$$l'_e = 0,8 l_e$$

l'_w : Longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.

l'_e : Longueur fictive de la travée à droite de l'appui.

l_w : Portée libre de la travée de gauche.

l_e : Portée libre de la travée de droite.

On considère aussi des hauteurs fictives de poteaux :

$h'_n = 0,9 \cdot h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plan

$h'_n = 0,8 \cdot h_n$ pour les autres cas (h_n : hauteur libre)

$h'_s = 0,8 \cdot h_s$

Soient :

q_w : charge uniformément répartie (unité de longueur sur la travée de gauche (q_e : sur celle de droite).

Q_w : charge concentrée appliquée sur la travée gauche à la distance a_w du nu d'appui (Q_e, a_e : pour la travée de droite).

On pose: $M'_w = q_w \cdot \frac{l_w^2}{8,5} + l'_w \cdot \sum K_w \cdot Q_w$

$$M'_e = q_e \cdot \frac{l_e^2}{8,5} + l'_e \cdot \sum K_e \cdot Q_e$$

Les valeurs de K sont données (pour les poutres à sections constantes par l'échelle fonctionnelle, en fonction du rapport $\frac{a}{l'}$)

I_w, I_e, I_s, I_n désignent respectivement les moments d'inertie :
 . de la travée , de gauche , de droite
 . du poteau inférieur et du poteau supérieur.

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w}, \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e}, \quad K_s = \frac{I_s}{h'_s}, \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

$$D = K_w + K_e + K_s + K_n.$$

Les moments dans les sections dangereuses (nu d'appui) sont en valeur absolue:

- Au nu de l'appui de la travée de gauche.

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

- Au nu de l'appui de la travée de droite.

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \cdot \frac{K_e}{D}$$

- Au nu inférieur des poutres dans le poteaux inférieurs.

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

- Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur.

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs.

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

Travée de rive :

- Nœud de rive (Nœud 1)

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1} \right)$$

$$M_{s1} = \frac{K_{s1}}{D_1} (M'_{e1} - M'_{w1})$$

$$\left| \begin{array}{l} K_{w1} = 0 \\ K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} \\ K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M'_{w1} = 0 \\ K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} \end{array}$$

- Nœud voisin du nœud de rive :

La longueur l'_{w2} de la travée fictive de rive est prise égale à $\chi_1 \cdot l_{w2}$; avec χ_1 coefficient compris entre 0,8 et 1.

$$\chi_1 = 0,8 \quad \text{pour} \quad K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 \cdot K_{e1}$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 \cdot K_{e1}} \quad \text{pour} \quad K_{s1} + K_{n1} < 1,5 \cdot K_{e1}$$

• Si la travée voisine de la travée de rive est elle même travée de rive.

$$l'_{e2} = \chi_3 \cdot l_{e2}$$

$$\text{avec} \quad \chi_3 = 0,8$$

$$\text{si} \quad K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 \cdot K_{w3}$$

$$\chi_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 \cdot K_{w3}}$$

$$\text{si} \quad K_{s3} + K_{n3} < 1,5 \cdot K_{w3}$$

Les calculs des deux portiques Longitudinal et transversal seront résumés dans des tableaux.

Pour les différents cas de charges (G, P, Siv) on établira un tableau récapitulatif de toutes les caractéristiques géométriques. Nous n'avons pas de consoles, ni de charges concentrées, les formules citées ci-dessus seront donc:

$$\text{avec } Q_e = Q_w = 0$$

$$M'_w = q_w \cdot \frac{l_w^2}{8,5}$$

$$M'_e = q_e \cdot \frac{l_e^2}{8,5}$$

$$M_w = M'_e \cdot \frac{K_w}{D} + M'_w \cdot \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \cdot \frac{K_e}{D}$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} \cdot (M'_e - M'_w)$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} \cdot (M'_e - M'_w)$$

- Efforts tranchants dans les poutres:

Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues, en faisant état des moments de continuité définis précédemment.

A partir des efforts tranchants d'appui, on trace le diagramme des efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les surcharges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Dans le cas d'une seule travée, les efforts tranchants d'appui sont pris égaux à ceux de la travée indépendante de portée l , si l'ossature est symétrique et symétriquement chargée.

- Moments dans Les poteaux :

On admet que Les points de moment nul dans Les poteaux se trouvent à h_n au dessus du plancher et à h_s au-dessous du nu inférieur des poutres.

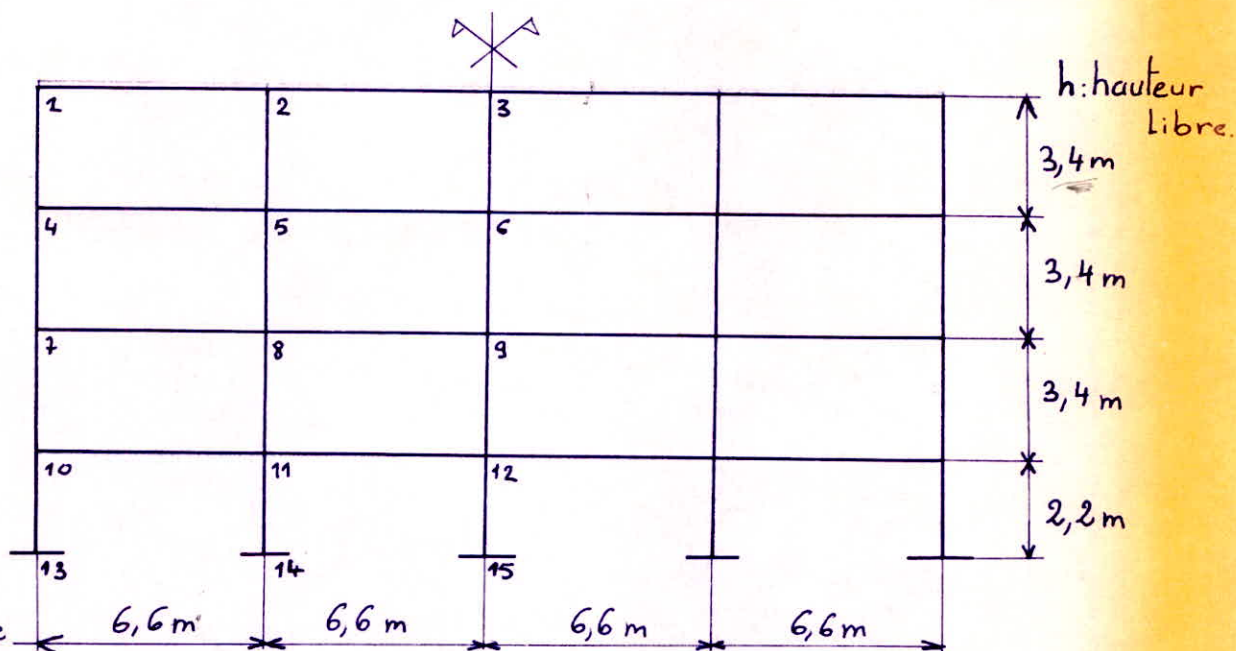
- Efforts tranchants dans Les poteaux - Efforts normaux dans Les poutres

Par simplification, on ne fait pas état, dans Les calculs, des efforts tranchants dans Les poteaux, ni des efforts normaux dans Les poutres.

2) Portique longitudinal II-II:

- Charges verticales - Résumé:

Portique	Niveaux	G (t/m)	P (t/m)	Siv (t/m)
Longitudinal II - II ($L_{II-II} = 28m$)	IV	3,22	0,35	0,74
	III	3,64	1,4	0,67
	II	3,64	1,4	0,44
	I	3,51	1,4	0,21



Longueur entre
nu des appuis.

Caractéristiques géométriques:

D'après les formules définies précédemment dans la méthode de CAQUOT, on dresse les tableaux des différents paramètres:
 $l_w, l_e, h_n, h_s; l'_w, l'_e, h'_n, h'_s; K_w, K_e, K_n, K_s; I_w, I_e, I_n, I_s$

Portique Longitudinal II - II

N.B.: Pour tous les nœuds, $K_n + K_s < 1,5 K_e \Rightarrow \chi = 0,8$

Niveaux	IV			III			II			I		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$l_w (m)$	—	6,6	6,6	—	6,6	6,6	—	6,6	6,6	—	6,6	6,6
$l_e (m)$	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6
$h_n (m)$	—	—	—	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
$h_s (m)$	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	2,2	2,2	2,2
$I_w = I_e$ (m^4)	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072
$I_n = I_s$ (m^4)	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021
$l'_w (m)$	—	5,28	5,28	—	5,28	5,28	—	5,28	5,28	—	5,28	5,28
$l'_e (m)$	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28
$h'_n (m)$	—	—	—	3,06	3,06	3,06	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72
$h'_s (m)$	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	2,72	2,72	2,72	1,76	1,76	1,76
$K_w (10^{-4})$ (m^3)	—	13,63	13,63	—	13,63	13,63	—	13,63	13,63	—	13,63	13,63
$K_e (10^{-4})$ (m^3)	13,63	13,63	13,63	13,63	13,63	13,63	13,63	13,63	13,63	13,63	13,63	13,63
$K_n (10^{-4})$ (m^3)	—	—	—	6,86	6,86	6,86	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72
$K_s (10^{-4})$ (m^3)	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	11,93	11,93	11,93
$D. (10^{-4})$ (m^3)	21,35	34,98	34,98	28,21	41,83	41,84	29,07	42,7	42,7	33,28	46,91	46,91

Moments dans les noeuds:

En utilisant les valeurs de paramètres indiquées sur le tableau, on peut déterminer les moments dans les noeuds sous les différents cas de charges verticales (G, P, Siv).

Vu que dans notre cas, nous n'avons pas de charges concentrées, les moments fictifs se réduisent à :

$$M'_w = q_w \cdot \frac{l'_w{}^2}{8,5}$$

$$M'_e = q_e \cdot \frac{l'_e{}^2}{8,5}$$

Les moments réels seront :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \cdot \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_w \cdot \frac{K_e}{D} + M'_e \cdot \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} \cdot (M'_e - M'_w)$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} \cdot (M'_e - M'_w)$$

a) Moments dans les noeuds sous les charges permanentes G (P_{II-III}):

Niveaux	Noeuds	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	3,22	—	10,56	—	3,81	—	—	3,82
	2	3,22	3,22	10,56	10,56	10,56	10,56	—	—
	3	3,22	3,22	10,56	10,56	10,56	10,56	—	—
III	4	3,64	—	11,93	—	6,16	—	2,9	3,26
	5	3,64	3,64	11,93	11,93	11,93	11,93	—	—
	6	3,64	3,64	11,93	11,93	11,93	11,93	—	—
II	7	3,64	—	11,93	—	6,33	—	3,17	3,17
	8	3,64	3,64	11,93	11,93	11,93	11,93	—	—
	9	3,64	3,64	11,93	11,93	11,93	11,93	—	—
I	10	3,51	—	11,51	—	6,79	—	2,67	4,13
	11	3,51	3,51	11,51	11,51	11,51	11,51	—	—
	12	3,51	3,51	11,51	11,51	11,51	11,51	—	—

N.B :

Dans les différents tableaux représentés, les grandeurs sont exprimées dans les unités suivantes.

- Longueurs: L en mètres.
- Charges par mètre linéaire: q en t/m .
- Moments fléchissants: M en $t.m$.
- Efforts tranchants: T en tonnes.
- Efforts normaux: N en tonnes.

b) Moments dans les noeuds sous les surcharges d'exploitation P (P_{II-II}):

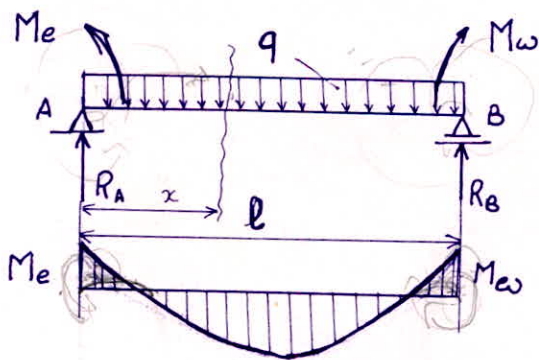
Niveaux	Noeuds	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	0,35	/	1,14	/	0,41	/	/	0,41
	2	0,35	0,35	1,14	1,14	1,14	1,14	/	/
	3	0,35	0,35	1,14	1,14	1,14	1,14	/	/
III	4	1,4	/	4,59	/	2,37	/	1,11	1,25
	5	1,4	1,4	4,59	4,59	4,59	4,59	/	/
	6	1,4	1,4	4,59	4,59	4,59	4,59	/	/
II	7	1,4	/	4,59	/	2,43	/	1,22	1,22
	8	1,4	1,4	4,59	4,59	4,59	4,59	/	/
	9	1,4	1,4	4,59	4,59	4,59	4,59	/	/
I	10	1,4	/	4,59	/	2,71	/	1,06	1,64
	11	1,4	1,4	4,59	4,59	4,59	4,59	/	/
	12	1,4	1,4	4,59	4,59	4,59	4,59	/	/

c) Moments dans les noeuds sous les charges sismiques verticales: SIV↓ (P)

Niveaux	Noeuds	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	0,74	—	2,42	—	0,87	—	—	0,87
	2	0,74	0,74	2,42	2,42	2,42	2,42	—	—
	3	0,74	0,74	2,42	2,42	2,42	2,42	—	—
III	4	0,67	—	2,19	—	1,13	—	0,53	0,66
	5	0,67	0,67	2,19	2,19	2,19	2,19	—	—
	6	0,67	0,67	2,19	2,19	2,19	2,19	—	—
II	7	0,44	—	1,44	—	0,76	—	0,38	0,38
	8	0,44	0,44	1,44	1,44	1,44	1,44	—	—
	9	0,44	0,44	1,44	1,44	1,44	1,44	—	—
I	10	0,21	—	0,69	—	0,40	—	0,16	0,25
	11	0,21	0,21	0,69	0,69	0,69	0,69	—	—
	12	0,21	0,21	0,69	0,69	0,69	0,69	—	—

Calcul des Efforts tranchants dans les poutres (P_{II-II}):

On connaît les moments de continuité aux appuis, déterminés précédemment par la méthode CAQUOT ; on peut calculer l'effort tranchant aux appuis.



$$T = R_A - q \cdot x$$

$R_A ?$

$$\sum M_{ts/B} = R_A \cdot l - M_e + M_w - \frac{q l^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{q l^2}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T = \frac{q l^2}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - q \cdot x$$

$$l = 6,6m$$

$$T_{(x=0)} = \frac{q l^2}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_{(x=l)} = \frac{M_e - M_w}{l} - \frac{q l}{2}$$

d) Efforts tranchants sous les charges Permanentes G ($l = 6,6m * P_{II-II}$)

Niveaux	travées	q	M_e	M_w	$T(x=0)$	$T(x=l)$
IV	1-2	3,22	3,81	10,56	9,6	-11,64
	2-3	3,22	10,56	10,56	10,62	-10,62
III	4-5	3,64	6,16	11,93	11,12	-12,87
	5-6	3,64	11,93	11,93	12	-12
II	7-8	3,64	6,33	11,93	11,15	-12,85
	8-9	3,64	11,93	11,93	12	-12
I	10-11	3,51	6,79	11,51	10,86	-12,3
	11-12	3,51	11,51	11,51	11,58	-11,58

e) Efforts tranchants sous les surcharges d'exploitation P (P_{II-II})

Niveaux	travées	q	M_e	M_w	$T(x=0)$	$T(x=l)$
IV	1-2	0,35	0,41	1,14	1,04	-1,26
	2-3	0,35	1,14	1,14	1,15	-1,15
III	4-5	1,4	2,37	4,59	4,28	-4,95
	5-6	1,4	4,59	4,59	4,62	-4,62
II	7-8	1,4	2,43	4,59	4,29	-4,94
	8-9	1,4	4,59	4,59	4,62	-4,62
I	10-11	1,4	2,71	4,59	4,33	-4,90
	11-12	1,4	4,59	4,59	4,62	-4,62

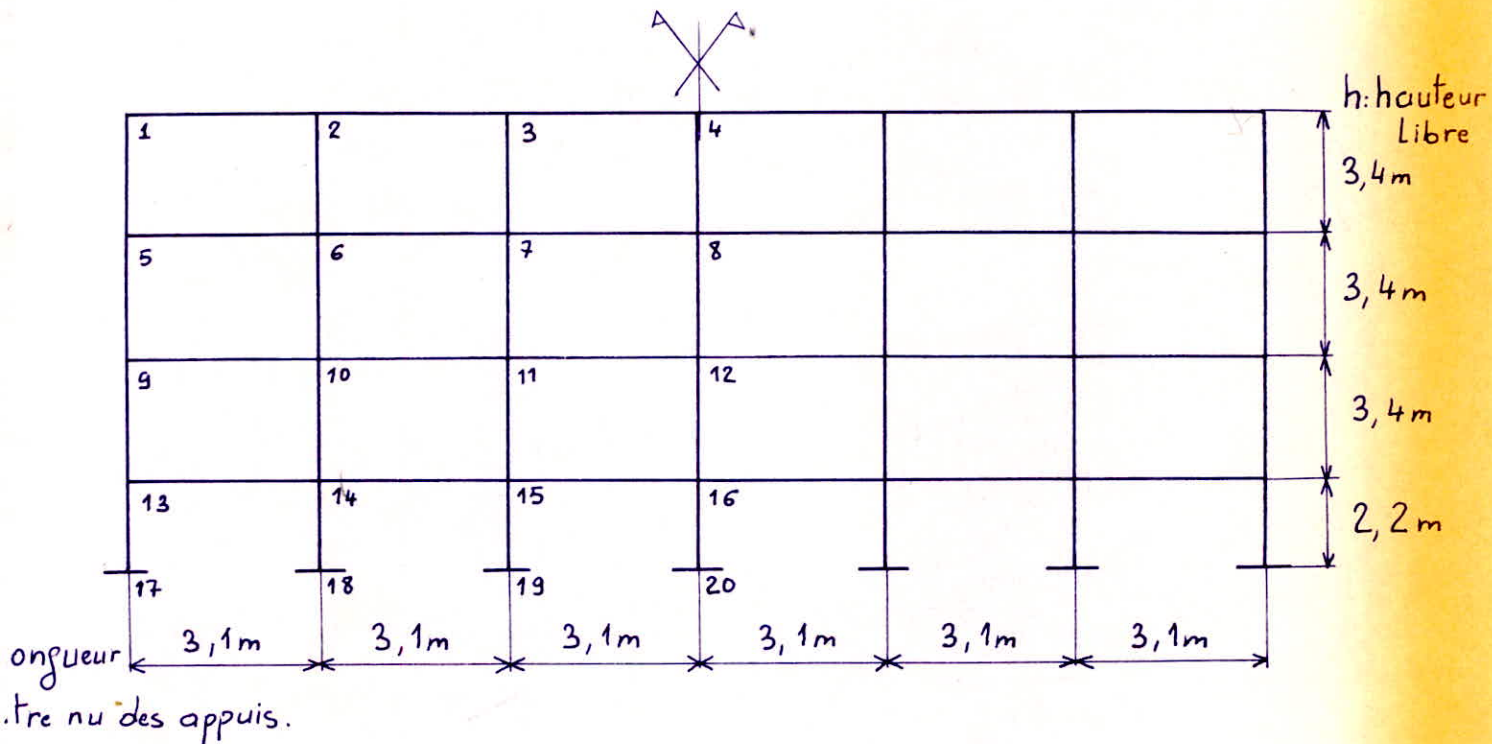
f) Efforts tranchants sous les charges SIV ↓ $P(II-II)$

Niveaux	travées	q	M_e	M_w	$T(x=0)$	$T(x=l)$
IV	1-2	0,74	0,87	2,42	2,2	-2,67
	2-3	0,74	2,42	2,42	2,44	-2,44
III	4-5	0,67	1,13	2,19	2,05	-2,37
	5-6	0,67	2,19	2,19	2,21	-2,21
II	7-8	0,44	0,76	1,44	1,34	-1,51
	8-9	0,44	1,44	1,44	1,45	-1,45
I	10-11	0,21	0,40	0,69	0,64	-0,73
	11-12	0,21	0,69	0,69	0,69	-0,69

3) Portique transversal I-I:

Charges verticales - Résumé -

Portique	Niveaux	G (t/m)	P (t/m)	SI _v (t/m)
transversal I - I (l _{I-I} = 21m)	IV	6,59	0,7	1,52
	III	7,49	2,8	1,37
	II	7,49	2,8	0,91
	I	7,25	2,8	0,44



Niveaux	IV				III				II				I			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
l_w	/	3,1	3,1	3,1	/	3,1	3,1	3,1	/	3,1	3,1	3,1	/	3,1	3,1	3,1
l_e	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
h_n	/	/	/	/	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
h_s	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	2,2	2,2	2,2	2,2
$I_w = I_e$	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031
$I_n = I_s$	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021
l'_w	/	2,48	2,48	2,48	/	2,48	2,48	2,48	/	2,48	2,48	2,48	/	2,45	2,48	2,48
l'_e	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48
h'_n	/	/	/	/	3,06	3,06	3,06	3,06	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72
h'_s	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	2,72	1,76	1,76	1,76	1,76
$K_w (10^{-4})$	/	12,5	12,5	12,5	/	12,5	12,5	12,5	/	12,5	12,5	12,5	/	12,65	12,5	12,5
$K_e (10^{-4})$	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
$K_n (10^{-4})$	/	/	/	/	6,86	6,86	6,86	6,86	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72
$K_s (10^{-4})$	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	7,72	11,93	11,93	11,93	11,93
$D. (10^{-4})$	20,22	32,72	32,72	32,72	27,08	39,58	39,58	39,58	27,94	40,44	40,44	40,44	32,15	44,8	44,65	44,65

a) Moments dans les noeuds sous les charges permanentes G (P_{I-I}):

Niveaux	Noeuds	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	6,59	/	4,77	/	1,82	/	/	1,82
	2	6,59	6,59	4,77	4,77	4,77	4,77	/	/
	3	6,59	6,59	4,77	4,77	4,77	4,77	/	/
	4	6,59	6,59	4,77	4,77	4,77	4,77	/	/
III	5	7,49	/	5,42	/	2,92	/	1,37	1,54
	6	7,49	7,49	5,42	5,42	5,42	5,42	/	/
	7	7,49	7,49	5,42	5,42	5,42	5,42	/	/
	8	7,49	7,49	5,42	5,42	5,42	5,42	/	/
II	9	7,49	/	5,42	/	3	/	1,49	1,49
	10	7,49	7,49	5,42	5,42	5,42	5,42	/	/
	11	7,49	7,49	5,42	5,42	5,42	5,42	/	/
	12	7,49	7,49	5,42	5,42	5,42	5,42	/	/
I	13	7,25	/	5,24	/	3,2	/	1,26	1,94
	14	7,25	7,25	5,24	5,12	5,2	5,15	0,02	0,032
	15	7,25	7,25	5,24	5,24	5,24	5,24	/	/
	16	7,25	7,25	5,24	5,24	5,24	5,24	/	/

b) Moments dans les noeuds sous les surcharges d'exploitation P (P_{I-I}):

Niveaux	Noeuds	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	0,7	/	0,5	/	0,19	/	/	0,19
	2	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	/	/
	3	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	/	/
	4	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	/	/
III	5	2,8	/	2,02	/	1,08	/	0,51	0,57
	6	2,8	2,8	2,02	2,02	2,02	2,02	/	/
	7	2,8	2,8	2,02	2,02	2,02	2,02	/	/
	8	2,8	2,8	2,02	2,02	2,02	2,02	/	/
II	9	2,8	/	2,02	/	1,11	/	0,56	0,56
	10	2,8	2,8	2,02	2,02	2,02	2,02	/	/
	11	2,8	2,8	2,02	2,02	2,02	2,02	/	/
	12	2,8	2,8	2,02	2,02	2,02	2,02	/	/
I	13	2,8	/	2,02	/	1,23	/	0,48	0,75
	14	2,8	2,8	2,02	1,98	2,01	1,99	0,007	0,01
	15	2,8	2,8	2,02	2,02	2,02	2,02	/	/
	16	2,8	2,8	2,02	2,02	2,02	2,02	/	/

c) Moments dans les noeuds sous les charges sismiques S_{IV} (P_{I-IV})

Niveaux	Noeuds	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	1,52	/	1,1	/	0,42	/	/	0,42
	2	1,52	1,52	1,1	1,1	1,1	1,1	/	/
	3	1,52	1,52	1,1	1,1	1,1	1,1	/	/
	4	1,52	1,52	1,1	1,1	1,1	1,1	/	/
III	5	1,37	/	0,99	/	0,53	/	0,25	0,28
	6	1,37	1,37	0,99	0,99	0,99	0,99	/	/
	7	1,37	1,37	0,99	0,99	0,99	0,99	/	/
	8	1,37	1,37	0,99	0,99	0,99	0,99	/	/
II	9	0,91	/	0,66	/	0,36	/	0,18	0,18
	10	0,91	0,91	0,66	0,66	0,66	0,66	/	/
	11	0,91	0,91	0,66	0,66	0,66	0,66	/	/
	12	0,91	0,91	0,66	0,66	0,66	0,66	/	/
I	13	0,44	/	0,32	/	0,19	/	0,077	0,12
	14	0,44	0,44	0,32	0,31	0,32	0,31	0,0017	0,0027
	15	0,44	0,44	0,32	0,32	0,32	0,32	/	/
	16	0,44	0,44	0,32	0,32	0,32	0,32	/	/

Calcul des efforts tranchants dans les poutres (P_{I-IV}):

$$T(x=0) = \frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T(x=l) = \frac{M_e - M_w}{l} - \frac{qL}{2}$$

d) Efforts tranchants sous les charges Permanentes G ($l=3,10m * P_{L-I}$)

Niveaux	travées	q	M_e	M_w	$T(x=0)$	$T(x=l)$
IV	1-2	6,59	1,82	4,77	9,26	-11,16
	2-3	6,59	4,77	4,77	10,21	-10,21
	3-4	6,59	4,77	4,77	10,21	-10,21
III	5-6	7,49	2,92	5,42	10,80	-12,41
	6-7	7,49	5,42	5,42	11,61	-11,61
	7-8	7,49	5,42	5,42	11,61	-11,61
II	9-10	7,49	3	5,42	10,83	-12,39
	10-11	7,49	5,42	5,42	11,61	-11,61
	11-12	7,49	5,42	5,42	11,61	-11,61
I	13-14	7,25	3,2	5,15	10,60	-11,86
	14-15	7,25	5,2	5,24	11,22	-11,24
	15-16	7,25	5,24	5,24	11,23	-11,23

e) Efforts tranchants sous les surcharges d'exploitation P (P_{L-I})

Niveaux	travées	q	M_e	M_w	$T(x=0)$	$T(x=l)$
IV	1-2	0,7	0,19	0,5	0,98	-1,18
	2-3	0,7	0,5	0,5	1,08	-1,08
	3-4	0,7	0,5	0,5	1,08	-1,08
III	5-6	2,8	1,08	2,02	4,03	-4,64
	6-7	2,8	2,02	2,02	4,34	-4,34
	7-8	2,8	2,02	2,02	4,34	-4,34
II	9-10	2,8	1,11	2,02	4,04	-4,63
	10-11	2,8	2,02	2,02	4,34	-4,34
	11-12	2,8	2,02	2,02	4,34	-4,34
I	13-14	2,8	1,23	1,99	4,09	-4,58
	14-15	2,8	2,01	2,02	4,33	-4,34
	15-16	2,8	2,02	2,02	4,34	-4,34

f) Efforts tranchants sous les charges sismiques SIV↓ (P_{I-I})

Niveaux	travées	q	Me	M _w	T(x=0)	T(x=l)
IV	1-2	1,52	0,42	1,1	2,13	-2,57
	2-3	1,52	1,1	1,1	2,35	-2,35
	3-4	1,52	1,1	1,1	2,35	-2,35
III	5-6	1,37	0,53	0,99	1,97	-2,27
	6-7	1,37	0,99	0,99	2,12	-2,12
	7-8	1,37	0,99	0,99	2,12	-2,12
II	9-10	0,91	0,36	0,66	1,31	-1,5
	10-11	0,91	0,66	0,66	1,41	-1,41
	11-12	0,91	0,66	0,66	1,41	-1,41
I	13-14	0,44	0,19	0,31	0,64	-0,72
	14-15	0,44	0,32	0,32	0,68	-0,68
	15-16	0,44	0,32	0,32	0,68	-0,68

CHAPITRE IV
EVALUATION DES
EFFORTS (M,N,T)
SOUS LES DIFFENTES
SOLLICITATIONS

Sollicitations à prendre en compte:

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées ci-dessous. Soient:

- G: la sollicitation due à la charge permanente.
- P: " " " aux surcharges d'exploitation.
- V: " " " " " climatiques normales.
- W: " " " " " climatiques extrêmes.
- T: " " " aux effets du retrait et de la température.
- SI: " " " aux séismes.

Sollicitations pondérées du 1^{er} genre:

$$S_1 = G + 1,2P + T$$

$$S'_1 = G + P + V + T$$

Sollicitations totales pondérées du 2nd genre:

$$S_2 = G + 1,5P + 1,5V + T$$

$$S'_2 = G + P + \gamma_w W + T$$

$$S''_2 = G + P + T + SI$$

* Les C.C.B.A 68 prescrivent que la distance entre joints de dilatation doit être de 25m dans les régions sèches ou à forte opposition de température.

- de 50m dans les régions humides et tempérées.

Notre Bloc faisant (21 x 28)m, pour toute implantation du bâtiment dans le nord du pays, nous ne tiendrons pas compte de l'effet de la température et du retrait.

Par contre, pour toute implantation du bâtiment dans le sud du pays, une étude exacte à la température et au retrait doit être faite ou sinon prévoir des joints de dilatation supplémentaires.

N.B: En pratique, dans les bureaux d'études, les effets de la température et du retrait ne sont pas pris en considération.

* Vu que nous avons de fortes surcharges, et que le bâtiment est de faible hauteur, les effets du vent seront négligeables par rapport aux surcharges (1,2P) et la sollicitation du 1^{er} genre à considérer sera:

$$G + 1,2P$$

* Pour les sollicitations du 2^{ème} genre : le séisme l'emportera largement vu que nous nous sommes placés dans une zone de forte sismicité. Nous prendrons donc comme sollicitation : $G + P + S_I$.

N.B. : les règles parasismiques 69 (page 171) prescrivent de considérer indépendamment le séisme horizontal et vertical, car ils n'agissent pas simultanément.

Pour le séisme vertical, on prendra la totalité des surcharges d'exploitation.

Pour le séisme horizontal, on prendra le $\frac{1}{5}$ des surcharges d'exploitation.

Conclusion : On a donc 4 combinaisons de sollicitations à considérer.

$$SP_1 \quad \left\{ \begin{array}{l} G + 1,2 P \end{array} \right.$$

$$SP_2 \quad \left\{ \begin{array}{l} G + \frac{P}{5} + S_{iH} \rightarrow \\ G + \frac{P}{5} + S_{iH} \leftarrow \\ G + \frac{P}{5} + S_{iv} \downarrow \end{array} \right.$$



Evaluation des Moments en travée sous les différentes sollicitations Considérées.

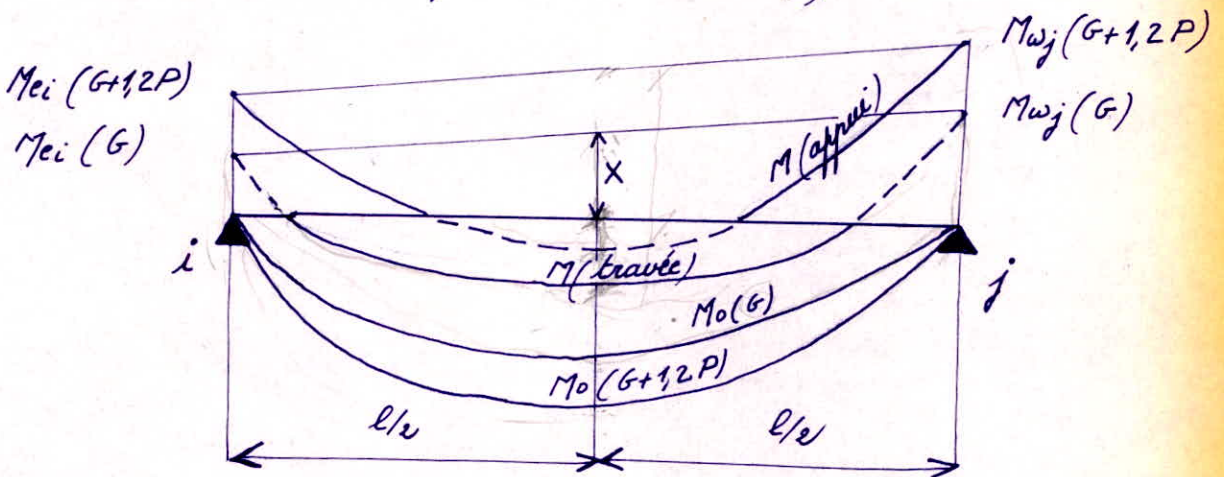
(C.C.B.A. 68 art A12 p 146)

Pour déterminer les moments en travée, on trace la Courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l (et non l') avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges.

On prend comme ligne de fermeture :

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.
 - et Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue,
- dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple: Pour $G+1,2P$ (Moment en travée $i-j$).



Moment en travée:

$$M_{tr} = M_0(G+1,2P) - X$$

avec $X = \frac{M_{ei}(G) + M_{wj}(G)}{2}$

Moment sur appui:

appui i: $M_{ei}(G+1,2P) = M_{ei}(G) + 1,2 \cdot M_{ei}(P)$

appui j: $M_{ej}(G+1,2P) = M_{ej}(G) + 1,2 \cdot M_{ej}(P)$

Calcul des moments isostatiques : Portique longitudinal (II-II)
($L = 6,6m$ entre nus des appuis)

Niveaux	travées	$G+1,2P$ (t/m)	M_0 (t.m)	$G+P+Siv \downarrow$ (t/m)	M_0 (t.m)	$G+P/5$ (t/m)	M_0 (t.m)
IV	1-2	3,64	19,82	4,31	23,46	3,29	17,91
	2-3						
III	4-5	5,32	28,97	5,71	31,1	3,92	21,34
	5-6						
II	7-8	5,32	28,97	5,48	29,84	3,92	21,34
	8-9						
I	10-11	5,19	28,26	5,12	27,88	3,79	20,64
	11-12						

Calcul des moments isostatiques : Portique transversal (I-I)
($L = 3,1m$ entre nus des appuis)

Niveaux	travées	$G+1,2P$	M_0	$G+P+Siv \downarrow$	M_0	$G+P/5$	M_0
IV	1-2	7,43	8,92	8,81	10,58	6,73	8,08
	2-3						
	3-4						
III	5-6	10,85	13,03	11,66	14	8,05	9,67
	6-7						
	7-8						
II	9-10	10,85	13,03	11,2	13,45	8,05	9,67
	10-11						
	11-12						
I	13-14	10,61	12,74	10,49	12,60	7,81	9,38
	14-15						
	15-16						

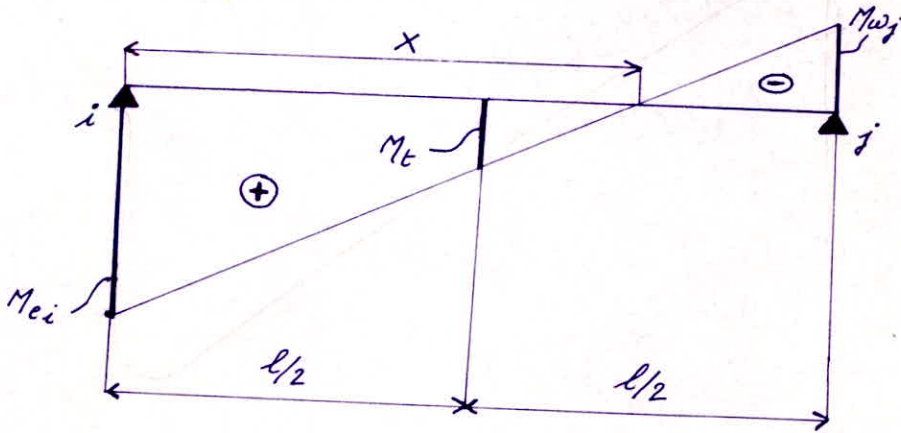
Evaluation des moments en travée sous les charges Verticales:- Portique longitudinal (II-II):

Niveaux	Travées	$X = \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$	$M_e(G + 1,2P)$	$M_e(G + P + S_{iv \downarrow})$	$M_e(G + P/5)$
IV	1-2	7,18	12,64	16,28	10,73
	2-3	10,56	9,26	12,9	7,35
III	4-5	9,04	19,93	22,06	12,3
	5-6	11,93	17,04	19,17	9,41
II	7-8	9,13	19,84	20,71	12,21
	8-9	11,93	17,04	17,91	9,41
I	10-11	9,15	19,11	18,73	11,49
	11-12	11,51	16,75	16,37	9,13

- Portique transversal (I-I):

Niveaux	Travées	$X = \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$	$M_e(G + 1,2P)$	$M_e(G + P + S_{iv \downarrow})$	$M_e(G + P/5)$
IV	1-2	3,3	5,62	7,28	4,78
	2-3	4,77	4,15	5,81	3,31
	3-4	4,77	4,15	5,81	3,31
III	5-6	4,17	8,86	9,83	5,5
	6-7	5,42	7,61	8,58	4,25
	7-8	5,42	7,61	8,58	4,25
II	9-10	4,21	8,82	9,24	5,46
	10-11	5,42	7,61	8,03	4,25
	11-12	5,42	7,61	8,03	4,25
I	13-14	4,17	8,57	8,43	5,21
	14-15	5,22	7,52	7,38	4,16
	15-16	5,24	7,5	7,36	4,14

Calcul du moment en travée (M_t) sans les charges horizontales (SH)



$$\frac{x}{M_{ei}} = \frac{l-x}{M_{wj}} \Rightarrow x = \frac{M_{ei}}{M_{ei} + M_{wj}} l$$

$$\frac{x}{M_{ei}} = \frac{x - l/2}{M_t} \Rightarrow M_t = M_{ei} \left(1 - \frac{l}{2x}\right)$$

$$\left. \begin{array}{l} x = \frac{M_{ei}}{M_{ei} + M_{wj}} l \\ M_t = M_{ei} \left(1 - \frac{l}{2x}\right) \end{array} \right\} \Rightarrow M_t = \frac{M_{ei} - M_{wj}}{2}$$

N.B.: * Dans cette formule (expression) de M_t ; M_{ei} et M_{wj} sont pris en valeur absolue.

* Convention de signes des moments :

- signe \oplus : pour les moments qui tendent la fibre inférieure de la travée.
- signe \ominus : dans le cas contraire.

* Dans tous les cas $|M_{ei}| > |M_{wj}| \Rightarrow M_t$ sera de même signe que M_{ei} .

Evaluation des moments en travée sous les charges horizontales
- Portique longitudinal (II-II)

Niveaux	travées	$\overrightarrow{S_{iH}}$			$\overleftarrow{S_{iH}}$		
		M_e (t.m)	M_ω (t.m)	M_t (t.m)	M_e (t.m)	M_ω (t.m)	M_t (t.m)
IV	1-2	12	- 7,5	2,25	- 12	7,5	- 2,25
	2-3	7,5	- 7,5	0	- 7,5	7,5	0
III	4-5	27,55	- 17,21	5,17	- 27,55	17,21	- 5,17
	5-6	17,21	- 17,21	0	- 17,21	17,21	0
II	7-8	39,36	- 24,63	7,36	- 39,36	24,63	- 7,36
	8-9	24,63	- 24,63	0	- 24,63	24,63	0
I	10-11	34,46	- 21,54	6,46	- 34,46	21,54	6,46
	11-12	21,54	- 21,54	0	- 21,54	21,54	0

- Portique transversal (I-I)

Niveaux	travées	$\overrightarrow{S_{iH}}$			$\overleftarrow{S_{iH}}$		
		M_e (t.m)	M_ω (t.m)	M_t (t.m)	M_e (t.m)	M_ω (t.m)	M_t (t.m)
IV	1-2	12,21	- 7,64	2,28	- 12,21	7,64	- 2,28
	2-3	7,64	- 7,64	0	- 7,64	7,64	0
	3-4	7,64	- 7,64	0	- 7,64	7,64	0
III	5-6	27,93	- 17,5	5,21	- 27,93	17,5	- 5,21
	6-7	17,5	- 17,5	0	- 17,5	17,5	0
	7-8	17,5	- 17,5	0	- 17,5	17,5	0
II	9-10	40,07	- 25,05	7,51	- 40,07	25,05	- 7,51
	10-11	25,05	- 25,05	0	- 25,05	25,05	0
	11-12	25,05	- 25,05	0	- 25,05	25,05	0
I	13-14	35,05	- 21,91	6,57	- 35,05	21,91	- 6,57
	14-15	21,91	- 21,91	0	- 21,91	21,91	0
	15-16	21,91	- 21,91	0	- 21,91	21,91	0

Evaluation des moments en travée sous les sollicitations $\left\{ \begin{array}{l} G + P/5 + \vec{S}IH \\ G + P/5 + \overleftarrow{S}IH \end{array} \right.$

- Portique longitudinal (II-II)

Niveaux	Travées	$M_t (G + P/5)$ (t.m)	$M_t (\vec{S}IH)$ (t.m)	$M_t (\overleftarrow{S}IH)$ (t.m)	$M_t (G + P/5 + \vec{S}IH)$ (t.m)	$M_t (G + P/5 + \overleftarrow{S}IH)$ (t.m)
IV	1-2	10,73	2,25	- 2,25	12,98	8,48
	2-3	7,35	0	0	7,35	7,35
III	4-5	12,3	5,17	- 5,17	17,47	7,13
	5-6	9,41	0	0	9,41	9,41
II	7-8	12,21	7,36	- 7,36	19,57	4,85
	8-9	9,41	0	0	9,41	9,41
I	10-11	11,49	6,46	- 6,46	17,95	5,03
	11-12	9,13	0	0	9,13	9,13

- Portique transversal (I-I)

Niveaux	Travées	$M_t (G + P/5)$ (t.m)	$M_t (\vec{S}IH)$ (t.m)	$M_t (\overleftarrow{S}IH)$ (t.m)	$M_t (G + P/5 + \vec{S}IH)$ (t.m)	$M_t (G + P/5 + \overleftarrow{S}IH)$ (t.m)
IV	1-2	4,78	2,28	- 2,28	7,06	2,5
	2-3	3,31	0	0	3,31	3,31
	3-4	3,31	0	0	3,31	3,31
III	5-6	5,5	5,21	- 5,21	10,71	0,29
	6-7	4,25	0	0	4,25	4,25
	7-8	4,25	0	0	4,25	4,25
II	9-10	5,46	7,51	- 7,51	12,97	- 2,05
	10-11	4,25	0	0	4,25	4,25
	11-12	4,25	0	0	4,25	4,25
I	13-14	5,21	6,57	- 6,57	11,78	- 1,36
	14-15	4,16	0	0	4,16	4,16
	15-16	4,14	0	0	4,14	4,14

A) PORTIQUE LONGITUDINAL II-II

1) Poutres: Moments fléchissants (M)

Poutres; Moments fléchissants (en t.m) -

Niveaux	Travées	G		P		Siv ↓		SiH ↑		SiH ↓		G + 1,2P				G + P + Siv ↓				G + P/5 + SiH ↑				G + P/5 + SiH ↓						
		Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me	Mω	Me
IV	1-2	-381	-10,56	-0,41	-1,14	-0,87	-2,42	12	-7,5	-12	7,5	-4,30	12,64	-11,92	-14,12	-5,09	16,28	-14,12	8,1	12,98	-18,29	-18,29	8,1	12,98	-18,29	-18,29	8,1	12,98	-18,29	-18,29
	2-3	-10,56	-10,56	-1,14	-1,14	-2,42	-2,42	7,5	-7,5	-7,5	7,5	-11,92	9,26	-11,92	-14,12	-14,12	12,9	-14,12	-3,29	7,35	-18,29	-18,29	-3,29	7,35	-18,29	-18,29	-3,29	7,35	-18,29	-18,29
III	4-5	-6,16	-11,93	-2,37	-4,59	-1,13	-2,19	27,55	-17,21	-27,55	17,21	-9,00	19,93	-17,43	-18,71	-9,66	22,06	-18,71	20,91	17,47	-30,06	-30,06	20,91	17,47	-30,06	-30,06	20,91	17,47	-30,06	-30,06
	5-6	-11,93	-11,93	-4,59	-4,59	-2,19	-2,19	17,21	-17,21	-17,21	17,21	-17,43	17,04	-17,43	-18,71	-18,71	19,17	-18,71	4,36	9,41	-30,06	-30,06	4,36	9,41	-30,06	-30,06	4,36	9,41	-30,06	-30,06
II	7-8	-6,33	-11,93	-2,43	-4,59	-0,76	-1,44	39,36	-24,63	-39,36	24,63	-9,24	19,84	-17,43	-17,96	-9,52	20,71	-17,96	32,54	19,57	-37,47	-37,47	32,54	19,57	-37,47	-37,47	32,54	19,57	-37,47	-37,47
	8-9	-11,93	-11,93	-4,59	-4,59	-1,44	-1,44	24,63	-24,63	-24,63	24,63	-17,43	17,04	-17,43	-17,96	-17,96	17,91	-17,96	11,78	9,41	-37,47	-37,47	11,78	9,41	-37,47	-37,47	11,78	9,41	-37,47	-37,47
I	10-11	-6,79	-11,51	-2,71	-4,59	-0,40	-0,69	34,46	-21,54	-34,46	21,54	-10,04	19,11	-17,01	-16,79	-9,90	18,73	-16,79	27,13	17,95	-33,97	-33,97	27,13	17,95	-33,97	-33,97	27,13	17,95	-33,97	-33,97
	11-12	-11,51	-11,51	-4,59	-4,59	-0,69	-0,69	21,54	-21,54	-21,54	21,54	-17,01	16,75	-17,01	-16,79	-16,79	16,37	-16,79	9,11	9,13	-33,97	-33,97	9,11	9,13	-33,97	-33,97	9,11	9,13	-33,97	-33,97

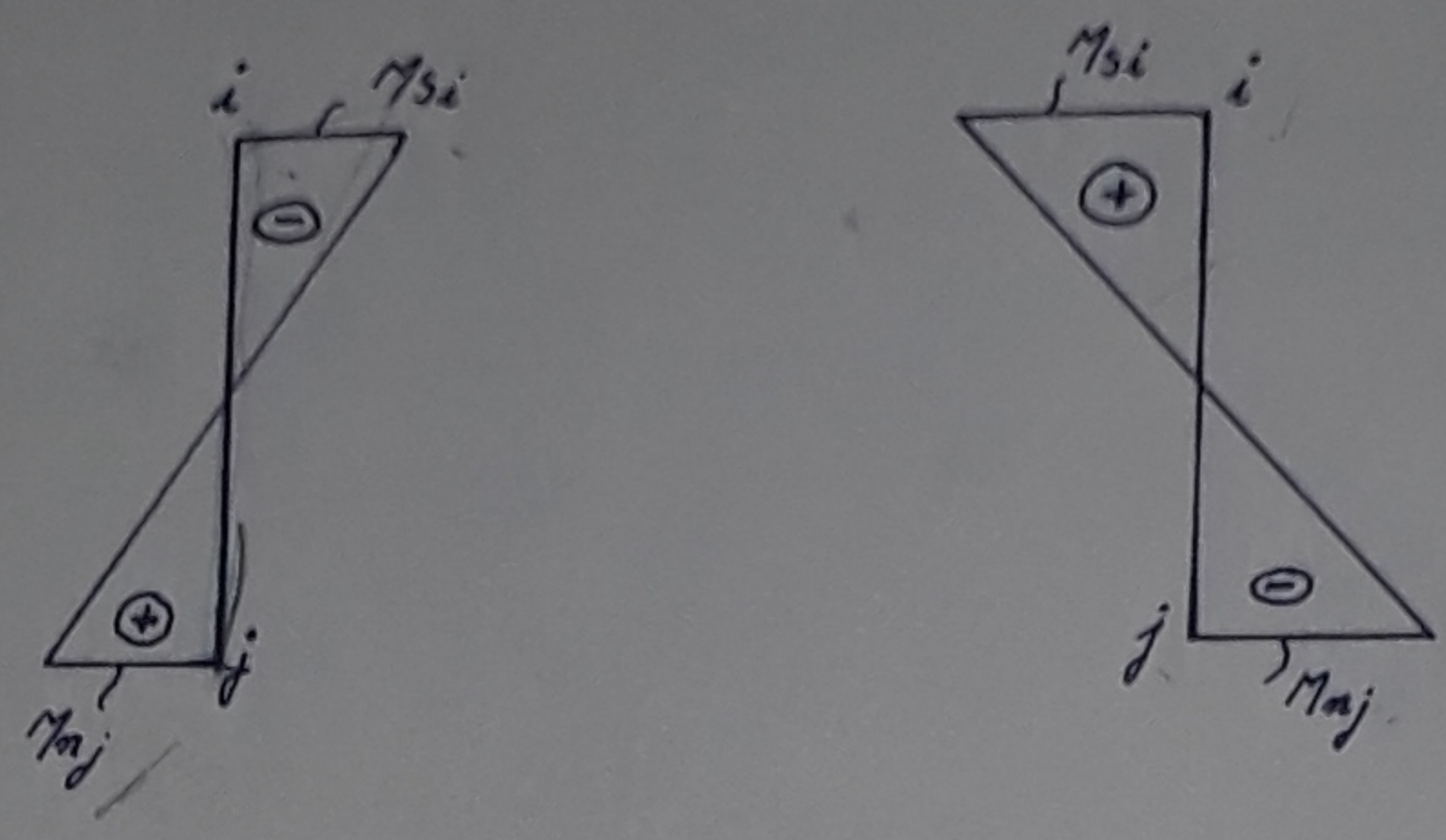
2) Poutres: Efforts tranchants (T)
(efforts normaux poteaux)

Niveaux	Travées	G		P		Siv ↓		SiH →		SiH ←		G + 1,2 P		G + P + Siv ↓		G + P/5 + SiH →		G + P/5 + SiH ←			
		Te	Tω	Te	Tω	Te	Tω	Te = Tω	Tω	Te = Tω	Tω	Te	Tω	Te	Tω	Te	Tω	Te	Tω	Te	Tω
III	1-2	9,6	-11,64	10,4	-1,26	2,2	-2,67	-2,95	+2,95	10,85	-13,15	12,84	-15,57	6,86	-14,84	12,76	-8,94				
	2-3	10,62	-10,62	1,15	-1,15	2,44	-2,44	-2,27	+2,27	12	-12	14,21	14,24	8,58	-13,12	13,12	-8,58				
	4-5	11,12	-12,87	4,28	-4,95	2,05	-2,37	-6,78	+6,78	16,25	-18,81	17,45	-20,19	5,19	-20,64	18,76	-7,08				
II	5-6	12	-12	4,62	-4,62	2,21	-2,21	-5,21	+5,21	17,54	-17,54	18,83	-18,83	7,71	-18,13	18,13	-7,71				
	7-8	11,15	-12,85	4,29	-4,94	1,34	-1,55	-9,69	+9,69	16,3	-18,77	16,78	-19,34	2,32	-23,52	21,70	-4,15				
	8-9	12	-12	4,62	-4,62	1,45	-1,45	-7,46	+7,46	17,54	-17,54	18,07	-18,07	5,46	-20,38	20,38	-5,46				
I	10-11	10,86	-12,3	4,33	-4,90	0,64	-0,73	-8,48	+8,48	16,05	-18,18	15,83	-17,93	3,24	-21,76	20,20	-4,8				
	11-12	11,58	-11,58	4,62	-4,62	0,69	-0,69	-6,52	+6,52	17,12	-17,12	16,89	-16,89	5,98	-19,02	19,02	-5,98				

3) Poteaux: Moments fléchissants (M)

Nous adopterons une convention de signes pour dresser le tableau des moments fléchissants sur poteaux.

- à droite du poteau: Moment négatif
- à gauche du poteau: Moment positif



Niveaux	Poteaux	G		P		Siv ↓		SiH →		SiH ←		G + 1, 2 P		G + P + Siv ↓		G + P/5 + SiH →		G + P/5 + SiH ←	
		Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn	Ms	Mn
IV	1-4	3,82	-2,9	0,41	-1,11	0,87	-0,53	-12	6,49	12	-6,49	4,31	-4,23	5,1	-4,54	-8,1	3,36	15,9	-9,61
	2-5							-15	8,10	15	-8,10					-15	8,10	15	-8,10
	3-6							-15	8,10	15	-8,10					-15	8,10	15	-8,10
III	4-7	3,26	-3,17	1,25	-1,22	0,66	-0,38	-21,06	14	21,06	-14	4,76	-4,63	5,17	-4,77	-17,55	10,58	24,57	-17,41
	5-8							-26,33	17,55	26,33	-17,55					-26,33	17,55	26,33	-17,55
	6-9							-26,33	17,55	26,33	-17,55					-26,33	17,55	26,33	-17,55
II	7-10	3,17	-2,67	1,22	-1,06	0,38	-0,16	-25,36	20,75	25,36	-20,75	4,63	-3,94	4,77	-3,89	-21,94	17,86	28,77	-23,63
	8-11							-31,71	25,95	31,71	-25,95					-31,71	25,95	31,71	-25,95
	9-12							-31,71	25,95	31,71	-25,95					-31,71	25,95	31,71	-25,95
I	10-13	4,13	-4,13	1,64	-1,64	0,25	-0,25	-13,71	20,57	13,71	-20,57	6,1	-6,1	6,02	-6,02	-9,25	16,11	18,16	-25,03
	11-14							-17,14	25,71	17,14	-25,71					-17,14	25,71	17,14	-25,71
	12-15							-17,14	25,71	17,14	-25,71					-17,14	25,71	17,14	-25,71

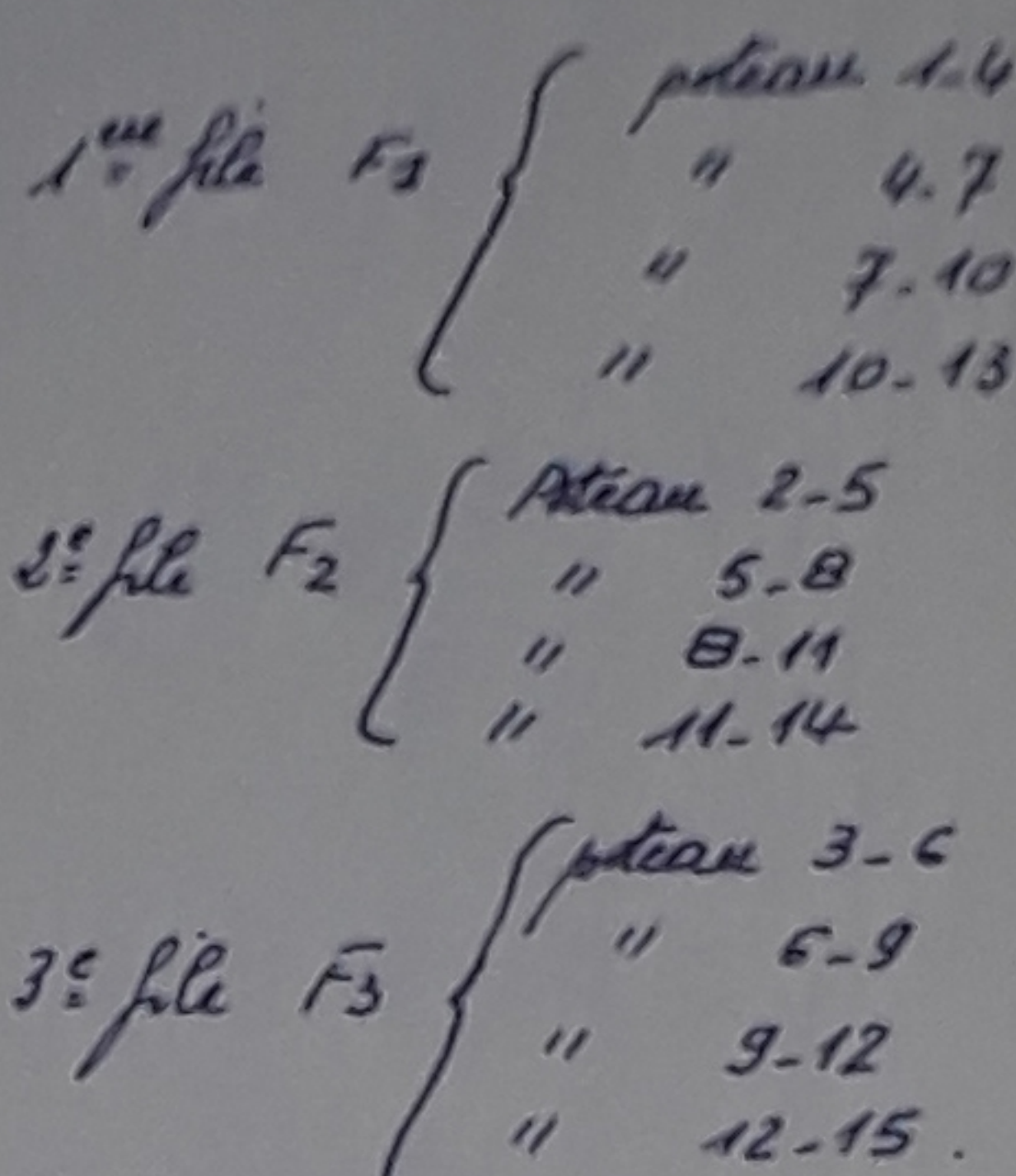
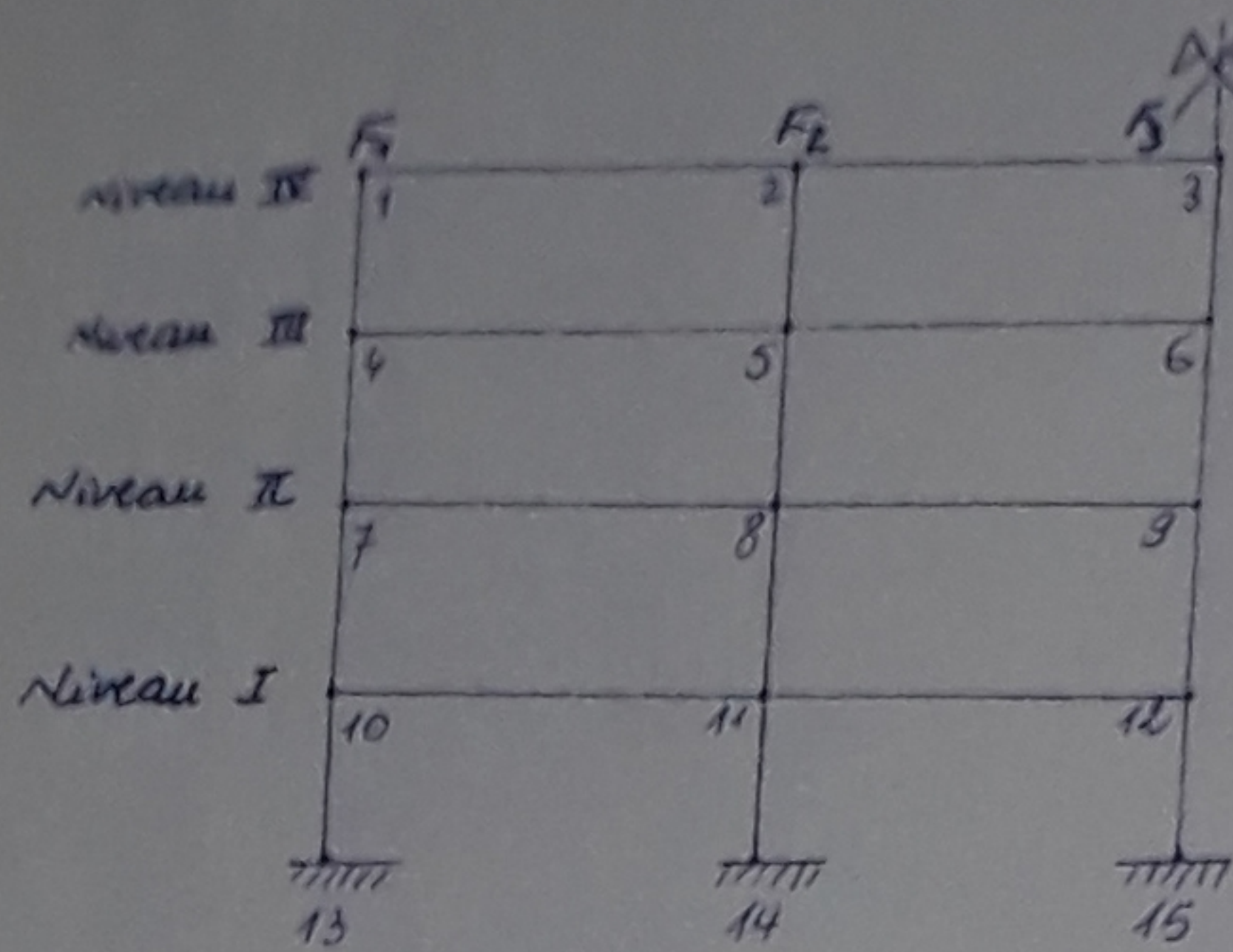
Portique longitudinal (II-II): Poteaux, Moments fléchissants (t.m)

4) Poteaux: Efforts normaux (N)

L'effort Normal pour un poteau donné sera obtenu en cumulant:

- l'effort tranchant de la (ou des) poutre(s) qu'il supporte.
- son poids propre
- les charges transmises par la poteau du dessus (s'il y en a)

Notation: Pour pouvoir cumuler les charges, l'on classera les poteaux par file



N.B: Conventioij de signe pour les Efforts Normaux

- ⊕ Compression
- ⊖ traction

File	Poteaux	Poids propre des poteaux (t)	G (t)	P (t)	Siv ↓ (t)	SiH → (t)	SiH ← (t)	G + 1/2 P		G + P + Siv ↓		G + P/5 + SiH →		G + P/5 + SiH ←	
								N (t)	Ncumulé (t)	N (t)	Ncumulé (t)	N (t)	Ncumulé (t)	N (t)	Ncumulé (t)
F1	1-4	1,44	9,6	1,04	2,2	-2,95	2,95	12,30	12,30	14,28	14,28	8,3	8,3	14,19	14,19
	4-7	1,44	11,12	4,28	2,05	-6,78	6,78	17,70	30	18,89	33,17	6,63	14,93	22,19	36,38
	7-10	1,44	11,15	4,29	1,34	-9,68	9,68	17,73	47,73	18,22	51,39	3,77	18,7	23,12	59,5
	10-13	0,96	10,86	4,33	0,64	-5,34	5,34	17,01	64,74	16,79	68,18	7,34	26,04	18,02	77,52
F2	2-5	1,44	22,26	2,41	5,11	0,68	-0,68	26,59	26,59	31,22	31,22	24,86	24,86	23,5	23,5
	5-8	1,44	24,87	9,57	4,58	1,57	-1,57	37,79	64,38	40,46	71,68	29,79	54,65	26,65	50,15
	8-11	1,44	24,85	9,56	3	2,23	-2,23	37,76	102,14	38,85	110,53	30,43	85,08	25,97	76,12
	11-14	0,96	23,88	9,52	1,42	1,96	-1,96	36,26	138,4	35,78	146,31	28,70	113,78	24,78	100,90
F3	3-6	1,44	21,24	2,3	4,88	0	0	25,44	25,44	29,86	29,86	23,14	23,14	23,14	23,14
	6-9	1,44	24	9,24	4,42	0	0	36,52	61,96	39,10	68,96	27,29	50,43	27,29	50,43
	9-12	1,44	24	9,24	2,9	0	0	36,52	98,48	37,58	106,54	27,29	77,72	27,29	77,72
	12-15	0,96	23,16	9,24	1,38	0	0	35,20	133,68	34,74	141,28	25,96	103,68	25,96	103,68

Portique Longitudinal (I-II) Poteaux, Efforts Normaux (N)

B) PORTIQUE TRANSVERSAL I-II

1) Poutres: Moments fléchissants (M)

Portique transversal (I-II): poutres, Moments fléchissants en (k.m)

Niveaux	Travées	G		P		Siv ↓		SiH ↑		G + 1,2 P		G + P + Siv ↓		G + P/5 + SiH ↑		G + P/5 + SiH ↑				
		Mc	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw	
IV	1-2	-1,82	-4,77	-0,19	-0,5	-0,42	-1,1	13,21	-7,64	-12,21	7,64	-5,37	-2,43	7,28	10,35	7,06	-12,51	-14,06	2,5	2,77
	2-3	-4,77	-4,77	-0,50	-0,5	-1,1	-1,1	7,64	-7,64	-7,64	7,64	-5,37	-6,37	5,81	2,77	3,31	-12,51	-12,51	3,31	2,77
	3-4	-4,77	-4,77	-0,50	-0,5	-1,1	-1,1	7,64	-7,64	-7,64	7,64	-5,37	-6,37	5,81	2,77	3,31	-12,51	-12,51	3,31	2,77
III	5-6	-2,92	-5,42	-1,08	-2,02	-0,53	-0,99	25,93	-17,5	-25,93	17,5	-7,84	-4,53	9,83	22,80	10,71	-23,32	-29,06	0,29	11,67
	6-7	-5,42	-5,42	-2,02	-2,02	-0,99	-0,99	17,5	-17,5	-17,5	17,5	-7,84	-8,43	8,58	11,67	4,25	-23,32	-23,32	4,25	11,67
	7-8	-5,42	-5,42	-2,02	-2,02	-0,99	-0,99	17,5	-17,5	-17,5	17,5	-7,84	-8,43	8,58	11,67	4,25	-23,32	-23,32	4,25	11,67
II	9-10	-3	-5,42	-1,11	-2,02	-0,36	-0,66	40,07	-25,05	-40,07	25,05	-7,84	-4,47	9,24	36,84	12,97	-30,87	-43,29	-2,05	19,22
	10-11	-5,42	-5,42	-2,02	-2,02	-0,66	-0,66	25,05	-25,05	-25,05	25,05	-7,84	-8,1	8,03	19,22	4,25	-30,87	-30,87	4,25	19,22
	11-12	-5,42	-5,42	-2,02	-2,02	-0,66	-0,66	25,05	-25,05	-25,05	25,05	-7,84	-8,1	8,03	19,22	4,25	-30,87	-30,87	4,25	19,22
I	13-14	-3,2	-5,15	-1,23	-1,99	-0,19	-0,31	35,05	-21,91	-35,05	21,91	-4,67	-4,62	8,43	31,60	11,78	-27,46	-38,49	-1,36	16,36
	14-15	-5,2	-5,24	-2,01	-2,02	-0,32	-0,32	21,91	-21,91	-21,91	21,91	-7,66	-7,53	7,38	16,30	4,16	-27,55	-27,55	4,16	16,26
	15-16	-5,24	-5,24	-2,02	-2,02	-0,32	-0,32	21,91	-21,91	-21,91	21,91	-7,66	-7,58	7,36	16,26	4,14	-27,55	-27,55	4,14	16,26

- Portique transversal (I-I) : Poteaux, Moments fléchissants (en t.m).

Niveaux	Poteaux	G		P		Siv ↓	SiH →		SiH ←		G+1,2P		G+P+Siv ↓		G+P _s +SiH →		G+P _s +SiH ←		
		M _s	M _n	M _s	M _n		M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	M _s	M _n	
IV	1-5	1,82	-1,37	0,19	-0,51	0,42	0,25	-12,21	6,57	12,21	-6,57	2,05	-1,98	2,43	-2,13	-10,35	5,1	14,06	-8,04
	2-6	/	/	/	/	/	/	-15,28	8,22	15,28	-8,22	/	/	/	/	-15,28	8,22	15,28	-8,22
	3-7	/	/	/	/	/	/	-15,28	8,22	15,28	-8,22	/	/	/	/	-15,28	8,22	15,28	-8,22
	4-8	/	/	/	/	/	/	-15,28	8,22	15,28	-8,22	/	/	/	/	-15,28	8,22	15,28	-8,22
III	5-9	1,54	-1,49	0,57	-0,56	0,28	0,18	-21,4	14,27	21,4	-14,27	2,22	-2,16	2,39	-2,23	-19,75	12,67	23,05	-15,87
	6-10	/	/	/	/	/	/	-26,78	17,85	26,78	-17,85	/	/	/	/	-26,78	17,85	26,78	-17,85
	7-11	/	/	/	/	/	/	-26,78	17,85	26,78	-17,85	/	/	/	/	-26,78	17,85	26,78	-17,85
	8-12	/	/	/	/	/	/	-26,78	17,85	26,78	-17,85	/	/	/	/	-26,78	17,85	26,78	-17,85
II	9-13	1,49	-1,26	0,56	-0,48	0,18	0,077	-25,8	21,10	25,8	-21,10	2,16	-1,83	2,23	-1,81	-24,2	19,74	27,4	-22,45
	10-14	/	-0,02	/	-0,07	/	0,0017	-32,25	26,39	32,25	-26,39	/	-0,10	/	-0,09	-32,25	26,35	32,25	-26,42
	11-15	/	/	/	/	/	/	-32,25	26,39	32,25	-26,39	/	/	/	/	-32,25	26,39	32,25	-26,39
	12-16	/	/	/	/	/	/	-32,25	26,39	32,25	-26,39	/	/	/	/	-32,25	26,39	32,25	-26,39
I	13-17	1,94	-1,94	0,75	-0,75	0,12	0,12	-13,95	20,93	13,95	-20,93	2,84	-2,84	2,81	-2,81	-11,86	18,84	16,04	-23,02
	14-18	0,032	-0,032	0,01	-0,01	0,0027	0,0027	-17,44	26,16	17,44	-26,16	0,04	-0,04	0,04	-0,04	-17,40	26,12	17,47	-26,19
	15-19	/	/	/	/	/	/	-17,44	26,16	17,44	-26,16	/	/	/	/	-17,44	26,16	17,44	-26,16
	16-20	/	/	/	/	/	/	-17,44	26,16	17,44	-26,16	/	/	/	/	-17,44	26,16	17,44	-26,16

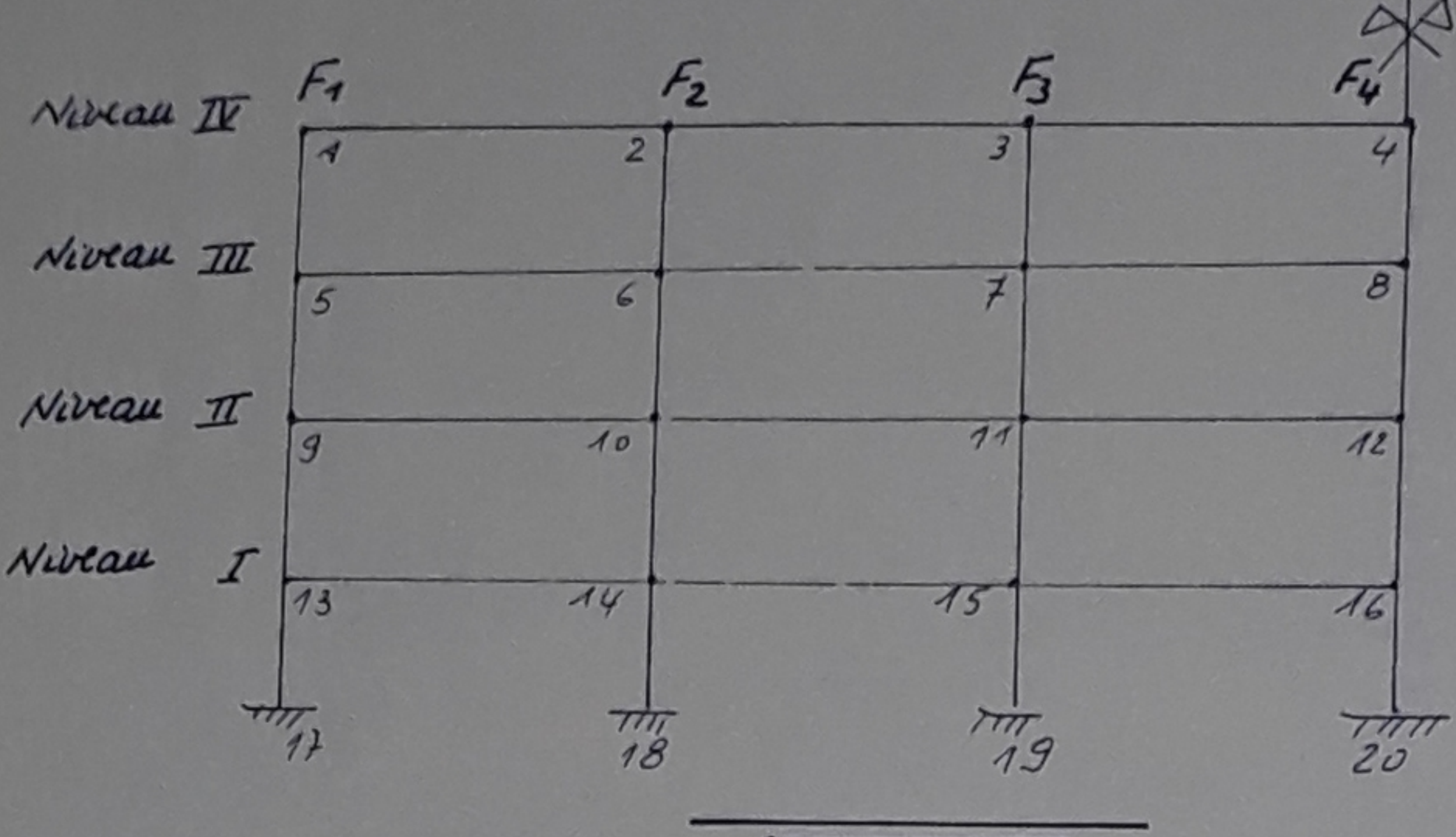
3) Poteaux : Moments fléchissants (M)

4) Poteaux: Efforts normaux (N)

Notation:

Pour pouvoir cumuler les charges, on classera les poteaux par file.
Les résultats seront toujours consignés dans des tableaux.

1 ^{ère} file	Poteau 1-5 " 5-9 F ₁ " 9-13 " 13-17	2 ^{ème} file	Poteau 2-6 " 6-10 F ₂ " 10-14 " 14-18	3 ^{ème} file	Poteau 3-7 " 7-11 F ₃ " 11-15 " 15-19	4 ^{ème} file	Poteau " 16-20
-----------------------	--	-----------------------	--	-----------------------	--	-----------------------	-------------------



Files	Poteaux	Poids propres poteaux	G	P	S _{IV} ↓	S _{IH} ↑	S _{IH} ↓	G+1,2P		G+P+S _{IV} ↓		G+P/S + S _{IH} ↑		G+P/S + S _{IH} ↓	
								N	Neumulé'	N	Neumulé'	N	Neumulé'	N	Neumulé'
F ₁	1-5	1,44	9,26	0,98	2,13	-6,4	6,4	11,87	11,87	13,81	13,81	4,5	4,5	17,29	17,29
	5-9	1,44	10,80	4,03	1,97	-14,65	14,65	17,07	28,94	18,24	32,05	-1,6	2,9	27,7	44,99
	9-13	1,44	10,83	4,04	1,31	-2,1	2,1	11,12	40,06	17,62	49,67	-7,92	-5,02	34,08	79,07
	13-17	0,96	10,60	4,09	0,64	-18,37	18,37	16,47	56,53	16,29	65,96	-6	-11,02	30,74	109,81
F ₂	2-6	1,44	21,37	2,26	4,92	1,47	-1,47	25,52	25,52	30	30	24,73	24,73	21,79	21,79
	6-10	1,44	24,02	8,98	4,39	3,36	-3,36	36,23	61,75	38,83	68,83	30,61	55,34	23,9	45,69
	10-14	1,44	24	8,97	2,91	4,84	-4,84	36,20	97,95	37,32	106,15	32,07	87,41	22,39	68,08
	14-18	0,96	23,08	8,91	1,4	4,24	-4,24	34,73	132,68	34,35	149,5	30,06	117,47	21,58	89,66
F ₃	3-7	1,44	20,42	2,16	4,7	/	/	24,45	24,45	28,72	28,72	22,29	22,29	22,29	22,29
	7-11	1,44	23,22	8,68	4,24	/	/	35,07	59,52	37,58	66,3	26,39	48,68	26,39	48,68
	11-15	1,44	23,22	8,68	2,82	/	/	35,07	94,59	36,16	102,46	26,39	75,07	26,39	75,07
	15-19	0,96	22,47	8,68	1,36	/	/	33,84	128,43	33,47	135,93	25,16	100,23	25,16	100,23
F ₄	4-8	1,44	20,42	2,16	4,7	/	/	24,45	24,45	28,72	28,72	22,29	22,29	22,29	22,29
	8-12	1,44	23,22	8,68	4,24	/	/	35,07	59,52	37,58	66,3	26,39	48,68	26,39	48,68
	12-16	1,44	23,22	8,68	2,82	/	/	35,07	94,59	36,16	102,46	26,39	75,07	26,39	75,07
	16-20	0,96	22,46	8,68	1,36	/	/	33,83	128,42	33,46	135,92	25,15	100,22	25,15	100,22

CHAPITRE V
FERRAILLAGE
DES
PORTIQUES

A) POUTRES: 99

1) Exposé de la méthode de ferrillage:

En réalité les poutres travaillent à la flexion composée; existence de M et N .

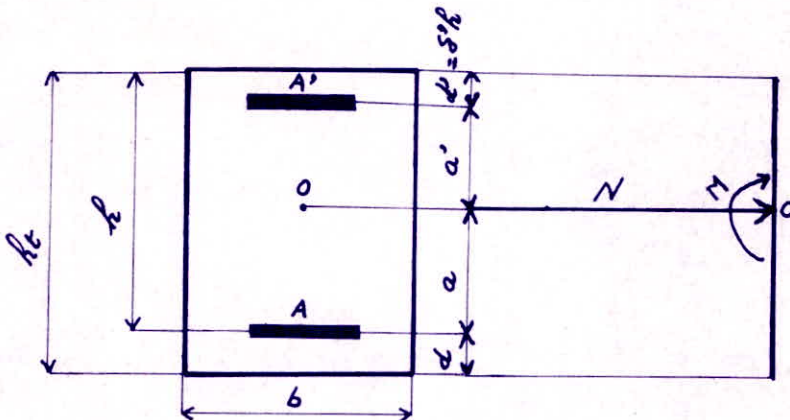
M : moment fléchissant.

N : Effort normal (effort tranchant dans les poteaux)

Mais l'article 15 des BA 68, stipule que par simplification, on ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres.
Donc les calculs seront menés en flexion simple.

Méthode de calcul des armatures en flexion simple:

On utilisera la méthode de calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion simple et exposée dans le CHARON.



La section est soumise à un moment M et à un effort normal N rapporté à un point O quelconque de la section.

N positif s'il s'agit d'un effort de compression

N négatif " " " " " traction

Appelons: M_a^t : Moment des forces extérieures situées à gauche de la section par rapport aux armatures tendues.

M_a^c : Moment des mêmes forces extérieures par rapport aux armatures comprimées.

Avec la figure ci-dessus, nous aurons:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a^t = M + N \cdot a \\ M_a^c = M - N \cdot a' \end{array} \right.$$

100

on calculera alors

$$\mu_1 = \frac{n \cdot M_a^t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu_2 = \frac{n \cdot M_a^c}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

or dans notre cas, il n'existe pas d'effort normal dans les poutres (flexion simple)

$$\Rightarrow N=0 \Rightarrow M_a^t = M_a^c = M$$

Donc cela revient à calculer:

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \quad (\sigma_a = \bar{\sigma}_a)$$

on se reportera aux tableaux CHARON qui nous donneront une certaine valeur de k_1 . On aura:

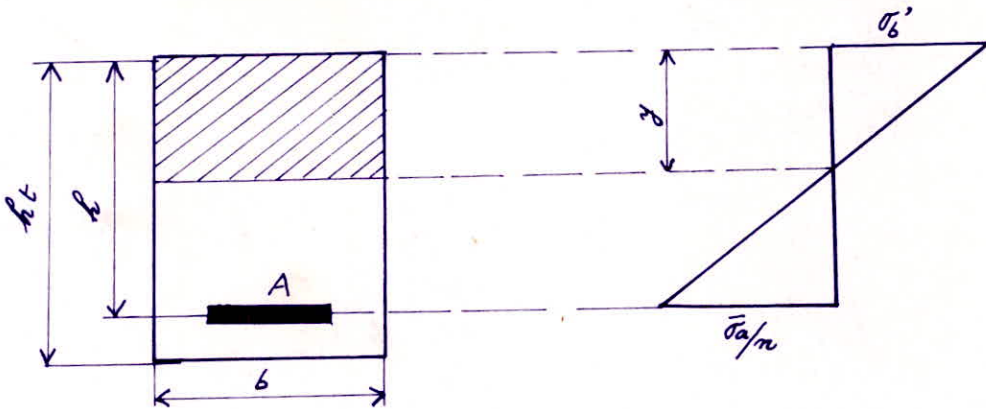
a) Section sans armatures comprimées:

$$\cdot \text{si } k_1 > k_0 = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} \Rightarrow \bar{w}' = 0 \quad (\text{pas d'armatures comprimées})$$

Dans les tableaux précédents, sur la même ligne de $\mu_1 = \mu_2$ et k_1 , on tire la valeur de \bar{w} correspondante.

on aura alors:

$$A = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{w} \cdot b \cdot h}{100} \quad \text{Section d'armatures tendues.}$$



b) Section avec armatures comprimées:

$$\cdot \text{si } k_1 < k_0$$

on calculera

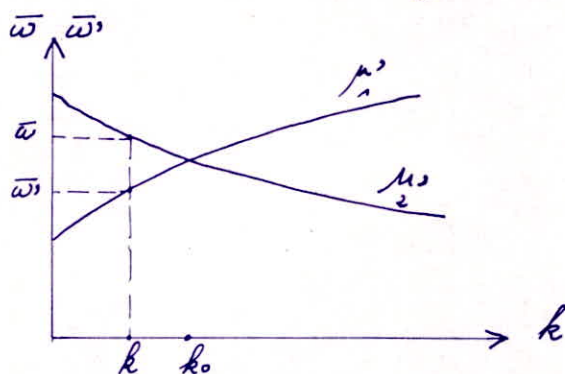
$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2} \quad \left(\begin{array}{l} \sigma_b' = \bar{\sigma}_b' \\ \sigma_a = \bar{\sigma}_a \end{array} \right)$$

et pour $\mu_1 = \mu_2$ et $\delta' = \frac{d'}{h}$ (choisi), on déterminera k (d'après les abaques établies à partir de σ_b').

on calculera $\sigma'_a = n \left[1 - \left(1 + \frac{k}{15} \right) \delta' \right] \bar{\sigma}'_b$

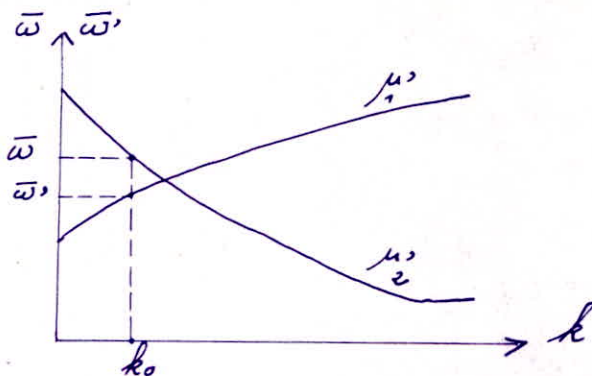
- si $\sigma'_a > \bar{\sigma}'_a$, on devra diminuer la valeur adoptée précédemment pour σ'_b ($\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$) et on refera le même processus de calcul jusqu'à obtenir $\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a$
- si $\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a$, la valeur de k étant donnée par l'abaque comme précédemment, 2 situations peuvent se présenter :

* $k < k_0 = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}'_a}{n \cdot \sigma'_b}$. La solution est admissible et l'on obtiendra immédiatement sur σ'_b l'abaque relatif à la valeur de δ' choisie, les valeurs de $\bar{\omega}$ et $\bar{\omega}'$ aux intersections de la verticale d'abscisse k avec les courbes μ'_1 et μ'_2 .



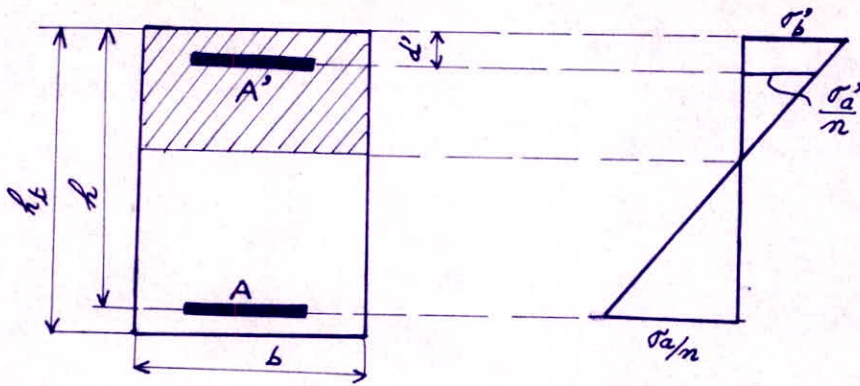
$$A = \frac{15}{n} \cdot \bar{\omega} \cdot \frac{b \cdot h}{100} \quad ; \quad A' = \frac{15}{n} \cdot \bar{\omega}' \cdot \frac{b \cdot h}{100}$$

* $k > k_0 = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}'_a}{n \cdot \sigma'_b}$. on prendra alors $k = k_0$ et les valeurs de $\bar{\omega}$ et $\bar{\omega}'$ se trouveront alors aux intersections de la verticale d'abscisse k_0 avec les courbes μ'_1 et μ'_2 .



$$A = \frac{15}{n} \cdot \bar{\omega} \cdot \frac{b \cdot h}{100} \text{ (aciers tendus)} \quad ; \quad A' = \frac{15}{n} \cdot \bar{\omega}' \cdot \frac{b \cdot h}{100} \text{ (aciers comprimés)}$$

section avec armatures comprimées:



2) Vérification des contraintes: (méthode CHARON)

a) Section sans armatures comprimées:

A étant connu, on calcule $\bar{\omega} = \frac{\pi}{15} \cdot \frac{100A}{bh}$ soit avec $n=15$, $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h}$

pour cette valeur de $\bar{\omega}$, les tableaux donnent $\bar{\epsilon}$ et \bar{k}

d'où $\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \bar{\epsilon} \cdot h}$; $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{k}}$

on vérifiera alors que $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a \leq \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$

b) Section avec armatures comprimées:

A et A' étant connus, on calcule $D = \frac{15}{b} (A + A')$, $E = \frac{30}{b} (A' d' + A h)$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A' (y_1 - d')^2 + 15A (h - y_1)^2$$

$$K = \frac{M}{I}$$

on vérifiera que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = K \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a = 15K (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a = 15K (h - y_1) \leq \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$$

N.B.:

La détermination des sections d'armatures sera effectuée :

- sous les sollicitations du 1^{er} genre (SP₁) : $G + 1,2P$ avec $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

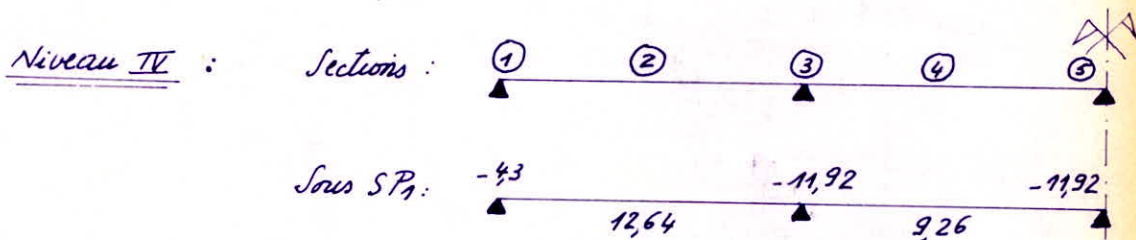
- sous la plus défavorable des 3 sollicitations du 2^{ème} genre (SP₂) :
 $G + P + S_{IV} \downarrow$; $G + P/5 + S_{IH} \rightarrow$; $G + P/5 + S_{IH} \leftarrow$ avec $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

3) Calcul des poutres du portique longitudinal:

Un calcul détaillé sera fait pour le dernier Niveau (IV); pour tous les autres niveaux, les résultats seront consignés dans des tableaux.

Vue que le portique présente une symétrie, son étude sera faite sur sa moitié. les moments en travée et aux appuis considérés pour le ferrailage, seront extraits des tableaux établis précédemment.

<u>Section des poutres</u>	$b = 40 \text{ cm}$	b : largeur de la poutre
	$h_t = 60 \text{ cm}$	h_t : hauteur totale de la poutre
	$h = 56,5 \text{ cm}$	h : hauteur utile " " "
	$d = d' = 3,5 \text{ cm}$	d et d' : distance des fibres sup et inf aux
	$\delta = 0,06$	C.D.G de A et A'



N.B. : $M < 0$: armatures tendues placées à la partie supérieure de la section
 $M > 0$: " " " " " inférieure " " "

a) Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

Section ① : $M = -4,3 \text{ k.m} = -4,3 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$ (armatures tendues en haut).

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 4,3 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot 56,5^2} = 0,018 \text{ tableaux} \Rightarrow k_1 = 70$$

$$k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,44$$

$$k_1 = 70 > k_0 = 20,44 \Rightarrow \bar{\omega} = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,018 \\ k_1 = 70 \end{array} \right\} \text{ tableaux} \Rightarrow \bar{\omega} = 0,12$$

$$\text{d'où } A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Section ② : $M = 12,64 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$.

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,053 \text{ tableaux} \Rightarrow k_1 = 37 > k_0 \Rightarrow \bar{\omega} = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,053 \\ k_1 = 37 \end{array} \right\} \text{ tableaux} \Rightarrow \bar{\omega} = 0,42 \text{ d'où } A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = 9,49 \text{ cm}^2$$

Section ③ et ⑤: $M = -11,92 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$.

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,05 \xrightarrow{\text{tableaux}} k_1 = 38,4 > k_0 = 20,44 \Rightarrow \bar{\omega}' = 0 \quad (\text{pas d'armatures comprimées})$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,05 \\ k_1 = 38,4 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableaux}} \bar{\omega} = 0,368 \Rightarrow A = 8,31 \text{ cm}^2$$

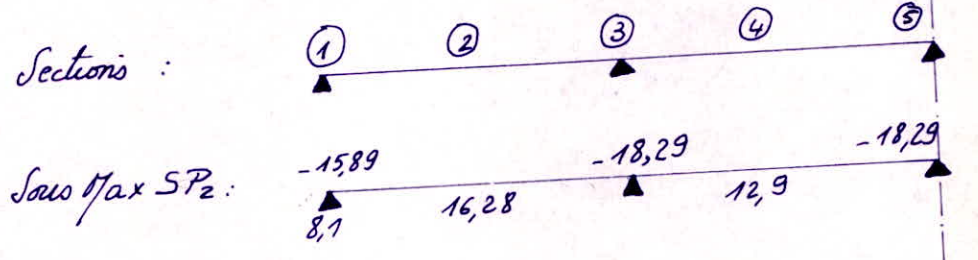
Section ④: $M = 9,26 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,039 \xrightarrow{\text{tableaux}} k_1 = 44,5 > k_0 = 20,44 \Rightarrow \bar{\omega}' = 0 \quad (\text{pas d'armatures comprimées})$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,039 \\ k_1 = 44,5 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableaux}} \bar{\omega} = 0,28 \text{ d'où } A = 6,33 \text{ cm}^2$$

b) Sous SP₂: $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

Sections :



Section ①: * $M = -15,89 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,044 \xrightarrow{\text{tableaux}} k_1 = 41,4 > k_0 \Rightarrow \bar{\omega}' = 0 \quad (\text{pas d'armatures comprimées})$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,044 \\ k_1 = 41,4 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableaux}} \bar{\omega} = 0,321 \text{ d'où } A = 7,25 \text{ cm}^2$$

* $M = 8,1 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,0226 \xrightarrow{\text{tableaux}} k_1 = 61 > k_0 \Rightarrow \bar{\omega}' = 0 \quad (\text{pas d'armatures comprimées})$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,0226 \\ k_1 = 61 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableaux}} \bar{\omega} = 0,161 \text{ d'où } A = 3,64 \text{ cm}^2$$

Section ②: $M = 16,28 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$.

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,0455 \xrightarrow{\text{tableaux}} k_1 = 40,6 > k_0 \Rightarrow \bar{\omega}' = 0 \quad (\text{pas d'armatures comprimées})$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,0455 \\ k_1 = 40,6 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableaux}} \bar{\omega} = 0,0332 \text{ d'où } A = 7,5 \text{ cm}^2$$

Sections ③ et ⑤: $M = -18,29 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,051 \xrightarrow{\text{tableaux}} k_1 = 37,8 > k_0 = 20,44 \Rightarrow \bar{\omega}' = 0$$

(pas d'armatures comprimées).

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,051 \\ k_1 = 37,8 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableaux}} \bar{\omega} = 0,376 \quad \text{d'où} \quad A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} = 8,5 \text{ cm}^2$$

section ④: $M = 12,9 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,036 \xrightarrow{\text{tableaux}} k_1 = 46,6 > k_0 = 20,44 \Rightarrow \bar{\omega}' = 0$$

(pas d'armatures comprimées).

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,036 \\ k_1 = 46,6 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableaux}} \bar{\omega} = 0,261 \quad \text{d'où} \quad A = 5,90 \text{ cm}^2$$

Recapitulation:

	Sous SP_1	Sous SP_2
aciers en Travée	$A_2 = 9,49 \text{ cm}^2$ $A_4 = 6,33 \text{ cm}^2$	$A_2 = 7,5 \text{ cm}^2$ $A_4 = 5,9 \text{ cm}^2$
aciers aux appuis	$A_1 = 2,71 \text{ cm}^2$ $A_3 = A_5 = 8,31 \text{ cm}^2$	$A_1 = 7,25 \text{ cm}^2$ $A_{\text{inf}} = 3,64 \text{ cm}^2$ $A_3 = A_5 = 8,5 \text{ cm}^2$

les sections d'armatures à prendre en compte seront Max [aciers (SP_1), aciers (SP_2)]

en Travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_2 = 9,49 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T16 \quad A = 10,05 \text{ cm}^2 \\ A_4 = 6,33 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T14 \quad A = 7,70 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{sup}} = 7,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T16 \quad A = 10,05 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{inf}} = 3,64 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T16 \quad A = 4,02 \text{ cm}^2 \\ A_3 = A_5 = 8,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T16 \quad A = 10,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

N.B.: Ces sections d'armatures ne sont pas définitives, elles devront être modifiées si elles ne vérifient pas les différentes conditions ci-après.

Vérifications

* Condition de flèche: (C.C.B.A 68 art 61,21).

$$\bullet \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 40 \times 56,5}{4200} = 23,14 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures tendues en travée vérifient cette condition.

$$\bullet \frac{h_t}{l} = \frac{60}{660} = 0,091 > \frac{1}{16} = 0,0625.$$

La justification de flèche n'est donc pas nécessaire.

* Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow A \geq 0,69 \times 40 \times 56,5 \times \frac{5,9}{4200} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections vérifient cette condition.

* Condition de non entraînement : (C.C.B.A 68 art 291)

$$\bar{E}_d = 24,2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad (\text{aciers HA. } \gamma_d = 1,5)$$

$$\Rightarrow \bar{E}_d = 2 \times 15 \times (1,5 \times 5,9) = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{E}_d = \frac{T}{\pi p z}$$

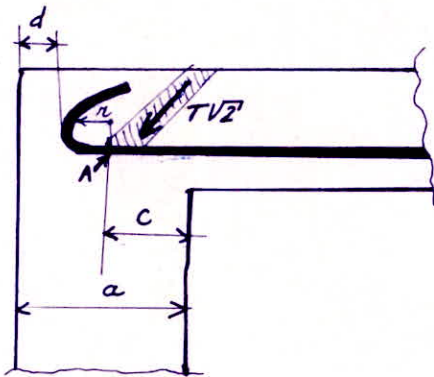
$$\text{ou } \left\{ \begin{array}{l} T = T_{\max}(\text{appui}) = T_{\text{section } \textcircled{3}} = 15,57 \text{ t} \\ z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 56,5 = 49,44 \text{ cm}^2 \\ \pi p = \pi (\pi \phi) = 5 \cdot \pi \cdot 1,6 = 25,13 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{E}_d = \frac{15,57 \cdot 10^3}{25,13 \times 49,44} = 12,53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{E}_d = 12,53 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifié}).$$

* Conditions aux appuis :

- Béton : cette vérification se fait pour les appuis de rive (ancrage aciers).
(appuis $\textcircled{1}$ et $\textcircled{5}$)



L'effort tranchant T crée au voisinage de l'appui des hélices de compression inclinées à 45° .
Pour que $\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_{b0}'$, nous devons avoir

$$c \geq \frac{2T}{60 \cdot \bar{\sigma}_{b0}'}$$

avec :

b_0 : largeur de la poutre ; $b_0 = 40 \text{ cm}$.

c : distance du nu de l'appui au point A où commence l'ancrage de l'armature inférieure.

$$c = a - (d + r)$$

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$d = 4 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 3 \times 1,6 = 4,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c = 31,2 \text{ cm}$$

$$T = T_{\max} = 12,84 \text{ t} \quad (SP_2) \quad \Rightarrow \bar{\sigma}_{b0}' = 1,5 \times 68,7 = 103 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{2T}{60 \cdot \bar{\sigma}_{b0}'} = \frac{2 \times 12,84 \cdot 10^3}{40 \times 103} = 6,23 \text{ cm} < c = 31,2 \text{ cm} \quad (\text{Vérifié}).$$

- aciers: $T + \frac{M}{z} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a \Rightarrow A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$

avec / M : moment de Continuité ou d'encastrement pris avec son signe
 A : section des aciers inférieurs

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 56,5 = 49,44 \text{ cm.}$$

Section ①: $\begin{cases} M = 8,1 \text{ t.m.} \\ T = 12,84 \text{ t} \end{cases}$

$$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{12,84 \cdot 10^3}{4200} + \frac{8,1 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 56,5 \cdot 4200} = 6,96 \text{ cm}^2 > A = 4,02 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on doit augmenter la section d'armatures inférieures dans l'appui ①.
 on prendra $A_{\text{inf}} = 4716$ soit $A = 8,04 \text{ cm}^2$ (ce qui vérifie la condition)

Section ③ et ⑤: $\begin{cases} M = -18,29 \text{ t.m.} \\ T = 15,57 \text{ t} \end{cases}$

$$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = -5,1 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ (aciers inférieurs non nécessaires)}$$

* Vérification des Contraintes:

Sous SP_1 $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

Sous SP_2 $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

Sections	① (SP_2)	② (SP_1)	③ (SP_2)	④ (SP_1)	⑤ (SP_2)	
M (t.m)	8,1	15,89	12,64	18,29	9,26	18,29
A (cm ²)	8,04	10,05	10,05	10,05	7,70	10,05
$\bar{\omega} = \frac{100A}{bR}$	0,3557	0,4447	0,4447	0,4447	0,3407	0,4447
ϵ	0,9074	0,8986	0,8986	0,8986	0,9091	0,8986
h	39	34,3	34,3	34,3	40	34,3
$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h}$ (kg/cm ²)	1965	3114	2471	3584	2341	2341
$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{\bar{\omega}}$ (kg/cm ²)	50,38	90,8	72,22	104,5	58,53	58,53

. les Contraintes trouvées sont bien inférieures aux Contraintes admissibles.

* Vérification à la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{(1 + 10 \bar{\omega}_f)}, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (acier HA)}$$

ϕ = diamètre de la plus grosse des barres

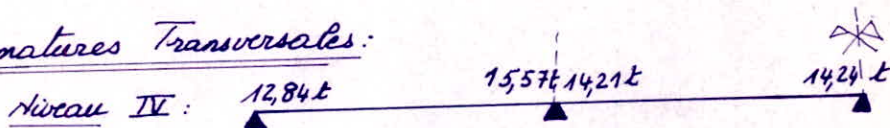
$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$; B_f : section d'enrobage des armatures tendues.

Sections	① (SP ₂)	② (SP ₁)	③ (SP ₂)	④ (SP ₁)	⑤ (SP ₂)	
A (cm ²)	8,04	10,05	10,05	10,05	7,7	10,05
$\bar{\omega}_f$	0,029	0,036	0,036	0,036	0,027	0,036
σ_1 (Kg/cm ²)	3372	3970	3970	3970	3645	3970
σ_2 (Kg/cm ²)	2765	2765	2258	2765	2413	2765
$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)	4200	4200	2800	4200	2800	4200
$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2)$ (Kg/cm ²)	3372	3970	3970	3970	3645	3970
$\min(\bar{\sigma}_a, \sigma_f)$ (Kg/cm ²)	3372	3970	2800	3970	2800	3970

Toutes les contraintes de fissuration vérifient la condition $\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$
(Voir la Vérification des Contraintes)

Calcul des armatures Transversales:



Vu que les efforts tranchants appliqués aux appuis sont du même ordre de grandeur, et pour éviter des erreurs susceptibles de se produire sur chantier, on calculera les armatures transversales avec l'effort tranchant maximum soit $T = 15,57 \text{ t}$

Contrainte de Cisaillement:

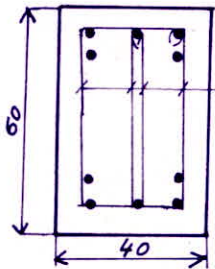
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad ; \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 56,5 = 49,44 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{15,57 \cdot 10^3}{40 \cdot 49,44} = 7,87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}'_{b0} &= 103 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_b &= 104,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b &= 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

d'où $\bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = 30,84 \text{ Kg/cm}^2$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 7,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 30,84 \text{ Kg/cm}^2$ (Vérifié)
d'où on disposera des aciers Verticaux.



$$\left. \begin{aligned} A_L &= 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{en} &= 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (FE24)} \\ \rho_{at} &= \frac{2}{3} \text{ (Reprise de bétonnage)} \\ &\text{(BA 6B art 25,12)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \rho_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement des Cadres et étriers :

$$\rho_{at} = \frac{T \cdot t}{3 \cdot A_L} \Rightarrow t = \frac{3 \cdot A_L \cdot \rho_{at}}{T}$$

$$\rho_{at} = \frac{I}{b \cdot t} \Rightarrow t = \frac{A_L}{b} \cdot \frac{\rho_{at}}{\rho_b}$$

d'où dans Notre Cas: $t = \frac{1,13}{40} \times \frac{1600}{7,87} = 5,74 \text{ cm}$

Calcul de \bar{t} :

$$\bar{t} = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} t_1 &= 0,2 h = 0,2 \times 56,5 = 11,3 \text{ cm} \\ t_2 &= h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\sigma_b}\right) = 56,5 \left(1 - \frac{0,3 \times 7,87}{8,85}\right) = 41,42 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

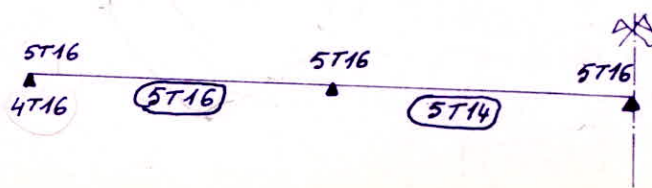
Le 1^{er} Cours d'armatures sera placé à $\frac{t}{2}$ de l'appui soit $\frac{5,74}{2} = 2,87 \text{ cm}$. on prendra 2cm la poutre a une distance entre nus des appuis $l = 6,6 \text{ m} \Rightarrow \frac{l}{2} = 3,3 \text{ m}$. Nous prendrons le nombre entier supérieur soit 4 et selon la suite de Caquot, les Espacements seront:

$$2 \text{ cm} + (4 \times 8 \text{ cm}) + (4 \times 9 \text{ cm}) + (4 \times 10 \text{ cm}) + (4 \times 11 \text{ cm}) + (4 \times 13 \text{ cm}) + (4 \times 16 \text{ cm}) + (3 \times 20 \text{ cm}) = 330 \text{ cm}$$



Conclusion :

Ferrailage Niveau IV



Niveau III:

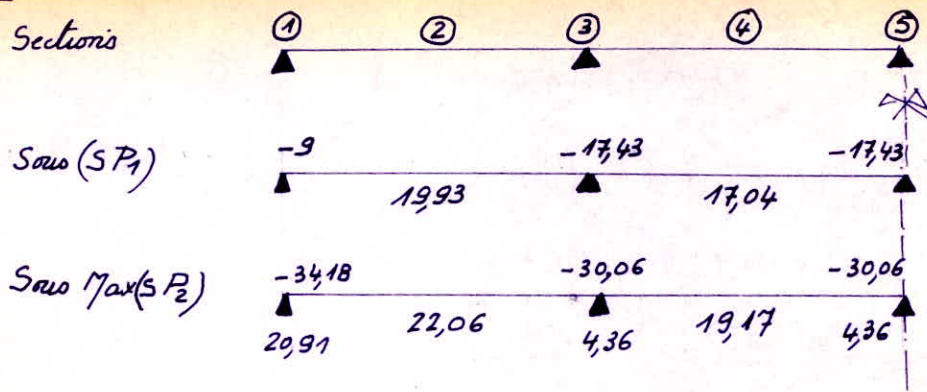


Tableau sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a' = \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$; $\delta = 0,06$; $k_0 = 20,44$

Sections	①	②	③	④	⑤
M (t.m)	9	19,93	17,43	17,04	17,43
$\mu_1 = \mu_2$	0,0377	0,0836	0,0731	0,0715	0,0731
k_1	45,3 > k_0	27,8 > k_0	30,1 > k_0	30,7 > k_0	30,1 > k_0
$\mu_1' = \mu_2'$	/	/	/	/	/
k	/	/	/	/	/
σ_a' (kg/cm ²)	/	/	/	/	/
$\bar{\omega}$	0,275	0,63	0,547	0,535	0,547
$\bar{\omega}'$	0	0	0	0	0
A (cm ²)	6,22	14,24	12,36	12,09	12,36
A' (cm ²)	/	/	/	/	/

Tableau sous SP₂: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2$; $\delta = 0,06$; $k_0 = 20,44$

Sections	①	②	③ et ⑤	④		
M (t.m)	34,18	20,91	22,06	30,06	4,36	19,17
$\mu_1 = \mu_2$	0,0956	0,0585	0,0617	0,0840	0,0122	0,0536
k_1	$25,5 > k_0$	$34,75 > k_0$	$33,6 > k_0$	$27,7 > k_0$	$86,5 > k_0$	$36,7 > k_0$
$\mu_1' = \mu_2'$	—	—	—	—	—	—
k	—	—	—	—	—	—
σ_a' (kg/cm ²)	—	—	—	—	—	—
$\bar{\omega}$	0,726	0,434	0,459	0,634	0,0854	0,396
$\bar{\omega}'$	—	—	—	—	—	—
A (cm ²)	16,4	9,8	10,37	14,33	1,93	8,95
A' (cm ²)	—	—	—	—	—	—

Sections à prendre en compte: Max [aciers (SP₁), aciers (SP₂)].

en Travee: $\left\{ \begin{array}{l} A_2 = 14,24 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2 \\ A_4 = 12,09 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

aux appuis: $\left\{ \begin{array}{l} A_{1 \text{ sup}} = 16,4 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2 \\ A_{3 \text{ sup}} = A_{5 \text{ sup}} = 14,33 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2 \\ A_{1 \text{ inf}} = 9,8 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2 \\ A_{3 \text{ inf}} = A_{5 \text{ inf}} = 1,93 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$

Vérifications: * Condition de flèche (BA 68 art 61,21)

Toutes les sections d'armatures tendues en travee vérifient cette condition: $\left. \begin{array}{l} \bullet \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq \frac{43 bh}{\sigma_{en}} = 23,14 \text{ cm}^2 \\ \bullet \frac{kt}{l} = \frac{60}{660} = 0,091 > \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \text{ la justification de flèche n'est pas nécessaire.}$

* Condition de Non fragilité:

$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 2,19 \text{ cm}^2$ (Toutes les sections vérifient cette condition).

* Condition de non entrainement: (BA 68, art 291)

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times (1,5,5,9) = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n_p \cdot z} \quad \text{ou} \quad \left| \begin{array}{l} T = T_{\max \text{ appui}} = T_{\text{section ③}} = 20,64 \text{ t} \\ n_p = 5 \cdot \pi \phi = 5 \cdot \pi \cdot 2 = 10\pi. \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{20,64 \cdot 10^3}{10\pi \times 4,944} = 13,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 13,29 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

* Condition aux appuis: Cette vérification se fait pour les appuis de rive (Ancrage).

- béton:

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$c = a - (d + r) = 30 \text{ cm (Voir Définition dans Niveau IV)}$$

$$T = T_{\max} = 18,76 \text{ t (Sous SP}_2)$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 15,68,7 = 103 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 18,76 \cdot 10^3}{40 \times 103} = 9,10 \text{ cm} < c = 30 \text{ cm (Vérifié)}$$

- Aciers:

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a}$$

A: section d'aciers inférieurs

M: moment pris avec son signe

$$\text{Section ①: } \left\{ \begin{array}{l} M = 20,91 \text{ t.m} \\ T = 18,76 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{18,76 \cdot 10^3}{4200} + \frac{20,91 \cdot 10^5}{49,44 \times 4200} = 14,53 \text{ cm}^2 > A_{\text{inf}} = 12,06 \text{ cm}^2$$

Donc on doit augmenter cette section: on adoptera pour A_{inf} 5T20
Soit $A = 15,70 \text{ cm}^2$

$$\text{Section ③ et ⑤: } \left\{ \begin{array}{l} M = 4,36 \text{ t.m} \\ T = 18,83 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{18,83 \cdot 10^3}{4200} + \frac{4,36 \cdot 10^5}{49,44 \times 4200} = 6,58 \text{ cm}^2 > A_{\text{inf}} = 4,02 \text{ cm}^2$$

on doit augmenter la section d'aciers inférieurs aux appuis

③ et ⑤. On prendra $A_{\text{inf}} = 3T20$ soit $A = 9,42 \text{ cm}^2$

Vérification des Contraintes :

$$\text{Sous } SP_1 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Sous } SP_2 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Sections	① (SP ₂)	② (SP ₁)	③ et ⑤ (SP ₂)	④ (SP ₁)		
M (t.m)	34,18	20,91	19,93	30,06	4,36	17,04
A (cm ²)	18,84	15,70	15,70	15,70	9,42	12,56
$\bar{\omega} = \frac{100A}{b.R}$	0,834	0,694	0,694	0,694	0,417	0,556
ϵ	0,8698	0,8786	0,8786	0,8786	0,9012	0,8889
R	23,4	26,2	26,2	26,2	35,6	30
$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot R} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	3692	2683	2557	3857	909	2701
$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{R} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	157,76	103,4	97,6	147,2	25,54	90,04

Toutes les Contraintes trouvées sont inférieures aux Contraintes admissibles.

Calcul des Armatures transversales :

Niveau III : Elles seront Calculées avec $T = T_{\max} = 20,64T$

Contrainte de Cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot j} = \frac{20,64 \cdot 10^3}{40 \times 75,5} = 10,43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b0}' = 103 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = 147,2 \text{ Kg/cm}^2$$

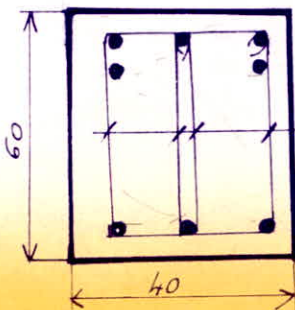
$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{b0}' = 103 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 147,2 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{b0}' < \bar{\sigma}_b' < 2\bar{\sigma}_{b0}'$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b \leq \left(45 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'} \right) \bar{\sigma}_b = 27,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 10,43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 27,17 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

On disposera donc des aciers Verticaux.



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

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

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \text{ (reprise de bétonnage)}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 1,13 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \end{array} \right\} \bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement des Cadres et Etriers:

$$t = \frac{A_t}{b} \cdot \frac{\sigma_{at}}{\sigma_b} = \frac{1,13}{40} \cdot \frac{1600}{10,43} = 4,33 \text{ cm}$$

Calcul de \bar{t} :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 11,3 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - \frac{0,3\sigma_b}{\sigma_b}\right) = 36,52 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le 1^{er} Gros d'armatures transversales sera placé à $\frac{t}{2} = \frac{4,33}{2} \approx 2 \text{ cm}$ à partir de l'appui.

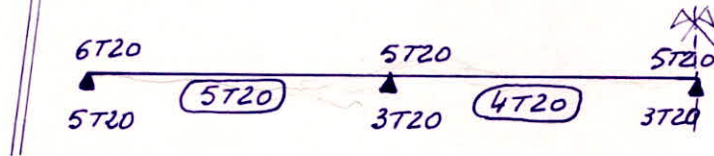
Pour la suite on prendra la disposition de Caquot.

$$\frac{L}{2} = \frac{6,6}{2} = 3,3 \Rightarrow \text{on prend 4 comme Coefficient}$$

Et selon la suite de Caquot, les Espacements seront comme suit:

$$2 + (4 \times 8) + (4 \times 9) + (4 \times 10) + (4 \times 11) + (4 \times 13) + (4 \times 16) + (3 \times 20) = 330 \text{ cm}$$

Conclusion: Ferraillage du Niveau III:



Niveau II:

Sections

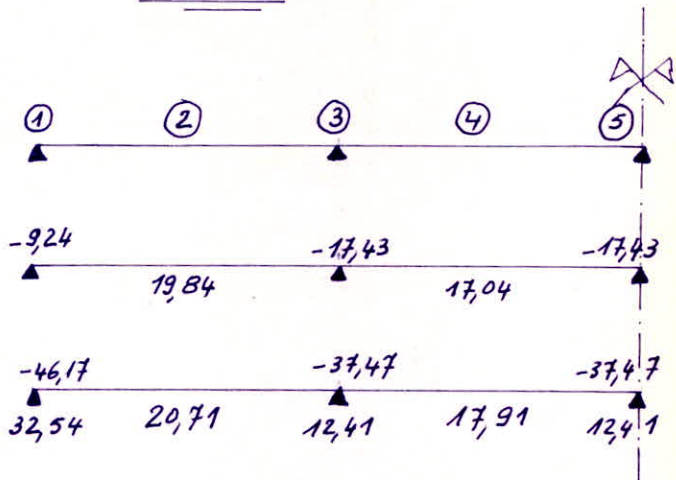


Tableau sous SP₁: $\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$, $\delta' = 0,06$, $k_0 = 20,44$

Sections	①	②	③ et ⑤	④
$M \text{ (t.m)}$	9,24	19,84	17,43	17,04
$\mu_1 = \mu_2$	0,0388	0,0832	0,0731	0,0715
k_1	44,6 > k_0	27,9 > k_0	30,25 > k_0	30,7 > k_0
$\mu_1' = \mu_2'$	/	/	/	/
k	/	/	/	/
$\sigma_a' \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	/	/	/	/
$\bar{\omega}$	0,282	0,627	0,547	0,535
$\bar{\omega}'$	0	0	0	0
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	6,37	14,17	12,36	12,09
$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	/	/	/	/

Tableau sous SP₂: $\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2$, $\delta' = 0,06$; $k_0 = 20,44$

Sections	①	②	③ et ⑤	④		
$M \text{ (t.m)}$	46,17	32,54	20,71	37,47	12,41	17,91
$\mu_1 = \mu_2$	0,129	0,091	0,058	0,1048	0,0347	0,0500
k_1	20,9 > k_0	26,3 > k_0	35 > k_0	24 > k_0	47,6 > k_0	38,3 > k_0
$\mu_1' = \mu_2'$	/	/	/	/	/	/
k	/	/	/	/	/	/
$\sigma_a' \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	/	/	/	/	/	/
$\bar{\omega}$	1	0,691	0,429	0,801	0,252	0,367
$\bar{\omega}'$	0	0	0	0	0	0
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	22,6	15,62	9,69	18,10	5,69	8,29
$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	/	/	/	/	/	/

Sections à prendre en compte: Max [aéros (SP₁), aéros (SP₂)]

en travée: $A_2 = 14,17 \text{ cm}^2$ soit 5T20 $A = 15,70 \text{ cm}^2$
 $A_4 = 12,09 \text{ cm}^2$ soit 4T20 $A = 12,56 \text{ cm}^2$

au appuis: $A_{1 \text{ sup}} = 22,6 \text{ cm}^2$ soit 8T20 $A = 25,13 \text{ cm}^2$
 $A_{1 \text{ inf}} = 15,62 \text{ cm}^2$ soit 6T20 $A = 18,84 \text{ cm}^2$
 $A_{3 \text{ sup}} = A_{6 \text{ sup}} = 18,10 \text{ cm}^2$ soit 6T20 $A = 18,84 \text{ cm}^2$
 $A_{3 \text{ inf}} = A_{5 \text{ inf}} = 5,69 \text{ cm}^2$ soit 3T20 $A = 9,42 \text{ cm}^2$

Vérifications: * Condition de flèche:

$$A \leq \frac{43 b h}{\sigma_{en}} = 23,14 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures tendues en travée, vérifient cette condition. \Rightarrow la justification de flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h_t}{L} = \frac{60}{660} = 0,091 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

* Condition de Non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \geq 2,19 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections vérifient cette condition.

* Condition de Non entraînement.

$$\bar{\sigma}_d = 24 d \bar{\sigma}_b = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p z} \quad \text{ou} \quad \left\{ \begin{array}{l} T = T_{\max} = T_{\text{section } \textcircled{3}} = 23,52 \text{ t} \\ n p = 3 \cdot \pi \phi = 3 \times \pi \times 2 = 6 \pi \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = \frac{23,52 \cdot 10^3}{6 \cdot \pi \times \frac{7}{8} \cdot 56,5} = 25,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 25,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

* Conditions aux appuis: Cette vérification se fait pour

les appuis de rive uniquement (ancrage).

- béton: $C \geq \frac{2T}{60 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}}$

$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$C = 30 \text{ cm}$$

$$T = T_{\max} = 21,70 \text{ t (Sur SP}_2)$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow C \geq \frac{2 \times 21,70 \cdot 10^3}{40 \times 103} = 10,53 \text{ cm} \quad \text{donc } C = 30 \text{ cm} > 10,53 \text{ cm (Vérifié)}$$

- Aciers: $A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a}$

Section ①: $\begin{cases} M = 32,54 \text{ t.m} \\ T = 21,7 \text{ t} \end{cases}$

$$\Leftrightarrow \frac{21,7 \cdot 10^3}{4200} + \frac{32,54 \cdot 10^5}{49,44 \cdot 4200} = 20,83 \text{ cm}^2 > A_{inf} = 18,84 \text{ cm}^2$$

→ Il faut augmenter cette section. On adoptera pour A_{inf} 8720
Soit $A = 25,13 \text{ cm}^2$

Sections ③ et ⑤: $\begin{cases} M = 12,41 \text{ t.m} \\ T = 23,52 \text{ t} \end{cases}$

$$\Leftrightarrow \frac{23,52 \cdot 10^3}{4200} + \frac{12,41 \cdot 10^5}{49,44 \cdot 4200} = 11,58 \text{ cm}^2 > A_{inf}^{③ \text{ et } ⑤} = 9,42 \text{ cm}^2$$

⇒ on doit augmenter cette section. On adoptera pour A_{inf} 4720
Soit $A = 12,56 \text{ cm}^2$

* Vérification des Contraintes:

Sous SP_1 $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

Sous SP_2 $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

Sections	① (SP_2)	② (SP_1)	③ et ⑤ (SP_2)	④ (SP_1)		
M (t.m)	46,17	32,54	19,84	37,47	12,41	17,04
A (cm ²)	25,13	25,13	15,7	18,84	12,56	12,56
$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h}$	1,11	1,11	0,694	0,833	0,555	0,555
ϵ	0,8552	0,8552	0,8786	0,8699	0,8889	0,8889
h	19,55	19,55	26,2	23,45	30	30
$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	3802	2679,85	2546	4047	1967	2701
$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	194,5	137	97,16	172,6	65,6	90

Toutes les Contraintes trouvées sont inférieures aux Contraintes admissibles.

Calcul des armatures transversales:Niveau II: Elles seront calculées pour $T = T_{max} = 23,52 T$ Contrainte de Cisaillement:

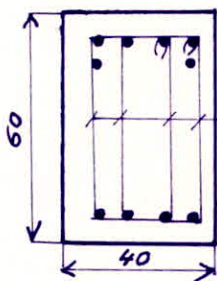
$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{23,52 \cdot 10^3}{40 \times 49,44} = 11,89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 172,6 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 11,89 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

→ Nous disposerons des Cadres et étriers Verticaux.



$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \\ \rho_{at} = \frac{2}{3} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement des Cadres et étriers:

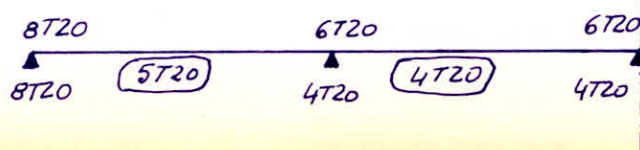
$$t = \frac{A_t}{b} \cdot \frac{\sigma_{at}}{\bar{\tau}_b} = \frac{1,13}{40} \times \frac{1600}{11,89} = 3,8 \text{ cm}$$

Calcul de \bar{t} :

$$\bar{t} = \sqrt{t \cdot h} \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h = 11,3 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 33,72 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le 1^{er} Cours d'armatures à partir de l'appui sera placé à $\frac{t}{2} = \frac{3,8}{2} \approx 2 \text{ cm}$

$\frac{l}{2} = \frac{6,6}{2} = 3,3 \text{ m} \Rightarrow$ on prendra l'entier supérieur soit 4 et selon la suite de CAQUOT, les Espacements des Cadres et étriers seront comme suit:

$$2 + (4 \times 8) + (4 \times 9) + (4 \times 10) + (4 \times 11) + (4 \times 13) + (4 \times 16) + (3 \times 20) = 330 \text{ cm.}$$
Conclusion:Ferraillage du Niveau II:

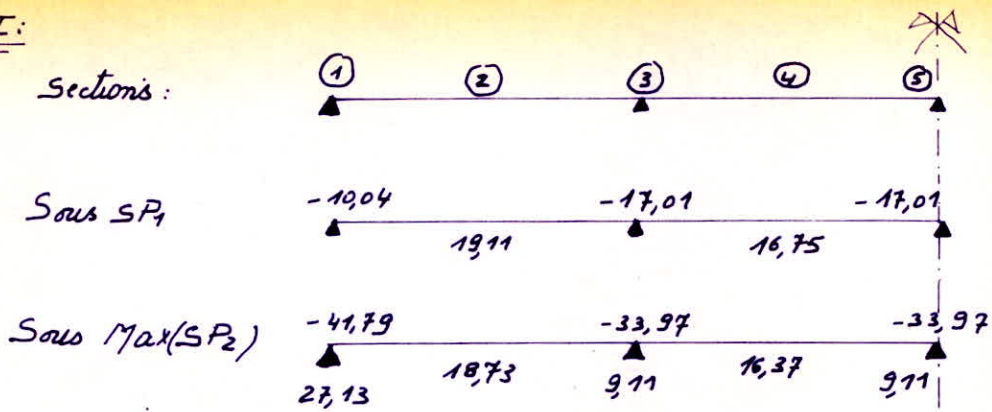
Niveau I:

Tableau Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$, $\delta = 0,06$, $k_0 = 29,44$.

Sections	①	②	③ et ⑤	④
$M (t.m)$	10,04	19,11	17,01	16,75
$\mu_1 = \mu_2$	0,042	0,080	0,071	0,070
k_1	42,6 > k_0	28,5 > k_0	30,8 > k_0	31,1 > k_0
$\mu_1' = \mu_2'$	/	/	/	/
k	/	/	/	/
$\sigma_a' (Kg/cm^2)$	/	/	/	/
$\bar{\omega}$	0,306	0,601	0,532	0,523
$\bar{\omega}'$	0	0	0	0
$A (cm^2)$	6,91	13,58	12,02	11,82
$A' (cm^2)$	/	/	/	/

tableau sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b' = 2055 \text{ Kg/cm}^2$, $\delta = 0,06$, $k_0 = 20,44$

Sections	①	②	③ et ⑤	④		
M (t.m)	41,79	27,13	18,73	33,97	9,11	16,37
$\mu_1 = \mu_2$	0,1169	0,0759	0,0524	0,095	0,0255	0,0458
k_1	$22,3 > k_0$	$29,5 > k_0$	$37,2 > k_0$	$25,6 > k_0$	$57 > k_0$	$40,4 > k_0$
$\mu_1' = \mu_2'$	/	/	/	/	/	/
k	/	/	/	/	/	/
σ_a' (Kg/cm ²)	/	/	/	/	/	/
$\bar{\omega}$	0,92	0,571	0,386	0,722	0,183	0,335
$\bar{\omega}'$	0	0	0	0	0	0
A (cm ²)	20,79	12,90	8,72	16,32	4,14	7,57
A' (cm ²)	/	/	/	/	/	/

Sections à prendre en compte : $\text{Max} [\text{aciens (SP}_1), \text{aciens (SP}_2)]$

en Travee : $A_2 = 13,58 \text{ cm}^2$ Soit 5T20 $A = 15,70 \text{ cm}^2$
 $A_4 = 11,82 \text{ cm}^2$ Soit 4T20 $A = 12,56 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_{1\text{sup}} = 20,79 \text{ cm}^2$ Soit 8T20 $A = 25,13 \text{ cm}^2$
 $A_{1\text{inf}} = 12,90 \text{ cm}^2$ Soit 6T20 $A = 18,84 \text{ cm}^2$
 $A_{3\text{sup}} = A_{5\text{sup}} = 16,32 \text{ cm}^2$ Soit 6T20 $A = 18,84 \text{ cm}^2$
 $A_{3\text{inf}} = A_{5\text{inf}} = 4,14 \text{ cm}^2$ Soit 3T20 $A = 9,42 \text{ cm}^2$.

Vérifications : * Condition de flèche.

$$A \leq \frac{436 \cdot l}{\sigma_{en}} = 23,14 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures tendues en travee, vérifient cette condition } \Rightarrow la justification de flèche n'est pas nécessaire.

$$\cdot \frac{h_t}{l} = \frac{60}{660} = 0,091 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

* Condition de Non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \geq 2,19 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures vérifient cette condition.

* Condition de Non entrainement :

$$\bar{E}_d = 24d\bar{\sigma}_b = 2,45 \cdot (1,5 \times 5,9) = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{E}_d = \frac{T}{m_p \cdot z} \quad \text{où } \left\{ \begin{array}{l} T = T_{\max} = T_{\text{section } \textcircled{3}} = 21,76 \text{ t} \\ m_p = 3 \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot \pi \cdot 2 = 6\pi \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{E}_d = \frac{21,76 \cdot 10^3}{6\pi \times 49,44} = 23,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{E}_d = 23,35 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

* Conditions aux appuis : Cette vérification se fait aux appuis de rive (ancrage)

- beton : $c \geq \frac{2T}{60 \cdot \bar{\sigma}_{b0}^2}$ où $T = T_{\max} = 20,20 \text{ t}$ (Sans SP2)

$$c = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{b0}^2 = 1,5 \times 68,7 = 103 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow c \geq \frac{2 \times 20,20 \cdot 10^3}{40 \times 103} = 9,8 \text{ cm}$$

$$c = 30 \text{ cm} > 9,8 \text{ cm} \text{ (Vérifié)}$$

- acier :

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3\bar{\sigma}_a}$$

Section $\textcircled{1}$ $\left\{ \begin{array}{l} M = 27,13 \text{ t.m} \\ T = 20,20 \text{ t} \end{array} \right.$

$$A \geq \frac{20,20 \cdot 10^3}{4200} + \frac{27,13 \cdot 10^5}{49,44 \times 4200} = 17,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 18,84 \text{ cm}^2 > 17,87 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

Section $\textcircled{3}$ et $\textcircled{5}$: $\left\{ \begin{array}{l} M = 9,11 \text{ t.m} \\ T = 21,76 \text{ t} \end{array} \right.$

$$A \geq \frac{21,76 \cdot 10^3}{4200} + \frac{9,11 \cdot 10^5}{49,44 \times 4200} = 9,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = A_{\text{sup}} = 9,42 \text{ cm}^2 < 9,57 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Il faut augmenter cette section. on adoptera donc pour A_{inf} et A_{sup}

$$4T20 \text{ soit } A = 12,56 \text{ cm}^2.$$

* Vérification des Contraintes:

$$\text{Sous } SP_1 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Sous } SP_2 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Section	① (SP ₂)	② (SP ₁)	③ et ⑤ (SP ₂)	④ (SP ₁)		
η (t.m)	41,79	27,13	19,11	33,97	9,11	16,75
A (cm ²)	25,13	18,84	15,70	18,84	12,56	12,56
$\bar{\omega} = \frac{100A}{bR}$	1,112	0,8336	0,6946	0,8336	0,555	0,555
ϵ	0,8553	0,8699	0,8786	0,8699	0,8889	0,8889
k	19,55	23,42	26,2	23,42	30	30
$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot R}$ (Kg/cm ²)	3441	2930	2452	3668,5	1444	2655,4
$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k}$ (Kg/cm ²)	176	125	93,6	156,6	48,2	88,51

Toutes les Contraintes trouvées sont inférieures aux Contraintes admissibles.

Calcul des Armatures transversales:

Niveau I: Elles seront calculées sous $T = T_{\max} = 21,76 \text{ t}$

Contrainte de Cisaillement:

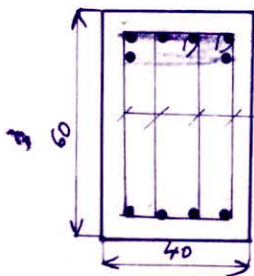
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{21,76 \cdot 10^3}{40 \times 49,44} = 11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{b0}' = 103 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_b' = 156,6 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{b0}' < \sigma_b' < 2\bar{\sigma}_{b0}'$$

$$\tau_b \leq \left(45 \cdot \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'} \right) \bar{\sigma}_b = 26,37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_b = 11 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_b = 26,37 \text{ Kg/cm}^2$$

\Rightarrow Nous disposerons donc des Cadres et étriers Verticaux.



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

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

$$P_{at} = \frac{2}{3} \text{ (reprise de bétonnage)}$$

$$\Rightarrow \sigma_{at} = P_{at} \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement des cadres et étriers :

$$t = \frac{A_t}{b} \times \frac{\sigma_{at}}{\sigma_b} = \frac{1,13}{40} \times \frac{1600}{11} = 4,1 \text{ cm}$$

Calcul de \bar{t} :

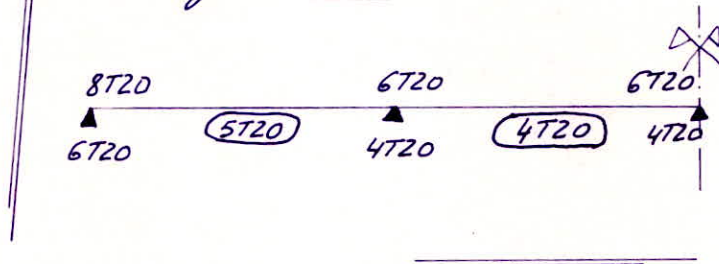
$$\bar{t} = \text{Max} \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 11,3 \text{ cm.} \\ t_2 = h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\sigma_b}\right) = 35,43 \text{ cm.} \end{cases}$$

Le 1^{er} cours d'armatures sera placé à $\frac{t}{2} \approx 2 \text{ cm}$ à partir de l'appui.

$\frac{h}{2} = \frac{66}{2} = 33$. on prend l'entier supérieur 4, et selon la suite de Caquot, les espacements des cadres et étriers seront comme suit :

$$2 + (4 \times 8) + (4 \times 9) + (4 \times 10) + (4 \times 11) + (4 \times 13) + (4 \times 16) + (3 \times 20) = 330 \text{ cm}$$

Conclusion: Ferraillage Niveau I



4) Calcul des poutres du portique transversal:

Les résultats seront consignés dans des tableaux.

Section:

$$b = 30 \text{ cm} \quad d = d' = 3 \text{ cm} \quad \delta^2 = 0,06$$

$$k_t = 50 \text{ cm} \quad k = 47 \text{ cm}$$

Niveau IV:

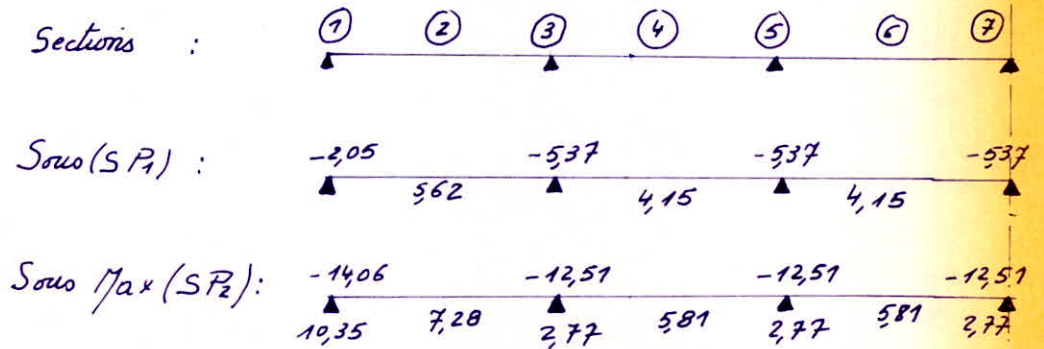


Tableau Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$; $\delta^2 = 0,06$; $k_0 = 20,44$.

Sections	①	②	③, ⑤ et ⑦	④ et ⑥
M (t.m)	2,05	5,62	5,37	4,15
$\mu_1 = \mu_2$	0,0165	0,0454	0,0434	0,0335
k_1	$73 > k_0$	$40,6 > k_0$	$47,7 > k_0$	$48,6 > k_0$
$\mu_1' = \mu_2'$	—	—	—	—
k	—	—	—	—
σ_a' (Kg/cm ²)	—	—	—	—
$\bar{\omega}$	0,117	0,332	0,317	0,243
$\bar{\omega}'$	0	0	0	0
A (cm ²)	1,65	4,68	4,47	3,42
A' (cm ²)	—	—	—	—

Tableau sous SP₂: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}'_b = 2055 \text{ Kg/cm}^2$, $\delta = 0,06$, $k_0 = 20,44$

Sections	①		②	③, ⑤ et ⑦		④ et ⑥
η (t.m)	14,06	10,35	7,28	12,51	2,77	5,81
$\mu_1 = \mu_2$	0,0757	0,0557	0,0392	0,0674	0,0149	0,0313
k_1	$29,6 > k_0$	$35,8 > k_0$	$44,4 > k_0$	$31,8 > k_0$	$77,3 > k_0$	$50,5 > k_0$
$\mu'_1 = \mu'_2$	—	—	—	—	—	—
k	—	—	—	—	—	—
$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)	—	—	—	—	—	—
$\bar{\omega}$	0,568	0,412	0,284	0,504	0,105	0,227
$\bar{\omega}'$	0	0	0	0	0	0
A (cm ²)	8	5,81	4	7,1	1,48	3,2
A' (cm ²)	—	—	—	—	—	—

Sections à prendre en compte: $\text{Max}[\text{aciers (SP}_1), \text{aciers (SP}_2)]$

en Travée: $A_2 = 4,68 \text{ cm}^2$ Soit 3T16 $A = 6,03 \text{ cm}^2$

$A_4 = A_6 = 3,42 \text{ cm}^2$ Soit 2T16 $A = 4,02 \text{ cm}^2$

aux appuis: $A_{1\text{sup}} = 8 \text{ cm}^2$ Soit 4T16 $A = 8,04 \text{ cm}^2$

$A_{1\text{inf}} = 5,81 \text{ cm}^2$ Soit 4T16 $A = 8,04 \text{ cm}^2$

$A_{3\text{sup}} = A_{5\text{sup}} = A_{7\text{sup}} = 7,1 \text{ cm}^2$ Soit 4T16 $A = 8,04 \text{ cm}^2$

$A_{3\text{inf}} = A_{5\text{inf}} = A_{7\text{inf}} = 1,48 \text{ cm}^2$ Soit 4T16 $A = 8,04 \text{ cm}^2$

Vérifications: * Condition de flèche:

$A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = 14,43 \text{ cm}^2$

Toutes les sections d'armatures tendues en Travée vérifient cette condition:

$\frac{h}{l} = \frac{50}{310} = 0,16 > \frac{1}{16} = 0,0625$

} \Rightarrow La justification de flèche n'est pas nécessaire.

* Condition de non fragilité:

$A \geq 0,69 \frac{b \cdot l \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 30 \times 47 \times \frac{5,9}{4200} = 1,367 \text{ cm}^2$

Toutes les sections d'armatures vérifient cette condition.

* Condition de non entraînement:

$$\bar{\sigma}_d = 24d \bar{\sigma}_b = 2 \times 15 \times (15 \times 59) = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n_p z} \quad \text{où} \quad \left\{ \begin{array}{l} T = T_{\max} = T_{\text{section}} \textcircled{3} = 17,79 \text{ t} \\ n_p = 4\pi\phi = 4\pi \times 1,6 = 6,4\pi \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{17,79 \cdot 10^3}{6,4\pi \times \frac{7,47}{8}} = 21,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 21,51 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

* Conditions aux appuis: Cette vérification se fait aux appuis de rive (ancrage).

- béton: $c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_b}$ où $c = a - (d + r) = 312 \text{ cm}$.

$$T = T_{\max} = 15,85 \text{ t (Sous } 5F_2)$$

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 15 \times 6,87 = 103 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c \geq \frac{2 \times 15,85 \cdot 10^3}{30 \times 103} = 10,26 \text{ cm}$$

$$c = 312 \text{ cm} > 10,26 \text{ cm (Vérifié)}$$

- aciers:

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

Section ① : $\left\{ \begin{array}{l} M = 10,35 \text{ t.m} \\ T = 15,85 \text{ t} \end{array} \right.$

$$A \geq \frac{15,85 \cdot 10^3}{4200} + \frac{10,35 \cdot 10^5}{\left(\frac{7,47}{8}\right) \cdot 4200} = 9,76 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{inf}} = 8,04 \text{ cm}^2 < 9,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ il faut augmenter A_{inf} . On adoptera donc 5T16 soit $A_{\text{inf}} = 10,05 \text{ cm}^2$.

Sections ③, ⑤ et ⑦ : $\left\{ \begin{array}{l} M = 2,77 \text{ t.m} \\ T = 17,79 \text{ t} \end{array} \right.$

$$A \geq \frac{17,79 \cdot 10^3}{4200} + \frac{2,77 \cdot 10^5}{\left(\frac{7,47}{8}\right) \cdot 4200} = 5,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} \textcircled{3}, \textcircled{5}, \textcircled{7} = 8,04 \text{ cm}^2 > 5,84 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

* Vérification des Contraintes :

$$\text{Sous } SP_1 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Sous } SP_2 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Sections	① (SP ₂)	② (SP ₁)	③, ⑤ et ⑦ (SP ₂)	④ et ⑥ (SP ₁)		
M (t.m)	14,06	10,35	5,62	12,51	2,77	4,15
A (cm ²)	8,04	10,05	6,03	8,04	8,04	4,02
$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh}$	0,570	0,713	0,427	0,57	0,57	0,285
E	0,8876	0,8774	0,9001	0,8876	0,8876	0,9157
h	29,5	25,8	35,1	29,5	29,5	44,3
$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	4191,93	2497	2203	3729,8	825,86	2398,67
$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	142,1	96,8	62,76	126,43	28	54,14

Toutes les Contraintes trouvées sont inférieures aux Contraintes admissibles.

Calcul des armatures transversales :

Niveau IV : Elles seront Calculées sous $T = T_{max} = 17,79 \text{ t}$

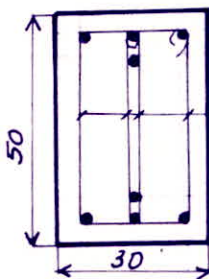
$$\text{Contrainte de Cisaillement : } \bar{\tau}'_b = \frac{T}{6.3} = \frac{17,79 \cdot 10^3}{30 \times \frac{7}{8} \cdot 47} = 14,42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 126,43 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b = 28,96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 14,42 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 28,96 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous disposerons donc des aciers Verticaux.



$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{ten} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \\ \rho_{at} = \frac{2}{3} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{ten} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement des Cadres et étriers :

$$t = \frac{A_t}{b} \times \frac{\sigma_{at}}{\bar{\sigma}_b} = \frac{1,13}{30} \times \frac{1600}{1442} = 4,18 \text{ cm}$$

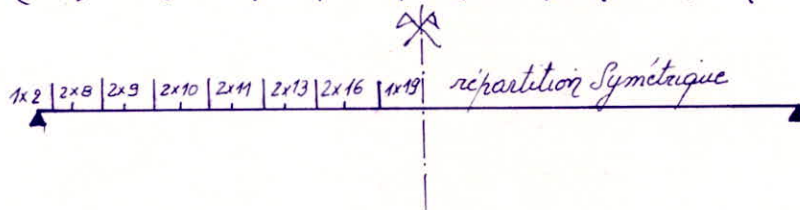
Calcul de \bar{t} :

$$\bar{t} = \text{Max} \begin{cases} t_1 = 0,2 \cdot h = 0,2 \times 47 = 94 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

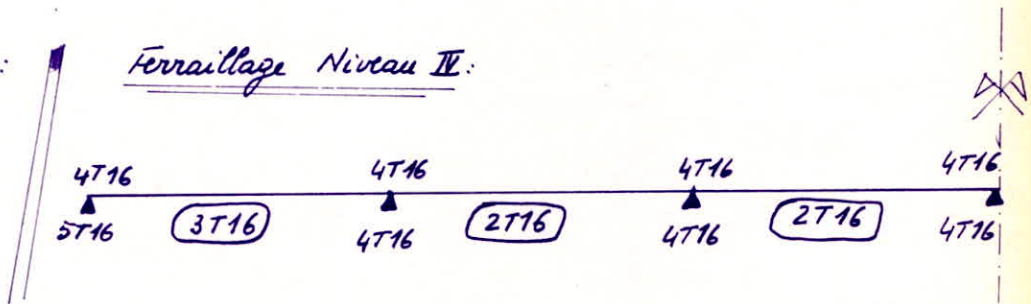
Le premier Cours d'armatures sera placé à $\frac{\bar{t}}{2} \approx 2 \text{ cm}$ à partir de l'appui.

$\frac{l}{2} = \frac{3,10}{2} = 1,55 \text{ m}$; on prend le nombre entier supérieur soit 2, et selon la suite de Caquot, les espacements seront comme suit :

$$2 + (2 \times 8) + (2 \times 9) + (2 \times 10) + (2 \times 11) + (2 \times 13) + (2 \times 16) + (1 \times 19) = 155 \text{ cm.}$$



Conclusion: Ferraillage Niveau IV:



- Vérification de la Fissuration: elle ne sera faite que pour le dernier Niveau où on suppose que la fissuration peut être nuisible.

Sections	① (SP ₂)		② (SP ₁)	③, ⑤, ⑦ (SP ₂)		④ et ⑥ (SP ₁)
A (cm ²)	8,04	10,05	6,03	8,04	8,04	4,02
$\bar{\omega}_p$	0,0447	0,0558	0,0335	0,0447	0,0447	0,0223
σ_1 (Kg/cm ²)	4634	5372	3764	4634	4634	2735
σ_2 (Kg/cm ²)	2765	2765	2258	2765	2765	2258
$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)	4200	4200	2800	4200	4200	2800
$\sigma_p = \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2)$ (Kg/cm ²)	4634	5372	3764	4634	4634	2735
Min ($\bar{\sigma}_a, \sigma_p$) (Kg/cm ²)	4200	4200	2800	4200	4200	2735

Tous les Contraints de fissuration vérifient la Condition $\sigma_a \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_a, \sigma_p)$
(Voir Vérification des Contraintes).

Niveau III:

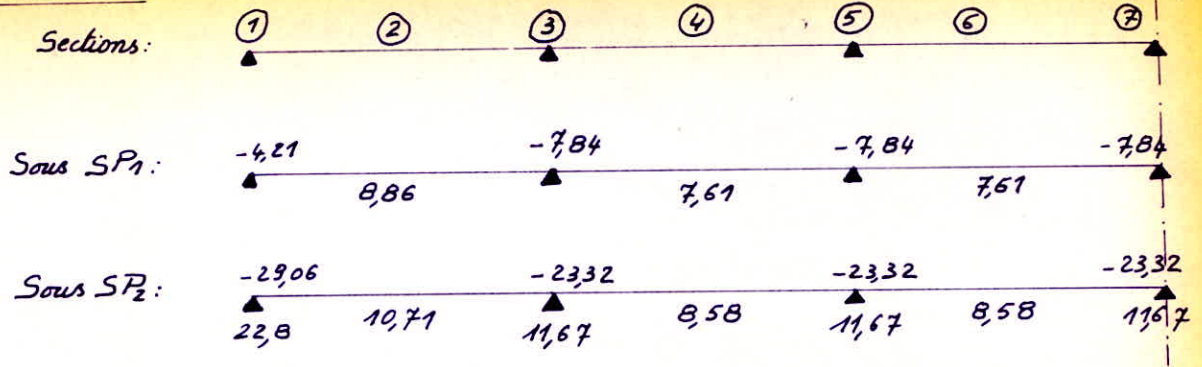


tableau Sous SP1: $\bar{\sigma}_a^2 = \sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b^2 = 137 \text{ Kg/cm}^2$; $\delta^2 = 0,06$; $k_0 = 20,44$.

Sections	①	②	③, ⑤ et ⑦	④ et ⑥
$M (\text{t.m})$	4,21	8,86	7,84	7,61
$\mu_1 = \mu_2$	0,0340	0,0716	0,0633	0,0615
k_1	48,2 > k_0	30,65 > k_0	33,1 > k_0	33,7 > k_0
$\mu_1' = \mu_2'$	—	—	—	—
k	—	—	—	—
$\sigma_a^2 (\text{Kg/cm}^2)$	—	—	—	—
$\bar{\omega}$	0,246	0,536	0,471	0,457
$\bar{\omega}'$	0	0	0	0
$A (\text{cm}^2)$	3,47	7,56	6,64	6,44
$A' (\text{cm}^2)$	—	—	—	—

Tableau Sous SP₂: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$, $\delta = 0,06$, $k_0 = 20,44$.

Sections	①		②	③, ⑤, ⑦		④ et ⑥
η (tm)	29,06	22,8	10,71	23,32	11,67	8,58
$\mu_1 = \mu_2$	0,156	0,123	0,0577	0,126	0,0629	0,0462
k_1	$18,3 < k_0$	$21,6 > k_0$	$35,1 > k_0$	$21,25 > k_0$	$33,2 > k_0$	$40,2 > k_0$
$\mu'_1 = \mu'_2$	0,2133	—	—	—	—	—
k	$30,5 > k_0$ prend $k = k_0$	—	—	—	—	—
σ_a (kg/cm ²)	$25215 < \bar{\sigma}_a$	—	—	—	—	—
$\bar{\omega}$	1,19	0,949	0,427	0,973	0,469	0,338
$\bar{\omega}'$	0,22	0	0	0	0	0
A (cm ²)	16,78	13,38	6,02	13,72	6,61	4,76
A' (cm ²)	3,10	—	—	—	—	—

Sections à prendre en compte : $\text{Max}[\text{acier (SP}_1), \text{acier (SP}_2)]$

en Travée :

$$A_2 = 7,56 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ T}20 \quad A = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = A_6 = 6,44 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ T}20 \quad A = 9,42 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{1 \text{ sup}} = 16,78 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ T}20 \quad A = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{3 \text{ sup}} = A_{5 \text{ sup}} = A_{7 \text{ sup}} = 13,72 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T}20 \quad A = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \text{ inf}} = \text{Max}[A_{\text{inf}}, A'] = \text{Max}[3,10; 13,38] = 13,38 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T}20, A = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{3 \text{ inf}} = A_{5 \text{ inf}} = A_{7 \text{ inf}} = 6,61 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ T}20 \quad A = 9,42 \text{ cm}^2.$$

Vérifications:

* Condition de flèche:

$$A \leq \frac{436h}{\bar{\sigma}_n} = 14,43 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures tendues en travée vérifient cette condition.

$$\bullet \frac{h}{l} = \frac{50}{310} = 0,16 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

⇒ la justification de flèche n'est pas nécessaire.

* Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{bh \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_n} \Rightarrow A \geq 1,367 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures vérifient cette condition.

* Condition de non entrainement

$$\bar{\sigma}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_b = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p z} \quad \text{ou} \quad \left\{ \begin{array}{l} T = T_{\max} = T_{\text{section ③}} = 27,99 \text{ t} \\ n p = 3 \pi \phi = 3 \pi \times 2 = 6 \pi \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{27,99 \cdot 10^3}{6 \pi \left(\frac{7,47}{8}\right)} = 36,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_d > \bar{\sigma}_d \Rightarrow$ Il faut augmenter la section. On adoptera pour $A_{3 \text{ inf}} = A_{5 \text{ inf}} = A_{7 \text{ inf}}$
5T20 soit $A = 15,70 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow n p = 5 \pi \phi = 5 \times \pi \times 2 = 10 \pi$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_d = \frac{27,99 \cdot 10^3}{10 \pi \left(\frac{7,47}{8}\right)} = 29,66 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

* Condition aux appuis : Cette vérification se fait aux appuis de rive.

$$\text{- béton : } C \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}} \quad \text{ou} \quad \left\{ \begin{array}{l} c = 31,2 \text{ cm} \\ T = T_{\max} = 26,25 \text{ t} \\ b_0 = 30 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}'_{b_0} = 103 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$C \geq \frac{2 \times 26,25 \cdot 10^3}{30 \times 103} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } C = 31,2 \text{ cm} > 17 \text{ cm (Vérifié)}$$

$$\text{- Aciers : } A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$\text{Section ① } \left\{ \begin{array}{l} M = 22,8 \text{ t.m} \\ T = 26,25 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$A \geq \frac{26,25 \cdot 10^3}{4200} + \frac{22,8 \cdot 10^5}{\left(\frac{7,47}{8}\right) \times 4200} = 19,45 \text{ cm}^2$$

$A_{1 \text{ inf}} = 15,70 \text{ cm}^2 < 19,45 \text{ cm}^2$. Section insuffisante d'où on adopte
pour $A_{1 \text{ inf}}$ 7T20 soit $A = 21,99 \text{ cm}^2$

$$\text{Sections ③, ⑤ et ⑦ } \left\{ \begin{array}{l} M = 11,67 \text{ t.m} \\ T = 27,99 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$A \geq \frac{27,99 \cdot 10^3}{4200} + \frac{11,67 \cdot 10^5}{\left(\frac{7,47}{8}\right) \times 4200} = 13,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{3 \text{ inf}} = A_{5 \text{ inf}} = A_{7 \text{ inf}} = 5T20 \text{ soit } A = 15,70 \text{ cm}^2 > 13,42 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

* Vérification des Contraintes:

$$\text{Sous } SP_1 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{Sous } SP_2 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Sections	① (SP ₂)		② (SP ₁)	③, ⑤ et ⑦ (SP ₂)		④ et ⑥ (SP ₁)
η (k.m)	29,06	22,8	8,86	23,32	11,67	7,61
A (cm ²)	18,84	20,6	9,42	15,70	15,70	9,42
A^2 (cm ²)	20,6	—	—	—	—	—
$\bar{\omega} = \frac{100A}{bR}$	—	1,46	0,668	1,113	1,113	0,668
ϵ	—	0,8405	0,8804	0,8552	0,8552	0,8804
R	—	16,35	26,8	19,52	19,52	26,8
D	19,72	—	—	—	—	—
E	947,28	—	—	—	—	—
y_1 (cm)	16,83	—	—	—	—	—
I (cm ⁴)	$364 \cdot 10^3$	—	—	—	—	—
$K = \frac{M}{I}$	7,98	—	—	—	—	—
σ_a (Kg/cm ²)	3611,35	2802	2273	3695,4	1849,3	1952,34
σ_a' (Kg/cm ²)	1655,45	—	—	—	—	—
σ_b' (Kg/cm ²)	134,3	171,37	84,81	189,3	94,74	72,85

Toutes les Contraintes trouvées sont inférieures aux Contraintes admissibles.

Calcul des armatures transversales:

Niveau III: $T = T_{\max} = 27,99 \text{ t}$

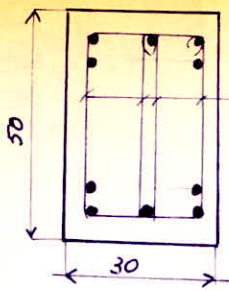
Contrainte de Cisaillement: $\tau_b = \frac{T}{b_3} = \frac{27,99 \cdot 10^3}{30 \times 7,47} = 22,68 \text{ Kg/cm}^2$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{b_0}' = 103 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_b' = 189,3 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{b_0}' < \sigma_b' < 2\bar{\sigma}_{b_0}'$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right) \bar{\sigma}_b = 23,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 22,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 23,56 \text{ Kg/cm}^2$$

\Rightarrow Nous disposerons des Cadres et étrépis Verticaux.



$$\left. \begin{aligned} A_t &= 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{en} &= 2400 \text{ Kg/cm}^2 \\ \rho_{at} &= \frac{2}{3} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement des cadres et étriers :

$$t = \frac{A_t}{b} \cdot \frac{\sigma_{at}}{\sigma_b} = \frac{1,13}{30} \times \frac{1600}{22,68} = 2,65 \text{ cm}$$

Calcul de \bar{t} :

$$\bar{t} = \sigma_{\max} \left\{ \begin{aligned} t_1 &= 0,2 \cdot h = 0,2 \times 47 = 9,4 \text{ cm} \\ t_2 &= h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\sigma_b} \right) = 10,86 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

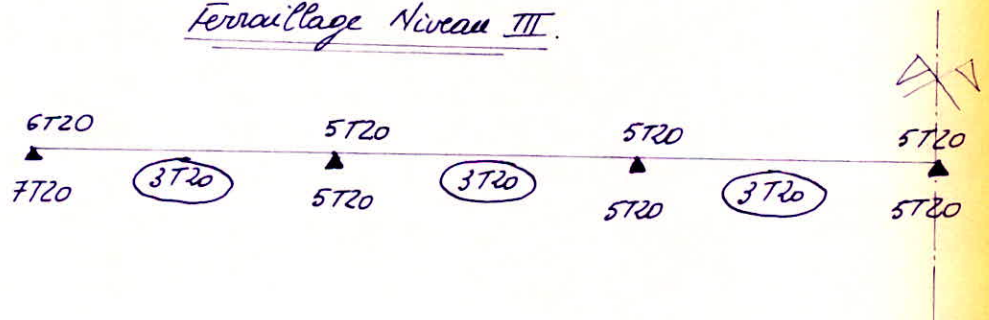
Le 1^{er} cours d'armatures à partir de l'appui sera placé à $\frac{t}{2} = \frac{2,65}{2} = 1,32 \text{ cm}$
on le placera à 1 cm

$\frac{l}{2} = \frac{3,1}{2} = 1,55 \text{ cm}$, on prendra l'entier supérieur, soit 2 et selon la suite de Caquot, les espacements des cadres et étriers seront comme suit :

$$(1 \times 1) + (2 \times 8) + (2 \times 9) + (2 \times 10) + (2 \times 11) + (2 \times 13) + (1 \times 20) = 155 \text{ cm}$$

Conclusion :

Ferraillage Niveau III.



Niveau II:

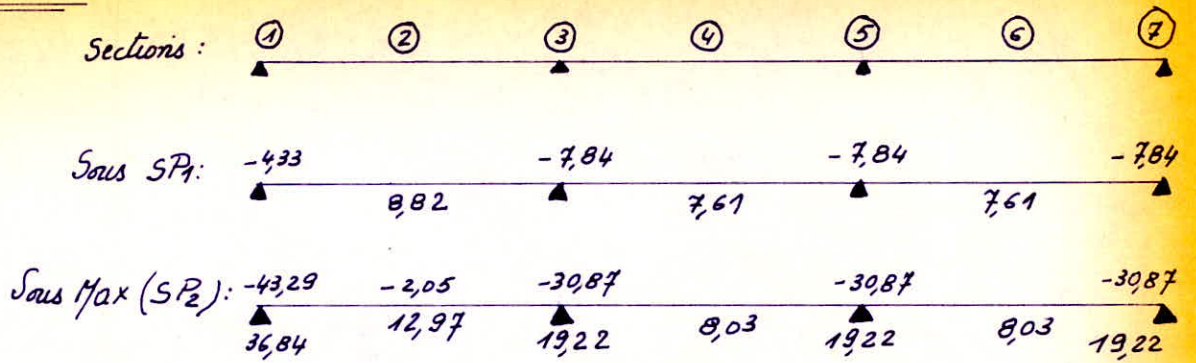


Tableau Sous SP: $\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b' = 127 \text{ kg/cm}^2$, $\delta = 0,06$; $k_0 = 20,44$.

Sections	①	②	③, ⑤ et ⑦	④ et ⑥
$\gamma (t.m)$	4,33	8,82	7,84	7,61
$\mu_1 = \mu_2$	0,035	0,0713	0,0633	0,0615
k_1	$47,47 k_0$	$30,77 k_0$	$33,1 > k_0$	$33,7 > k_0$
$\mu_1' = \mu_2'$	—	—	—	—
k	—	—	—	—
$\bar{\sigma}_a' (\text{kg/cm}^2)$	—	—	—	—
$\bar{\omega}$	0,254	0,535	0,471	0,457
$\bar{\omega}'$	0	0	0	0
$A (\text{cm}^2)$	3,58	7,54	6,64	6,44
$A' (\text{cm}^2)$	—	—	—	—

Tableau Sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_s = 2055 \text{ kg/cm}^2$, $\delta = 0,06$, $k_0 = 20,44$

Sections	①		②		③, ⑤ et ⑦		④ et ⑥
η (l.m)	43,29	36,84	2,05	12,97	30,87	19,22	8,03
$\mu_1 = \mu_2$	0,233	0,198	0,011	0,0699	0,166	0,103	0,0432
k_1	$13,82 < k_0$	$15,55 < k_0$	$91,5 > k_0$	$31,1 > k_0$	$17,6 < k_0$	$24,3 > k_0$	$47,8 > k_0$
$\mu'_1 = \mu'_2$	0,3178	0,270	—	—	0,2266	—	—
k	$35 > k_0$ on prend $k = k_0$	$33,3 > k_0$ on prend $k = k_0$	—	—	$31,2 > k_0$ on prend $k = k_0$	—	—
σ'_a (kg/cm ²)	$2466 < \bar{\sigma}_a$	$2487 < \bar{\sigma}_a$	—	—	$2513 < \bar{\sigma}_a$	—	—
$\bar{\omega}$	1,82	1,48	0,077	0,523	1,28	0,785	0,316
$\bar{\omega}'$	1,14	0,74	0	0	0,37	0	0
A (cm ²)	2566	20,87	1,09	7,37	18,04	11,07	4,45
A' (cm ²)	16,07	10,43	—	—	5,22	—	—

Sections à prendre en Compte: $\text{Max} [\text{aciers } (SP_1), \text{aciers } (SP_2)]$

en Travée :

$$\begin{cases} A_{2 \text{ inf}} = 7,54 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3T20 \quad A = 9,42 \text{ cm}^2 \\ A_{2 \text{ sup}} = 1,09 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 2T14 \quad A = 3,08 \text{ cm}^2 \\ A_4 = A_6 = 6,44 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3T20 \quad A = 9,42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{1 \text{ sup}} = \text{Max} [A_{\text{sup}}, A'_{\text{sup}}] = 2566 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 9T20 \quad A = 28,27 \text{ cm}^2 \\ A_{1 \text{ inf}} = \text{Max} [A_{\text{inf}}, A'_{\text{inf}}] = 20,87 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 7T20 \quad A = 21,99 \text{ cm}^2 \\ A_{3 \text{ sup}} = A_{5 \text{ sup}} = A_{7 \text{ sup}} = 18,04 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6T20 \quad A = 18,84 \text{ cm}^2 \\ A_{3 \text{ inf}} = A_{5 \text{ inf}} = A_{7 \text{ inf}} = \text{Max} [A_{\text{inf}}, A'_{\text{inf}}] = 11,07 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4T20 \quad A = 12,56 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérifications :

* Condition de flèche

$$A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = 14,43 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures tendues en travée vérifient cette condition.

$$\bullet \frac{kt}{\rho} = \frac{50}{370} = 0,16 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

→ la justification de flèche n'est pas nécessaire.

* Condition de Non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{en}} = 1,367 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures vérifient cette condition.

* Condition de non entraînement

$$\bar{\sigma}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_b = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n_p z} \quad \text{ou} \quad \left. \begin{array}{l} T = T_{\max} = T_{\text{section ③}} = 34,31 \text{ t} \\ n_p = 4\pi\phi = 4\pi \times 2 = 8\pi \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = \frac{34,31 \cdot 10^3}{8\pi \times \left(\frac{7 \cdot 47}{8}\right)} = 33,2 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

\Rightarrow on doit augmenter cette section, d'armature, on adoptera
6T20 soit $A = 18,84 \text{ cm}^2$

Vérification: $n_p = 6\pi\phi = 6 \times \pi \times 2 = 12\pi$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = \frac{34,31 \cdot 10^3}{12\pi \times \left(\frac{7 \cdot 47}{8}\right)} = 22,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d^{\text{ad}} \text{ (Vérifié)}$$

* Conditions aux appuis: cette vérification se fait aux appuis de rive.

- béton: $C \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_b}$ ou $\left. \begin{array}{l} C = 31,2 \text{ cm} \\ T = T_{\max \text{ appui ①}} = 32,63 \text{ t} \\ b_0 = 30 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}'_b = 103 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$

$$\Rightarrow C \geq \frac{2 \times 32,63 \cdot 10^3}{30 \times 103} = 21,12 \text{ cm}$$

$$C = 31,2 \text{ cm} > 21,12 \text{ cm} \text{ (Vérifié)}$$

- aciers: $A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a}$

Section ② ⑤ et ⑦ $\left. \begin{array}{l} M = 19,22 \text{ t.m} \\ T = 34,31 \text{ t} \end{array} \right\}$

$$\Rightarrow A \geq \frac{34,31 \cdot 10^3}{4200} + \frac{19,22 \cdot 10^5}{\left(\frac{7 \cdot 47}{8}\right) \times 4200} = 19,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2 < 19,3 \text{ cm}^2$$

(Voir Condition de Non entraînement)

\Rightarrow Il faut augmenter cette section. On adoptera (4T20 + 4T16) soit $A = 20,6 \text{ cm}^2$

Section ①: $\left\{ \begin{array}{l} M = 36,84 \text{ t.m} \\ T = 32,63 \text{ t} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow A \geq 29,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 7T20 = 21,99 \text{ cm}^2 < 29,1 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on doit augmenter cette section. On adoptera 10T20 soit $A = 31,41 \text{ cm}^2$

* Vérification des Contraintes :

$$\text{Sous } SP_1 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Sous } SP_2 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Sections	① (SP ₂)		② (SP ₁)		③, ⑤ et ⑦ (SP ₂)		④ et ⑥ (SP ₁)
M (t.m)	43,29	36,84	8,82	2,05	30,87	19,22	7,67
A (cm ²)	28,27	31,47	9,42	3,08	18,84	20,6	9,42
A' (cm ²)	31,41	28,27	—	—	20,6	—	—
$\bar{\omega} = \frac{100A}{bR}$	—	—	0,668	0,218	—	1,46	0,668
E	—	—	0,8804	0,9248	—	0,8405	0,8804
R	—	—	26,8	57,5	—	16,35	26,8
D	29,84	29,84	—	—	19,72	—	—
E	1422,92	1567,08	—	—	947,28	—	—
y ₁	18,25	19,67	—	—	16,83	—	—
I	520859,63	545859,4	—	—	364.003,6	—	—
$K = \frac{M}{I}$	8,31	6,75	—	—	8,48	—	—
σ_a (Kg/cm ²)	3583,68	2767,16	2262,76	1532	3837,62	2362	1952,34
σ_a' (Kg/cm ²)	1900,91	1687,83	—	—	1759,17	—	—
σ_b' (Kg/cm ²)	151,66	132,77	84,43	29,74	142,72	144,45	72,85

Toutes les Contraintes trouvées sont inférieures aux Contraintes admissibles.

* Calcul des armatures transversales :

Niveau II : Elles seront calculées sous $T = T_{max} = 34,31 \text{ t}$

Contrainte de Cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{34,31 \cdot 10^3}{30 \times \left(\frac{7}{8} \cdot 47\right)} = 27,87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b0}' = 103 \text{ Kg/cm}^2$$

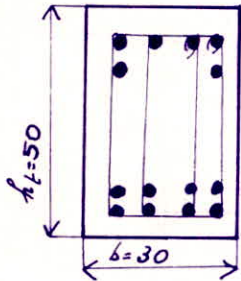
$$\sigma_b' = 144,45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{b0}' = 103 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_b' = 144,45 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{b0}' < \sigma_b' < 2\bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \bar{\sigma}_b = 27,47 \text{ Kg/cm}^2$$

N.B.: Vu que les Contraintes sont Calculées avec un Coefficient de Sécurité important, on peut admettre que $\bar{\epsilon}_b \neq \bar{\epsilon}_b$ (erreur relative de 1,4% - Négligeable).
Nous disposerons des Cadres et étriers Verticaux.



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

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

$$\rho_{at} = \frac{2}{3} \text{ (reprise de bétonnage)}$$

$$\Rightarrow \sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement des Cadres et étriers :

$$t = \frac{A_t}{b} \cdot \frac{\sigma_{at}}{\bar{\epsilon}_b} = \frac{1,13}{30} \times \frac{1600}{27,87} = 2,16 \text{ cm}$$

Calcul de \bar{t} : $\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 9,4 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\epsilon}_b}{\bar{\epsilon}_b} \right) = 2,69 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{t} = 9,4 \text{ cm}$

Le 1^{er} Cours d'armatures transversales à partir de l'appui sera placé à $\frac{t}{2} = \frac{2,16}{2} = 1,08 \text{ cm}$

$$\text{Soit } \frac{t}{2} \approx 1 \text{ cm.}$$

$\frac{L}{2} = \frac{3,10}{2} = 1,55$. On prend l'entier Supérieur, soit 2; et selon la suite de CAQUOT, les espacements des Cadres et étriers seront comme suit:

$$(1 \times 1) + (2 \times 8) + (2 \times 9) + (2 \times 10) + (2 \times 11) + (2 \times 13) + (2 \times 16) + (1 \times 20) = 155 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Ferrailage Niveau II :

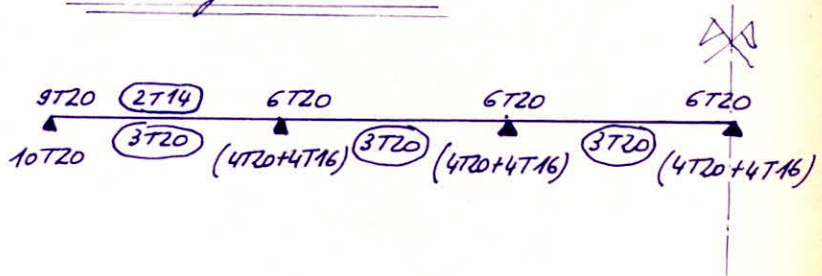


Tableau sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$, $\delta = 0,06$, $k_0 = 20,44$.

Sections	①		②		③, ⑤ et ⑦		④ et ⑥
M (t.m)	38,49	31,6	1,36	11,78	27,55	16,36	7,38
$\mu_1 = \mu_2$	0,2074	0,1703	0,0073	0,0635	0,1484	0,0881	0,0397
k_1	$15,05 < k_0$	$17,3 < k_0$	$114,5 > k_0$	$33 > k_0$	$19 < k_0$	$26,85 > k_0$	$44 > k_0$
$\mu'_1 = \mu'_2$	0,2826	0,232	—	—	0,2023	—	—
k	$33,7 > k_0$ on prend $k = k_0$	$31,4 > k_0$ on prend $k = k_0$	—	—	$30 > k_0$ on prend $k = k_0$	—	—
σ_a (Kg/cm ²)	$2482 < \bar{\sigma}_a$	$2510,39 < \bar{\sigma}_a$	—	—	$2527,65 < \bar{\sigma}_a$	—	—
$\bar{\omega}$	1,57	1,29	0,0506	0,474	1,15	0,666	0,289
$\bar{\omega}'$	0,84	0,42	0	0	0,17	0	0
A (cm ²)	22,13	18,19	0,713	6,68	16,21	9,39	4,07
A' (cm ²)	11,84	5,92	—	—	2,39	—	—

Sections à prendre en compte: $\text{Max} [\text{acier } (SP_1), \text{acier } (SP_2)]$

en Travée: $A_{2 \text{ inf}} = 7,3 \text{ cm}^2$ soit 3T20 $A = 9,42 \text{ cm}^2$
 $A_{2 \text{ sup}} = 0,713 \text{ cm}^2$ soit 2T14 $A = 3,08 \text{ cm}^2$
 $A_4 = A_6 = 6,38 \text{ cm}^2$ soit 3T20 $A = 9,42 \text{ cm}^2$

aux appuis: $A_{1 \text{ sup}} = \text{Max} [A_{\text{sup}}, A'] = \text{Max} [22,13; 5,92] = 22,13 \text{ cm}^2$ soit 8T20 $A = 25,13 \text{ cm}^2$
 $A_{1 \text{ inf}} = \text{Max} [A_{\text{inf}}, A'_{\text{inf}}] = \text{Max} [18,19; 11,84] = 18,19 \text{ cm}^2$ soit 8T20 $A = 25,13 \text{ cm}^2$
 $A_{3 \text{ sup}} = A_{5 \text{ sup}} = A_{7 \text{ sup}} = 16,21 \text{ cm}^2$ soit 6T20 $A = 18,84 \text{ cm}^2$
 $A_{3 \text{ inf}} = A_{5 \text{ inf}} = A_{7 \text{ inf}} = \text{Max} [A_{\text{inf}}, A'_{\text{inf}}] = \text{Max} [9,39; 2,39] = 9,39 \text{ cm}^2$
 soit 4T20 $A = 12,56 \text{ cm}^2$

Vérifications: * Condition de flèche:

$$A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = 14,43 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures tendues en Travée
Vérifient cette condition

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{50}{310} = 0,16 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

La justification de flèche n'est pas nécessaire.

* Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot l \cdot \bar{\sigma}_b = 1,367 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures vérifient cette condition.

* Condition de non entraînement:

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \quad \text{ou} \quad \left\{ \begin{array}{l} T = T_{\max} = T_{\text{section } \textcircled{3}} = 31,14 \text{ t} \\ n \cdot p = 4 \pi \phi = 4 \pi \times 2 = 8 \pi \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = \frac{31,14 \cdot 10^3}{\frac{8 \pi \cdot 7 \cdot 47}{8}} = 30,12 \text{ Kg} > \bar{\sigma}_d \Rightarrow \text{Il faut augmenter cette section d'acier. on optera pour 6T20 soit } A = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = \frac{31,14 \cdot 10^3}{\frac{12 \pi \cdot 7 \cdot 47}{8}} = 20,08 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

* Conditions aux appuis:

- béton:

$$C \geq \frac{2T}{6 \cdot \bar{\sigma}_{b0}^2}$$

$$\text{ou} \quad \left\{ \begin{array}{l} C = 31,2 \text{ cm} \\ T = T_{\max} = 29,78 \text{ t} \\ b_0 = 30 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_{b0}^2 = 103 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow C \geq \frac{2 \times 29,78 \cdot 10^3}{30 \times 103} = 19,27 \text{ cm}$$

$$C = 31,2 \text{ cm} > 19,27 \text{ cm} \text{ (Vérifié)}$$

- Aciers:

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$\text{Section } \textcircled{1} \quad \left\{ \begin{array}{l} M = 31,6 \text{ t.m} \\ T = 29,78 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{29,78 \cdot 10^3}{4200} + \frac{31,6 \cdot 10^5}{\left(\frac{7 \cdot 47}{8}\right) \cdot 4200} = 25,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{inf}} = 25,13 \text{ cm}^2 < 25,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Il faut augmenter cette section.}$$

$$\text{on adoptera 9T20 soit } A_{\text{inf}} = 28,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sections } \textcircled{3}, \textcircled{5} \text{ et } \textcircled{7} \quad \left\{ \begin{array}{l} M = 16,36 \text{ t.m} \\ T = 31,14 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$A \geq \frac{31,14 \cdot 10^3}{4200} + \frac{16,36 \cdot 10^5}{\left(\frac{7 \cdot 47}{8}\right) \cdot 4200} = 16,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\textcircled{3}, \textcircled{5}, \textcircled{7}} = 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifier condition de non entraînement)}$$

$$\Rightarrow A_{\textcircled{3}, \textcircled{5}, \textcircled{7}} > 16,88 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

* Vérification des Contraintes :

$$\text{Sous } SP_1 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Sous } SP_2 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Sections	① (SP ₂)		② (SP ₁)		③,⑤,⑦ (SP ₂)		④,⑥ (SP ₁)
M (t.m)	38,49	31,6	8,57	1,36	27,55	16,36	7,56
A (cm ²)	25,13	31,41	942	308	18,84	18,84	942
A' (cm ²)	31,41	25,13	—	—	18,84	—	—
$\bar{\omega} = \frac{100A}{b.R}$	—	—	0,668	0,218	—	1,336	0,668
ϵ	—	—	0,8804	0,9248	—	0,8454	0,8804
R	—	—	26,8	51,5	—	17,35	26,8
D	28,27	28,27	—	—	18,84	—	—
E	1275,34	1551,66	—	—	942	—	—
y ₁ (cm)	17,27	20,21	—	—	17,17	—	—
I (cm ⁴)	480625,78	532339,41	—	—	358.827,26	—	—
$K = \frac{M}{I}$	8	5,93	—	—	7,68	—	—
σ_a (kg/cm ²)	3567,6	2382,97	2198,63	1015,88	3436,41	2185,46	1939,5
σ'_a (kg/cm ²)	1712,4	1530,83	—	—	1632,38	—	—
σ'_b (kg/cm ²)	138,16	119,84	82	19,72	131,86	125,96	72,37

Toutes les Contraintes trouvées sont inférieures aux Contraintes admissibles.

Calcul des armatures transversales :

Niveau I : Elles seront calculées sous $T = T_{max} = 31,14 \text{ t}$

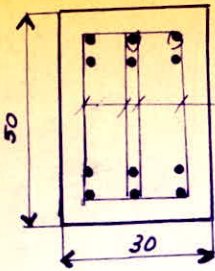
Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{31,14 \cdot 10^3}{30 \cdot \left(\frac{7 \cdot 47}{8}\right)} = 25,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 131,86 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = 28,49 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Nous disposerons donc des aciers Verticaux.



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

$$\sigma_{cn} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{at} = \frac{2}{3} (\text{reprise de bétonnage})$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{cn} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ \rho_{at} = \frac{2}{3} (\text{reprise de bétonnage}) \end{array} \right\} \sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cn} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement des Cadres et étriers :

$$t = \frac{A_t}{b} \cdot \frac{\sigma_{at}}{\sigma_b} = \frac{1,13}{30} \times \frac{1600}{25,24} = 2,38 \text{ cm.}$$

Calcul de \bar{t} :

$$\bar{t} = \eta a \times \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 47 = 9,4 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\sigma_b} \right) = 6,78 \text{ cm.} \end{cases}$$

Le 1^{er} Cours d'armatures à partir de l'appui sera placé à $\frac{t}{2} = \frac{2,38}{2} = 1,19 \text{ cm.}$

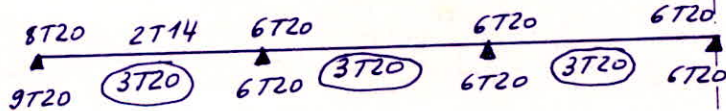
Soit $\frac{t}{2} \approx 1 \text{ cm.}$

$\frac{L}{2} = \frac{3,1}{2} = 1,55 \text{ m.}$ On prend l'entier supérieur soit 2, et selon la suite de CAQUOT, les espacements des Cadres et étriers seront comme suit :

$$(1 \times 1) + (2 \times 8) + (2 \times 9) + (2 \times 10) + (2 \times 11) + (2 \times 13) + (2 \times 16) + (1 \times 20) = 155 \text{ cm.}$$

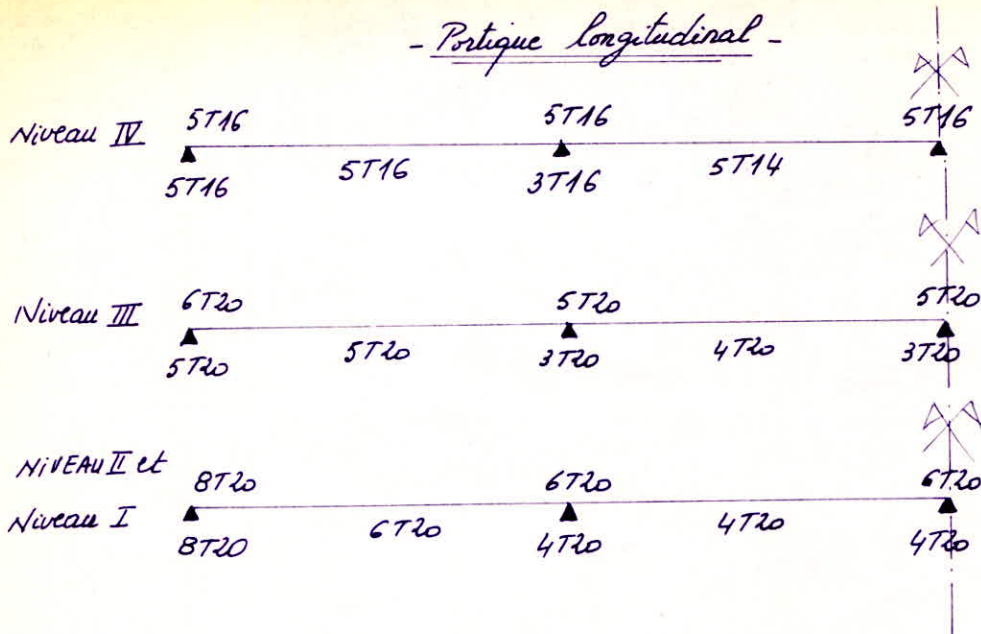
Conclusion :

Ferraillage Niveau I :

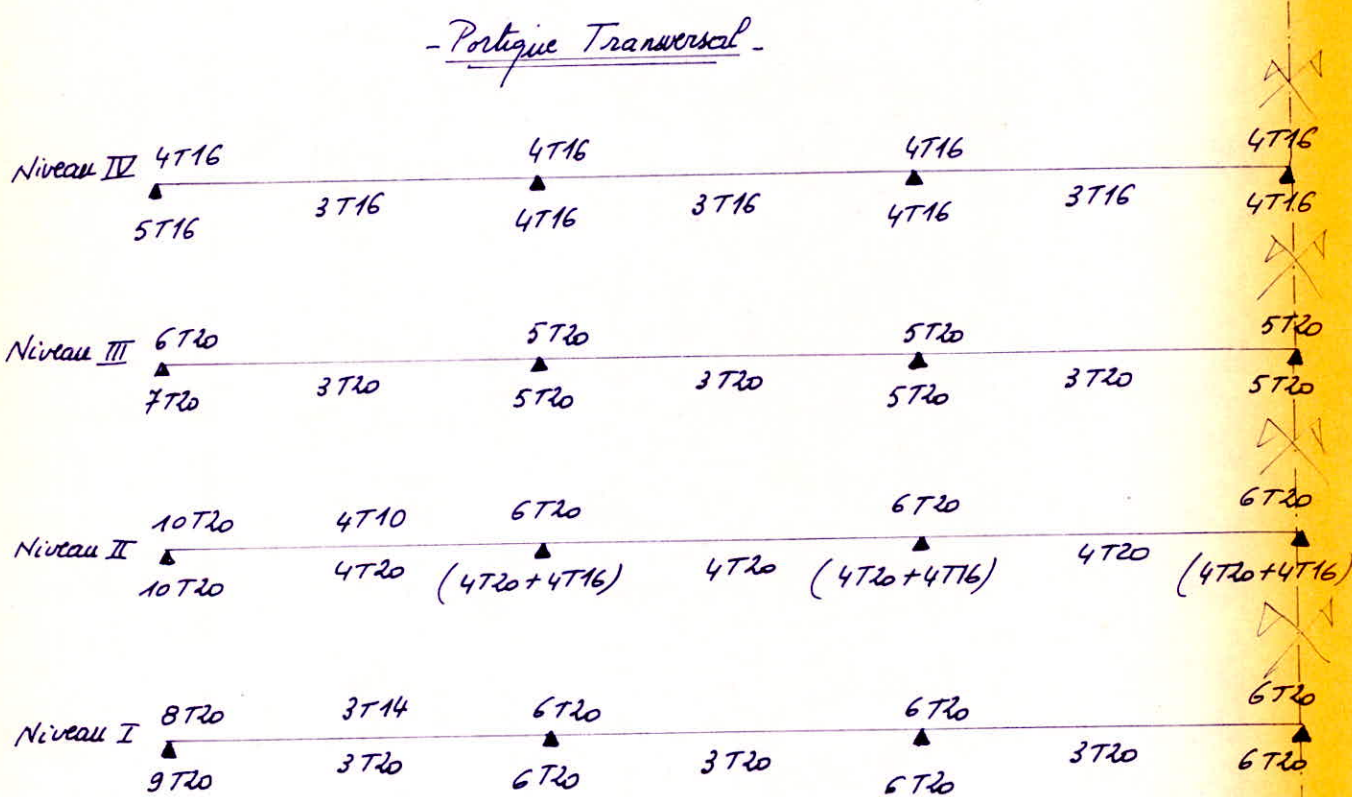


Conclusion: Ferrailage Pratique des poutres:

- Poutre Longitudinal -



- Poutre Transversal -



B) POTEAUX: 1) Exposé de la méthode: 145

Les poteaux seront calculés en flexion composée, car soumis à :

- M : moment de flexion établi précédemment (voir tableaux des moments) fléchissants: poteaux

- N : Effort normal de Compression ou de traction déterminé par la descente de charges. (voir tableaux des efforts normaux: poteaux)

Pour éviter les erreurs dans l'exécution, il est prudent d'armer les poteaux symétriquement ($A = A'$).

Méthode de calcul: les calculs seront menés par la méthode approchée de P. CHARON, au moyen d'abaques, selon que la section soit :

- Partiellement comprimée.
- entièrement comprimée.

a) Section partiellement comprimée:

e_0 : point d'application de l'effort normal N .

e : limite du noyau central.

$e_0 > e \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Pour une section donnée, on aura:

M_a^t : moment des forces extérieures, situées à gauche de la section par rapport aux armatures tendues.

M_a^c : moment des ces mêmes forces par rapport aux armatures comprimées.

* avec les notations de la figure

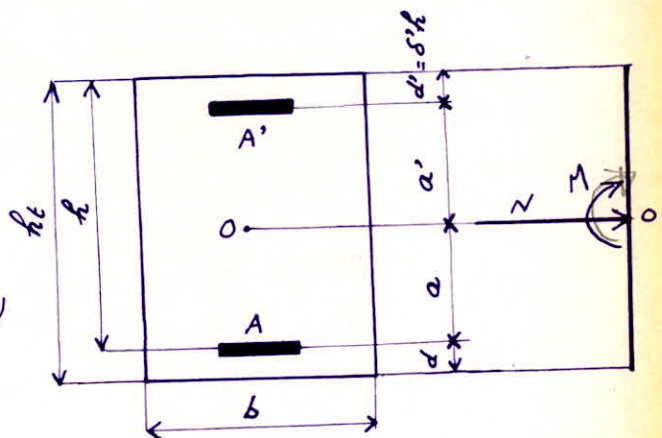
Ci-Contre, nous aurons:

$$M_a^t = M + N \cdot a$$

$$M_a^c = M - N \cdot a'$$

avec N positif (effort de Compression)

N négatif (effort de traction).



on détermine $\mu_1 = \frac{n \cdot M_a^t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$; $\mu_2 = \frac{n \cdot M_a^c}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$

puis au moyen d'abaques établis à partir de $\bar{\sigma}_a$ (aciers), on tire k .

Deux Cas peuvent se présenter :

$$* k > k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\omega} = \bar{\omega}' \\ A = A' = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} \end{cases}$$

$$* k < k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$$

on détermine : $\mu_1 = \frac{M_a^t}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}$; $\mu_2 = \frac{M_a^c}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}$

puis, au moyen d'abaques établis à partir de σ'_b (béton),

on tire : $\bar{\omega} = \bar{\omega}' \Rightarrow A = A' = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100}$

b) Section entièrement comprimée : (N = N' Compression) $\Rightarrow e_0 < e$
on utilisera les formules suivantes : $\delta = \frac{d'}{h}$

$$P = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h \cdot t}{N'} ; \quad \beta = \frac{6 \cdot M}{N' \cdot h \cdot t} \quad (M: \text{moment de flexion / au CGS du béton seul})$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta)^2 P ; \quad D = 0,3(P - \beta) - 0,9(1 - P)(1 - 2\delta)^2$$

$$E = -(1 + \beta - P) ; \quad \bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} ; \quad A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{\omega}' \cdot b \cdot h \cdot t}{100}$$

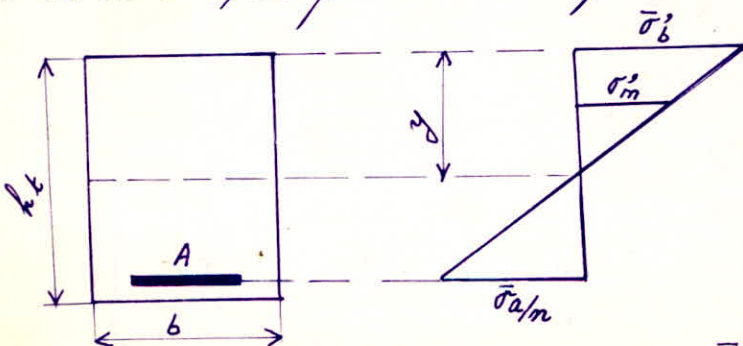
c) Pourcentage minimal d'armatures (C.C.B.A 68 art 32,2)

$$\bar{\omega}'_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

avec : σ'_m : Contrainte moyenne de Compression de la section calculée sur la section du béton seul (sans tenir compte des armatures longitudinales). σ'_m est déterminé à partir du diagramme de NAVIER.

$$\sigma'_m = \frac{N}{y \cdot b}$$

- si la section est entièrement comprimée : $y = h_t$
- si la section est partiellement comprimée :



Dans ce cas : $y = h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_{a/m}}$

Le Coefficient θ_1 : Il tient compte des possibilités d'excentricité de la charge.

Dans le cas de poteaux supportant une plaque nervurée ou non (plancher), il prend les valeurs ci-après.

Poteau d'angle: $\theta_1 = 1,8$

Poteau de rive: $\theta_1 = 1,4$

Autres poteaux: $\theta_1 = 1$

Le Coefficient θ_2 : Il tient compte de la susceptibilité vis à vis du flambement.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

a : plus petite dimension transversale de la pièce.

c : enrobage des armatures longitudinales.

l_c : longueur de flambement (BA 68 art 53,23).

$l_c = 0,7h$ si le poteau est à ses extrémités:

- Soit encasté dans un massif de fondation.

- Soit assemblé à des poutres de plancher, ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

$l_c = 0,9h$ dans tous les autres cas.

Dans notre cas: $c = 3\text{cm}$; $d = d' = 4\text{cm}$

Niveau Courant: $l_c = 0,7h = 0,7 \times 3,4 = 2,38\text{m}$

Vide sanitaire: $l_c = 0,7h = 0,7 \times 2,2 = 1,54\text{m}$

$a = 40\text{cm}$ donc:

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = \begin{cases} 1 + \frac{238}{4 \times 40 - 2 \times 3} = 2,545 \text{ (Niveau Courant)} \\ 1 + \frac{154}{4 \times 40 - 2 \times 3} = 2 \text{ (Niveau Vide Sanitaire).} \end{cases}$$

Le Coefficient θ_3 : Il dépend de la nuance des aciers longitudinaux.

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

aciers H.A : $\phi \leq 20\text{mm}$; Nuance FE40 avec $\sigma_{en} = 4200\text{kg/cm}^2$

d'où $\theta_3 = 1,514$.

Armatures minimum (A_{min}):

- Section entièrement comprimée:

$$\bar{\omega}_L' = \frac{A_{min}}{B} \quad \text{avec } B = k_t \cdot b \quad \text{et } \sigma_m' = \frac{N'}{k_t \cdot b}$$

$$\bar{\omega}_L' \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{\sigma_m'}{\bar{\sigma}_{bo}'}$$

$$A_{min} \geq \frac{1,25 \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot N'}{1000 \cdot \bar{\sigma}_{bo}'}$$

- Section partiellement comprimée:

$$\bar{\omega}_L = \bar{\omega}_L' = \frac{A_{min}}{B} \quad \text{avec } B = k_t \cdot b \quad \text{et } \sigma_m' = \frac{N'}{y \cdot b}$$

$$\Rightarrow \frac{A_{min}}{k_t \cdot b} \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{N'}{y \cdot b} \times \frac{1}{\bar{\sigma}_{bo}'}$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \frac{1,25 \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot k_t \cdot N'}{1000 \cdot y \cdot \bar{\sigma}_{bo}'}$$

N.B.: Cas des poteaux soumis à la compression simple. ($M=0$).

Les poteaux étant armés symétriquement, on calculera:

$$2A_1 = \frac{1}{n} \left(\frac{N'}{\bar{\sigma}_{bo}'} - B \right)$$

$$2A_{min} \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}_{bo}'}$$

$$\left. \begin{array}{l} 2A_1 = \frac{1}{n} \left(\frac{N'}{\bar{\sigma}_{bo}'} - B \right) \\ 2A_{min} \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}_{bo}'} \end{array} \right\} \rightarrow A = \text{Max}(A_1, A_{min})$$

2) Poteaux: portique longitudinal (II-II)

Le portique considéré étant un portique central, il n'y aura que deux types de poteaux à calculer.

- poteaux de rive (F_1)
- poteaux intérieurs (F_2 et F_3).

Armatures des poteaux dans le sens longitudinal sous les sollicitations du 1^{er} genre -

Niveaux	Poteaux	l (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	\bar{F}_b^2 (kg/cm ²)	ρ	β	γ	δ	ϵ	μ_a^t (t.m)	μ_a^c (t.m)	μ_1	μ_2	k_0	k	μ'_1	μ'_2	$\bar{\omega} = \bar{\omega}'$	$A = A'$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A = \max(A, A_{min})$ (cm ²)
IV	F_1	4,31	12,3	35 > e	137	—	—	—	—	—	6,278	2,34	0,0648	0,0242	20,44	35,57 k_0	—	—	0,19	2,73	2,10	2,73
	$F_2 = F_3$	0	26,59	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	< 0	0,93	0,93
III	F_1	4,76	30	15,8 > e	122,97	—	—	—	—	—	9,56	-0,04	0,0988	-0,0004	22,77	25,7 k_0	—	—	0,02	0,29	5,45	5,45
	$F_2 = F_3$	0	64,38	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	< 0	2,26	2,26
II	F_1	4,63	47,73	9,7 > e	102,02	—	—	—	—	—	12,26	-3	0,1267	-0,031	27,44	—	—	—	< 0	< 0	9,74	9,74
	$F_2 = F_3$	0	102,14	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	< 0	3,58	3,58
I	F_1	6,1	64,74	9,4 > e	101	—	—	—	—	—	16,46	-4,26	0,17	-0,044	27,72	—	—	—	< 0	< 0	10,44	10,44
	$F_2 = F_3$	0	138,4	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	13,82	7,62	13,82

Tableau Sous SP₃ (P.I-II):
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $e = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm}$, $\delta' = 0,1$

PB 0179 Avant p. 152.

Armatures des poteaux dans le sens longitudinal sous les sollicitations du 2^{ème} genre -

Niveaux	Poteaux	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}_b'$ (Kg/cm ²)	ρ	β	C	D	E	M _a ^t (t.m)	M _a ^c (t.m)	μ_1	μ_2	k ₀	k	μ_1'	μ_2'	$\bar{\omega} = \bar{\omega}'$	A = A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A = A _{max} (A, A _{min}) (cm ²)
IV	F ₁	15,9	14,19	112 > e	205,5	—	—	—	—	—	18,17	13,63	0,125	0,0939	20,44	27,2 > k ₀	—	—	0,77	10,22	2,47	10,22
	F ₂ =F ₃	15	23,14	64,8 > e	205,5	—	—	—	—	—	18,7	11,29	0,1288	0,0777	20,44	25,8 > k ₀	—	—	0,59	8,5	2,83	8,5
III	F ₁	24,57	36,38	67,53 > e	205,5	—	—	—	—	—	30,39	18,75	0,2093	0,1291	20,44	19,8 < k ₀	0,2852	0,1760	0,97	13,97	6,22	13,97
	F ₂ =F ₃	26,33	50,15	52,5 > e	205,5	—	—	—	—	—	34,35	18,30	0,2366	0,126	20,44	18,7 < k ₀	0,3224	0,1717	1,18	17	6,11	17
II	F ₁	28,77	59,5	48,3 > e	205,5	—	—	—	—	—	38,29	19,25	0,2637	0,1326	20,44	17,2 < k ₀	0,3594	0,1806	1,42	20,45	10,16	20,45
	F ₂ =F ₃	31,71	76,12	41,6 > e	205,5	—	—	—	—	—	43,89	19,53	0,3023	0,1345	20,44	15,8 < k ₀	0,4120	0,1833	1,74	25,06	9,29	25,06
I	F ₁	25,03	77,52	32,2 > e	205,5	—	—	—	—	—	37,43	12,62	0,2578	0,0869	20,44	16,2 < k ₀	0,3513	0,1184	1,2	17,28	10,39	17,28
	F ₂ =F ₃	25,71	100,9	25,4 > e	205,5	—	—	—	—	—	41,85	9,56	0,2883	0,0658	20,44	14,5 < k ₀	0,3928	0,0897	1,35	19,44	9,68	19,44

Tableau sous S_R

$\bar{\sigma}_b = 200 \text{ Kg/cm}^2$, $e = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm}$, $S^2 = 91$

NB: Les armatures des poteaux dans le sens longitudinal seront:

$$\text{Max} [\text{acier sous } SP_1, \text{ acier sous } SP_2]$$

D'où le fermeture des poteaux dans le sens longitudinal (P.II-II).

Niveaux	Poteaux	Sections $A=A'$ (cm^2)
IV	F_1	10,22
	$F_2 = F_3$	8,50
III	F_1	13,97
	$F_2 = F_3$	17
II	F_1	20,45
	$F_2 = F_3$	25,06
I	F_1	17,28
	$F_2 = F_3$	19,44

Le portique considéré étant un portique continu, on aura que 2 types de poteaux à calculer.

Poteaux de rive (F₁)

Poteaux intérieurs (F₂, F₃, F₄)

Taureau sous 5 F_i (Pr. I) : $\bar{\sigma}_b = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $e = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm}$, $\delta' = 0,1$

Armatures des poteaux dans le sens transversal, sous les sollicitations du 1^{er} genre.

Niveaux	Poteaux	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	ρ	β	c	D	E	M_a^c (t.m)	μ_1	μ_2	k ₀	k	μ'_1	μ'_2	$\bar{\omega} = \bar{\omega}'$	A = A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A = max (A, A _{min}) (cm ²)
IV	F ₁	2,05	11,87	17,2 > e	127,8	/	/	/	/	/	0,15	0,0408	0,0015	21,91	45,2 > k ₀	/	/	0,12	1,73	1,58	1,73
	F ₂ =F ₃ =F ₄	0	25,52	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	< 0	0,89	0,89
III	F ₁	2,22	28,94	7,6 > e	94,8	/	/	/	/	/	-2,4	0,0708	-0,0248	29,53	/	/	/	< 0	< 0	4,68	4,68
	F ₂ =F ₃ =F ₄	0	61,75	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	< 0	2,16	2,16
II	F ₁	2,16	40,06	5,4 < e	87,2	3,48	0,81	0,6	2,23	1,67	/	/	/	/	/	/	/	-1,04	< 0	1,96	1,96
	F ₂ =F ₃ =F ₄	0,10	97,95	0,7 < e	69	1,13	0,015	0,195	0,41	0,115	/	/	/	/	/	/	/	-0,33	< 0	3,43	3,43
I	F ₁	2,84	56,53	5 < e	85,9	2,43	0,75	0,42	1,327	0,68	/	/	/	/	/	/	/	-0,64	< 0	2,18	2,18
	F ₂ =F ₃ =F ₄	0,04	132,68	0,03 < e	68,8	0,83	0,004	0,14	0,15	-0,174	/	/	/	/	/	/	/	0,7	11,2	3,65	11,2

PB 0179 Avant p. 154

Armatures des poteaux dans le sens longitudinal sous les sollicitations de 2^e genre -

Tableau Sous ST

$\sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $e = \frac{h}{6} = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm}$, $f = 0,9$

150

Niveau	Poteaux	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm ²)	P	B	C	D	E	M _a ^t (t.m)	M _a ^c (t.m)	μ_1	μ_2	k ₀	k	μ_1'	μ_2'	$\bar{\omega} = \bar{\omega}'$	A = A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A = A _{min} (A, A _{min}) (cm ²)
IV	F ₁	15,9	14,19	112 > e	205,5	—	—	—	—	—	18,17	13,63	0,125	0,0939	20,44	27,2 > k ₀	—	—	0,77	10,22	2,47	10,22
	F ₂ = F ₃	15	23,14	64,8 > e	205,5	—	—	—	—	—	18,7	11,29	0,1288	0,0777	20,44	25,8 > k ₀	—	—	0,59	8,5	2,13	8,5
III	F ₁	24,57	36,38	67,53 > e	205,5	—	—	—	—	—	30,39	18,75	0,2093	0,1291	20,44	19,8 < k ₀	0,2852	0,1760	0,97	13,97	6,22	13,97
	F ₂ = F ₃	26,33	50,15	52,5 > e	205,5	—	—	—	—	—	34,35	18,30	0,2366	0,126	20,44	18,7 < k ₀	0,3224	0,1717	1,18	17	6,44	17
II	F ₁	28,77	59,5	48,3 > e	205,5	—	—	—	—	—	38,29	19,25	0,2637	0,1326	20,44	17,2 < k ₀	0,3594	0,1806	1,42	29,45	10,16	29,45
	F ₂ = F ₃	31,71	76,12	41,6 > e	205,5	—	—	—	—	—	43,89	19,53	0,3023	0,1345	20,44	15,8 < k ₀	0,4120	0,1833	1,74	25,06	9,29	25,06
I	F ₁	25,03	77,52	32,2 > e	205,5	—	—	—	—	—	37,43	12,62	0,2578	0,0869	20,44	16,2 < k ₀	0,3513	0,1184	1,2	17,28	10,39	17,28
	F ₂ = F ₃	25,71	100,9	25,4 > e	205,5	—	—	—	—	—	41,85	9,56	0,2883	0,0658	20,44	14,5 < k ₀	0,3928	0,0897	1,35	19,44	9,68	19,44

Armatures des poteaux dans le sens transversal sous les sollicitations du 2^{ème} genre

Niveaux	Poteaux	M (tm)	N (t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}_b^0$ (Kg/cm ²)	ρ	β	C	D	E	M _a ^t (tm)	σ_a^c (tm)	μ_1	μ_2	k ₀	k	μ_1'	μ_2'	$\bar{\omega} = \bar{\omega}'$	A = A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A = A _{max} (A, A _{min}) (cm ²)
IV	F ₁	14,06	17,29	81,3 > e	205,5	—	—	—	—	—	16,83	11,29	0,116	0,0777	20,44	27,5 > k ₀	—	—	0,58	8,35	1,48	8,35
	F ₂ =F ₃ =F ₄	15,28	21,79	70 > e	205,5	—	—	—	—	—	18,76	11,79	0,1292	0,0812	20,44	26 > k ₀	—	—	0,63	9,07	1,31	9,07
III	F ₁	23,05	44,99	51,2 > e	205,5	—	—	—	—	—	30,24	15,85	0,2083	0,1092	20,44	20 < k ₀	0,284	0,1487	0,92	13,25	3,86	13,25
	F ₂ =F ₃ =F ₄	26,78	45,69	58,6 > e	205,5	—	—	—	—	—	34,1	19,47	0,2349	0,1341	20,44	19 < k ₀	0,32	0,1827	1,19	17,13	2,78	17,13
II	F ₁	27,4	79,07	34,6 > e	205,5	—	—	—	—	—	40,05	14,75	0,2759	0,1016	20,44	15,7 < k ₀	0,3759	0,1384	1,38	19,87	6,77	19,87
	F ₂ =F ₃ =F ₄	32,25	68,08	47,3 > e	205,5	—	—	—	—	—	43,14	21,35	0,2972	0,1471	20,44	16,5 < k ₀	0,4049	0,20	1,71	24,62	4,14	24,62
I	F ₁	23,02	109,81	20,9 > e	205,5	—	—	—	—	—	40,59	5,45	0,2796	0,0375	20,44	14 < k ₀	0,381	0,0511	1,13	16,27	7,4	16,27
	F ₂ =F ₃ =F ₄	26,19	89,66	29,2 > e	205,5	—	—	—	—	—	40,53	11,85	0,2792	0,0816	20,44	15 < k ₀	0,380	0,111	1,33	19,15	4,3	19,15

Tableau sans SP (P-I) $\bar{\sigma}_b = 1200 \text{ Kg/cm}^2$, $e = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm}$, $\delta = 0,91$

Les armatures des poteaux dans le sens transversal seront:

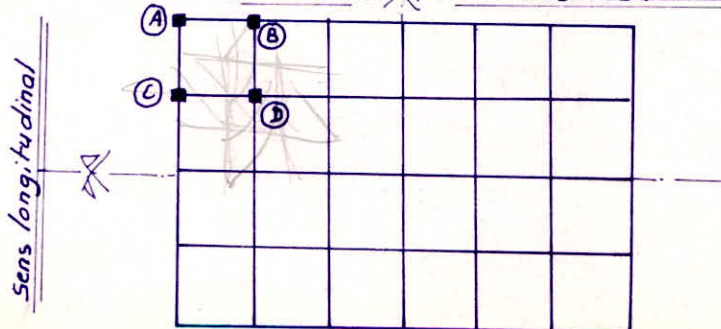
$$\text{Max} [\text{aci\u00e8rs sous } SP_1, \text{ aci\u00e8rs sous } SP_2].$$

D'o\u00f9:

Ferrailage des Poteaux dans le sens transversal (P.I-I) :

Niveaux	poteaux	Sections $A = A' \text{ (cm}^2\text{)}$
IV	F_1	8,35
	$F_2 = F_3 = F_4$	9,07
III	F_1	13,25
	$F_2 = F_3 = F_4$	17,13
II	F_1	19,87
	$F_2 = F_3 = F_4$	24,62
I	F_1	16,27
	$F_2 = F_3 = F_4$	19,15

D'apr\u00e8s la position des poteaux dans le b\u00e2timent, il y aura 4 sortes de ferrailage de poteaux par Niveau:



File A : poteaux d'angle

File B : Poteaux de rive dans le sens transversal.

File C : " " " " Longitudinal.

File D : Poteaux int\u00e9rieurs.

Récapitulation: Ferrailage des poteaux:

Fils Niveaux	A		B		C		D	
	Sens longitudinal (S.L) (cm ²)	Sens transversal (S.T) (cm ²)	(S.L) (cm ²)	(S.T) (cm ²)	(S.L) (cm ²)	(S.T) (cm ²)	(S.L) (cm ²)	(S.T) (cm ²)
IV	10,22 4T20 A=12,56	8,35 4T20 A=12,56	10,22 4T20 A=12,56	9,07 4T20 A=12,56	8,5 2T20+2T16 A=10,3	8,35 2T20+2T16 A=10,3	8,5 2T20+2T16 A=10,3	9,07 2T20+2T16 A=10,3
III	13,97 6T20 A=18,84	13,25 6T20 A=18,84	13,97 6T20 A=18,84	17,13 6T20 A=18,84	17 6T20 A=18,84	13,25 6T20 A=18,84	17 6T20 A=18,84	17,13 6T20 A=18,84
II	20,45 7T20 A=21,99	19,87 7T20 A=21,99	20,45 6T20+2T16 A=22,86	24,62 7T20+2T16 A=26,01	25,06 7T20+2T16 A=26,01	19,87 6T20+2T16 A=22,86	25,06 7T20+2T16 A=26,01	24,62 7T20+2T16 A=26,01
I	17,28 7T20 A=21,99	16,27 7T20 A=21,99	17,28 6T20+2T16 A=22,86	19,15 7T20+2T16 A=26,01	19,44 7T20+2T16 A=26,01	16,27 6T20+2T16 A=22,86	19,44 7T20+2T16 A=26,01	19,15 7T20+2T16 A=26,01

Armatures transversales des poteaux : (C.C.B.A 68 art 32,4)

les armatures transversales seront constituées d'aciers de faible diamètre.

* Nuance des aciers transversaux:

Nous utiliserons des aciers FE24 (facilité de façonnage)

$$\frac{\phi_{\max}}{4} \leq \phi_t \leq \frac{\phi_{\max}}{3}$$

$$\phi_{\max} = 20 \text{ mm} \Rightarrow 5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq 6,66 \text{ mm}$$

on prendra $\phi_t = 6 \text{ mm}$

* Espacement admissible : $\bar{t} \approx 15 \phi_{\min}$

$$\phi_{\min} = 16 \text{ mm} \Rightarrow \bar{t} = 24 \text{ cm} \quad \text{on prendra } \boxed{t = 20 \text{ cm}}$$

La longueur de recouvrement sera prise égale à la longueur de scellement droit (C.C.B.A 68 art 30,51).

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \psi_d = 1,5 (\text{aciers H.A}) \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_d = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } l_d = \frac{\phi_{\max}}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{2}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 84,33 \text{ cm}$$

on prendra $\boxed{l_d = 85 \text{ cm}}$ dans les zones de recouvrement.

Zone de recouvrement :

Dans une zone de recouvrement le nombre de cours d'armatures transversales \bar{v} par mètre linéaire de poteau est :

$$\bar{v} \geq 3$$

$$\text{et } \bar{v} \geq 0,4 \cdot \frac{\phi_{\max}^2}{\phi_t^2} \cdot \frac{\sigma_{enl}}{\sigma_{ent}}$$

avec : σ_{enl} : limite d'élasticité nominale des armatures longitudinales.

σ_{ent} : , , , transversales.

Dans notre cas:

$$\phi_{\max} = 20 \text{ mm} \quad \text{FE 40} (\phi \leq 20 \text{ mm}) \Rightarrow \sigma_{\text{enl}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \quad \text{FE 24} \Rightarrow \sigma_{\text{ent}} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{V} \geq 3 \\ \bar{V} \geq 0,4 \cdot \frac{2^2}{(0,6)^2} \cdot \frac{4200}{2400} = 7,77 \end{array} \right.$$

Nous prendrons $\bar{V} = 10$ soit:

10 cours d'armatures transversales par mètre linéaire dans la zone de recouvrement. (Espacement $t = 10 \text{ cm}$).



CHAPITRE VI

CALCUL DES

FONDACTIONS

Généralités : Calcul des semelles.

Les semelles seront calculées en compression simple, dans les 2 sens longitudinal et transversal, sous les sollicitations les plus défavorables (SP_1 ou SP_2) qui donnent le ferrailage le plus grand. Les moments fléchissants à la base des poteaux seront repris par les longrines.

Nous aurons 4 types de semelles sous poteaux à ferrailer.

- SA - Semelle sous file A d'angle.
 SB - " " " B de rive dans le sens transversal.
 SC - " " " C de rive dans le sens longitudinal.
 SD - " " " D intérieure.

Efforts normaux sur les différents semelles de fondation.

File A : Sens longitudinal : $N_L = 64,74 t$ (sous SP_1)
 Sens transversal : $N_T = 109,81 t$ (sous SP_2)

File B : $N_L = 64,74 t$ (sous SP_1)
 $N_T = 132,68 t$ (sous SP_1)

File C : $N_L = 138,4 t$ (sous SP_1)
 $N_T = 109,81 t$ (sous SP_2)

File D : $N_L = 138,4 t$ (sous SP_1)
 $N_T = 132,68 t$ (sous SP_1)

Contrainte admissible du sol.

Pour la 1^{ère} implantation du bâtiment, la contrainte du sol a été évaluée à 15 kg/cm^2 à $-1,5 \text{ m}$ du niveau $+0,00$ et 2 kg/cm^2 à $-2,5 \text{ m}$. Les fondations seront à une profondeur d'environ $2,5 \text{ m}$.

~~les~~ poteaux 40×40

$$\Rightarrow N \approx 5 \text{ } \sigma_{\text{sol}} = 1600 \times 67,5 = 109 \text{ T}$$

Description - dimensions - dispositions Constructives.

Semelles massives Carrées sous piliers.

Soit N : charge à transmettre au sol. $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible du sol $B_L = B_T = B$: dimensions de la semelle de fondation. $b_L = b_T = b$: dimensions du poteau reposant sur la fondation.

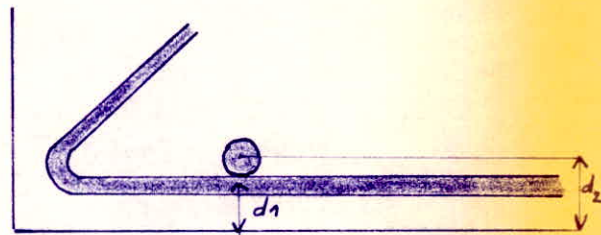
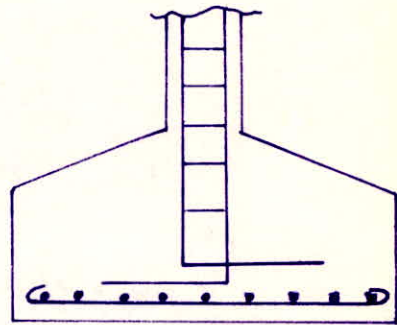
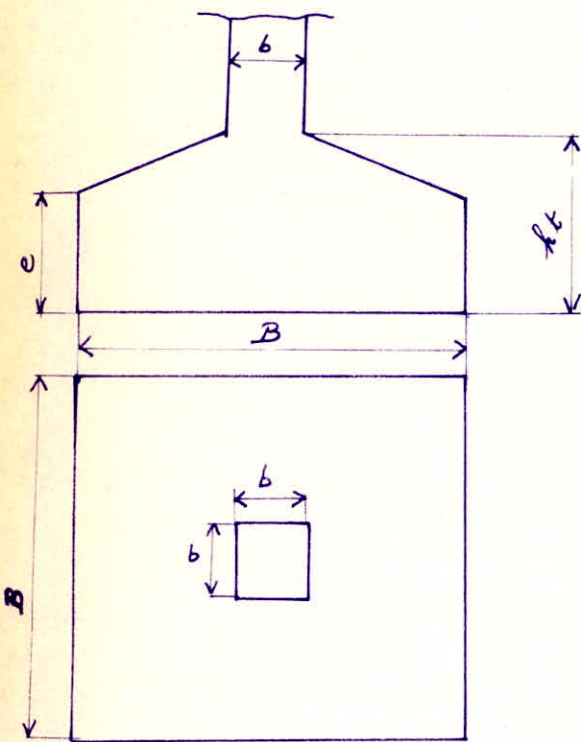
Pour que la Contrainte sur le sol ne dépasse pas la Contrainte admissible, nous devons avoir :

$$B_L \cdot B_T \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

Autres dimensions des semelles:

$$h_t \geq d_1 + \frac{B-b}{4}$$

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ (e et } \phi \text{ en cm).}$$



- N.B.: les armatures des poteaux doivent être prolongées jusqu'à la partie inférieure de la semelle, et seront munies de crochets (ancrage).
- De même, les aciers des semelles seront munis de crochets à leurs extrémités (ancrage).

Méthode de Calcul (Méthode des bielles):

Force de traction dans les armatures

Sens longitudinal:
$$F_L = \frac{N_L (B-b)}{8(h_t - d_1)}$$

Sens transversal:
$$F_T = \frac{N_T (B-b)}{8(h_t - d_2)}$$

Les armatures seront constituées par 2 nappes superposées, de barres orthogonales, et parallèles aux côtés.

- La section totale d'armatures dans le sens longitudinal (placés en lit inférieur), aura pour valeur:

$$A_L = \frac{F_L}{\bar{\sigma}_a}$$

- La section totale d'armatures dans le sens transversal (placés en lit supérieur), aura pour valeur:

$$A_T = \frac{F_T}{\bar{\sigma}_a}$$

1) Calcul des semelles:

* a) S_A: (semelles sous poteaux d'angle)

$$N_L = 64,74 \text{ t (sous SP}_1)$$

$$N_T = 109,81 \text{ t (sous SP}_2) = \frac{109,81}{1,5} = 73,2 \text{ t (sous SP}_1)$$

Dimensions de la semelle:

$$B_L = B_T = B \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_3} \text{ avec } N = \text{Max}(N_L, N_T) = 73,2 \text{ t}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{73200}{2} = 36.600 \text{ cm}^2 \Rightarrow B \geq 192 \text{ cm}$$

on prendra $B_L = B_T = 200 \text{ cm}$

$$h_t \geq d_1 + \frac{B-b}{4}$$

$$\text{Soit } d_1 = 3,5 \text{ cm, } d_2 = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 3,5 + \frac{200-40}{4} = 43,5 \text{ cm.}$$

on prend $h_t = 50 \text{ cm}$

Poids propre de la semelle:

hauteur moyenne (forfaitaire): 30 cm

$$\Rightarrow N' = 2 \times 2 \times 0,3 \times 2500 = 3000 \text{ Kg.}$$

Nous aurons alors :

$$\begin{aligned} N_L &= 64,74 + 3 = 67,74 \text{ t} \\ N_T &= 73,2 + 3 = 76,2 \text{ t} \end{aligned}$$

Vérification : $\frac{N_T}{\sigma_s} = \frac{76200}{2} = 38100 < B^2 = 40.000 \text{ cm}^2$ (Vérifié).

Calcul des forces F_L et F_T :

$$F_L = \frac{N_L (B-b)}{8(h_t-d_1)} = \frac{67,740 (200-40)}{8(50-3,5)} = 29135,5 \text{ Kg.}$$

$$F_T = \frac{N_T (B-b)}{8(h_t-d_2)} = \frac{76200 (200-40)}{8(50-5)} = 33867 \text{ Kg.}$$

Sections d'armatures :

$$A_L = \frac{F_L}{\sigma_a} = \frac{29135,5}{2800} = 10,41 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T14 \quad A = 10,77 \text{ cm}^2$$

espacés de 32 cm placés en lit inférieur.

$$A_T = \frac{F_T}{\sigma_a} = \frac{33867}{2800} = 12,1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T16 \quad A = 14,07 \text{ cm}^2$$

espacés de 32 cm placés en lit supérieur.

Soit épaisseur de la semelle : $e \geq 6\phi + 6$

Soit $e \geq 6 \times 16 + 6 = 15,6 \text{ cm}$ on prendra $e = 20 \text{ cm}$.

* b) S_B (Semelles sous poteaux de rive dans le sens transversal).

$$N_L = 64,74 \text{ t (sous } SP_1) ; N_T = 132,68 \text{ t (sous } SP_2)$$

Dimensions de la semelle :

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{avec } N = N_{\max} (N_L, N_T) = 132,68 \text{ t}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{132680}{2} = 66340 \text{ cm}^2 \Rightarrow B \geq 257,56 \text{ cm.}$$

on prendra $B_L = B_T = B = 280 \text{ cm.}$

$$h_t \geq d_1 + \frac{B-b}{4} ; \text{ soit } d_1 = 3,5 \text{ cm } d_2 = 5 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow h_t \geq 3,5 + \frac{280-40}{4} = 63,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h_t = 65 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle :

hauteur moyenne (soifaiterie : 45 cm)

$$\Rightarrow N^p = 2,8 \times 2,8 \times 0,45 \times 2500 = 8820 \text{ Kg.}$$

Nous aurons :

$$\begin{aligned} N_L &= 64,74 + 8,82 = 73,56 \text{ t} \\ N_T &= 132,68 + 8,82 = 141,5 \text{ t.} \end{aligned}$$

Vérification: $\frac{N_T}{\sigma_s} = \frac{141500}{2} = 70.750 \text{ cm}^2 < B^2 = 280^2 = 78.400 \text{ cm}^2$ (Vérifié)

Calcul des forces F_L et F_T :

$$F_L = \frac{N_L(B-b)}{8(h_t-d_1)} = 35883 \text{ Kg.}$$

$$F_T = \frac{N_T(B-b)}{8(h_t-d_2)} = 70.750 \text{ Kg.}$$

Secteurs d'armatures:

$$A_L = \frac{F_L}{\sigma_a} = \frac{35883}{2800} = 12,81 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9T14 \quad A = 13,85 \text{ cm}^2$$

espais de 34 cm placés en lit inférieur.

$$A_T = \frac{F_T}{\sigma_a} = \frac{70750}{2800} = 25,26 \text{ cm}^2 \text{ soit } 13T16 \quad A = 26,13 \text{ cm}^2$$

espais de 22 cm placés en lit supérieur.

épaisseur de la semelle: $e \geq 6\phi + 6$

$$\text{soit } e \geq (6 \times 16) + 6 = 15,6 \text{ cm} \text{ soit } e = 20 \text{ cm.}$$

* c) Sc: (semelles sous poteaux de rive dans le sens longitudinal).

$$N_L = 138,4 \text{ t (sous SP}_1\text{)}; \quad N_T = 109,81 \text{ t (sous SP}_2\text{)} = 73,2 \text{ t (sous SP}_1\text{)}.$$

Dimensions de la semelle:

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{avec } N = N_{\max}(N_L, N_T) = 138,4 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{138400}{2} = 69.200 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow B \geq 263 \text{ cm}$$

on prendra $B = 280 \text{ cm.}$

$$h_t \geq d_1 + \frac{B-b}{4} = 3,5 + \frac{280-40}{4} = 63,5 \text{ cm}$$

on prendra $h_t = 65 \text{ cm}$

Poids propre de la semelle: hauteur moyenne (fibratoire): 45 cm

$$\Rightarrow N' = 2,8 \times 2,8 \times 0,45 \times 2500 = 8820 \text{ Kg.}$$

Nous aurons alors:

$$N_L = 138,4 + 8,82 = 147,22 \text{ t}$$

$$N_T = 73,2 + 8,82 = 82,02 \text{ t.}$$

Vérification:

$$\frac{N_L}{\sigma_s} = \frac{147220}{2} = 73610 \text{ cm}^2 < B^2 = 78.400 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié).}$$

Calcul des forces F_L et F_T :

$$F_L = \frac{N_L(B-b)}{8(h_t-d_1)} = 71.815 \text{ Kg}$$

$$F_T = \frac{N_T(B-b)}{8(h_t-d_2)} = 47.010 \text{ Kg.}$$

Sections d'armatures:

$$A_L = \frac{F_L}{\bar{\sigma}_a} = \frac{71815}{2800} = 25,64 \text{ cm}^2 \text{ soit } 13T16 = 26,13 \text{ cm}^2$$

espais de 20cm, placés en lit inférieur.

$$A_T = \frac{F_T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{47010}{2800} = 16,8 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10T14 \quad A = 15,4 \text{ cm}^2$$

espais de 30cm, placés en lit supérieur.

épaisseur de la semelle: $e \geq 6\phi + 6$ soit $e \geq 15,6 \text{ cm}$ on prendra $e = 20 \text{ cm}$

* d) S_D : (Semelles sous poteaux intérieurs).

$$N_L = 138,4 \text{ t (sous } SP_1); N_T = 132,68 \text{ t (sous } SP_2)$$

Dimensions de la semelle:

$$B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ avec } N = \max(N_L, N_T) = 138,4 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{138400}{2} = 69200 \text{ cm}^2 \Rightarrow B \geq 263 \text{ cm}$$

on prendra $B = 280 \text{ cm}$

$$h_t \geq d_1 + \frac{B-b}{4} = 35 + \frac{280-40}{4} = 63,5 \text{ cm}; \text{ on prendra } h_t = 65 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle:

hauteur moyenne (soffrite): 45cm

$$N^p = 28 \times 28 \times 0,45 \times 2500 = 8820 \text{ Kg.}$$

Nous aurons:

$$N_L = 138,4 + 8,82 = 147,22 \text{ t}$$

$$N_T = 132,68 + 8,82 = 141,5 \text{ t.}$$

Vérification: $\frac{N_L}{\bar{\sigma}_s} = \frac{147.220}{2} = 73.610 \text{ cm}^2 < B^2 = 78.400 \text{ cm}^2$ (Vérifié).

Calcul des forces F_L et F_T :

$$F_L = \frac{N_L(B-b)}{8(h_t-d_1)} = 71.815 \text{ Kg.}$$

$$F_T = \frac{N_T(B-b)}{8(h_t-d_2)} = 70.750 \text{ Kg.}$$

Sections d'armatures:

$$A_L = \frac{F_L}{\sigma_a} = \frac{71815}{2800} = 25,64 \text{ cm}^2 \text{ soit } 13T16 \quad A = 26,13 \text{ cm}^2$$

épaisseur de 20cm, placée en lit inférieur.

$$A_T = \frac{F_T}{\sigma_a} = \frac{70750}{2800} = 25,26 \text{ cm}^2 \text{ soit } 17T14 \quad A = 26,18 \text{ cm}^2$$

épaisseur de 17cm, placée en lit supérieur.

épaisseur de la semelle: $e \geq 6\phi + 6$

$$\text{soit } e \geq (6 \times 16) + 6 = 15,6 \text{ cm} - \text{ on prend } e = 20 \text{ cm.}$$

2) Calcul des longrines :

Les longrines sont des poutres reliant les semelles entre-elles, au niveau de la base des poteaux. Leur calcul se fait comme une poutre encastree à ses 2 extrémités et soumise à une charge uniformément répartie (réaction du sol et poids propre), et les moments à la base des poteaux.

Vu que les moments à la base des poteaux dans le sens transversal ou longitudinal sont voisins, nous aurons à calculer 2 sortes de longrines.

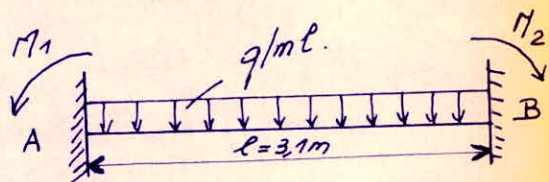
Sens Transversal : Longrine (L_1) : $0,4 \times 0,5 \times 3,10 \text{ m}$

Sens Longitudinal : Longrine (L_2) : $0,4 \times 0,5 \times 6,60 \text{ m}$

a) Longrine (L_1) : $0,4 \times 0,5 \times 3,10$

$$M_1 = M_2 = M = 26,19 \text{ t.m.}$$

aux appuis A et B : $M_a = \frac{q l^2}{12} + M.$



en Travée : $M_t = \frac{q l^2}{24} - \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{q l^2}{24} - M.$

Calcul de q : Poids propre de la longrine : $0,4 \times 0,5 \times 2500 = 500 \text{ kg/ml.}$
 réaction du sol : $0,4 \times 2 \cdot 10^{-4} \text{ kg/m}^2 = 8 \cdot 10^{-5} \text{ kg/ml.}$
 (négligeable)

$$\Rightarrow q = 500 \text{ kg/ml.}$$

Moments : $M_a = \frac{500 \times 3,1^2}{12} + 26,19 \cdot 10^3 = 26590,5 \text{ Kg.m.}$

$$M_t = \frac{500 \times 3,1^2}{24} - 26,19 \cdot 10^3 = -25.990 \text{ Kg.m.}$$

N.B. Vu que $M_a \neq -M_t$ et que les moments transmis par les poteaux peuvent soit comprimer la fibre supérieure soit la fibre inférieure de la longrine, on armera celle-ci symétriquement avec :

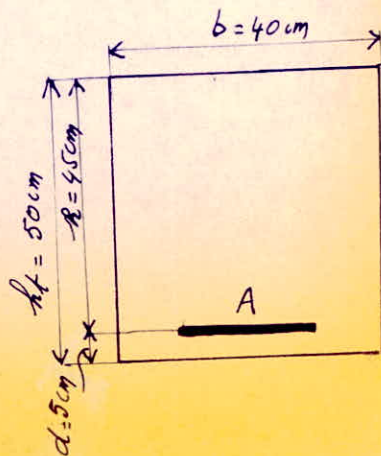
$$M_{\max} (M_a, M_t) = M_a = 26590,5 \text{ Kg.m.}$$

Calcul en flexion simple : Feuille CHARON :

$$M = 26590,5 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{\alpha M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 26590,5 \cdot 10^2}{2800 \times 40 \times 45^2} = 0,1758$$

$$\mu = 0,1758 \xrightarrow{\text{tableaux}} R_1 = 16,9.$$



$$k_1 = 16,9 < k_0 = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{15}{15} \cdot \frac{2800}{137} = 20,44$$

⇒ Nécessité d'armatures comprimées

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2} = 0,2396$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_1 = \mu_2 = 0,2396 \\ \delta = \frac{d'}{h} = \frac{5}{45} = 0,1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{abaque V charon} \\ \longrightarrow k = 28,5 \end{array}$$

$$\sigma_a' = n \left[1 - \left(1 + \frac{k}{15} \right) \delta \right] \bar{\sigma}_b' = 1459 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 28,5 > k_0 = 20,44 \Rightarrow \text{on prend } k = k_0 = 20,44$$

$$\left. \begin{array}{l} k = 20,44 \\ \delta = 0,10 \\ \mu_1 = \mu_2 = 0,2396 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{abaque V} \\ \text{CHARON} \\ \longrightarrow \bar{\omega} = 1,34 \\ \bar{\omega}' = 0,53 \end{array}$$

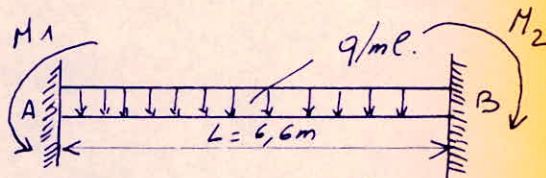
$$\text{d'où } A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} = \frac{1,34 \times 40 \times 45}{100} = 24,12 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\bar{\omega}' b h}{100} = \frac{0,53 \times 40 \times 45}{100} = 9,54 \text{ cm}^2$$

on adoptera 8720 placés symétriquement soit $A = A' = 25,13 \text{ cm}^2$

b) Longrine (L2): $0,4 \times 0,5 \times 6,6$

$$M = M_1 = M_2 = 25,71 \text{ t.m.}$$



Calcul de q: Poids propre Longrine : $0,4 \times 0,5 \times 2500 = 500 \text{ Kg/m.l.}$

Réaction du sol : $0,4 \times 2 \cdot 10^{-4} \text{ Kg/cm}^2 = 8 \cdot 10^{-5} \text{ Kg/m.l.}$ (Négligeable)

$$\Rightarrow \boxed{q = 500 \text{ Kg/m.l.}}$$

Moments: $M_a = \frac{qL^2}{12} + M = 27.525 \text{ Kg.m.}$

$$M_t = \frac{qL^2}{24} - M = -24802 \text{ Kg.m.}$$

La longrine (L2), sera armée symétriquement avec $\sigma_{ax} (M_a, M_t) = M_a = 27525 \text{ Kg.m.}$

Calcul en flexion simple (Méthode CHARON):

$$M = 27525 \text{ Kg.m}$$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,1820 \xrightarrow{\text{tableaux}} k_1 = 16,5$$

$$k_1 = 16,5 < k_0 = 20,44 \Rightarrow \text{Nécessité d'armatures comprimées}$$

$$\mu_1' = \mu_2' = 0,248$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_1' = \mu_2' = 0,248 \\ \delta' = \frac{d'}{h} = 0,1 \end{array} \right\} \text{abaque I CHARON} \longrightarrow k = 28$$

$$\sigma_a' = 15 \left[1 - \left(1 + \frac{k}{15} \right) 0,1 \right] \bar{\sigma}_b' = 1466 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a' = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 28 > k_0 = 20,44 \Rightarrow \text{on prend } k = k_0 = 20,44.$$

$$\left. \begin{array}{l} k = 20,44 \\ \delta' = 0,10 \\ \mu_1' = \mu_2' = 0,248 \end{array} \right\} \text{abaque II CHARON} \longrightarrow \begin{array}{l} \bar{\omega} = 1,39 \\ \bar{\omega}' = 0,64 \end{array}$$

$$\text{d'où } A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} = 25,02 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\bar{\omega}' b h}{100} = 11,52 \text{ cm}^2$$

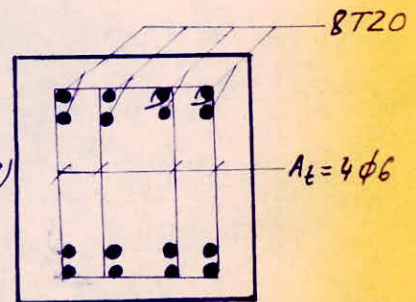
on adopte 8T20 placés symétriquement soit $A = A' = 25,13 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales: Nous prendrons les mêmes armatures transversales que les poutres.

a) Longrine (L_1): (3,10m)

Diamètre des barres transversales: $\phi 6$.

$$\text{écartement: } 2 + (2 \times 8) + (2 \times 9) + (2 \times 10) + (2 \times 11) + (2 \times 13) + (2 \times 16) + (1 \times 19) = 155 \text{ cm.}$$

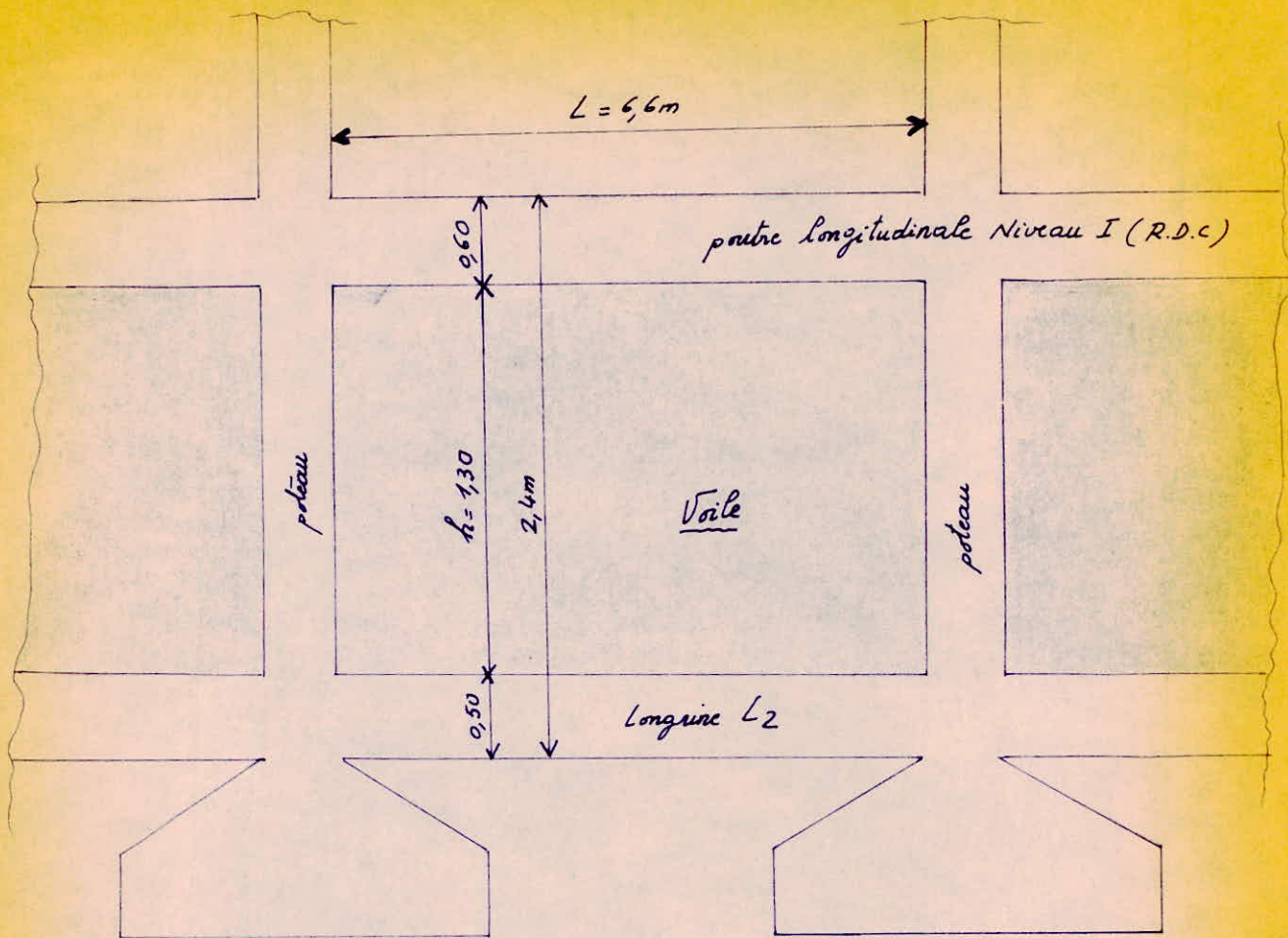


b) Longrine (L_2): (6,60m)

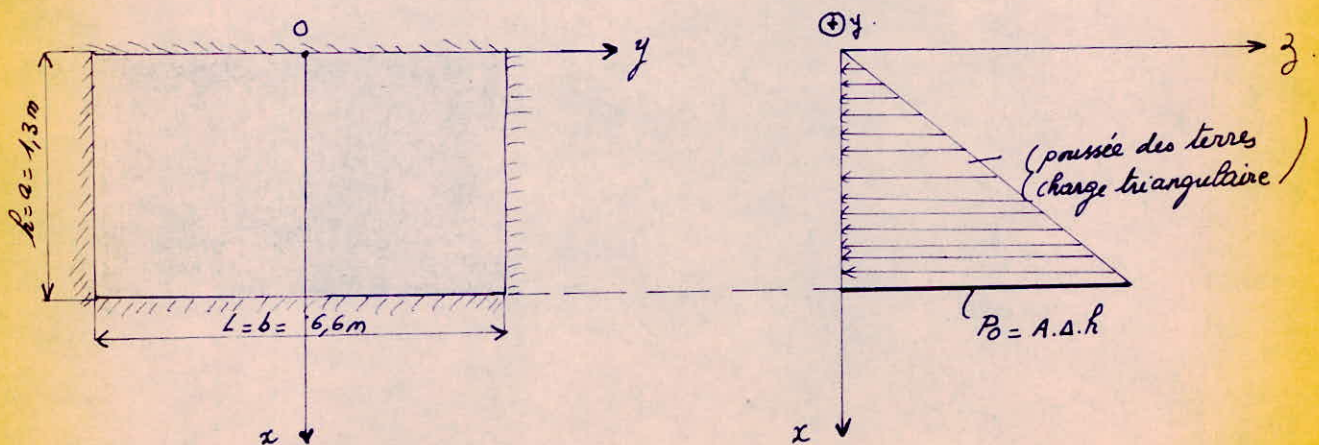
Diamètre des barres transversales $\phi 6$.

$$\text{écartement: } 2 + (4 \times 8) + (4 \times 9) + (4 \times 10) + (4 \times 11) + (4 \times 13) + (4 \times 16) + (3 \times 20) = 330 \text{ cm}$$

3) Calcul des voiles (vide sanitaire)



Le voile sera calculé comme une plaque rectangulaire semi-encastree à ses 4 extrémités et soumise à la poussée des terres.



Le terrain d'assiette est constitué par de la terre végétale ordinaire jusqu'au Niveau du R.D.C.

Poids Spécifique: $\Delta = 1450 \text{ kg/m}^3$

angle du talus Naturel: $\varphi = 45^\circ$

Le Coef $A = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,171$

Pression à la base du voile (pour 1 mètre linéaire): $P_0 = A \cdot \Delta \cdot h = 0,171 \times 1450 \times 1,3 = 322,33 \text{ Kg/m}^2$

Calcul des moments suivant aide mémoire DUNOD (R.D.M.):

- Plaque rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés

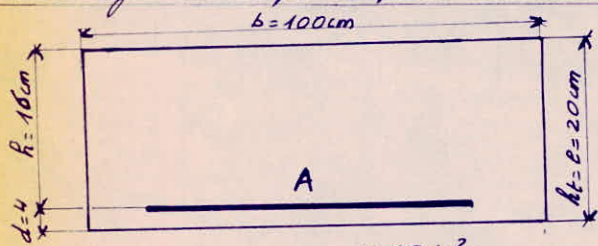
$$\frac{b}{a} = \frac{L}{h} = \frac{6,6}{1,3} = 5,07 \implies \left\{ \begin{array}{l} \beta_{\max} = 0,0638 \text{ pour } x = 0,60a \\ \beta_1 \max = 0,0193 \text{ pour } x = 0,60a \end{array} \right.$$

pour $y=0$, les moments de flexion maximaux pour une bande de largeur Unité parallèle à ox ou oy sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x \max} = \beta a^2 P_0 = 0,0638 \times 1,3^2 \times 322,33 = 34,75 \text{ Kg m/ml} \\ M_{y \max} = \beta_1 a^2 P_0 = 0,0193 \times 1,3^2 \times 322,33 = 10,51 \text{ Kg m/ml} \end{array} \right.$$

N.B.: les moments M_x et M_y étant très petits pour la plaque simplement appuyée sur ses 4 côtés, ils le seront d'autant plus pour une plaque semi-encastree à ses 4 extrémités. Aussi, nous calculerons celle-ci sans tenir compte de l'encastrement avec $M = M_{\max}(M_x, M_y) = M_x = 34,75 \text{ Kg m}$.

Calcul en flexion simple: Méthode CHARON.



$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 34,75 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 16^2} = 0,0007 \xrightarrow{\text{tableaux}} \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9873 \\ k = 380 \end{array} \right.$$

$$k = 380 > k_0 = 20,44 \implies \bar{\omega}' = 0 \text{ (pas d'aciers comprimés)}$$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{34,75 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9873 \times 16} = 0,078 \text{ cm}^2 / \text{ml de voile}$$

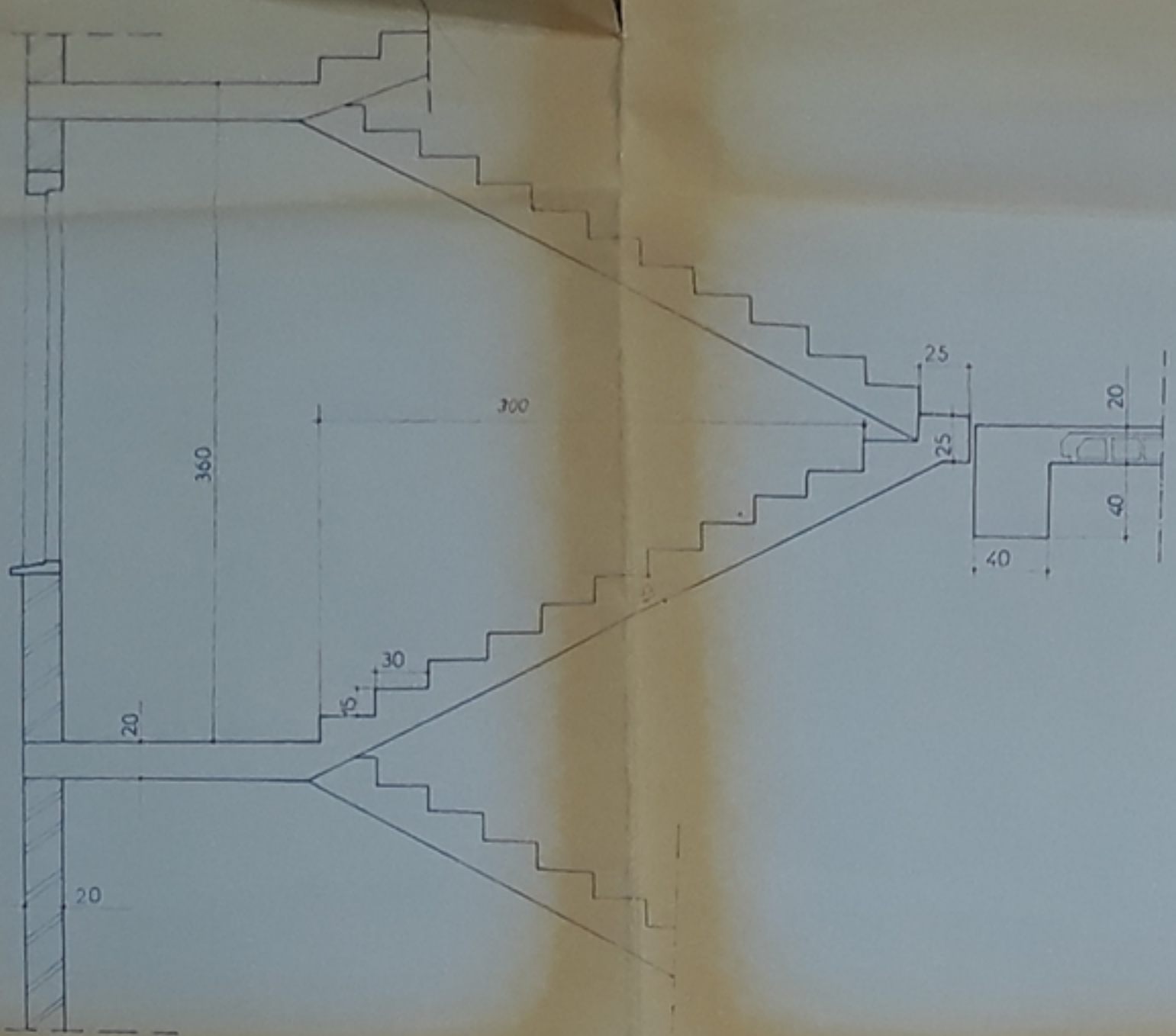
Vue que cette section est très faible, nous ferrailurons forfaitairement le voile avec un treillis soudé $\phi = 6 \text{ mm}$ mailles espacées de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ donc $5 \phi 6 / \text{ml de voile}$ soit $A = 1,414 \text{ cm}^2 / \text{ml de voile}$.

Remarque: la longueur des voiles du portique transversal ($3,10 \times 1,30 \times 0,20$), étant inférieure à celle des voiles du portique longitudinal, les moments y seront plus petits donc le ferrailage nécessaire sera inférieur au ferrailage des voiles du portique longitudinal.

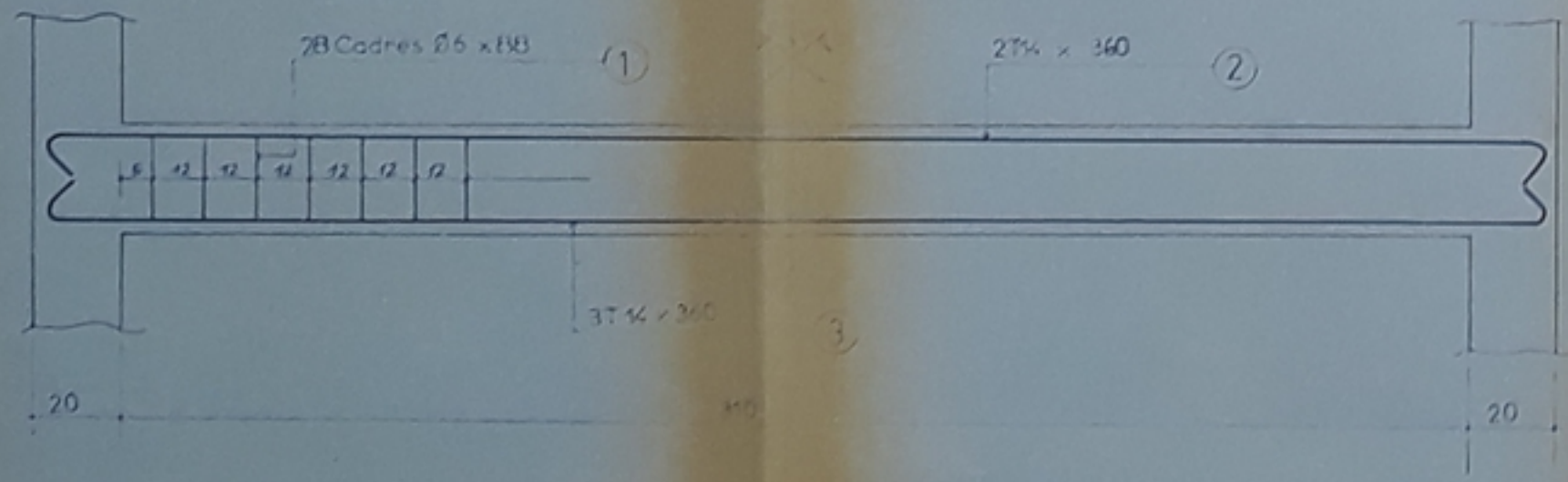
On adoptera dans notre cas, le même type de ferrailage pour les voiles du portique transversal, soit un treillis soudé $\phi = 6 \text{ mm}$, mailles espacées de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

BIBLIOGRAPHIE:

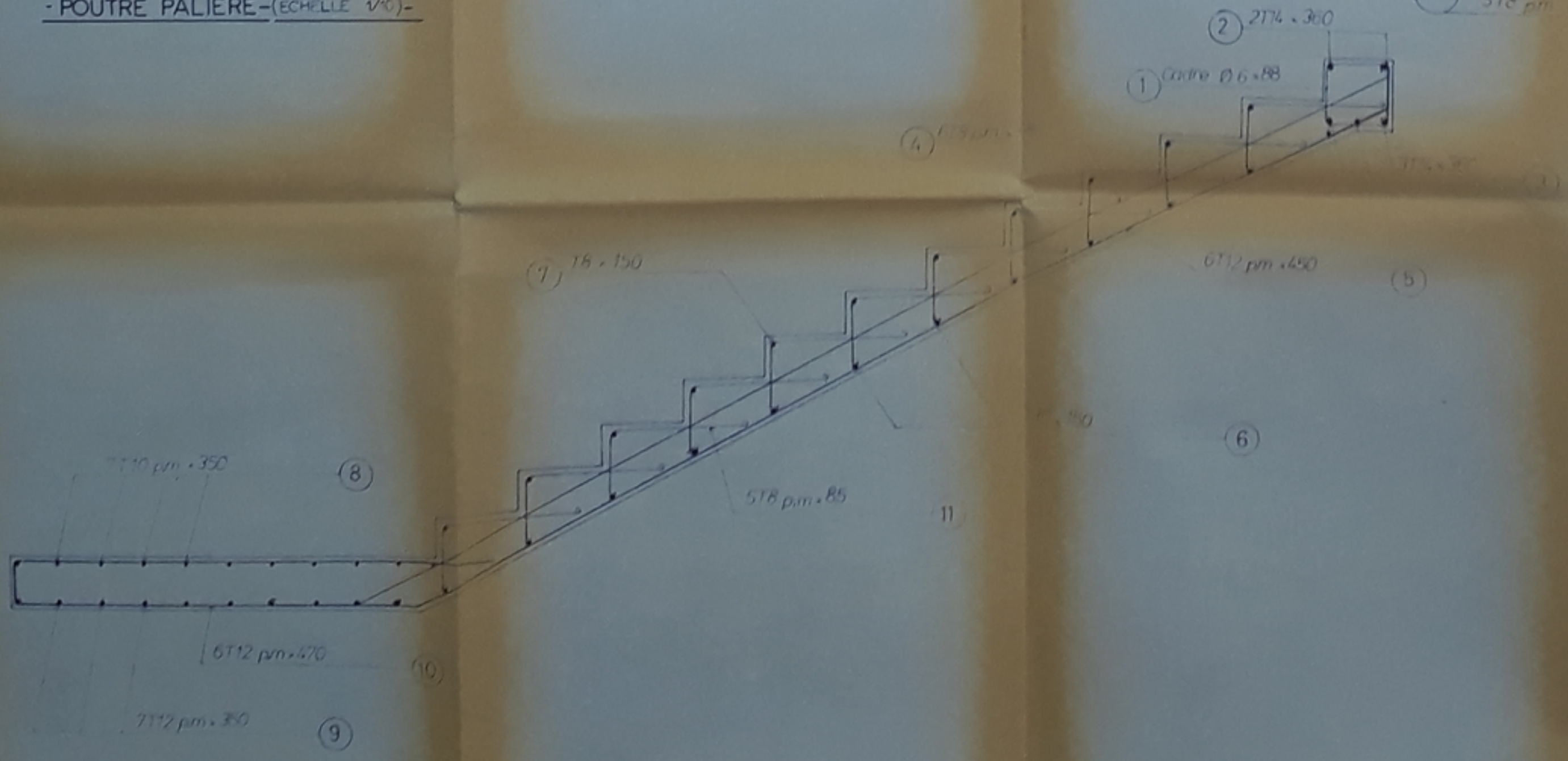
- C.C.B.A. 68: Règles techniques de Conception et de Calcul -
des ouvrages et Constructions en Béton Armé -
 - Calcul et vérification des ouvrages en Béton Armé - P. CHARON -
 - Traité de Béton Armé. Tome IV - A. GUERRIN -
 - Règles parasismiques 69 -
 - Calcul pratique des ossatures de bâtiments en B.A. - A. FUENTES -
 - Aide mémoire - DUNOD - (Béton Armé - R.D.M.) -
-



- COUPE ESCALIERS EXTERIEURS - (Echelle 1/20) -

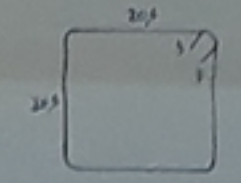


- POUTRE PALIERE - (Echelle 1/10) -

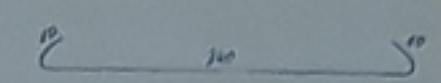


- ESCALIERS EXTERIEURS - (Echelle 1/10) -

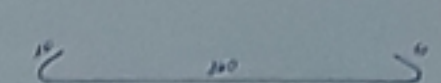
1 28 CADRES Ø6 x 18 L. 88



2 274 x 360



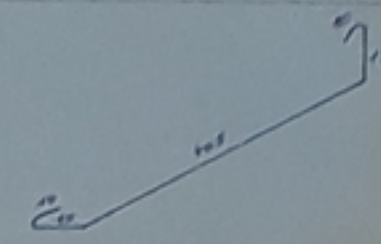
3 374 x 360



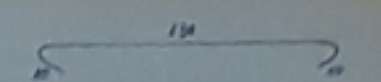
4 6T8 p.m. L. 88



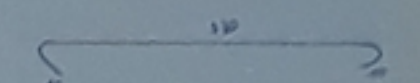
5 6T12 p.m. L. 50



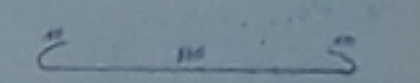
7 T8 L. 150



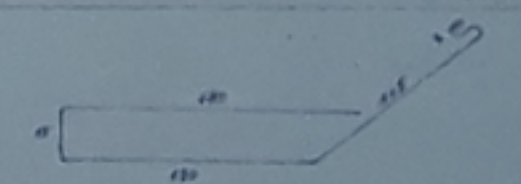
8 7T10 p.m. L. 350



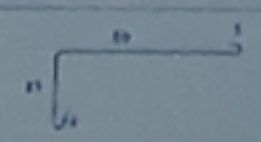
9 7T12 p.m. L. 350



10 6T12 p.m. L. 470



11 5T8 p.m. L. 85



PB-1573

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 - MATERNITE URBAINE -

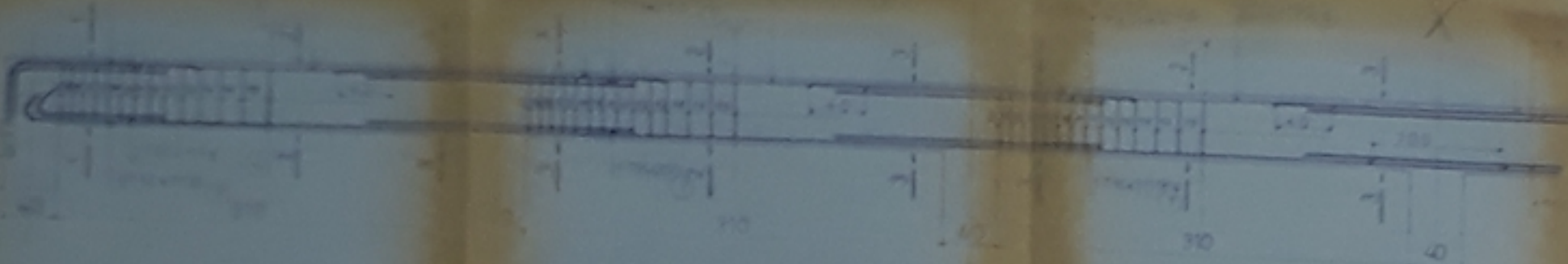
PROPOSE PAR : ETAU

ESCALIERS	ECHELLES: 1/10 1/20
POUTRE PALIERE	PLAN N°2
COFFRAGE	PROMOTION: JUIN 75
ET	ETUDIE PAR:
FERRAILLAGE	ZERGOUN SLIMANE
	RACHID MUSTAPHA
	EDRICE BAZIL

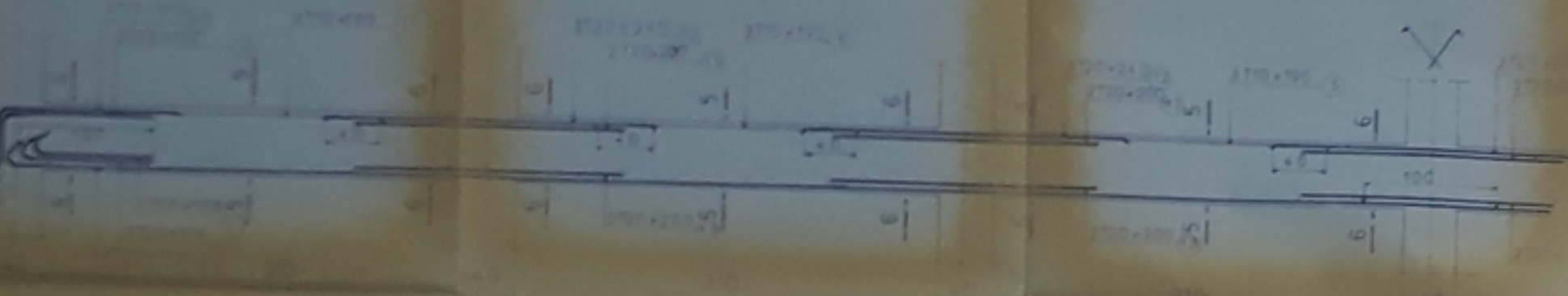
NOMENCLATURE DES ACIERS

Quantité de l'acier (kg)

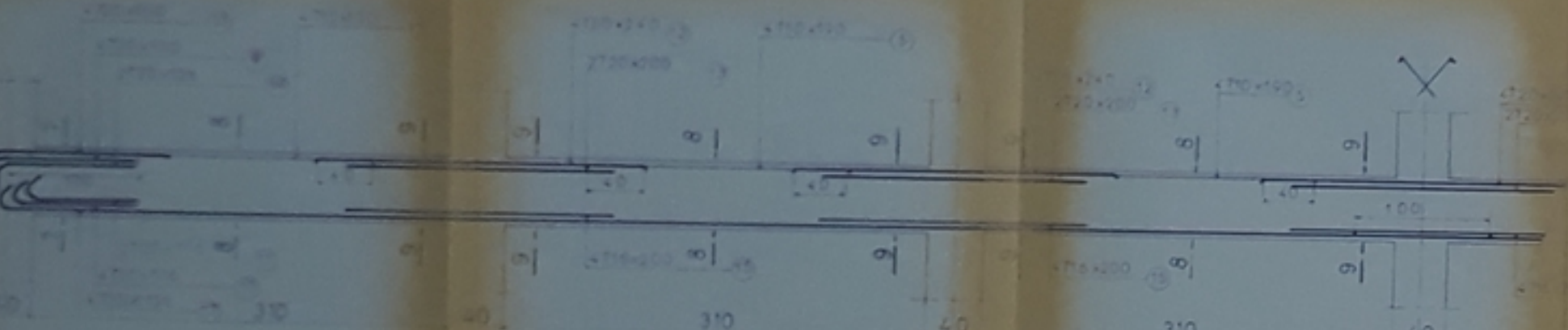
Quantité	Acier	Quantité	Acier	Quantité	Acier	
16.3	2	6	180	1280		
16.1	2	2	150	1000		
16.3	2	6	125	6756		
16.2	2	4	116	484		
10.2	2	72	130	1380		
16.3	5	15	240	3600		
16.1	10	10	200	2000		
20	2	20	180	3600		
20	2	20	150	3000		
20	2	20	116	2320		
20	2	12	106	1272		
20	2	50	240	12000		
20	2	70	200	14000		
20	2	4	8	108	1008	
16	4	5	20	200	2000	
14	3	2	6	150	1140	
20	2	20	1126	22520		
16	6	648	154	99752		
16	6	486	102	49368		
20	6	162	122	19764		



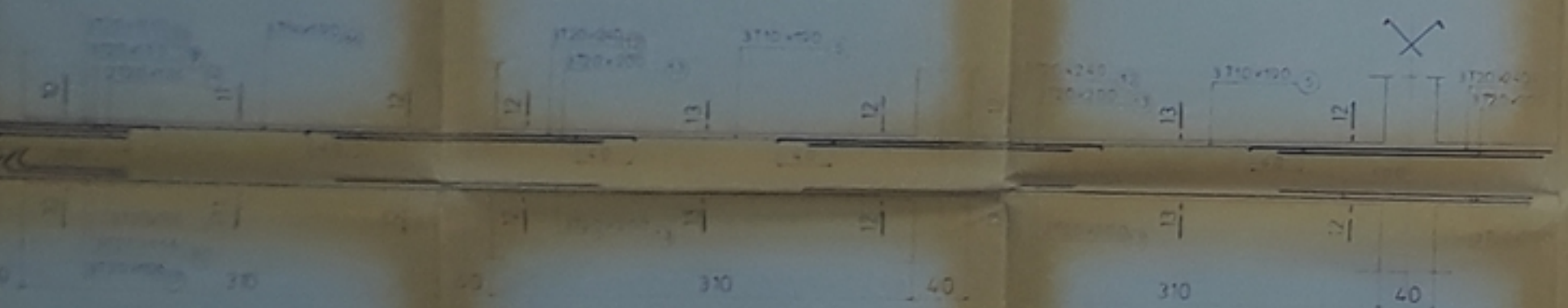
POUTRE NIVEAU IV



POUTRE NIVEAU III

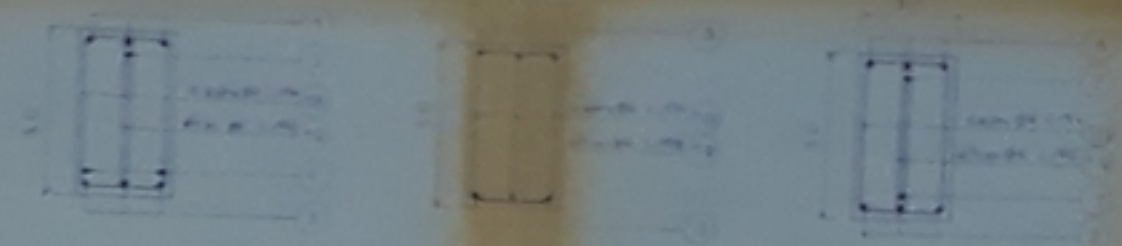


POUTRE NIVEAU II

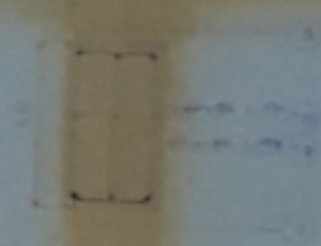


POUTRE NIVEAU I

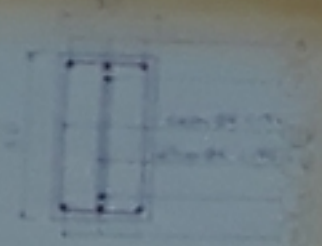
NOTA
 BETON DOSE A 350 kg/m³ CPA325
 CONTROLE ATTENUÉ $\sigma_c = 270 \text{ bars}$
 ACIER TOR $\sigma_s = 4120 \text{ bars}$
 ACIER DOUX $\sigma_s = 2350 \text{ bars}$



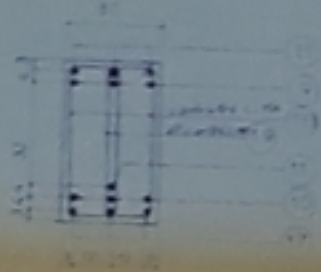
COUPE 1-1



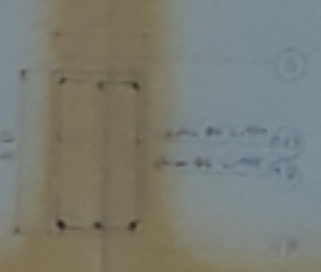
COUPE 2-2



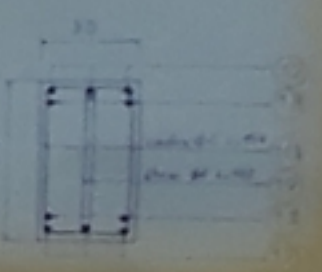
COUPE 3-3



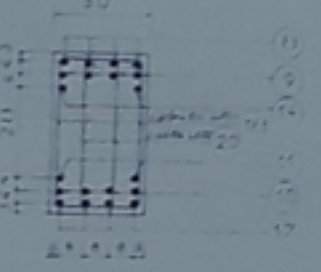
COUPE 4-4



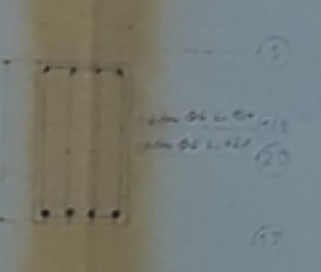
COUPE 5-5



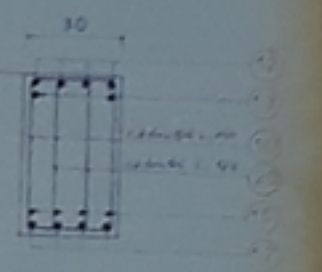
COUPE 6-6



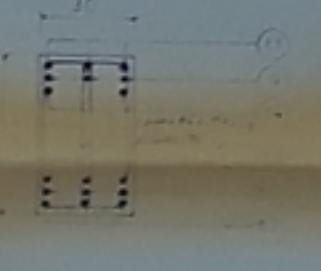
COUPE 7-7



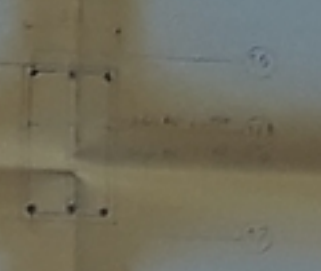
COUPE 8-8



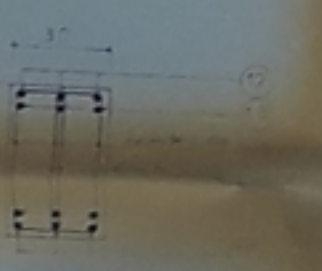
COUPE 9-9



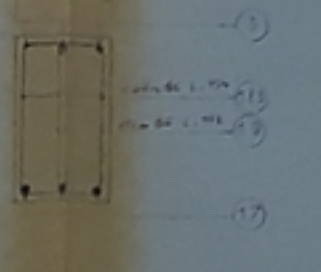
COUPE 10-10



COUPE 11-11



COUPE 12-12



COUPE 13-13

RECAPITULATION

ACIER DOUX	ACIER TOR
Quantité	5 10 14 16 20
Poids Lin	1222 2446 3293 3573 2485
Longueur	16192 16483 1140 1112 5452
Poids	37504 13427 1377 2102 14752
Total	37504 13427 1377 2102 14752

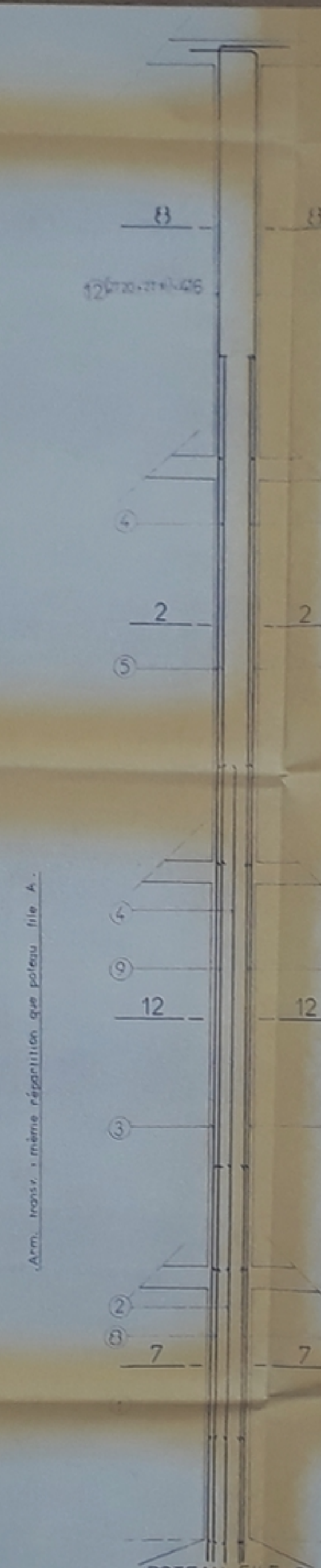
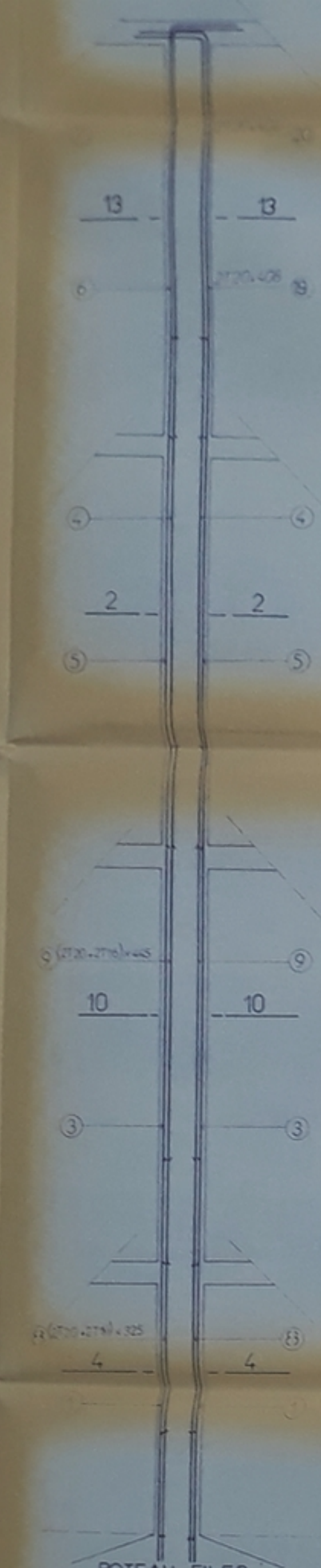
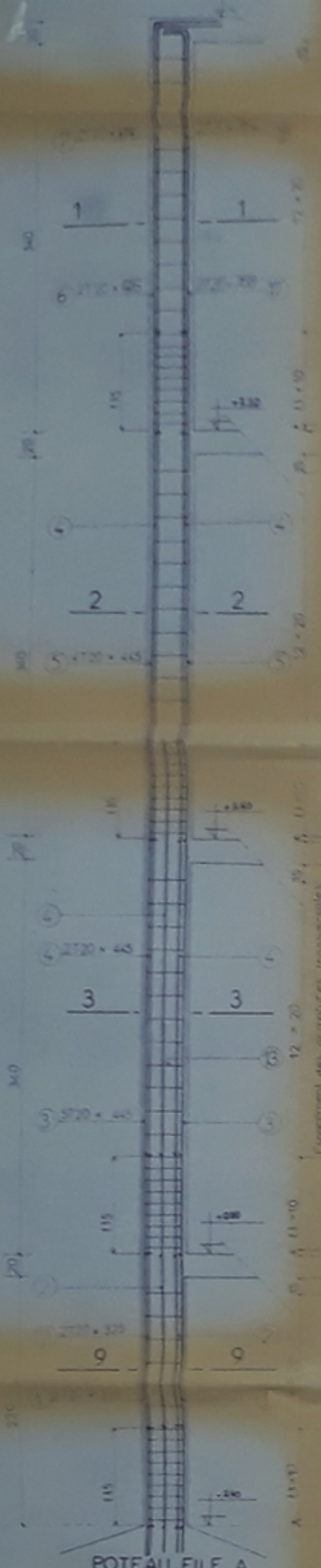
UNIVERSITE DALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
 - MATERNITE URBAINE -

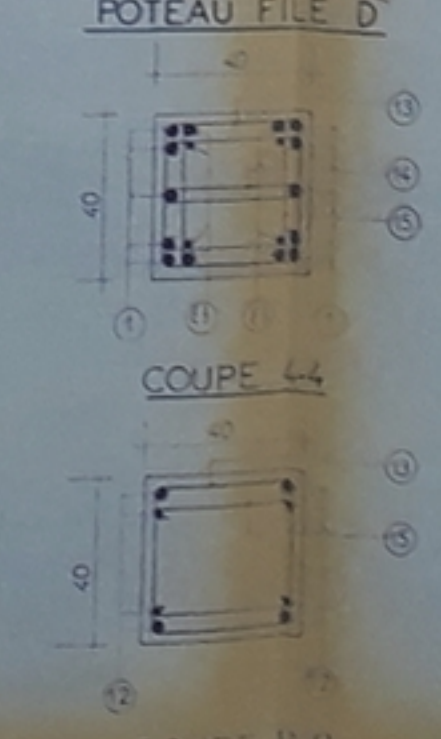
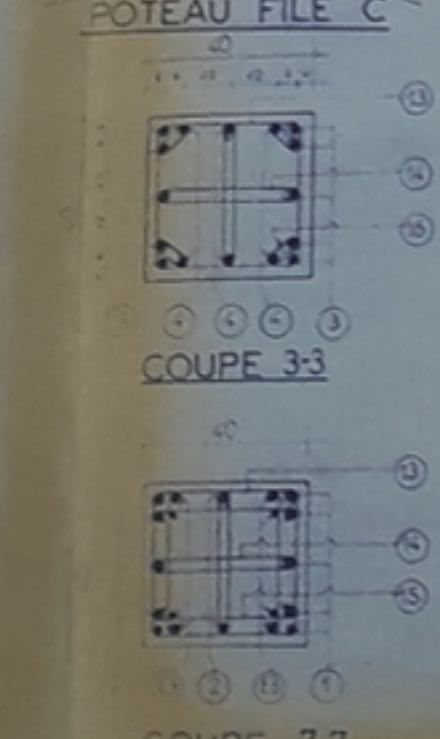
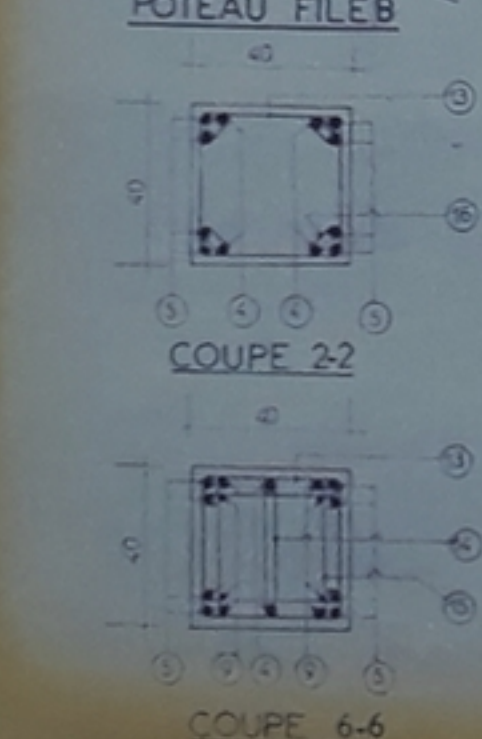
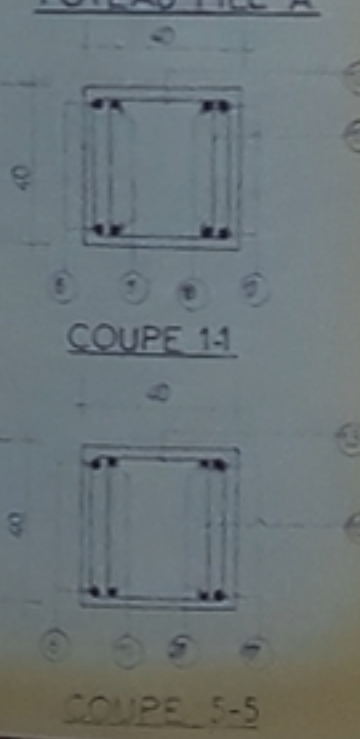
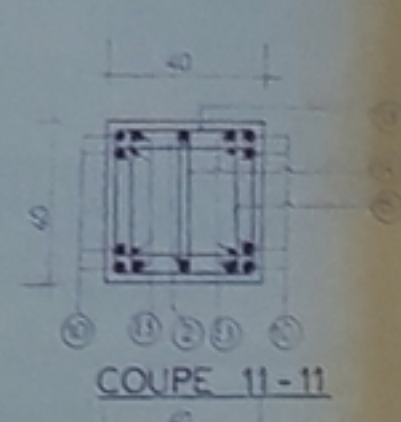
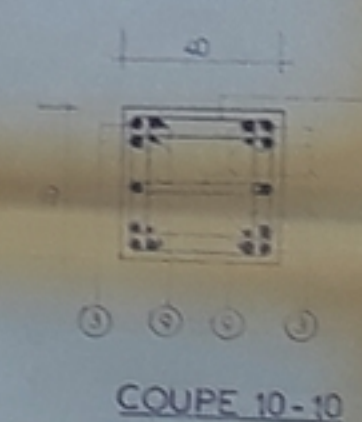
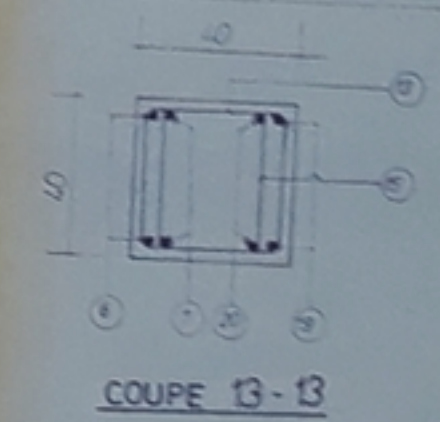
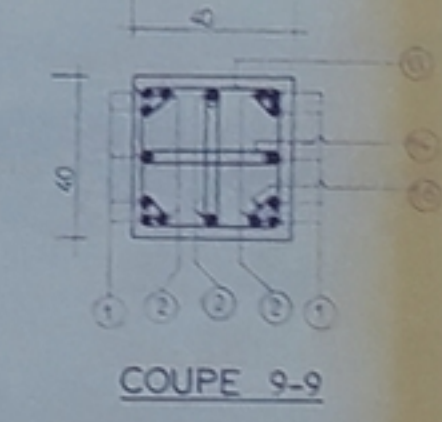
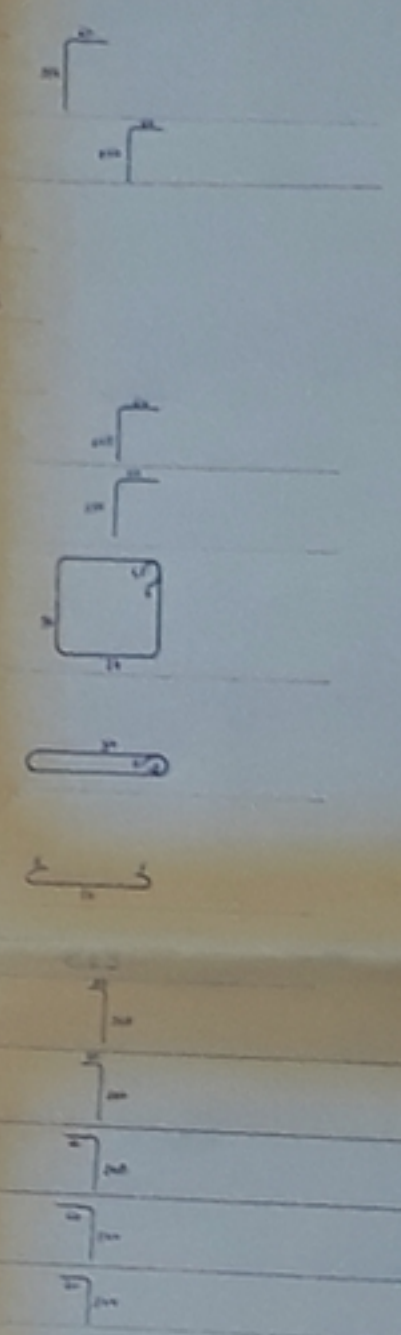
PROPOSE PAR ETATU

PORTIQUE TRANSVERSAL
 COFFRAGE, FERRAILLAGE
 DES
 POUTRES

ECHELLES: 1/20
 PROMOTION JUN 1979
 PLAN N°14
 ETUDE PAR
 RACHID M.
 ZERCOU



- ① 5T20 L=325 filants
- ② 2T20 L=325 filants
- ③ 5T20 L=445 filants
- ④ 2T20 L=445 filants
- ⑤ 4T20 L=445 filants
- ⑥ 2T20 L=416
- ⑦ 2T20 L=412
- ⑧ (2T20-2T16) L=325 filants
- ⑨ (2T20-2T16) L=445 filants
- ⑩ 4T20 L=325 filants
- ⑪ 2T16 L=412
- ⑫ (2T20-2T16) L=416
- ⑬ CADRE Ø6 L=146
- ⑭ ETRIER Ø6 L=78
- ⑮ EPINGLE Ø6 L=...
- ⑯ EPINGLE Ø6 L=...
- ⑰ 2T20 L=368
- ⑱ 2T20 L=364
- ⑲ 2T20 L=408
- ⑳ 2T20 L=404
- ㉑ 2T16 L=364



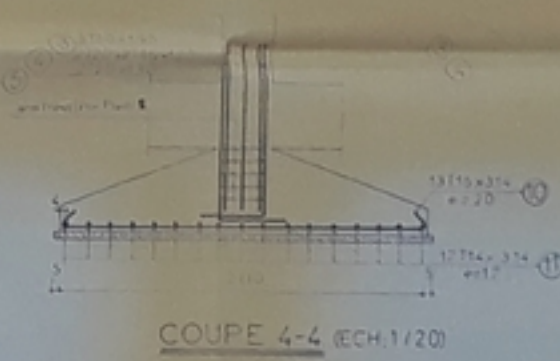
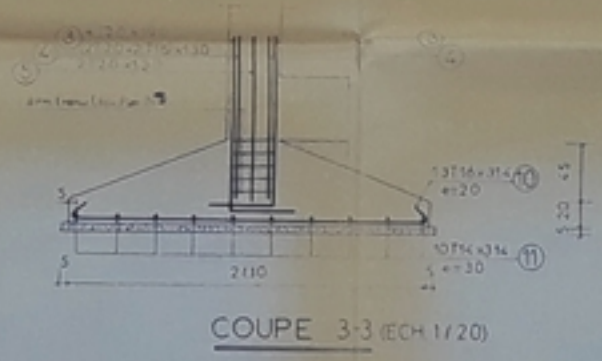
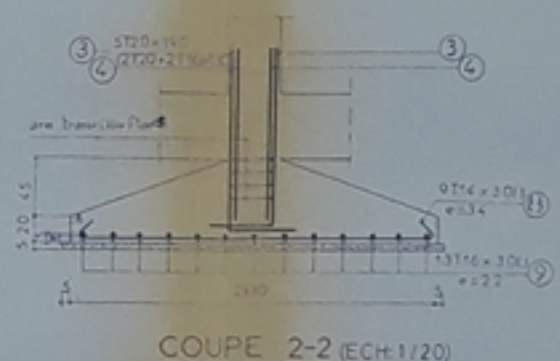
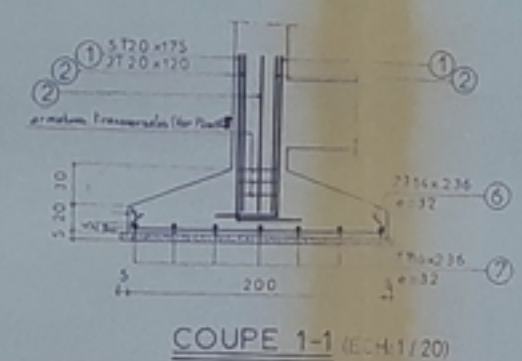
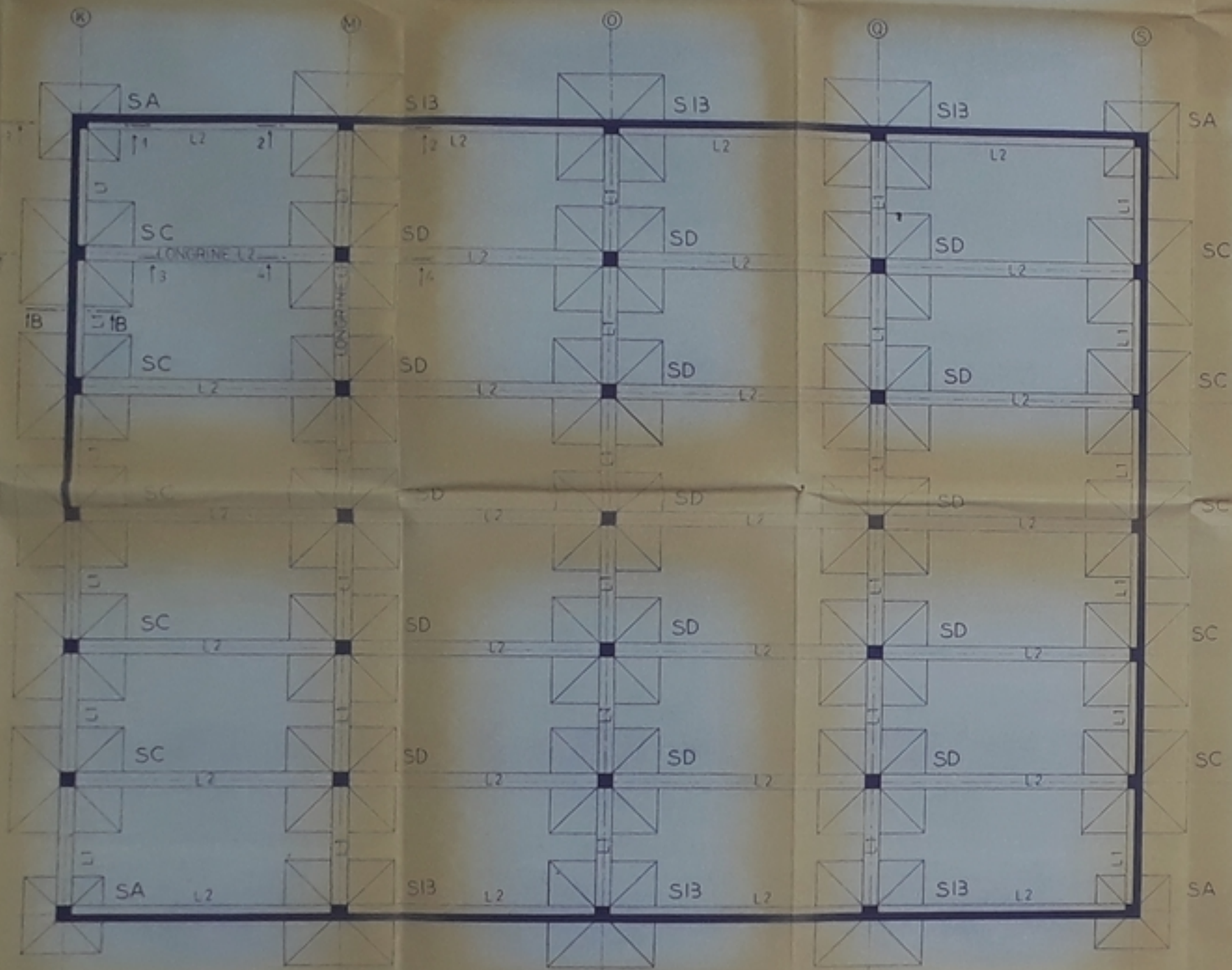
P3 015 P3
06-

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
PROJET DE FIN D'ETUDES
-MATERNITE URBAINE-

PROPOSE PAR : ETAU

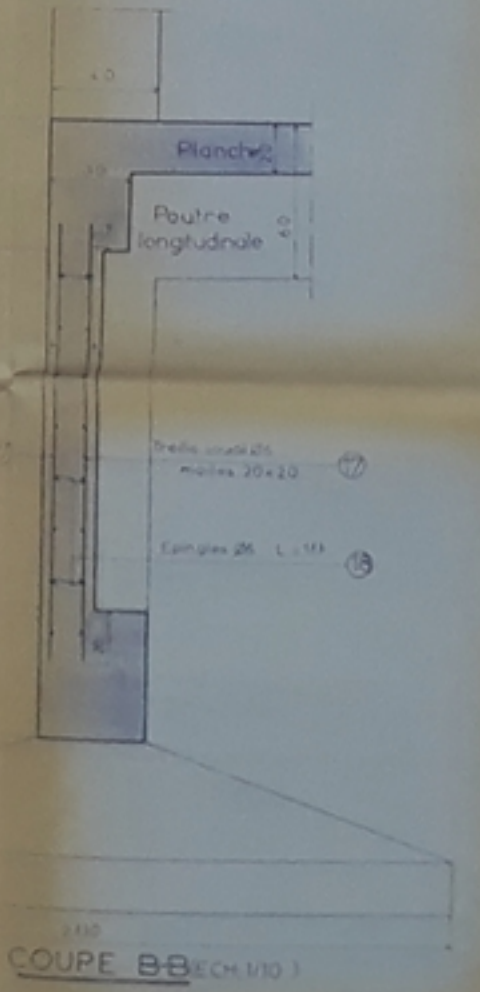
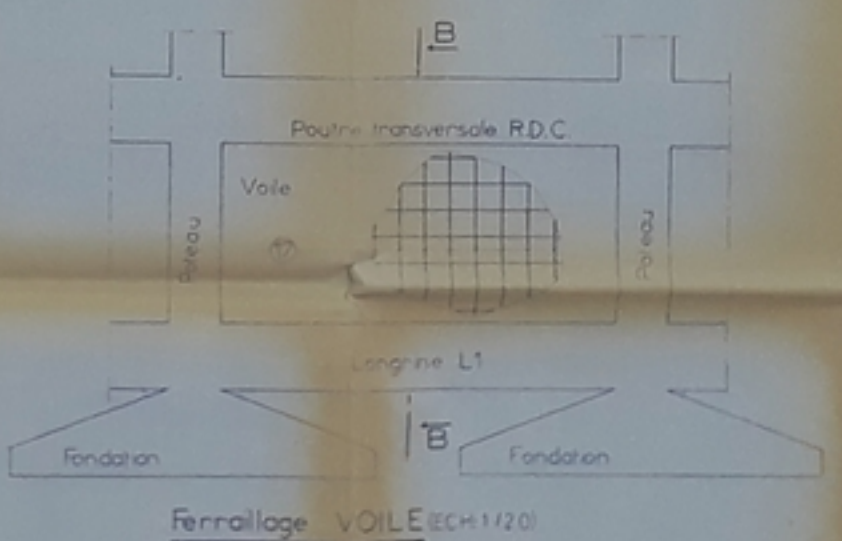
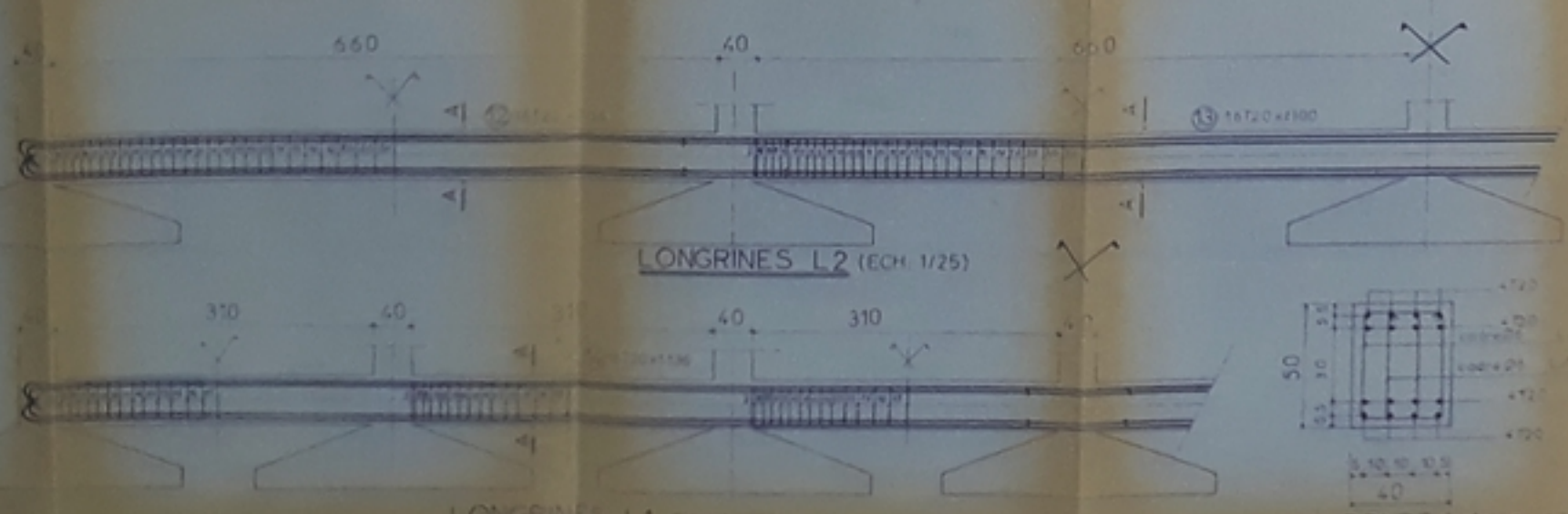
POTEAUX
COFFRAGE
ET
FERRAILLAGE

ECHELLES: 1/20 - 1/10
PROMOTION: JUN 79
PLAN N°5
ETUDE PAR:
ZERGOUN SLIMANE
RACHO MUSTAPHA



- 1) 1720 L=75
- 2) 2020 L=120 (Ferraç.)
- 3) 2120 L=80
- 4) 2120-215 (Ferraç.) L=30
- 5) 2120 L=70 (Ferraç.)
- 6) 174 L=235
- 7) 176 L=236
- 8) 174 L=308
- 9) 176 L=308
- 10) 176 L=308
- 11) 176 L=308
- 12) 176 L=308
- 13) 1720 L=80 (Ferraç.)
- 14) 1720 L=75
- 15) CADRE 06 L=58
- 16) CADRE 06 L=18
- 17) Treillis soudé 06 mailles 20x20
- 18) Longues 06 L=18

COFFRAGE FONDATIONS (ECHELLE: 1/50)



UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN DE TUDES
 -MATERNITE URBAINE-

FONDATIONS
 COFFRAGE
 ET
 FERRAILLAGE

