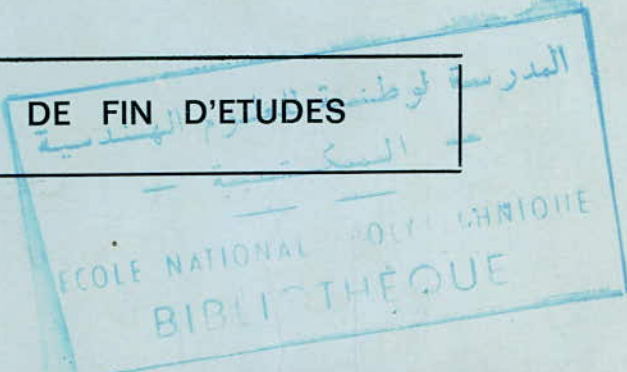


1 exe

PROJET DE FIN D'ETUDES



Construction d'une Cité
Universitaire (R.C.+4)

9 Planches.

1981

Proposé par :

— Mr SZAFRAN

Etudié par :

— M. CHABAAT

— M. Z. KELLOU

**Université des Sciences et de
Technologie H. Boumedienne**

Projet de Fin d'études

**Construction d'une Cité
Universitaire (R.C.+4)**

**Proposé par :
M^r. SZAFRAN**

**Etudié par :
M. Chabaat
M.Z. Kellou**

Prom. Janv. 81

Remerciements

Nous remercions toutes les personnes
qui nous ont aidés de près ou de loin
à l'élaboration de cette thèse.

Nous remercions en particulier notre
promoteur MESSAFERAN; dont les conseils
judicieux et précis; nous ont été d'une
grande utilité.

M. Chabâat

M. E. Kellou

Qu'il nous soit permis de remercier notre promoteur M^{re} SZAFRAN pour ses conseils éclairés.

Nos plus sincères remerciements à M^{re} DJELLALI pour son aide précieuse ainsi qu'à M^{re} Khottab pour l'assistance et la disponibilité dont il nous a fait bénéficier.

Nous sommes heureuse de témoigner notre sympathie et notre profonde reconnaissance à tous les membres de l'atelier de béton armé (ECOTEC) et ceux de Comptabilité à l'ETAU pour l'aide matérielle qu'ils ont bien voulu nous apporter.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui nous ont guidé au cours de nos études; parmi eux les membres de notre jury qui nous font l'honneur de juger notre travail.

A tous nos amis et plus particulièrement -
ALIOUA; MAHIDI; TELLACHE; SAÏD; LARIBI;
RAMDANE; SALAH.....

A tous ceux qui œuvrent pour la paix et le bonheur de l'humanité.

M. CHABAÂT & M.Z. KELLOU

Je dédie ce modeste travail :

à mon père.

à ma mère

pour tous leurs sacrifices et en
témoignage de mon affection; mon
respect et mon dévouement.

à mes frères et sœurs.

En leur souhaitant tout le
bonheur possible.

à toute ma famille; grands et
petits.

à tous ceux qui ont été; sont
et seront mes amis.

M. CHABAAT

M. Chabaat

je dedie ce modeste travail :

- A ma mère.
- A mes sœurs et frères.
- A tous mes proches.

M. Z.

M. Z. KELLOU

Table des Matieres

INTRODUCTION:

	<u>Pages</u>
• Présentation et description de l'ouvrage:	1
• Caractéristiques des matériaux utilisés:	3
• Charges et surcharges:	6
• Prédimensionnement:	7

CHAPITRE I: CALCUL DES ÉLÉMENTS:

• Acrotère:	9
• Calcul des portelles:	11
• Escaliers:	11

CHAPITRE II: ÉTUDE AU SEISME:

• Effets causés par le séisme:	30
• Calcul sismique:	31
• Forces sismiques horizontales:	37
• Forces sismiques verticales:	37

CHAPITRE III: EFFORTS DANS LES PORTIQUES:

<u>Sous les forces horizontales:</u>	38
• Exposé de la méthode de BOWMAN	38
• Portique longitudinal:	40
• Portique transversal:	45
<u>Sous les charges verticales:</u>	50
• Exposé de la méthode de CARUOT:	50
• Portique longitudinal:	52
• Portique transversal:	58

CHAPITRE IV: SUPERPOSITIONS DES SOLLICITATIONS

• Moments en travées:	67
• Portique longitudinal:	68
• Portique transversal:	69

CHAPITRE V: FÉRAILLAGE DES POUTRES:

• Portique longitudinal:	78
• Portique transversal:	103

CHAPITRE VI: FÉRAILLAGE DES POTEAUX:

• Portique longitudinal:	119
• Portique transversal:	125
• Armatures transversales:	131

CHAPITRE IV:

FONDACTIONS:

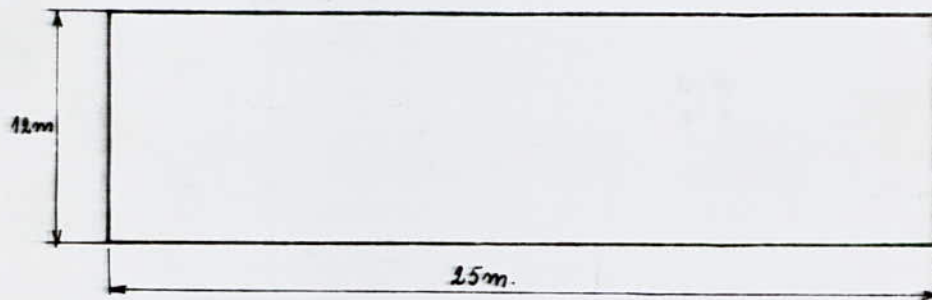
Semelles isolées	132
Semelles continues sous deux poteaux	135
Longrines	140

BIBLIOGRAPHIE. 143

INTRODUCTION

PRÉSENTATION et DESCRIPTION de L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul de éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation. Le bâtiment sera situé dans la région d'Alger. Il se compose de 5 planchers courants (dont un sur vide sanitaire) et d'un plancher terrasse supposé non accessible. Tous ces planchers sont à corps creux avec table de compression et distants de 3 m.



Vue en plan ; le bâtiment présente les dimensions suivantes :

longueur : 25 m.

largeur : 12 m.

hauteur : 16,40 m. (acrotère comprise.)

• Tous de travail du sol :

les essais de mécanique des sols ont permis de déterminer une contrainte du sol de $2,5 \text{ Kg/cm}^2$ à une profondeur de 2 m.

La nappe phréatique a été estimée à une profondeur plus grande. On adoptera pour l'ensemble du bâtiment des souches superficielles.

• Béton armé :

• tout le béton armé entrant dans la construction du bâtiment sera conforme aux "règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé" (le CCBA 68) ; et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie (PS 69...)

• le béton utilisé pour la construction sera composé de :

- 800 litres de gravillons ($D_g \leq 25 \text{ mm.}$)
- 400 litres de sables ($D_s \leq 5 \text{ mm.}$)
- 350 Kg de ciment CPA 325.
- 175 litres d'eau.

• Aciers :

les aciers utilisés seront des aciers doux ; des aciers à haute adhérence et des treillis soudés. (conformes aux normes.)

N.B. :

La préparation du béton sera faite mécaniquement et le chantier sera muni du matériel de contrôle nécessaire.

Ossature:

L'ouvrage reposera directement sur le sol par l'intermédiaire d'une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur qui sera prise sous les semelles isolées et continues. En élévation, l'ossature du bâtiment est constituée de portiques longitudinaux et transversaux. Les portiques seront composés de poutres et de poteaux. Les différents éléments poutres-poteaux sont encastres les uns dans les autres, assurant ainsi le contreventement du bâtiment.

Planchers:

Tous les planchers seront constitués par des corps creux et une dalle de compression reposant sur des portelles 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.

Escaliers:

Un escalier intérieur permettra de passer d'un niveau à un autre. Cet escalier sera en béton armé avec pailleuse portuse. Les escaliers seront construits étage par étage; en même temps que l'ossature afin de limiter l'emploi des échelles.

Maçonnerie:

Murs extérieurs: 30 cm

- Une cloison en briques creuses. (15 cm)
- Un vide d'air de 5 cm.
- Une cloison intérieure en briques creuses. (10 cm)

Murs intérieurs:

- Cloisons de séparation en briques creuses (10 cm.)

Revêtements:

- En céramique dans les salles d'eau.
- En plâtre pour les murs et les plafonds.
- En carrelage pour les planchers et les pièces.

CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX CONSTITUANT LE BÉTON ARMÉ.

BÉTON

- Il est dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 à contrôle atténué.
- Grosseur des granulats: C_g 5/15 mm.
- Résistance nominale de compression: $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$.
- Résistance nominale de traction: $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$.

Contrainte de Compression admissible: (art. 9.4 CCBA 68)

Elle est prise égale à une fraction de sa résistance à 28 jours.

$$\sigma'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec: } \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

- α dépend de la classe de ciment utilisé. $\alpha = 1$ (CPA 325)
- β dépend de l'efficacité du contrôle. $\beta = 5/6$ (contrôle atténué.)
- γ dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats. $C_g: 5/15 \rightarrow \gamma = 1$.
- δ dépend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,30$ en compression simple.

$\delta = 0,60$ en flexion simple.

en flexion composée:

$\delta = 0,60$: l'effort normal est une traction.

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{si } \delta > 0,60 \end{cases} \quad \text{: l'effort normal est une compression.}$$

Avec:

- e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.
- e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section de béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

Quand il s'agit d'une sollicitation pondérée du 2^{ème} genre, les valeurs de δ sont multipliées par 1,5.

- 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.

ans notre cas :

• en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1.5/6 \cdot 1.03 \cdot 1.270 = 67,5 \text{ bars} \quad \text{sollicitations 1^{er} Genre}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1.5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars} \quad \text{sollicitations 2nd Genre}$$

• en flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \quad \text{sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ bars} \quad \text{sous SP}_2$$

• Contrainte de traction de référence : (art. 9.5 CCBA 68).

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \bar{\sigma}'_{20}$$

α, β, γ mêmes définitions que précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\bar{\sigma}'_m} \quad (\bar{\sigma}'_m \text{ exprimé en bars.})$$

$$\text{sous SP}_1 : \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars.}$$

$$\text{sous SP}_2 : \bar{\sigma}_b = 8,7 \text{ bars.}$$

ACIERS :

On distingue deux catégories d'aciers :

* Aciers doux ou ronds lisses

nuances Fe E24 $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars}$ limite élastique nominale.

Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_2$$

* Aciers haute adhérence :

nuance Fe E40

$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$ pour $\phi \leq 20 \text{ mm.}$

$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars}$ — " — $\phi > 20 \text{ mm.}$

Contraintes admissibles :

$$\phi \leq 20 : \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{sous SP}_2 \end{array} \right.$$

Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration : (art. 4.9 CCBA 68)

la valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes : (en bars)

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \cdot \frac{k}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

σ_1 : Contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : — " — " — " — " — " non systématique ou accidentelle.

η : coefficient de fissuration. $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 \quad \text{H.A.} \end{array} \right.$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre.

$\bar{\omega}_f$: moment de fissuration ($\bar{\omega}_f = \frac{M}{A}$)

A: section totale des barres tendues.

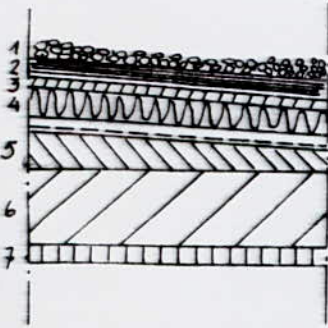
B_f: section d'enrobage des barres tendues.

K: Coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$K = 1,5 \cdot 10^6$	fissuration peu nuisible.
$K = 1 \cdot 10^6$	— " — préjudiciable.
$K = 0,5 \cdot 10^6$	— " — très préjudiciable.

CHARGES et SURCHARGES

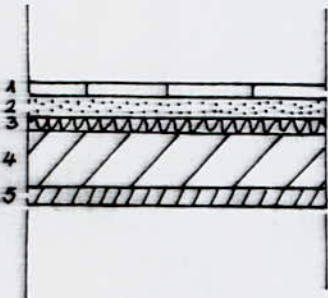
Plancher Terrasse



- 1. gaillons (4 cm): $1800 \times 0,04 \dots = 72 \text{ Kg/m}^2$
- 2. multicouches: $\dots = 10 \text{ ''}$
- 3. Chape en béton (3cm): $2000 \times 0,03 \dots = 60 \text{ ''}$
- 4. Isolation thermique: $\dots = 10 \text{ ''}$
- 5. béton de pente: $2000 \times 0,06 \dots = 120 \text{ ''}$
- 6. Corps creux + table de compression $\dots = 265 \text{ ''}$
(16+4)
- 7. Enduit plâtre (1,5 cm) $\dots = 21 \text{ ''}$

Charge permanente: $\dots G = 558 \text{ Kg/m}^2$

Plancher Niveau Courant



- 1. Carrelage (2cm) $22 \text{ kg/cm}^2/\text{cm} \dots = 44 \text{ Kg/m}^2$
- 2. Mortier de pose: $\dots = 80 \text{ ''}$
- 3. Corps creux + table de compression (16+4) $\dots = 265 \text{ ''}$
- 4. Isolation thermique $\dots = 10 \text{ ''}$
- 5. Enduit de plâtre (1,5cm) $\dots = 21 \text{ ''}$
+ Cloisons $\dots = 75 \text{ ''}$

$G = 495 \text{ Kg/m}^2$

SURCHARGES D'EXPLOITATION:

Plancher terrasse: terrasse inaccessible $\dots S_t = 100 \text{ kg/m}^2$

Plancher niveau courant: $\dots S_c = 200 \text{ kg/m}^2$

Escaliers: $\dots S_{es} = 400 \text{ kg/m}^2$

Acrotère: force horizontale de 100 kg/ml

Remplissage:

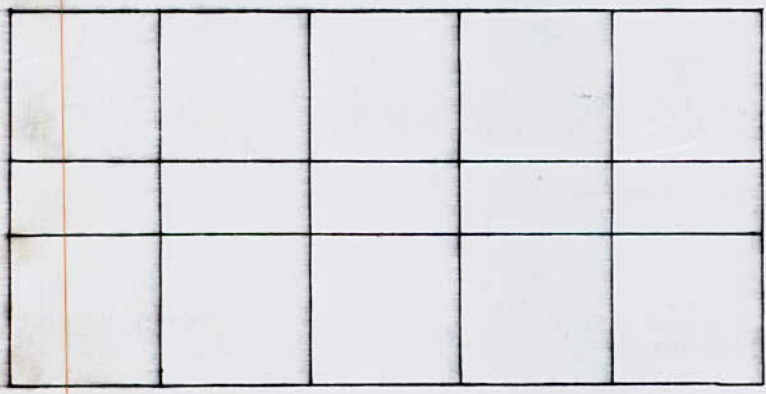
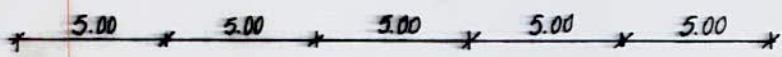
* Murs extérieurs:

- briques creuses de 15 cm (+ 5 cm de vide d'air)	210 kg/m ²
- briques creuses de 10 cm	133 kg/m ²
- Enduit extérieur (1,5 cm)	25 kg/m ²
- Enduit intérieur (1,5 cm)	21 kg/m ²
	<hr/>
	P = 389 kg/m ²

* Murs intérieurs:

- briques creuses de 10 cm	133 kg/m ²
- Enduit (2 faces en plâtre) 1,5 cm	42 "
	<hr/>
	P = 175 kg/m ²

Prédimensionnement:



Poutres:

$$\frac{L}{16} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

- h_t: hauteur totale.
- L: longueur de la travée.
- b: largeur de la poutre.
- b = (0,4 à 0,7) h_t

$$\begin{cases} L = 5,00 \text{ m} \\ L = 5,00; 2,00 \end{cases} \longrightarrow b = 30 \text{ cm}; h_t = 40 \text{ cm}$$

Poutres longitudinales: 30x40

Poutres transversales: 30x40

Poteaux: imposés par l'architecte: 40x40

Sollicitations

Les sollicitations à prendre en compte dans les justifications de l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité sont les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous :

Notations :

G: Charges permanentes.

P: Surcharges d'exploitation.

V: Surcharges climatiques normales.

W: Surcharges climatiques extrêmes.

T: Surcharges dues aux effets de température ou de retrait.

S_I: Surcharges dues aux séismes.

Sollicitations totales pondérées du 1^{er} Genre (SP₁):

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

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

Sollicitations totales pondérées du 2nd Genre (SP₂):

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

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

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

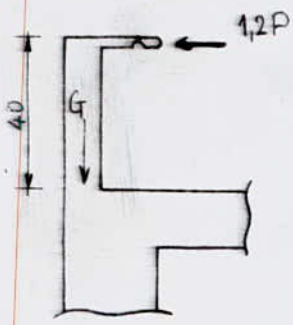
Le coefficient γ_w est donné par la formule :

$$\gamma_w = 1,10 - 0,50 \frac{(P_{g \max})}{G} \quad \text{si } P_{g \max} < 0,20 G$$

$$\gamma_w = 1 \quad \text{dans le cas contraire.}$$

($P_{g \max}$): sollicitation maximale développée par les surcharges pesantes d'exploitation.

**Calcul des
éléments.**



L'acrotère est assimilable à une console encastree dans le plancher.
 Au niveau de la section d'encastrement, qui est donc la section dangereuse, on distingue les efforts suivants:

* poids propre:
 $G = 0,40 \times 2500 = 1000 \text{ kg/m}^2$

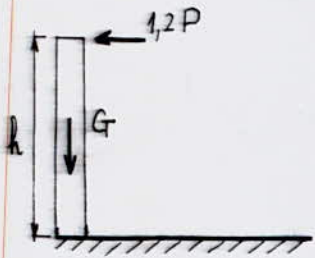
* surcharge:
 $P = 100 \text{ kg/ml}$

en tenant compte de la pondération:

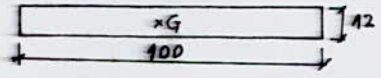
$1,2P = 120 \text{ kg/ml}$

On fera le calcul pour un metre d'acrotère.
 Le moment produit dans la section dangereuse par la charge, $1,2P$ est:

$M = 1,2P \times h = 120 \times 0,40 = 48 \text{ kg.m/ml}$



Le calcul sera fait en flexion composée, en considerant une section rectangulaire: (100 x 12)
 On utilisera la methode P. CHARRON



Centre de pression:

$M = N \times e_0$ avec: $N = 1000 \times 0,12 \times 1 = 120 \text{ kg/ml}$

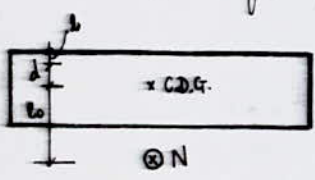
d'où: $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{48}{120} = 0,4 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,06 \text{ m}$

la section est donc partiellement comprimée.

moment par rapport aux aciers tendus:

L'enrobage sera pris égal à 2cm.

$M_A = N \times y_c$; y_c étant la distance du centre de pression aux aciers tendus.



$y_c = e_0 + d = 40 + (6 - 2) = 44 \text{ cm}$

donc: $M_A = 120 \times 0,44 = 52,8 \text{ kg.m}$

moment résistant du béton:

$M_{nb} = b \cdot \frac{\sigma_b'}{2} \cdot y_1 \left(h - \frac{y_1}{3} \right)$ avec: $y_1 = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \times h$;

$n = 15$
 $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ ''}$

[A.N.] $y_1 = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} \times 10 = 4,23 \text{ cm}$

$h = h_t - d = 10 \text{ cm}$

$M_{nb} = 100 \times \frac{137}{2} \times 4,23 \left(10 - \frac{4,23}{3} \right) = 248899,55 \text{ kg.cm} = 2488,9955 \text{ kg.m}$

$M_{rb} = 2488,9955 \text{ kg m} > M_A = 52,8 \text{ kg m} \rightarrow$ on n'a pas d'aciers comprimés.

La détermination des armatures tendues se fera en deux étapes :

* première étape :

On calcule d'abord la section en flexion simple sous l'effet du moment M_A (par rapport aux aciers tendus).

On connaît :

$$\begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ h = 10 \text{ cm.} \\ M_A = 5280 \text{ kgcm} \end{array} \quad \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Aciers H.A. ; } \phi \leq 20) \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

On calcule :

$$\mu = \frac{15 \cdot M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 5280}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,00283 \quad \begin{array}{l} \text{tableau} \\ \text{CHARRON} \end{array} \quad \begin{array}{l} \eta = 0,9454 \\ k = 180 \end{array}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot k} = \frac{5280}{2800 \times 0,9454 \times 10} = 0,193 \text{ cm}^2$$

* deuxième étape :

La section finale est : $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,193 - \frac{120}{2800} = 0,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$A = 0,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$; cette section calculée étant très faible ; on adoptera une armature minimale imposée par "la condition de non-fragilité". Elle fait l'objet de l'article 52 du CCBA 68 remis à jour.

* Condition de non-fragilité :

$$A \geq 69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} = 0,969 \text{ cm}^2 ; \text{ donc : } A \geq 0,969 \text{ cm}^2.$$

On adoptera une section $A = 5 \text{ TB/ml} = 2,51 \text{ cm}^2$; l'espacement sera donc de 20 cm. En plus des armatures précédemment calculées ; on prévoit des armatures transversales (ou encore des armatures de peau).

* Condition de non-fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{2 \times 100 \times 12} = 1,05 \cdot 10^{-3} \ll 0,01 \rightarrow \text{fissuration "non-systématique"}$$

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \quad \text{fissuration non préjudiciable.}$$

$$\phi = 8 \text{ mm.}$$

$$\eta = 1,6 \quad (\text{Aciers H.A.})$$

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

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{8} \times \frac{1,05 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \times 1,05 \cdot 10^{-3}} = 1097 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{8} \times 5,8} = 3166 \text{ kg/cm}^2.$$

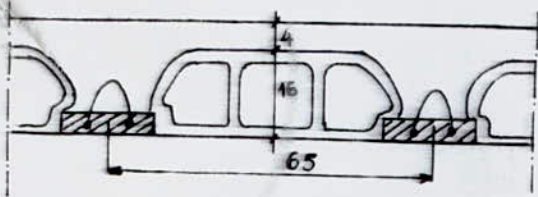
max. $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right. = 3166 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$. la fissuration est ainsi vérifiée.

* Vérification à l'effort tranchant :

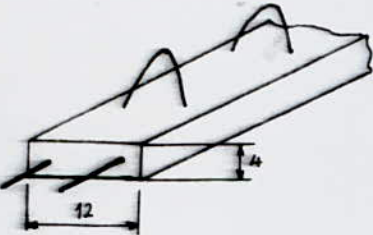
$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{l} = 120 - \frac{5280}{7 \times 10} < 0$$

donc les armatures ne seront soumis à aucun effort de traction.

CALCUL des Poutrelles



Tous les planchers sont des planchers à corps creux (16+4) réalisés comme indiqué sur la figure ci-contre.

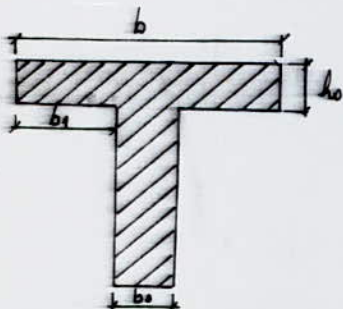
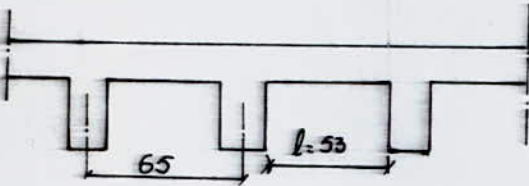


Les poutrelles utilisées sont préfabriquées sur chantier. Elles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et des dalles de compression.

Elles sont posées suivant la direction longitudinale.

Donc la poutrelle est considérée comme simplement appuyée avant le coulage de la table de compression, elle supportera son poids propre, l'hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose l'hourdis. Après coulage, la poutrelle travaillera comme poutre continue sur 6 appuis.

On prévoira donc des échafaudages sous la poutrelle pour l'aider à supporter les charges et surcharges avant le coulage du béton.



On assimile la poutrelle à une poutre en T : $b_0 = 12 \text{ cm}$
 $h_0 = 4 \text{ cm}$

Détermination de la largeur de la table de compression :

On se réfère à l'article 23.3 du CCBA 68.

- 1) $b_1 \leq \frac{l_0}{3}$ l_0 : distance entre deux poutrelles voisines.
- 2) $b_1 \leq \frac{L}{10}$ L : portée entre nus des appuis.
- 3) $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$ h_0 : épaisseur de l'hourdis.

Les conditions se traduisent par :

$b_1 \leq 26,5 \text{ cm}$

$b_1 \leq 50 \text{ cm}$

$24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$

On choisira : $b_1 = 24 \text{ cm}$.

sachant que :

$l_0 = 65 \text{ cm}$

$L = 5 \text{ m}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$

$b_0 = 12 \text{ cm}$

d'où : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$

$b = 60 \text{ cm}$

* 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.

Par mesure constructive; on calculera la poutrelle la plus défavorable qu'on adoptera pour tous les planchers.

. Plancher terrasse:

- poids propre de la poutrelle: $0,12 \times 0,16 \times 2500 \dots \dots = 48 \text{ Kg/ml}$
- poids du plancher: $558 \times 0,65 \dots \dots = 362,7 \text{ ''}$
- surcharge: $1,2 \times 100 \times 0,65 \dots \dots = 78 \text{ ''}$

$$q = 488,7 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 488,7 \text{ Kg/ml}$$

. Plancher courant: (Niveau RDC, 1,2,3,4)

- poids propre de la poutrelle: $0,12 \times 0,16 \times 2500 \dots \dots = 48 \text{ Kg/ml}$
- poids du plancher: $495 \times 0,65 \dots \dots = 321,75 \text{ ''}$
- surcharge: $1,2 \times 200 \times 0,65 \dots \dots = 156 \text{ ''}$

$$q = 525,75 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 525,75 \text{ Kg/ml}$$

Le cas le plus défavorable est: $q = \text{Max.}(525,75; 488,7) = 525,75 \text{ Kg/ml}$.

donc on prendra: $q = 526 \text{ Kg/ml}$

* Calcul hyperstatique:

La méthode de calcul des planchers à surcharges modérées donnée à l'article 55 du CCBA 68 est parfaitement applicable dans notre cas:

- * la fixation n'est pas considérée préjudiciable à la tenue du béton armé et à ses revêtements.
- * $P < 2G$ ($200 < 2 \times 495$)
- * les éléments solidaires ont même section dans leurs différentes travées.

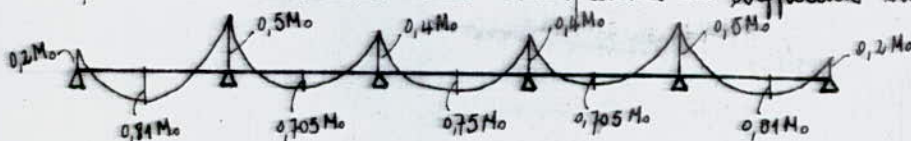
Le moment isostatique de référence est donné par:

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 526 \cdot \frac{5^2}{8} = 1643,75 \text{ Kg.m}$$

. Moments fléchissants pris en compte: (CCBA 68; Art. 53)

Le rapport des travées est égal à 1; alors nous supposons un encastrement des poutrelles de rive de $0,20 M_0$.

Pour les travées intermédiaires nous prenons les coefficients suivants:



• Valeurs trouvées :

$M_0 = M_5 = -0,2 M_0 = -329 \text{ Kg. m}$

$M_1 = M_4 = -0,5 M_0 = -822 \text{ "}$

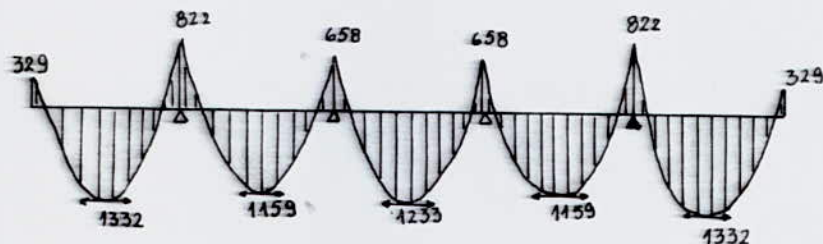
$M_2 = M_3 = -0,4 M_0 = -658 \text{ "}$

$M_{x1} = M_{x5} = 0,81 M_0 = 1332 \text{ Kg. m}$

$M_{x2} = M_{x4} = 0,705 M_0 = 1159 \text{ "}$

$M_{x3} = 0,75 M_0 = 1233 \text{ "}$

Diagramme des moments :



• Calcul des efforts tranchants : (art. 55.4 CCBA 68)

On considère : $T = T_{\text{statique}}$ sauf pour l'appui de rive où on prend : $T = 1,1 T_{\text{statique}}$

donc : $T = T_0 = q \frac{l}{2} = 526 \cdot \frac{5}{2} = 1315 \text{ Kg.}$

$T_{\text{rive}} = 1,1 \cdot T_0 = 1,1 \cdot \frac{5}{2} \cdot 526 = 1447 \text{ Kg.}$

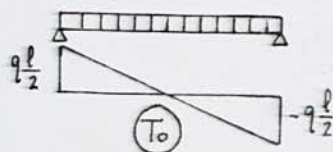
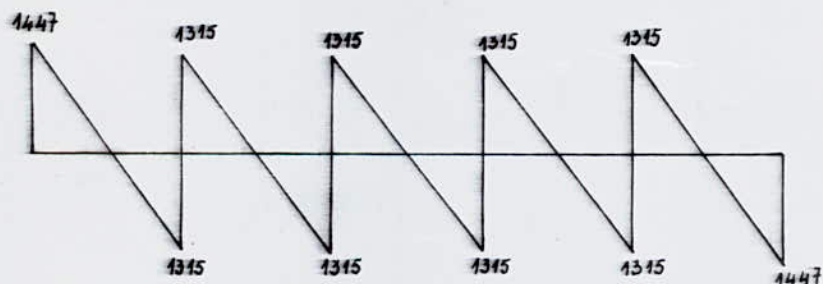


Diagramme des efforts tranchants :



La poutrelle sera calculée avec :

- || le moment en travée maximum : $M_x = 1332 \text{ kg. m}$
- || le moment à l'appui maximum : $M_a = 822 \text{ kg. m}$
- || l'effort tranchant maximum : $T = 1447 \text{ kg. m}$

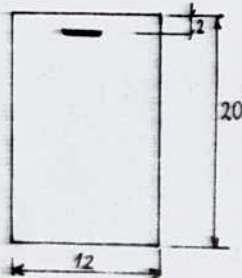
• Calcul des armatures longitudinales :

* Section sur appui :

C'est la nervure qui est comprimée donc on a à faire à une section rectangulaire : $(20 \times 12) \text{ cm}^2$.

On sait que :

- || $M_A = 822 \text{ Kg. m}$
- || $h = 18 \text{ cm.}$
- || $d = 2 \text{ cm.}$
- || $b = 12 \text{ cm.}$
- || $\sigma'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$
- || $\sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$



$$\mu = \frac{n M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 82200}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,1132 \rightarrow \begin{cases} k = 22,8 \\ \alpha = 0,3968 \\ \xi = 0,8677 \end{cases}$$

$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,44 < k = 22,8 \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{82200}{2800 \cdot 18 \cdot 0,8677} = 1,88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adoptera } 2T12 \text{ (} A = 2,26 \text{ cm}^2 \text{)}$$

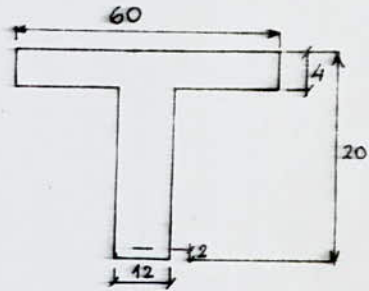
* Section en travée:

On considère la travée dont le moment est le plus grand. Dans notre cas il s'agit de la 1^{ère} travée.

on sait que:

$$\begin{cases} h = 18 \text{ cm.} \\ b = 60 \text{ cm.} \\ d = 2 \text{ cm.} \\ h_0 = 12 \text{ cm.} \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2. \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

$$M_t = 1332 \text{ kg.m}$$



$$\mu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 133200}{2800 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,0367 \rightarrow \begin{cases} k = 46 \\ \alpha = 0,2459 \\ \xi = 0,918 \end{cases}$$

la table de compression est comprimée \rightarrow Section en T \acute{e} .

$$y = \alpha h = 0,2459 \cdot 18 = 4,43 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \rightarrow \text{Section en T \acute{e} }.}$$

$$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{12}{18} = 0,2222$$

$$\beta = \frac{h_0}{b} = \frac{12}{60} = 0,2 \rightarrow m = 0,375 \rightarrow z = h - m h_0 = 18 - 0,375 \cdot 12 = 16,5 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,258}{0,2} = 1,16$$

$$A = \frac{M_t}{\rho \bar{\sigma}_a z} = \frac{133200}{1,16 \cdot 16,5 \cdot 2800} = 2,884 \rightarrow \text{On adoptera } 3T12 \text{ (} A = 3,39 \text{ cm}^2 \text{)}$$

* Vérification des contraintes:

• En appui:

$$\begin{cases} A = 2,26 \text{ cm}^2 \\ b = 12 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \\ M = 822 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100}{b \cdot h} \cdot A = \frac{100}{18 \cdot 12} \cdot 2,26 = 1,046 \rightarrow \begin{cases} k = 20,3 \\ \xi = 0,8584 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{82200}{2,26 \cdot 18 \cdot 0,8584} = 2354 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2354}{20,3} = 116 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

• En travée:

$$\begin{cases} A = 3,39 \text{ cm}^2 \\ b = 60 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \\ M = 1332 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100}{b \cdot h} A = \frac{100}{60 \cdot 18} \cdot 3,39 = 0,3139 \longrightarrow \begin{cases} k = 42 \\ \varepsilon = 0,9123 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{133200}{3,39 \cdot 18 \cdot 0,9123} = 2393 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2393}{42} = 57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

* Condition de non-fragilité du béton: (art. 52 CCBA 68).

• En travée:

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

$$\begin{cases} k_u = 0,54 \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \\ h_t = 20 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$A \geq k_u \cdot b_0 \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,54 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 0,3 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

les 3T12 = 3,39 cm² choisis précédemment conviennent.

• En appui:

$$A \geq k_u \cdot b_0 \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 0,3 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

les 2T12 = 2,26 cm² choisis précédemment conviennent.

* Vérification à la fissuration:

Des conditions de fissuration imposent une limite à la contrainte admissible de l'acier. Cette limite est max. {σ₁, σ₂}

L'autre limite est imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier σ_a.
On prendra σ_{af} = minimum {max {σ₁, σ₂}, σ_a}

$$\begin{cases} \sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \end{cases}$$

On sait que:

$$\begin{cases} \phi = 12 \text{ mm} \\ \eta = 1,6 \text{ (acier H.A.)} \\ \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} \\ k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissuration peu nuisible} \end{cases}$$

$$\tilde{\omega}_{f \text{ appui}} = \frac{A_a}{B_f} = \frac{2,26}{2,2 \cdot 12} = 0,04896 \longrightarrow \sigma_{1 \text{ aff}} = 6667,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2831,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_{f \text{ travée}} = \frac{A_b}{B_f} = \frac{3,39}{2,2 \cdot 12} = 0,0707 \longrightarrow \sigma_{2 \text{ tr}} = 8234,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \text{minimum} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Max. } (\sigma_2; \sigma_{1 \text{ aff}}; \sigma_{2 \text{ tr}}) = 8234,4 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

* Vérification à l'adhérence (art. 29 CCBA 68)

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

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\tau}_b$$

ψ_d : Coefficient de scellement

$$\psi_d = 1,5 \text{ barres H.A.}$$

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

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

On calculera τ_d pour l'effort tranchant max.

$$T_{\max} = 1447 \text{ kgf.}$$

$$\tau_d = \frac{T}{n p z}$$

p : périmètre d'une barre.

$$p = \pi \phi = \pi \cdot 1,2 = 3,77 \text{ cm.}$$

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

n : nombre de barres isolées.

on trouve : $\tau_d = 12,19 \text{ kg/cm}^2$.

d'où : $\tau_d = 12,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifié)

* Vérification de la flèche (art. 58.4 CCBA 68)

L'épaisseur des planchers à hourdis creux doit être telle que leurs déformations restent suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la contrainte.

Dans le cas où les conditions qui suivent sont vérifiées ; la justification de flèche est alors inutile.

$$1. \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$2. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$3. \omega_0 = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{\text{ten}}}$$

avec :

l : portée de la poutrelle. $l = 4,6 \text{ m.}$

M_t : moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

h_t : hauteur totale. $h_t = 20 \text{ cm.}$

h : hauteur utile. $h = 18 \text{ cm.}$

A : section d'acier.

σ_{ten} : limite d'élasticité. (4200 kg/cm^2)

Nous étudierons le cas de la travée la plus défavorable.

$$\begin{aligned} A &= 3,39 \text{ cm}^2 \\ M_t &= 1332 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$1. \frac{20}{460} = 0,0435 \not\geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ (non vérifié.)}$$

$$2. \frac{20}{460} = 0,0435 \not\geq \frac{0,81}{15} = 0,054 \text{ (non vérifié.)}$$

$$3. \omega_0 = \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 0,0157 \not< \frac{36}{4120} = 0,0088 \text{ (non vérifié.)}$$

Aucune condition n'est vérifiée ; donc le calcul des flèches s'impose.

* Calcul de flèche (art 61.2 CBA 68)

On doit avoir: $\Delta f_t = f_{g_{\infty}} - f_{g_0} + f_{q_0} - f_{q_0} \leq f_a$

avec:

- $f_{g_{\infty}}$: flèche due à l'ensemble des charges permanentes de longue durée d'application.
- f_{g_0} : flèche due à l'ensemble des charges permanentes de faible durée d'application.
- f_{q_0} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{q_0} : flèche due à l'ensemble des charges et surcharges supportées par l'élément considéré.
- $f_a = \frac{l}{500}$: flèche admissible. (l: portée libre.)

$$f_{g_{\infty}} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$f_{g_0} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_{q_0} = \frac{M_{q_0} \cdot l^2}{10 E_i I_{fi}^2}$$

$$f_{q_0} = \frac{M_q \cdot l^2}{10 E_i I_{fi}^3}$$

Avec: M: moment fléchissant sollicitant la section.

$E_i = 345000 \text{ kg/cm}^2$ (CPA 325 dosé à 350 kg/m^3 à 28 jours.)

$E_v = 115000 \text{ kg/cm}^2$

E_i, E_v : modules de déformation longitudinale.

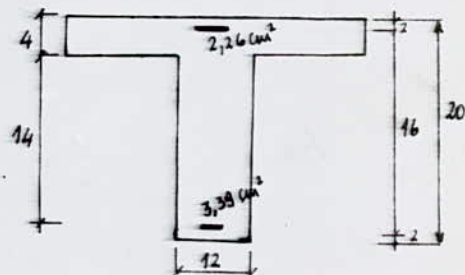
$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda u}$; I_t : moment d'inertie de la section rendue homogène.

$\lambda = \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \omega}$ (Charge de faible durée d'application.)

$\lambda = \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \omega}$ (Charge de longue durée d'application.)

• Calcul de I_t :

on détermine d'abord: $y = \frac{\delta t}{\Sigma}$



$$\frac{4 \cdot 60 \cdot 18 + 12 \cdot 16 \cdot 8 + 15(2,26 \cdot 18 + 3,39 \cdot 2)}{4 \cdot 60 + 12 \cdot 16 + 15(2,26 + 3,39)} = \frac{6567,9}{516,75} = 12,71 \text{ cm.}$$

d'où:

$$I_t = \frac{60 \cdot 4^3}{12} + 60 \cdot 4(18 - 12,71)^2 + \frac{12 \cdot 16^3}{12} + 12 \cdot 16(8 - 12,71)^2 + 15[2,26(18 - 12,71)^2 + 3,39(2 - 12,71)^2] = 25019 \text{ cm}^4$$

• Calcul des moments:

$M_g = M_f$

on obtient pour les charges et les surcharges (non pondérées) les valeurs suivantes:

$g = 558 \cdot 0,65 + 48 = 411 \text{ kg/m}^2$

$q_0 = 200 \cdot 0,65 = 130 \text{ kg/m}^2$

donc: $q = g + q_0 = 411 + 130 = 541 \text{ kg/m}^2$

$$M_g = M_j = 0,81 \cdot \frac{l^2}{8} = 104035 \text{ kg.cm}$$

$$M_q = 0,81 \cdot \frac{l^2}{8} = 136941 \text{ kg.cm}$$

on sait que: $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \longrightarrow (k, \epsilon) \longrightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h}$

on obtient alors:

$$\mu_g = 0,0287 \longrightarrow \begin{cases} k = 53 \\ \epsilon = 0,9265 \end{cases} \longrightarrow \bar{\sigma}_{a,g} = 1841 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_q = 0,0378 \longrightarrow \begin{cases} k = 45,2 \\ \epsilon = 0,9169 \end{cases} \longrightarrow \bar{\sigma}_{a,q} = 2448 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{i,i} = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{\omega}\bar{\sigma}_{a,i} + 3\bar{\sigma}_b} ; \quad \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \bar{\omega}}$$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \bar{\omega}}$$

on a: $\bar{\omega} = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 0,0157$

$$E_i = 345000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_v = 115000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\bar{\sigma}_{a,1} = \bar{\sigma}_{a,2} = 1841 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{a,3} = 2448 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{5,9}{72 \left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) 0,0157} = 2,008$$

$$\lambda_v = \frac{5,9}{180 \left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) 0,0157} = 0,8030$$

$$\mu_v = \mu_{i,1} = \mu_{i,2} = 0,7789$$

$$\mu_{i,3} = 0,8280$$

une fois λ_i, λ_v et μ_v, μ_i trouvés; on détermine $I_{fv}, I_{fi,i}$ comme suit:

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu_v} = \frac{25019}{1 + 0,8030 \cdot 0,7789} = 15392$$

$$I_{fi,1} = I_{fi,2} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu_{i,1,2}} = \frac{25019}{1 + 2,008 \cdot 0,7789} = 9758$$

$$I_{fi,3} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu_{i,3}} = \frac{25019}{1 + 2,008 \cdot 0,8280} = 9397$$

puisque: $M_g = M_j = 104035 \text{ kg.cm}$; $M_q = 136941 \text{ kg.cm}$ et $l = 4,60 \text{ m}$

on aura:

$$f_{g\infty} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{104035 \cdot 460^2}{10 \cdot 115000 \cdot 15392} = 1,244 \text{ cm}$$

$$f_{g0} = f_{i0} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_i I_{fi,1,2}} = \frac{104035 \cdot 460^2}{10 \cdot 345000 \cdot 9758} = 0,654 \text{ cm}$$

$$f_q = \frac{M_q \cdot l^2}{10 E_i I_{fi,3}} = \frac{136941 \cdot 460^2}{10 \cdot 345000 \cdot 9397} = 0,894 \text{ cm}$$

On vérifie que: $\Delta f_t \leq f_a$

$$\Delta f_t = f_{g_0} - f_{j_0} + f_{q_0} - f_{g_0} = 1,244 - 0,654 + 0,894 - 0,654 = 0,83 \text{ cm.}$$

$$f_a = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

Donc: $\Delta f_t = 0,83 \text{ cm} < f_a = 0,92 \text{ cm}$ d'où la flèche est admissible

* Calcul des armatures transversales:

Nous calculerons les armatures transversales correspondant à l'effort tranchant maximum et on adoptera les armatures pour toutes les poutrelles.

On prévoira aussi des armatures transversales perpendiculaires au plan moyen de la poutrelle. Nous devons alors vérifier que la contrainte tangentielle τ_b reste au plus égale à:

$$\begin{aligned} & - 3,5 \bar{\tau}_b \text{ si } \sigma'_b < \bar{\tau}'_{b0} \\ & - \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\tau}'_{b0}}\right) \bar{\tau}_b \text{ si } \bar{\tau}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \bar{\tau}'_b \end{aligned}$$

σ'_b étant la contrainte maximale dans le béton de la section considérée.

$$\sigma'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \text{ aux appuis}$$

puisque: $\begin{cases} \bar{\tau}'_{b0} = 68,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \bar{\tau}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\tau}'_b$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1447}{12 \cdot 15,75} = 7,66 \text{ kg/cm}^2 \leq \left(4,5 - \frac{116}{68,7}\right) 5,8 = 16,59 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié.)}$$

Les armatures transversales sont constituées par des $\phi 6$ (2 brins soient $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$; $F_c E_{24}$ $\sigma_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$).

L'écartement sera déterminé par: $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \cdot 15,75 \cdot 1600}{1447} = 9,76 \text{ cm.}$

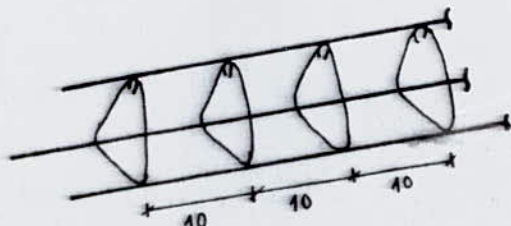
$$t = 9,76 \text{ cm}$$

t doit être inférieur à l'écartement admissible donné par l'art. 25.12 du CCBA 68:

$$t = \text{max.} \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 3,6 \text{ cm.} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right) h = 10,99 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\bar{t} = 10,99 \text{ cm.}$$

On prendra $t = 10 \text{ cm}$. Le 1^{er} cours d'armatures est à une distance $\frac{t}{2}$ de l'appui. De plus, afin d'éviter les erreurs éventuelles lors de la préfabrication; on conserve l'espacement $t = 10 \text{ cm}$ tout le long des poutrelles et conformément à l'article 25.12 du CCBA 68 qui recommande $t < h$.



Ferraillage de la table de compression: (art 58.2 CCBA68)

Notre hourdis sera armé par un treillis soudé de $\phi 6$ dont les dimensions sont:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (5 p. ml)
- 20 cm pour les armatures parallèles aux nervures (5 p. ml)

Les dimensions vérifient bien les conditions imposées par l'article 58.2 CCBA68.

$$0,50 < l_n < 0,80 \quad \text{avec: } l_n = 0,65 \text{ m.}$$

Donc la section en cm^2 par ml doit être au moins égal à:

$$0,02 l_n \frac{2160}{\sigma_{cu}} = \frac{43 l_n}{\sigma_{cu}} \quad \text{on a: } \phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{cu} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bullet A_{\perp}/\text{ml} \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{cu}} = \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2$$

Or nous avons $5 \phi 6/\text{ml}$ soit $A_{\perp}/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 > 0,527 \text{ cm}^2$ (vérifié.)

$$\bullet A_{\parallel}/\text{ml} \geq \frac{A_{\perp}/\text{ml}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

Vérifié puisque on a: $5 \phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 \geq 0,705 \text{ cm}^2$.



* Charges et surcharges:

• Palier Courant: (P.C.)

- poids propre: $2500 \times 0,15 = 375 \text{ Kg/m}^2$

- revêtement: $\left\{ \begin{array}{l} \cdot \text{mortier de pose: } 4 \text{ cm à } 2000 \text{ Kg/m}^3 \dots = 80 \text{ --} \\ \cdot \text{larrelage à } 2 \text{ cm à } 22 \text{ Kg/m}^2/\text{cm} \dots = 44 \text{ --} \end{array} \right.$

$G = 499 \text{ Kg/m}^2$

• Palier intermédiaire: (P.I.)

- poids propre: $2500 \times 0,20 = 500 \text{ Kg/m}^2$

- revêtement: $\left\{ \begin{array}{l} \cdot \text{mortier de pose } 4 \text{ cm:} \dots = 80 \text{ --} \\ \cdot \text{larrelage } 2 \text{ cm:} \dots = 44 \text{ --} \end{array} \right.$

$G = 624 \text{ Kg/m}^2$

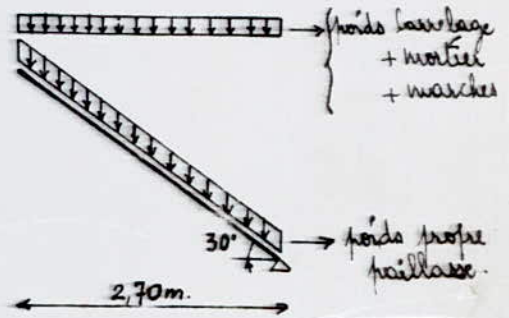
• Paillassage: (P)

(Charges par m^2 de projection horizontale et pour 1m d'embranchement).

- poids propre: $\frac{2500 \cdot 0,15}{\cos \alpha} = \frac{2500 \cdot 0,15}{\cos 32^\circ} = 442 \text{ Kg/m}^2$

- Marches: $\left\{ \begin{array}{l} \cdot \text{mortier de pose: } 2 \text{ cm} \dots = 40 \text{ Kg/m}^2 \\ \cdot \text{larrelage (2cm)} \dots = 44 \text{ --} \\ \cdot \text{poids propre: } \frac{2200 \times 0,15}{2} = 165 \text{ --} \end{array} \right.$

$G = 691 \text{ Kg/m}^2$



Surcharges:

Le calcul se faisant au 1^{er} genre, on a: $q = G + 1,2P$

La surcharge à prendre en considération pour les calculs: $P = 400 \text{ Kg/m}^2$.

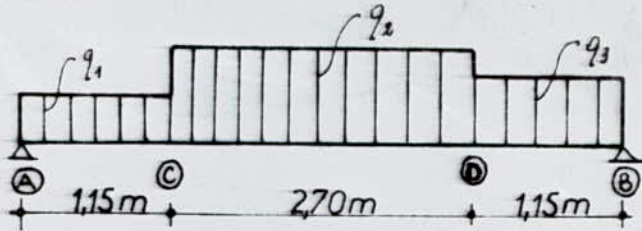
D'où:

$\left\{ \begin{array}{l} \text{P.C.: } q_1 = 499 + 1,2 \times 400 = 979 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{P.I.: } q_2 = 624 + 1,2 \times 400 = 1104 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{P.: } q_3 = 691 + 1,2 \times 400 = 1171 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right.$

N.B.

Le calcul sera conduit pour une poutre horizontale de 1m de large soumise aux mêmes charges et surcharges déterminés précédemment.

Calcul de moments:



avec:

$$\begin{cases} q_1 = 979 \text{ kg/m}^2 \\ q_2 = 1171 \text{ kg/m}^2 \\ q_3 = 1104 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Détermination des réactions:

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 5 - 979 \times 1,15 \times 4,425 - 1171 \times 2,70 \times 2,50 - 1104 \times \frac{1,15^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow R_A = 2724 \text{ kg.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B \times 5 - 979 \times \frac{1,15^2}{2} - 1171 \times 2,70 \times 2,50 - 1104 \times 1,15 \times 4,425 = 0$$

$$\rightarrow R_B = 2834 \text{ kg.}$$

Expressions des moments sur les différents tronçons:

(A-C): $x \in (0; 1,15)$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\left. \begin{array}{l} x=0 \rightarrow M_A = 0 \\ x=1,15 \text{ m} \rightarrow M_C = 2486 \text{ kg.m} \end{array} \right\}$$

(C-D):

$x \in (1,15; 3,85)$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \left[1,15 \left(x - \frac{1,15}{2} \right) \right] - q_2 \frac{(x-1,15)^2}{2}$$

$$\left. \begin{array}{l} x=1,15 \text{ m} \rightarrow M_C = 2486 \text{ kg.m} \\ x=3,85 \text{ m} \rightarrow M_D = 2532 \text{ kg.m} \end{array} \right\}$$

(D-B):

$x \in (3,85; 5)$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \times 1,15 \left(x - \frac{1,15}{2} \right) - q_2 \times 2,70 \left(x - 1,15 - \frac{2,70}{2} \right) - q_3 \frac{(x-3,85)^2}{2}$$

$$\left. \begin{array}{l} x=3,85 \text{ m} \rightarrow M_D = 2532 \text{ kg.m} \\ x=5 \text{ m} \rightarrow M_B = 0 \end{array} \right\}$$

Le moment maximum E au tronçon (C-D); son expression est la suivante:

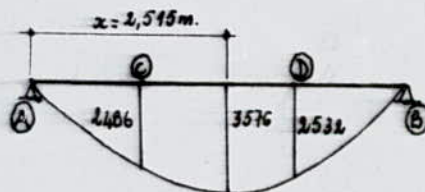
$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \left[1,15 \left(x - \frac{1,15}{2} \right) \right] - q_2 \frac{(x-1,15)^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = R_A - q_1 \times 1,15 - q_2 (x-1,15) = 0 \rightarrow x-1,15 = \frac{R_A - q_1 \times 1,15}{q_2} = \frac{2724 - 979 \times 1,15}{1171} = 1,365 \text{ m.}$$

$$x = 1,365 + 1,15 = 2,515 \text{ m.}$$

Donc: $x = 2,515 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = 3576 \text{ kg.m}$

Diagramme des moments:



Calcul du tranchant:

l'expression de l'effort tranchant est exprimée ainsi: $T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

• tronçon (A-C):

$$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$$

$$\begin{aligned} x=0 &\rightarrow T_A = R_A = 2724 \text{ kg} \\ x=1,15\text{m} &\rightarrow T_C = 1598 \text{ kg} \end{aligned}$$

• tronçon (C-D):

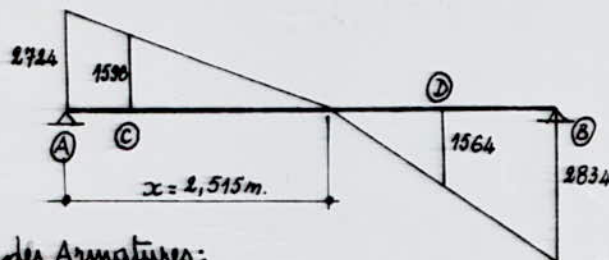
$$T(x) = R_A - q_1 \cdot 1,15 - q_2 \cdot (x - 1,15)$$

$$\begin{aligned} x=1,15\text{m} &\rightarrow T_C = 1598 \text{ kg} \\ x=3,85\text{m} &\rightarrow T_D = -1564 \text{ kg} \end{aligned}$$

• tronçon (D-B):

$$T_B = -R_B = -2834 \text{ kg}$$

Diagramme de l'effort tranchant:



Détermination des Armatures:

$M_{max. isostatique} = 3576 \text{ kg.m}$

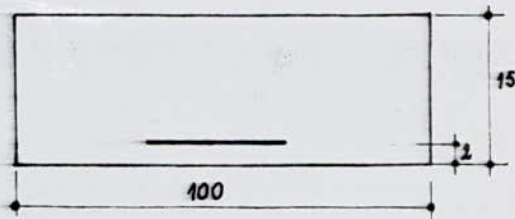
On considère qu'on a un semi-encastrement aux extrémités.

d'où:

$$\begin{aligned} M_t &= 0,80 M_0 = 2862 \text{ kg.m} \\ M_a &= 0,40 M_0 = 1431 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

• En travées: (Armatures inférieures)
pour une bande de 1 m de largeur.

$$\begin{aligned} M_t &= 2862 \text{ kg.m} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 15 - 2 = 13 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$



$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 286200}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,091 \rightarrow \begin{cases} k = 26,3 \\ \varepsilon = 0,8789 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{286200}{2800 \cdot 0,8789 \cdot 13} = 9,07 \text{ cm}^2; \text{ on adoptera } 8T14/ml \text{ (} A = 12,31 \text{ cm}^2 \text{)}$$

• Aux appuis: (Armatures supérieures en chapeaux.)

$$M_a = 1431 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 143100}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0455 \rightarrow \begin{cases} k = 40,4 \\ \varepsilon = 0,9098 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{143100}{2800 \cdot 0,9098 \cdot 13} = 4,33 \text{ cm}^2; \text{ on adoptera } 8T10/ml \text{ (} A = 6,28 \text{ cm}^2 \text{)}$$

* Vérification des contraintes:

• En travée: La section adoptée est: $A = 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$.

$$\bar{\omega} = \frac{n}{15} \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 12,31}{13 \times 100} = 0,9469 \rightarrow \begin{cases} k = 21,6 \\ \epsilon = 0,8634 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{286200}{12,31 \times 0,8634 \times 13} = 2072 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2072}{21,6} = 96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• En appui: La section adoptée est: $A = 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2$.

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 6,28}{13 \times 100} = 0,4831 \rightarrow \begin{cases} k = 32,6 \\ \epsilon = 0,8947 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{143100}{6,28 \times 0,8947 \times 13} = 1960 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1960}{32,6} = 61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

* Condition de "non-fragilité":

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \quad \text{avec: } \begin{cases} \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$A \geq 0,69 \times 13 \times 100 \times \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfié.}$$

* Condition de "non-fissuration":

$$\bar{\omega}_a = \frac{A_a}{b \cdot d} = \frac{6,28}{400} = 0,0157 \rightarrow \sigma_{1 \text{ aff.}} = 3120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_t = \frac{A_t}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{12,31}{400} = 0,0308 \rightarrow \sigma_{1 \text{ tr.}} = 3956 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_{2 \text{ aff.}} = 2829 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{2 \text{ tr.}} = 2396 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Donc:

$$\begin{cases} \sigma_{1 \text{ aff.}} = \text{Max}(\sigma_{1 \text{ aff.}}; \sigma_{2 \text{ aff.}}) = 3120 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{1 \text{ tr.}} = \text{Max}(\sigma_{1 \text{ tr.}}; \sigma_{2 \text{ tr.}}) = 3956 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad (\text{Vérfiés.})$$

* Armatures transversales:

• la contrainte de cisaillement est donnée par:

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max.}}}{b \cdot f} \quad \text{avec: } \begin{cases} f = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 13 \\ T_{\text{max.}} = 2834 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{2834}{100 \times \frac{7}{8} \times 13} = 2,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_b > \tau_b \rightarrow$ les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

On disposera des aciers constructifs: 4 T16 espacés de 25 cm.

• Condition d'appui: $T = 2834 \text{ kg}$; $M = -1431 \text{ kg} \cdot \text{m}$

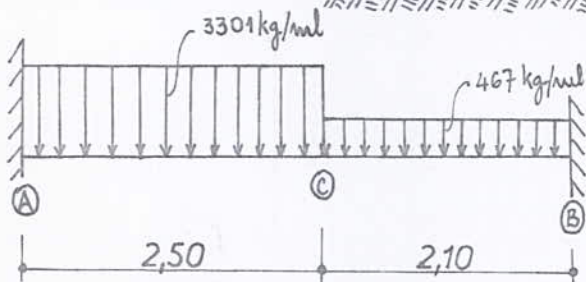
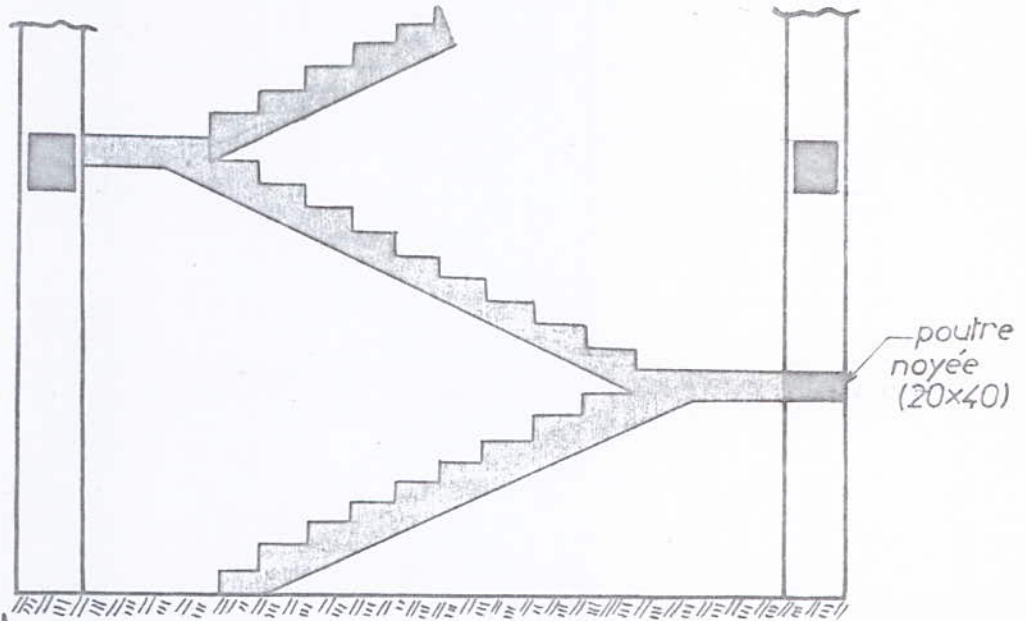
$$T + \frac{M}{f} = 2834 - \frac{1431}{\frac{7}{8} \times 0,13} < 0 \rightarrow \text{les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.}$$

* Vérification de flèche: (CCBA 60 art 61.21)

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{\text{ten}}} \rightarrow A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{\text{ten}}}$$

$$A \leq \frac{100 \times 13 \times 43}{4200} = 13,31 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

* Calcul de la poutre noyée:



On calcule la réaction du mur supporté par la poutre.

$$q = 389 (1,50 - 0,30) = 467 \text{ kg/ml sur } 460 \text{ cm.}$$

on prend la réaction maximale précédente: $R_B = 2834 \text{ kg/ml sur } 250 \text{ m.}$

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 4,6 - 3301 \cdot 2,5 \cdot 3,35 - 467 \cdot \frac{2,1^2}{2} = 0 \rightarrow R_A = 6234 \text{ kg.} \\ \sum M/A = 0 \rightarrow R_B \times 4,6 - 3301 \cdot \frac{2,5^2}{2} - 467 \cdot 2,1 \cdot 3,55 = 0 \rightarrow R_B = 2999 \text{ kg.} \end{array} \right.$$

• Calcul de moments:

- tronçon (A-C). $x \in (0; 2,50)$

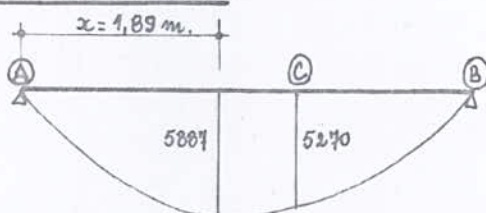
$$M(x) = R_A \cdot x - 3301 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \rightarrow M_A = 0 \\ x=2,5 \rightarrow M_C = 5270 \text{ kg.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\text{max}} \rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow R_A - 3301 \cdot x = 0 \rightarrow x = \frac{R_A}{3301} = 1,89 \text{ m}$$

$$M_{\text{max.}} = 5887 \text{ kg.m}$$

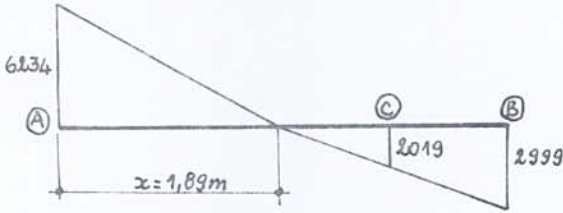
• Diagramme des moments:



• Calcul du tranchant:

$$\begin{cases} T_A = R_A = 6234 \text{ kg.} \\ T_B = -R_B = -2999 \text{ kg.} \\ T_C = R_A - 3301x = 6234 - 3301 \times 2,50 = -2019 \text{ kg.} \end{cases}$$

• Diagramme de l'effort tranchant:



On considère qu'on a un semi-encastrement aux extrémités.

$$M_{\text{max.}} = 5887 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{app.}} = 0,40 M_0 = 2355 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{b.}} = 0,80 M_0 = 4710 \text{ kg.m}$$

* Détermination des armatures:

• En travée:

$$\begin{cases} M_t = 4710 \text{ kg.m} \\ h = 20 - 2 = 18 \text{ cm.} \\ b = 40 \text{ cm.} \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 471000}{2800 \times 40 \times 18^2} = 0,194 \rightarrow \begin{cases} k = 15,9 \\ \xi = 0,8382 \end{cases}$$

$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 20,4 > k = 15,9 \rightarrow \text{les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

On utilise la méthode P. CHARRON.

$$\bar{k} = 20,4 > \frac{15(h-d)}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a}(h+d')} = \frac{15(18-2)}{\frac{2800}{2800}(18+2)} = 12$$

$$\bar{k} = 12 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{k} = 20,4 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,4237 \\ \xi = 0,8382 \\ \mu' = 0,1819 \end{cases}$$

$$y_1 = \alpha \cdot h = 0,4237 \times 18 = 7,63 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{n(y_1 - d)}{y_1} \cdot \bar{\sigma}'_b = \frac{15(7,63 - 2)}{7,63} \times 137 = 1517 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_1 = \mu' \sigma'_b \cdot b h^2 = 0,1819 \cdot 137 \cdot 40 \cdot 18^2 = 322967 \text{ kg.cm}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 471000 - 322967 = 148033 \text{ kg.cm}$$

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{322967}{2800 \times 0,8382 \times 18} = 7,65 \text{ cm}^2 \\ A' &= \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma'_a} = \frac{148033}{16 \times 1517} = 6,10 \text{ cm}^2 \\ A_2 &= \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = \frac{148033}{16 \times 2800} = 3,31 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$A' = 6,10 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 10,96 \text{ cm}^2$$

On prend: $A = A' = \underline{4T20} = 12,56 \text{ cm}^2$.

• A l'appui:

$$\begin{cases} M_a = 2355 \text{ kg.m} \\ h = 18 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

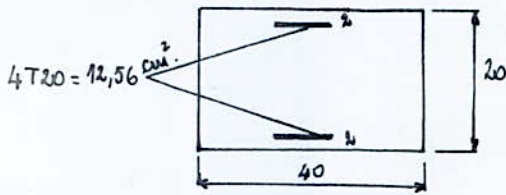
$$k = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 235500}{2800 \cdot 40 \cdot 18^2} = 0,09728 \rightarrow \begin{cases} K = 25,6 \\ \epsilon = 0,8768 \end{cases}$$

$\bar{k} = 20,4 < k = 25,6 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{235500}{2800 \cdot 0,8768 \cdot 18} = 5,4 \text{ cm}^2 ; \text{ on adoptera } 4T20 (A = 12,56 \text{ cm}^2)$$

on laisse filant les armatures comprimées du moment de travée.

• Vérification des contraintes:



On utilisera la méthode de P. CHARRON.

$k = \frac{M}{I}$; on détermine au préalable y_1 de la façon suivante:

$$\frac{b y_1^2}{2n} + (A + A') y_1 - A' d' - A (ht - d) = 0$$

$$\frac{40}{30} y_1^2 + (12,56 + 12,56) y_1 - 12,56 (20 - 2 - 2) = 0$$

on obtient l'équation du second degré suivante:

$$\frac{4}{3} y_1^2 + 25,12 y_1 - 251,2 = 0$$

racine admise: $y_1 = 7,23 \text{ cm}$

$$I = b \frac{y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (ht - d - y_1)^2$$

$$\text{A.N. } I = \frac{40}{3} \times 7,23^3 + 15 \times 12,56 (7,23 - 2)^2 + 15 \times 12,56 (20 - 2 - 7,23)^2 = 30786 \text{ cm}^4$$

$$\boxed{I = 30786 \text{ cm}^4}$$

Donc: $k = \frac{M}{I} = \frac{461000}{30786} = 14,98$

• calcul des contraintes:

$$\sigma'_b = k y_1 = 14,98 \times 7,23 = 108,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n k (y_1 - d') = 15 \times 7,23 (7,23 - 2) = 1176 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n k (ht - y_1 - d) = 14,98 \cdot 15 (20 - 7,23 - 2) = 2420 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

• Vérification à la fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{12,56}{4 \cdot 40} = 0,0785 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 5684 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1634 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 5684 \text{ Kg/cm}^2 \geq \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée.})$$

* Détermination des armatures transversales:

• Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} = \frac{6234}{\frac{7}{8} \cdot 18.40} = 9,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 100,30 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left(4,5 - \frac{100,3}{68,5}\right) \times 5,9 = 17,22 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b = 9,90 \text{ kg/cm}^2 < \tau_b = 17,22 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow$ Armatures transversales ne sont pas nécessaires.

On aura besoin d'armatures constructives.

$$2 \text{ cadres } \phi 8 \longrightarrow A_T = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_a = \text{Max} \left\{ \left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}'_{b0}}\right); \frac{2}{3} \right\} = \text{Max} (0,817; \frac{2}{3}) = 0,817$$

• espacements:

$$t = \frac{A_T \cdot z \cdot \rho_a \cdot \sigma_{cu}}{T_{max}} = \frac{2,01 \times \frac{7}{8} \times 10 \times 2400 \times 0,817}{6234} = 9,97 \text{ cm}$$

• écartement admissible:

$$\bar{t} = \text{max.} \begin{cases} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) = 9,12 \text{ cm.} \\ \bar{t}_2 = 0,2 h = 3,60 \text{ cm.} \end{cases} \longrightarrow \bar{t} = 9,12 \text{ cm.}$$

On adoptera un écartement constant sur toute la poutre de:

$$\boxed{t = 9 \text{ cm.}}$$

• Influence de l'effort tranchant aux appuis: (armatures inférieures)

$$A\bar{\sigma}'_a > T \longrightarrow 12,56 \times 2800 = 35168 \text{ kg} > T = 6234 \text{ kg} \text{ (Vérifiée).}$$

* Condition de "non-fragilité":

$$A \geq 0,69 b_0 \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{cu}} = 1,04 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

* Détermination de la longueur d'appui:

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \times 6234}{40 \times 68,5} = 4,5 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend: } \boxed{c = 4,5 \text{ cm}}$$

N.B. pas de vérification de "flèche" puisque la poutre est solidaire du palier.

Etude au Seisme

Le séisme, de par ses secousses, engendre dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité. Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques. Ainsi donc on peut concevoir deux composantes: l'une verticale; l'autre horizontale.
On admet que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions. Dans le cas de constructions comportant des planchers; on suppose que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

Avant d'entamer les calculs; nous allons essayer d'énumérer quelques recommandations de conception générale des bâtiments. Dans les zones sujettes aux actions sismiques; on essaiera toujours de:

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments ainsi que le rapport de cette hauteur avec la largeur.
- Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie.
- Prévoir si possible; un sous-sol ou des fondations profondes armées qui ancrent la construction dans le sol.
- Éviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvement dus au séisme.
- Éviter les ouvertures de trop grandes dimensions.
- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- Réaliser des nœuds 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 réalisés sous crochets.

* Calcul sismique:

La vérification de la stabilité d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques et en considérant ainsi des systèmes de forces fictifs (ou systèmes équivalents).

Ces systèmes équivalents résultent de la combinaison:

- d'un système de forces élémentaires horizontales (SI_H).
- d'un système de forces élémentaires verticales ascendantes ou descendantes (SI_V).
- d'un système de couples de torsion d'axes verticaux (ST).

Pour les sollicitations sismiques horizontales, les règles permettent la vérification dans deux directions rectangulaires à emboîter successivement.

Notre bâtiment étant symétrique et de rigidité uniforme, nous sommes amenés à étudier deux portiques:

- un portique longitudinal.
- un portique transversal.

Pour pouvoir déterminer les sollicitations sismiques, il faudra déterminer d'abord les masses soumises à l'action sismique. Les masses sont considérées concentrées au niveau des planchers.

* Coefficients sismiques: (P.5.69 art 3,112-1).

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément de construction donné dans la direction Ox est: $T_x \cdot W$
 W étant le poids des charges et surcharges de l'élément soumis à l'action sismique.

T_x est un coefficient défini comme produit de quatre autres coefficients:

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

α : coefficient d'intensité: Il dépend de l'intensité nominale i_n .
 Le bâtiment est implanté à ALGER: zone de moyenne sismicité.
 $i_n = 8 \rightarrow \alpha = 1$ (P.5.69)

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 la période T 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.

a) évaluation de la période du mode fondamental:

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

H : hauteur du bâtiment.
 $H = 15,90 \text{ m}$

L_x : longueur du portique.

- portique longitudinal: $L = 25 \text{ m}$.
- portique transversal: $L = 12 \text{ m}$.

• dans le sens longitudinal :

$$T = 0,09 \cdot \frac{15,90}{\sqrt{25}} = 0,2862$$

• dans le sens transversal :

$$T = 0,09 \cdot \frac{15,90}{\sqrt{12}} = 0,4002$$

b) Amortissement normal :

on considère comme normal le degré d'amortissement obtenu dans les étages courants des bâtiments à usage d'habitation.

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

• sens longitudinal : $\beta_L = 0,0987$.

• sens transversal : $\beta_T = 0,0882$.

Cependant, vu que dans notre cas le sol est meuble et conformément à l'article 3.112 du P.569 ; on prendra :

$$\beta = 0,085$$

γ : Coefficient de distribution : (art. 143.3 P569)

Le coefficient dépend de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière ; le comportement de la masse à laquelle il se rapporte. Pour les bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques ; γ peut s'exprimer en fonction du rang r du plancher compte à partir de la base.

Si l'on désigne par n le nombre de planchers ; le coefficient applicable au plancher de rang r est :

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$

$n = 6$	
r	γ_r
6	1,3840
5	1,1538
4	0,9230
3	0,6923
2	0,4616
1	0,2300

δ : Coefficient de fondation :

Le coefficient tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Il est en outre indépendant des propriétés dynamiques de la construction.

Dans notre cas :

$$\delta = 1,15$$

* Coefficient sismique vertical : (art 3.112.2 P.5.69)

Le coefficient sismique vertical à prendre en compte dans le calcul de la stabilité d'ensemble est égal à :

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$$

avec : $\sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$

* Coefficient sismique horizontal :

• sens longitudinal :

$$\sigma_L = \alpha \cdot \beta_L \cdot \delta_n \cdot \delta = 1.0,0987 \cdot 1,15 \delta_n = 0,1135 \delta_n$$

• sens transversal :

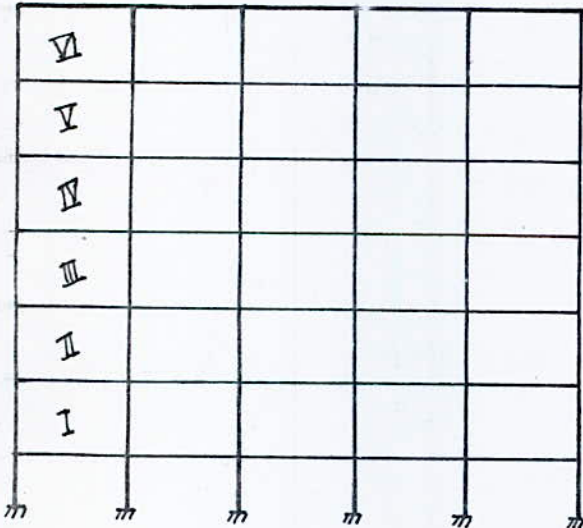
$$\sigma_T = \alpha \cdot \beta_T \cdot \delta_n \cdot \delta = 1.0,0882 \cdot 1,15 \delta_n = 0,1014 \delta_n$$

Tableau donnant les coefficients sismiques (vertical et horizontal.)

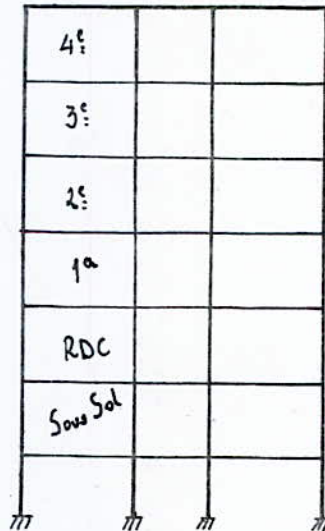
NIVEAU	VI	V	IV	III	II	I
σ_L	0,1571	0,1310	0,1048	0,0786	0,0524	0,0262
σ_T	0,1404	0,1170	0,0935	0,0702	0,0468	0,0233
σ_v	0,1571	0,1310	0,1048	0,7858	0,0524	0,0270

N.B. : Schémas statiques de 2 portiques.

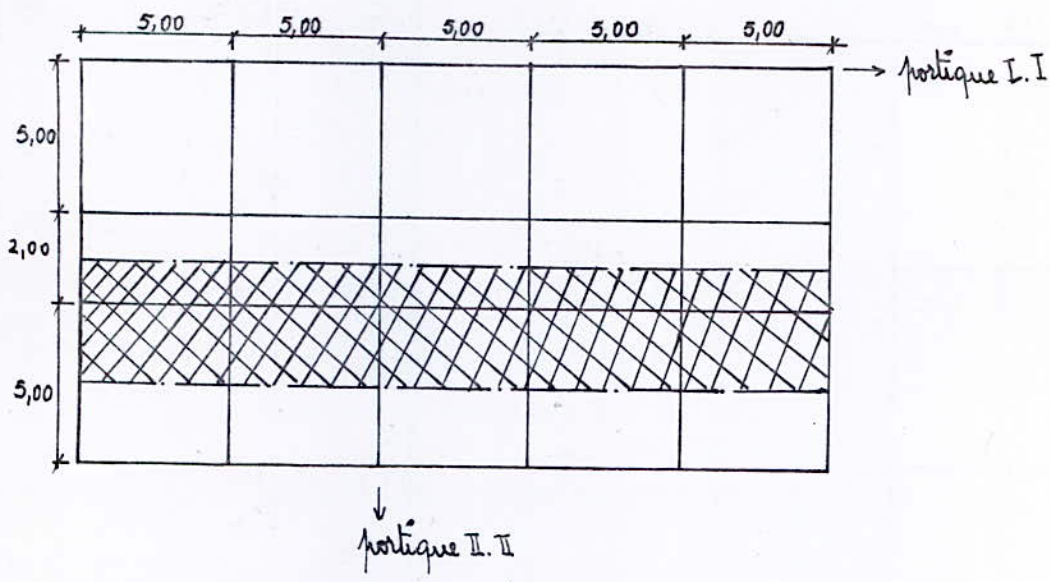
"Portique Longitudinal."



"Portique Transversal."



ÉVALUATION des CHARGES
et
SURCHARGES



A₁ - Portique longitudinal I-I :

Calcul de la surface revenant au portique :

$$S = \frac{5+2}{2} \times 25 = 87,5 \text{ m}^2$$

Niveau VI : (terrasse)

$$\begin{cases} G = 558 \text{ kg/m}^2 \\ P = 100 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

* Charges permanentes :

- Plancher : ----- $558 \times 87,5$ = 48825 Kg.
- Acrotère : ----- $120 \left(\frac{5+2}{2}\right) \times 2$ = 840 "
- poutres transversales : - $\left(\frac{5+2}{2}\right) \times 0,30 \times 0,40 \times 2500 \times 6$ = 6300 "
- poutres longitudinales : - $25 \times 0,30 \times 0,40 \times 2500$ = 7500 "
- 1/2 poteaux : ----- $\frac{1}{2} \times 0,40 \times 0,40 \times 3 \times 2500 \times 6$ = 3600 "
- 1/2 murs : ----- $\frac{1}{2} \times 389 \times \left(\frac{5+2}{2}\right) \times 2,6 \times 2$ = 3135 "
- portrelles : ----- $48 \times 25 \times 6$ = 7200 "

$$G = 77400 \text{ Kg.}$$

* Surcharges d'exploitation :

$$P = 100 \times 87,5 = 8750 \text{ Kg.}$$

d'où : $G + \frac{P}{5} = 79150 \text{ Kg}$

Niveau courant : (I, II, III, IV, V)

$$\begin{cases} G = 495 \text{ kg/m}^2 \\ P = 200 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

* Charges permanentes :

- plancher : ----- $495 \times 87,5$ = 43312,5 Kg.
- poutres transversales : ----- = 6300 "
- poutres longitudinales : ----- = 7500 "
- portrelles : ----- = 7200 "
- poteaux : ----- $0,40 \times 0,40 \times 3 \times 2500 \times 6$ = 7200 "
- murs : ----- $389 \times \left(\frac{5+2}{2} - 0,40\right) \times 3 \times 2$ = 6270 "

$$G = 77782,5 \text{ Kg.}$$

* Surcharges d'exploitation:

$$P = 200 \times 87,5 = 17500 \text{ Kg.}$$

D'où: $G + \frac{P}{5} = 81282,5 \text{ Kg.}$

A₂ - Portique transversal II-II:

Calcul de la surface revenant au portique:

$$S = \left(\frac{5+5}{2}\right) \times 12 = 60 \text{ m}^2.$$

Niveau VI: (terrasse)

$$\begin{cases} G = 558 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 100 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

* Charges permanentes:

- plancher: ----- $558 \times 60 = 33480 \text{ Kg.}$
- Acrotère: ----- $120 \times 2 \times \left(\frac{5+5}{2}\right) = 1200 \text{ ''}$
- poutres transversales: ----- $12 \times 0,30 \times 0,40 \times 2500 = 3600 \text{ ''}$
- poutres longitudinales: ----- $5 \times 4 \times 0,30 \times 0,40 \times 2500 = 6000 \text{ ''}$
- poutrelles: ----- $20 \times 48 \times \left(\frac{5+5}{2}\right) = 4800 \text{ ''}$
- 1/2 poteaux: ----- $4 \times \frac{1}{2} \times 0,40 \times 0,40 \times 3 \times 2500 = 2400 \text{ ''}$
- 1/2 mur: ----- $\frac{1}{2} \times 389 \times \left(\frac{5+5}{2} - 0,4\right) \times 2,6 \times 2 = 4652 \text{ ''}$

G = 56132 Kg.

* Surcharges d'exploitation:

$$P = 100 \times 60 = 6000 \text{ Kg.}$$

D'où: $G + \frac{P}{5} = 57332 \text{ Kg.}$

Niveau Courant: (I, II, III, IV, V)

$$\begin{cases} G = 495 \text{ Kg.} \\ P = 200 \text{ Kg.} \end{cases}$$

* Charges permanentes:

- plancher: ----- $495 \times 60 = 29700 \text{ Kg}$
- poutres transversales: ----- $= 3600 \text{ ''}$
- poutres longitudinales: ----- $= 6000 \text{ ''}$
- poutrelles: ----- $= 4800 \text{ ''}$
- poteaux: ----- $4 \times 0,40 \times 0,40 \times 3 \times 2500 = 4800 \text{ ''}$
- mur: ----- $389 \times 4,6 \times 2,6 \times 2 = 9304 \text{ ''}$

G = 58204 Kg.

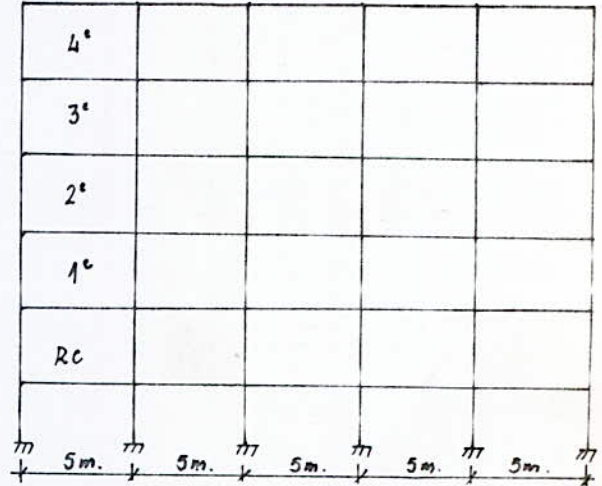
* Surcharges d'exploitation:

$$P = 200 \times 60 = 12000 \text{ Kg.}$$

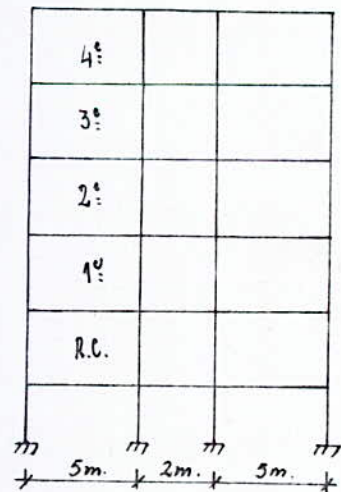
D'où: $G + \frac{P}{5} = 60604 \text{ Kg}$

TABLEAUX RECAPITULATIFS
des
CHARGES et SURCHARGES

PORTIQUE LONGITUDINAL.			
Niveau.	Désignation.	Charges permanentes. (Kg)	Surcharges d'exploitation. (Kg)
Terrasse	Plancher.	48825	
	poutres transversales.	6300	
	poutres longitudinales.	7500	
	portelles.	7200	
	1/2 poteaux.	3600	
	1/2 murs.	3135	
	Acrotère	840	
	Σ	77400,5	8750
1 ^{er} + 2 ^e + 3 ^e + 4 ^e	Plancher courant.	43312,5	
	poutres transversales.	6300	
	poutres longitudinales.	7500	
	portelles.	7200	
	poteaux.	7200	
	murs.	6270	
		Σ	77782,5



PORTIQUE TRANSVERSAL.			
Niveau	Désignation.	Charges permanentes. (Kg)	Surcharges d'exploitation. (Kg)
Terrasse	Plancher	33480	
	poutres transversales.	3600	
	poutres longitudinales	6000	
	portelles.	4800	
	1/2 poteaux.	2400	
	1/2 murs.	4652	
	Acrotère.	1200	
	Σ	56432	6000
1 ^{er} + 2 ^e + 3 ^e + 4 ^e	Plancher courant.	29700	
	poutres transversales.	3600	
	poutres longitudinales.	6000	
	portelles.	4800	
	poteaux.	4800	
	murs.	9304	
		Σ	58204



FORCES SISMÍQUES HORIZONTALES

Elles sont obtenues à l'aide de la relation:

$$F_H = W \cdot \sigma_H$$

	NIVEAU	W (t)	σ_H	F_H (t)	FORCES CUMULÉES (t)
Portique Longit.	VI	79,15	0,1571	12,45	
	V	81,282	0,1310	10,58	
	IV	81,282	0,1048	8,47	
	III	81,282	0,0786	6,35	
	II	81,282	0,0524	4,24	
	I	81,282	0,0262	2,11	
Portique Transver.	VI	57,332	0,1404	8,07	
	V	60,604	0,117	7,13	
	IV	60,604	0,0935	5,7	
	III	60,604	0,0702	4,28	
	II	60,604	0,0468	2,85	
	I	60,604	0,0233	1,42	

FORCES SISMÍQUES VERTICALES

	NIVEAU	W (t)	σ_v	$F_v = W \sigma_v$	
				(t)	(t/ml)
PORTIQUE LONGITUDINAL (L=25m.)	VI	79,15	0,1571	12,45	0,50
	V	81,282	0,1310	10,58	0,42
	IV	81,282	0,1048	8,47	0,34
	III	81,282	0,0786	6,35	0,25
	II	81,282	0,0524	4,24	0,17
	I	81,282	0,0262	2,11	0,08
PORTIQUE TRANSVERSAL (L=12m.)	VI	57,332	0,1571	9,12	0,76
	V	60,604	0,1310	8,05	0,67
	IV	60,604	0,1048	6,44	0,54
	III	60,604	0,0786	4,83	0,40
	II	60,604	0,0524	3,22	0,27
	I	60,604	0,0262	1,60	0,14

**Efforts dans les
Portiques**

SOUS LES FORCES HORIZONTALES.

Le calcul des efforts sous les forces horizontales sera fait avec la méthode de BOWMAN.
EXPOSÉ DE LA METHODE DE BOWMAN:

L'effort tranchant total à chaque niveau se partage proportionnellement aux inerties 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.
- A l'avant dernier niveau, à $0,60h$.
- Au niveau directement en dessous à $0,55h$.
- A tous les autres niveaux; sauf au premier niveau à $0,50h$.
- Au premier niveau, à $0,60h$ à partir de la base du poteau.

Les moments seront partagés proportionnellement aux raideurs des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré.

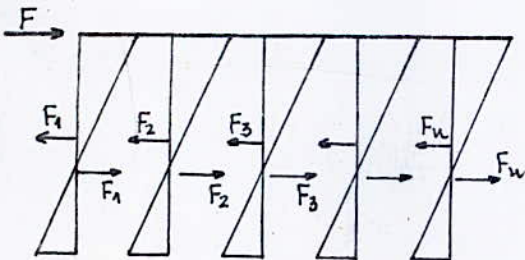
La méthode de BOWMAN comporte certaines hypothèses de calcul qui sont les suivantes:

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des autres portées du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont supérieures aux $\frac{1}{5}$ de la raideur du poteau le plus raide; on admet :

- Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent 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 qui ont été définies plus haut.

Compte tenu de ces hypothèses, on peut écrire :

pour un seul niveau:



$$F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n.$$

Avec:
$$F_1 = \frac{F \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n}$$

$$F_2 = \frac{F \cdot I_2}{0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n}$$

idem pour F_3, \dots, F_n .

Les moments fléchissants seront :

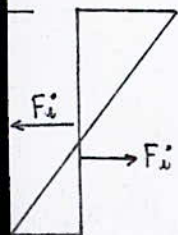
• moments en tête des poteaux:

$$M = F_i \cdot \alpha h \quad \text{avec: } i = 1, 2, \dots, n.$$

• moments à la base des poteaux:

$$M = F_i \cdot \beta h$$

α et β étant les coefficients de BOWMAN; définies précédemment et liés entre eux par la relation: $\beta = 1 - \alpha$.



• moments dans les poutres :

Le moment du poteau doit être équilibré par le moment fléchissant des poutres.

Pour le nœud 1 de la file 1: $M_1 = F_1 \cdot \alpha h$

Pour le nœud 2 de la file 2: $M_{2g} = F_2 \cdot \alpha h \cdot \frac{K_g}{K_d + K_g}$ à gauche.

$M_{2d} = F_2 \cdot \alpha h \cdot \frac{K_d}{K_g + K_d}$ à droite.

avec :

l_g : portée libre de gauche.

l_d : portée libre de droite.

J_g : inertie de la travée de gauche.

J_d : inertie de la travée de droite.

h : hauteur entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$K_g = \frac{J_g}{l_g} ; \quad K_d = \frac{J_d}{l_d}$$

Pour un niveau intermédiaire :

Au niveau du plancher de rang i :

$\sum F_i = F = F_i + F_{i+1} + \dots + F_{i+n}$ Charges cumulées.

A l'étage de rang $i+1$, l'effort $\sum F_{i+1}$ crée au pied des poteaux supportant le plancher $(i+1)$ des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment (partage de $\sum F_{i+1}$ suivant les inerties des poteaux).

exemple : poteau 3 de l'étage $i+1$.

$$M = F_3 \cdot \alpha h \quad \text{avec:} \quad F_3 = \frac{\sum F_{i+1} \cdot I_3}{0,8I_1 + I_2 + I_3 + \dots + 0,8I_n}$$

La même opération menée pour l'effort $\sum F_i$ nous permettra de déterminer les moments en tête des poteaux supportant le plancher i .

Au droit d'un nœud, on pourra calculer les moments dans les travées aboutissant à ce nœud, en fonction des moments M_s et M_i obtenus pour le poteau supérieur et inférieur correspondant à ce nœud.

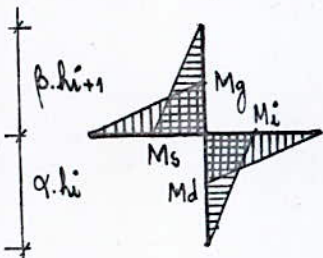
• Pour un nœud intermédiaire :

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

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

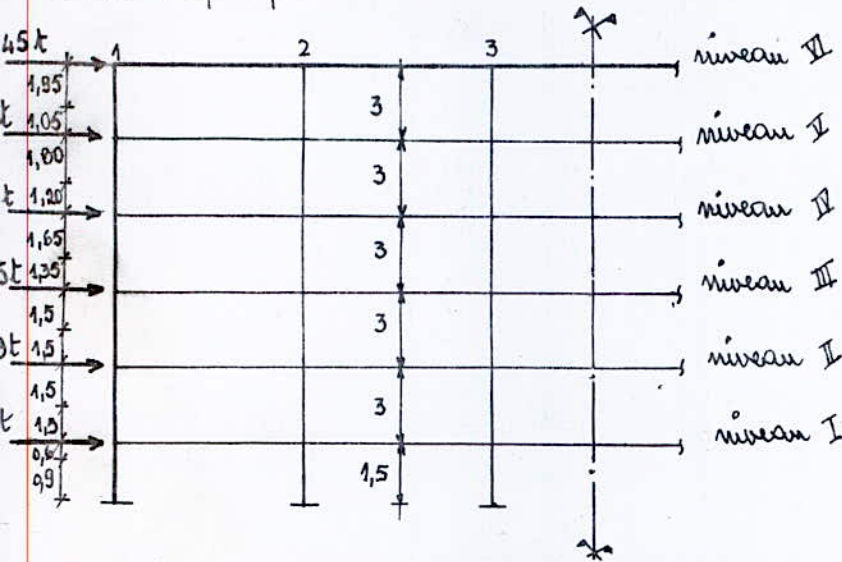
• Pour un nœud de rive :

$$M_g \text{ ou } M_d = -(M_s + M_i)$$



PORTIQUE LONGITUDINAL

Schéma du portique:



Les forces F au niveau des planchers sont cumulées.

Détermination des forces $F_1, F_2, F_3 \dots F_6$ pour chaque niveau:

poteaux de 40×40 (autre vide sanitaire et terrasse).

L'inertie des poteaux est constante pour un même niveau.

La force totale par plancher est:

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6$$

De plus on a:

$$0,8I_1 + I_2 + \dots + 0,8I_6 = 5,6I$$

La force reprise par le poteau de file 1 sera:

$$F_1 = \frac{0,8I \cdot F}{5,6I} = \frac{0,8}{5,6} F = F_1 = F_6$$

de même: $F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = \frac{I \cdot F}{5,6I} = \frac{F}{5,6}$

Niveau	$F_1 = F_6 = \frac{0,8}{5,6} F$	$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = \frac{F}{5,6}$	αh (m)	βh (m)
VI	1,78	2,22	1,95	1,05
V	3,30	4,11	1,80	1,20
IV	4,50	5,63	1,65	1,35
III	5,40	6,76	1,5	1,5
II	6,02	7,52	1,5	1,5
I	6,31	7,90	0,6	0,9

N.B. Tableau donnant les forces F_1, F_2, \dots, F_6 (en t), pour chaque niveau ainsi que les points d'inflexion.

Moments à la base et en tête des poteaux:

Ils sont obtenus à l'aide des relations suivantes:

• Moments en tête: $M_i = F_i \cdot \alpha h$

• Moments à la base: $M_{S_i} = F_i \cdot \beta h$

$\lambda = 1, 2, 3, 4, 5, 6$

(indice des poteaux)

NIVEAU VI:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i6} = F_1 \cdot \alpha h = 1,95 \times 1,78 = \underline{3,47 \text{ t.m}}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = M_{i5} = F_2 \cdot \alpha h = 1,95 \times 2,22 = \underline{4,33 \text{ t.m}}$$

À la base:

$$M_{S1} = M_{S6} = F_1 \cdot \beta h = 1,05 \times 1,78 = \underline{1,87 \text{ t.m}}$$

$$M_{S2} = \dots = M_{S5} = F_2 \cdot \beta h = 1,05 \times 2,22 = \underline{2,33 \text{ t.m}}$$

NIVEAU V:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i6} = 1,80 \times 3,3 = \underline{5,94 \text{ t.m}}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = M_{i5} = 1,80 \times 4,11 = \underline{7,40 \text{ t.m}}$$

À la base:

$$M_{S1} = M_{S6} = 1,20 \times 3,3 = \underline{3,96 \text{ t.m}}$$

$$M_{S2} = \dots = M_{S5} = 1,20 \times 4,11 = \underline{4,93 \text{ t.m}}$$

NIVEAU IV:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i6} = 1,65 \times 4,5 = \underline{7,43 \text{ t.m}}$$

$$M_{i2} = \dots = M_{i5} = 1,65 \times 5,63 = \underline{9,29 \text{ t.m}}$$

À la base:

$$M_{S1} = M_{S6} = 1,35 \times 4,5 = \underline{6,08 \text{ t.m}}$$

$$M_{S2} = \dots = M_{S5} = 1,35 \times 5,63 = \underline{7,60 \text{ t.m}}$$

NIVEAU III:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i6} = 1,5 \times 5,4 = \underline{8,1 \text{ t.m}}$$

$$M_{i2} = \dots = M_{i5} = 1,5 \times 6,76 = \underline{10,14 \text{ t.m}}$$

À la base:

$$M_{S1} = M_{S6} = 1,5 \times 5,4 = \underline{8,1 \text{ t.m}}$$

$$M_{S2} = \dots = M_{S5} = 1,5 \times 6,76 = \underline{10,14 \text{ t.m}}$$

NIVEAU II:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i6} = 1,5 \times 6,02 = \underline{9,03 \text{ t.m}}$$

$$M_{i2} = \dots = M_{i5} = 1,5 \times 7,52 = \underline{11,28 \text{ t.m}}$$

À la base:

$$M_{S1} = M_{S6} = 1,5 \times 6,02 = \underline{9,03 \text{ t.m}}$$

$$M_{S2} = M_{S3} = M_{S4} = M_{S5} = 1,5 \times 7,52 = \underline{11,28 \text{ t.m}}$$

NIVEAU I:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i6} = 0,6 \times 6,31 = \underline{3,79 \text{ t.m}}$$

$$M_{i2} = \dots = M_{i5} = 0,6 \times 7,90 = \underline{4,74 \text{ t.m}}$$

À la base:

$$M_{S1} = M_{S6} = 0,9 \times 6,31 = \underline{5,68 \text{ t.m}}$$

$$M_{S2} = \dots = M_{S5} = 0,9 \times 7,90 = \underline{7,11 \text{ t.m}}$$

Moments dans les traverses:

Les poutres du portique longitudinal ont toutes la même section (30x40cm) et la même portée: (4,60 entre axes).

on a donc: $I_g = I_d$ et $l_g = l_d$

il en découle: $K_g = K_d$.

Les moments sont alors:

$$M_g = M_d = \frac{M_s + M_i}{2}$$

pour les traverses intermédiaires.

$$M_g = M_d = M_s + M_i$$

pour les nœuds de rive.

NIVEAU II:

Files 1 et 6:

$$M_1 = M_6 = 3,47 \text{ t.m}$$

Files 2 à 5:

$$M_{2g} = M_{2d} = \dots = M_{5g} = M_{5d} = \frac{4,33}{2} = 2,17 \text{ t.m}$$

NIVEAU I:

Files 1 et 6:

$$M_1 = M_6 = 5,94 + 1,87 = 7,81 \text{ t.m}$$

Files 2 à 5:

$$M_{2g} = \dots = M_{5d} = \frac{7,40 + 2,33}{2} = 4,87 \text{ t.m}$$

NIVEAU IV:

Files 1 et 6:

$$M_1 = M_6 = 7,43 + 3,96 = 11,39 \text{ t.m}$$

Files 2 à 5:

$$M_{2g} = \dots = M_{5d} = \frac{9,29 + 4,93}{2} = 7,11 \text{ t.m}$$

NIVEAU III:

Files 1 et 6:

$$M_1 = M_6 = 8,10 + 6,08 = 14,18 \text{ t.m}$$

Files 2 à 5:

$$M_{2g} = \dots = M_{5d} = \frac{10,14 + 7,60}{2} = 8,87 \text{ t.m}$$

NIVEAU II:

Files 1 et 6:

$$M_1 = M_6 = 9,03 + 8,10 = 17,13 \text{ t.m}$$

Files 2 à 5:

$$M_{2g} = \dots = M_{5d} = \frac{11,28 + 10,14}{2} = 10,71 \text{ t.m}$$

NIVEAU I:

Files 1 et 6:

$$M_1 = M_6 = 3,79 + 9,03 = 12,82 \text{ t.m}$$

Files 2 à 5:

$$M_{2g} = \dots = M_{5d} = \frac{4,74 + 11,28}{2} = 8,01 \text{ t.m}$$

Les moments à la base du portique sont (compte tenu des points d'inflexion situés à 0,60 h de la base.)

Files 1 et 6:

$$M_1 = M_6 = 5,68 \text{ t.m}$$

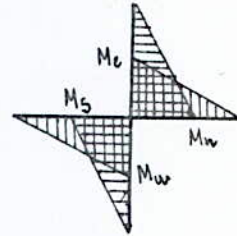
Files 2 à 5:

$$M_2 = \dots = M_5 = 7,11 \text{ t.m}$$

MOMENTS SOUS CHARGES HORIZONTALES
TABLEAU RECAPITULATIF (t.m)

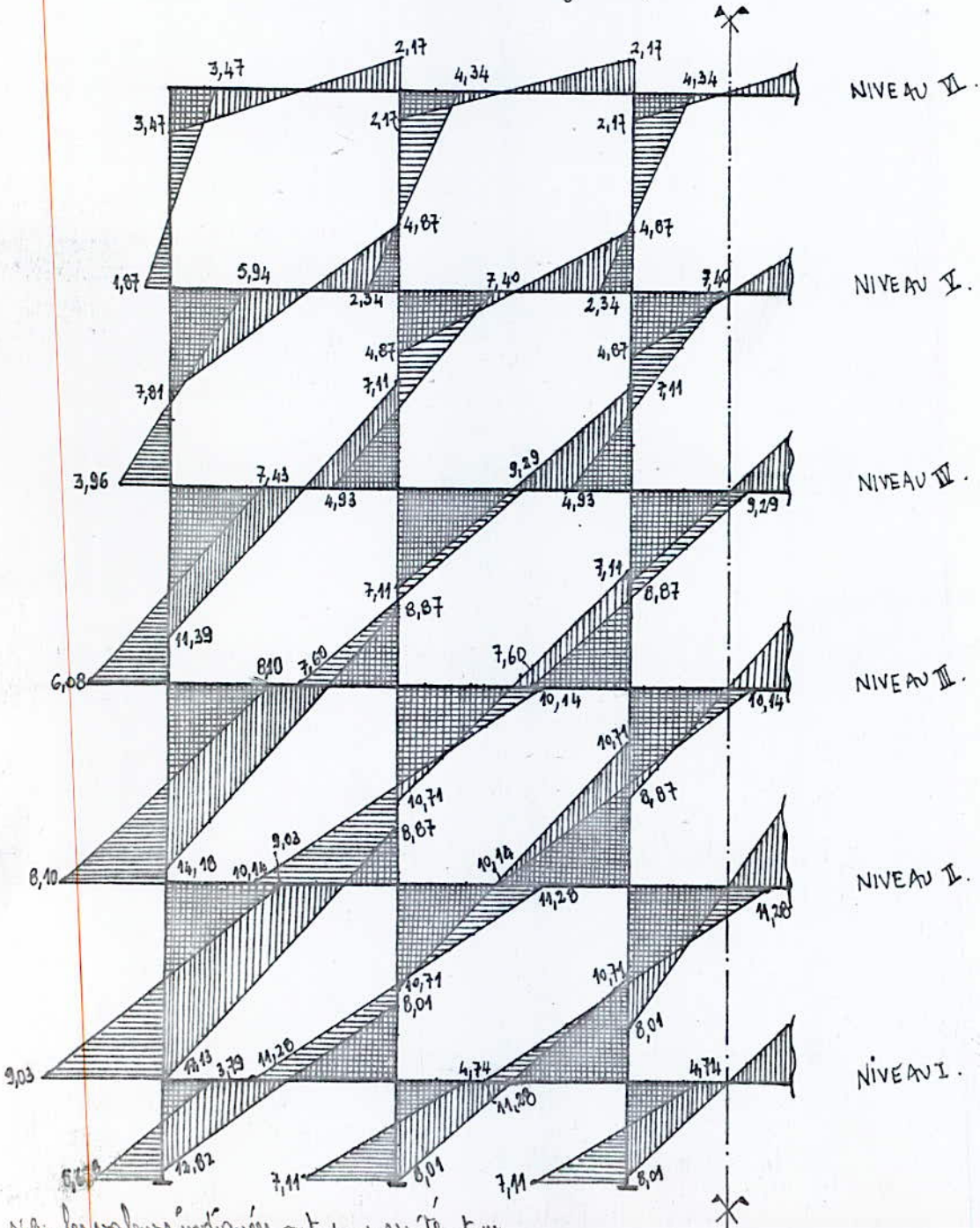
NIVEAU	Nœud	M _w	M _e	M _s	M _w
VI	1 et 6	-	3,47	3,47	-
	2 à 5	2,17	2,17	4,34	-
V	1 et 6	-	7,81	5,94	1,87
	2 à 5	4,87	4,87	7,40	2,34
IV	1 et 6	-	11,39	7,43	3,96
	2 à 5	7,11	7,11	9,29	4,93
III	1 et 6	-	14,18	8,1	6,08
	2 à 5	8,87	8,87	10,14	7,60
II	1 et 6	-	17,13	9,03	8,1
	2 à 5	10,71	10,71	11,28	10,14
I	1 et 6	-	12,82	3,79	9,03
	2 à 5	8,01	8,01	4,74	11,28

nota:



$M_w = M_g$
 $M_e = M_d$
 $M_u = M_{sup}$
 $M_s = M_i$

Diagramme des moments sous Charges horizontales:



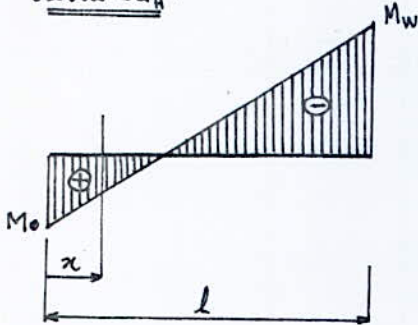
CALCUL des EFFORTS TRANCHANTS.

Les efforts tranchants dans les traverses seront calculés à partir des moments aux nœuds calculés précédemment.

Pour cela on considère la travée indépendante avec les moments développés en ses nœuds puis on détermine l'équation du moment.

méthode de calcul:

• Sous $\vec{S}I_H$:



l'équation du moment est:

$$M(x) = \alpha x + \beta$$

$$\text{pour: } \begin{cases} x=0; & M(x) = M_0 = \beta \\ x=l; & M(x) = \alpha \cdot l + M_0 = -M_w \end{cases}$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{-(M_0 + M_w)}{l}$$

$$\Rightarrow M(x) = -\frac{M_0 + M_w}{l} x + M_0$$

$$\Rightarrow T = \frac{dM}{dx} = \frac{-(M_0 + M_w)}{l}$$

en procédant d'une manière analogue, on obtient:

$$T = \frac{M_0 + M_w}{l}$$

• Sous $\vec{S}I_H$:

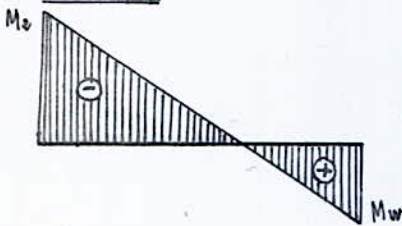
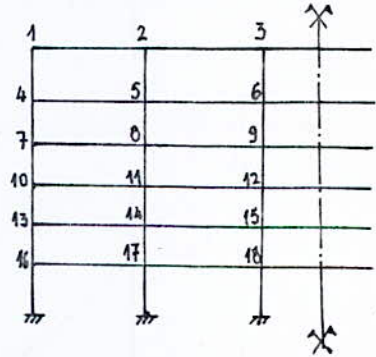
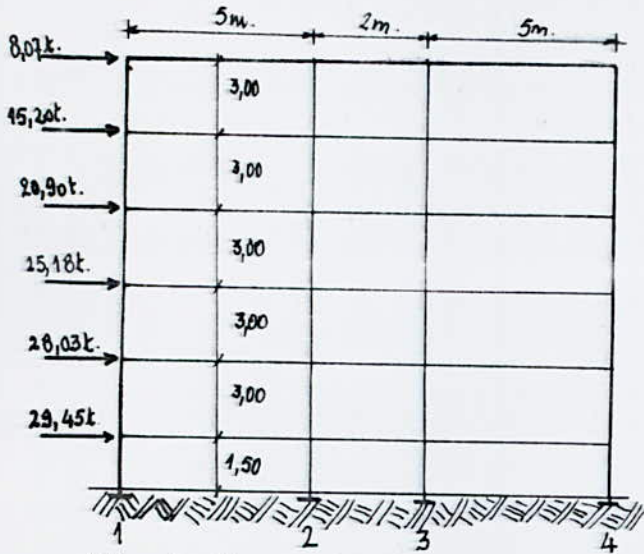


schéma du portique.

NIVEAU	travées	l (m)	M ₀ (t.m)	M _w (t.m)	T _{S\vec{I}_H} (t)	T _{S\vec{I}_H} (t)
VI	1-2	4,60	3,47	2,17	-1,2	1,2
	2-3	4,60	2,17	2,17	-0,92	0,92
V	4-5	4,60	7,81	4,87	-2,70	2,70
	5-6	4,60	4,87	4,87	-2,07	2,07
IV	7-8	4,60	11,39	7,11	-3,94	3,94
	8-9	4,60	7,11	7,11	-3,03	3,03
III	10-11	4,60	14,18	8,87	-4,90	4,90
	11-12	4,60	8,87	8,87	-3,78	3,78
II	13-14	4,60	17,13	10,71	-5,92	5,92
	14-15	4,60	10,71	10,71	-4,56	4,56
I	16-17	4,60	12,82	8,01	-4,43	4,43
	17-18	4,60	8,01	8,01	-3,41	3,41



PORTIQUE TRANSVERSAL



Détermination des forces F_1, F_2, F_3, F_4 pour chaque niveau :
 pour chaque niveau ; les poteaux sont identiques. On en déduit :

$$F_1 = \frac{0,8 I_1 F}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + 0,8 I_4} = \frac{0,8}{3,6} F = F_4.$$

$$F_2 = F_3 = \frac{I F}{0,8 I + I + I + 0,8 I} = \frac{F}{3,6}.$$

NIVEAU	$F_1 = F_4 = \frac{0,8}{3,6} F$	$F_2 = F_3 = \frac{F}{3,6}$	αh	βh
II	1,80	2,24	1,95	1,05
I	3,38	4,22	1,80	1,20
II	4,65	5,80	1,65	1,35
III	5,60	7,00	1,50	1,50
II	6,23	7,80	1,50	1,50
I	6,54	8,20	0,60	0,90

N.B. : les forces sont données en t.

Moments à la base et en tête des poteaux :

NIVEAU II :

En tête :

$$M_{21} = M_{44} = 1,80 \times 1,95 = 3,52 \text{ t.m}$$

$$M_{32} = M_{13} = 2,24 \times 1,95 = 4,37 \text{ t.m}$$

A la base :

$$M_{51} = M_{54} = 1,80 \times 1,05 = 1,90 \text{ t.m}$$

$$M_{52} = M_{53} = 2,24 \times 1,05 = 2,35 \text{ t.m}$$

NIVEAU I :

En tête :

$$M_{11} = M_{44} = 3,38 \times 1,80 = 6,08 \text{ t.m}$$

$$M_{22} = M_{33} = 4,22 \times 1,80 = 7,60 \text{ t.m}$$

A la base :

$$M_{51} = M_{54} = 3,38 \times 1,20 = 4,05 \text{ t.m}$$

$$M_{52} = M_{53} = 4,22 \times 1,20 = 5,06 \text{ t.m}$$

NIVEAU IV:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i4} = 4,65 \times 1,65 = \underline{7,67 \text{ k.w}}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = 5,80 \times 1,65 = \underline{9,57 \text{ k.w}}$$

A la base:

$$M_{s1} = M_{s4} = 4,65 \times 1,35 = \underline{6,28 \text{ k.w}}$$

$$M_{s2} = M_{s3} = 5,80 \times 1,35 = \underline{7,83 \text{ k.w}}$$

NIVEAU III:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i4} = 5,60 \times 1,50 = \underline{8,40 \text{ k.w}}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = 7,00 \times 1,50 = \underline{10,50 \text{ k.w}}$$

A la base:

$$M_{s1} = M_{s4} = 5,60 \times 1,50 = \underline{8,40 \text{ k.w}}$$

$$M_{s2} = M_{s3} = 7,00 \times 1,50 = \underline{10,50 \text{ k.w}}$$

NIVEAU II:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i4} = 6,23 \times 1,50 = \underline{9,35 \text{ k.w}}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = 7,80 \times 1,50 = \underline{11,70 \text{ k.w}}$$

A la base:

$$M_{s1} = M_{s4} = 6,23 \times 1,50 = \underline{9,35 \text{ k.w}}$$

$$M_{s2} = M_{s3} = 7,80 \times 1,50 = \underline{11,70 \text{ k.w}}$$

NIVEAU I:

En tête:

$$M_{i1} = M_{i4} = 6,54 \times 0,60 = \underline{3,93 \text{ k.w}}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = 8,20 \times 0,60 = \underline{4,92 \text{ k.w}}$$

A la base:

$$M_{s1} = M_{s4} = 6,54 \times 0,90 = \underline{5,89 \text{ k.w}}$$

$$M_{s2} = M_{s3} = 8,20 \times 0,90 = \underline{7,38 \text{ k.w}}$$

Moments dans les traverses:

Nous allons détailler le calcul pour le niveau II.

Le reste des résultats sera donné sous forme de tableau récapitulatif.

NIVEAU II:

Les poutres du portique transversal ont même section: (30 x 65 cm).

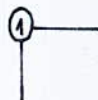
Les deux poutres (transversales) extrêmes ont une portée de 4,60 m (entre nus d'appuis).

La poutre centrale a une portée de 1,60 m (entre nus d'appuis).

Leurs caractéristiques géométriques sont consignés dans le tableau suivant:

Nœud	lg (cm)	ld (cm)	Ig (cm ⁴)	Id (cm ⁴)	Kg (cm ³)	Kd (cm ³)
1	-	460	-	686562	-	1460,80
2	460	160	686562	686562	1460,80	4038,60
3	160	460	686562	686562	4038,60	1460,80
4	460	-	686562	686562	1460,80	-

Nœud 1:



$$M_d = M_i = \underline{3,52 \text{ k.w}}$$

Nœud 2:



à droite:

$$M_d = F_2 \cdot \alpha \cdot l \cdot \frac{K_d}{K_g + K_d}$$

$$M_d = 2,24 \times 1,95 = 0,73 = \underline{3,21 \text{ k.w}}$$

avec: $K_d = 4038,60$
 $K_g = 1460,80$
 $\frac{K_d}{K_g + K_d} = 0,73$

* à gauche :

$$M_g = F_2 \cdot a_h \cdot \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

avec: $\frac{K_g}{K_g + K_d} = 0,26$

$$M_g = 1,16 \text{ t.m}$$

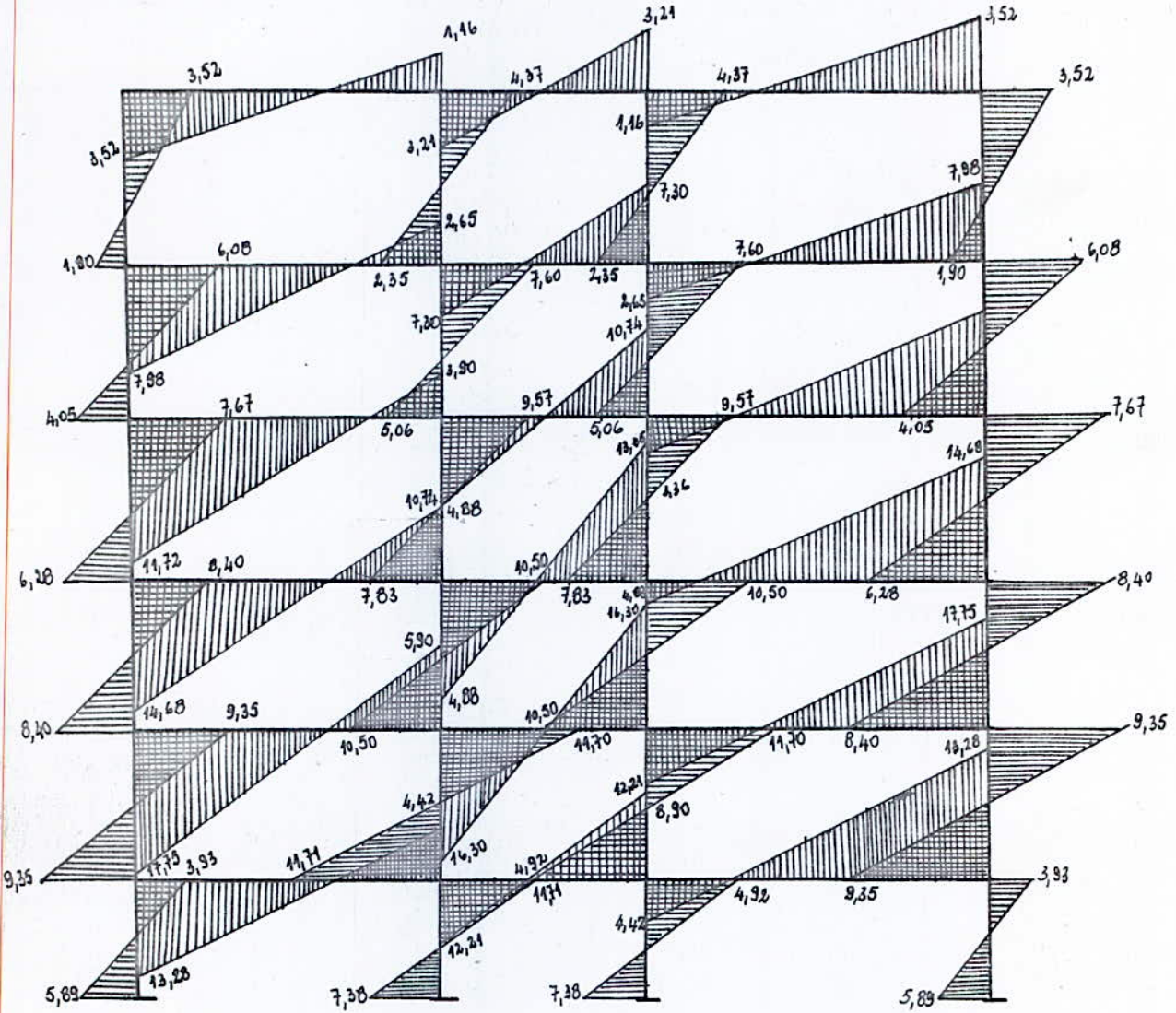
Moments sous forces horizontales - Portique transversal.

TABLEAU RÉCAPITULATIF (en t.m)

NIVEAU	Nœud	M _w	M ₀	M _s	M _n
VI	1	/	3,52	3,52	/
	2	1,16	3,21	4,37	/
	3	3,21	1,16	4,37	/
	4	3,52	/	3,52	/
V	1	/	7,98	6,08	1,90
	2	2,65	7,30	7,60	2,35
	3	7,30	2,65	7,60	2,35
	4	7,98	/	6,08	1,90
IV	1	/	11,72	7,67	4,05
	2	3,90	10,74	9,57	5,06
	3	10,74	3,90	9,57	5,06
	4	11,72	/	7,67	4,05
III	1	/	14,68	8,40	6,28
	2	4,88	13,46	10,50	7,83
	3	13,46	4,88	10,50	7,83
	4	14,68	/	8,40	6,28
II	1	/	17,75	9,35	8,40
	2	5,90	16,30	11,70	10,50
	3	16,30	5,90	11,70	10,50
	4	17,75	/	9,35	8,40
I	1	/	13,28	3,93	9,35
	2	4,42	12,21	4,92	11,70
	3	12,21	4,42	4,92	11,70
	4	13,28	/	3,93	9,35

N.B: les valeurs des moments sont données en t.m.

Diagramme des moments sous charges horizontales:



N.B: les valeurs indiquées ont pour unité: t.m

Calcul des efforts tranchants.

En utilisant la même méthode que précédemment ; on trouve les résultats donnés dans le tableau suivant.

NIVEAU	travée	l (m)	M ₀ (k.m)	M _w (k.m)	T _{SIH} (k)	T _{SEH} (k)
II	1-2	4,60	3,52	1,16	-1,00	+1,00
	2-3	1,60	3,21	3,21	-3,78	+3,78
	3-4	4,60	1,16	3,52	-1,00	+1,00
V	1-2	4,60	7,98	2,65	-2,26	+2,26
	2-3	1,60	7,30	7,30	-8,58	+8,58
	3-4	4,60	2,65	7,98	-2,26	+2,26
IV	1-2	4,60	11,72	3,90	-3,32	+3,32
	2-3	1,60	10,74	10,74	-12,64	+12,64
	3-4	4,60	3,90	11,72	-3,32	+3,32
III	1-2	4,60	14,68	4,88	-4,16	+4,16
	2-3	1,60	13,46	13,46	-15,84	+15,84
	3-4	4,60	4,88	14,68	-4,16	+4,16
II	1-2	4,60	17,75	5,90	-5,03	+5,03
	2-3	1,60	16,30	16,30	-19,18	+19,18
	3-4	4,60	5,90	17,75	-5,03	+5,03
I	1-2	4,60	13,28	4,42	-3,77	+3,77
	2-3	1,60	12,21	12,21	-14,36	+14,36
	3-4	4,60	4,42	13,28	-3,77	+3,77

schéma du portique :



SOUS LES CHARGES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de CAQUOT exposée en annexe A du CCBA 68. Les portiques constituant l'ossature sont soumis :

- à leur poids propre.
- aux poids propre des planchers qu'ils supportent.
- aux surcharges transmises par les planchers.
- aux surcharges sismiques.

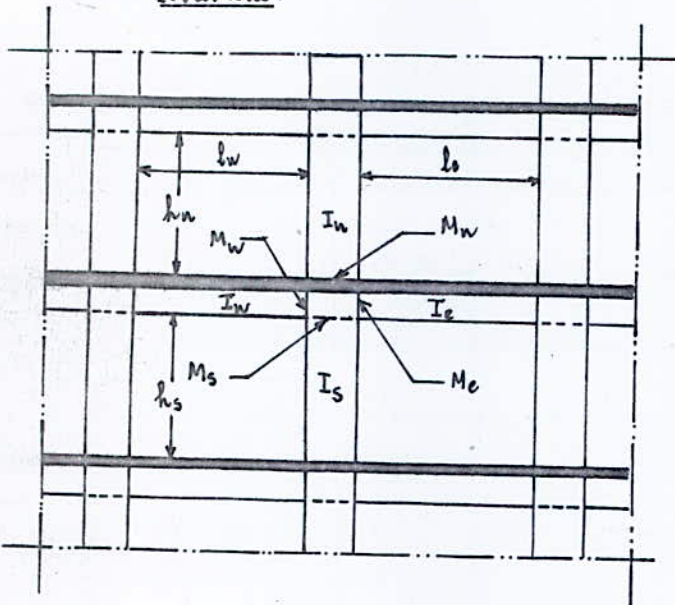
Pour chaque élément, la sollicitation qu'il faudra prendre en compte est la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison :

- de la sollicitation normale due aux charges et surcharges.
- de la sollicitation d'origine sismique.

La méthode de CAQUOT est parfaitement applicable dans notre cas puisqu'elle s'utilise pour des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis.

EXPOSÉ DE LA METHODE DE CAQUOT:

Notations:



- On considère des hauteurs fictives de poteaux :
- $h'_n = 0,9 h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher avec :
 - h_n : hauteur libre.
 - $h'_n = 0,8 h_n$ pour les autres cas.
 - $h'_s = 0,8 h_s$.
- On considère également des travées fictives l'_e et l'_w .
- pour les travées intermédiaires :
- $l'_w = 0,8 l_w$
 - $l'_e = 0,8 l_e$

Avec:

- l_w = portée libre de la travée de gauche.
- l_e = portée libre de la travée de droite.

Sont:

- q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_e sur la travée de droite).
- Q_w : une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du mur de l'appui (Q_e et a_e pour la travée de droite).

On pose:

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

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

l_w et l_e sont donnés (poutres à sections constantes) par l'échelle fonctionnelle en fonction de :

$$\frac{a_w}{l_w} \text{ et } \frac{a_e}{l_e}$$

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

$$k_w = \frac{I_w}{l_w} ; k_e = \frac{I_e}{l_e} ; k_s = \frac{I_s}{h'_s} ; k_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

et $D = k_w + k_e + k_s + k_n$.

Les moments dans les sections dangereuses (au des appuis) sont, en valeur absolue:

- Au nu de l'appui dans la travée de gauche:

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

- Au nu de l'appui dans la travée de droite:

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

- Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur.

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

- Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur.

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

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:

noeud de rive: (pas de console)

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

$$M_{s1} = M'_{e1} \cdot \frac{K_{s1}}{D_1} ; M_{w1} = M'_{e1} \cdot \frac{K_{w1}}{D_1}$$

noeud voisin du noeud de rive:

La longueur l_{w2} de la travée fictive de rive est prise égale à $\gamma_1 l_{w2}$, γ_1 étant un coefficient compris entre 0,8 et 1.

avec:

$$\gamma_1 = 0,80 \text{ pour } K_{s1} + K_{w1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\text{et } \gamma_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{w1}}{7,5 K_{e1}} \text{ pour } K_{s1} + K_{w1} < 1,5 K_{e1}$$

MOMENTS DANS LES POTEAUX:

on admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à h_w 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.

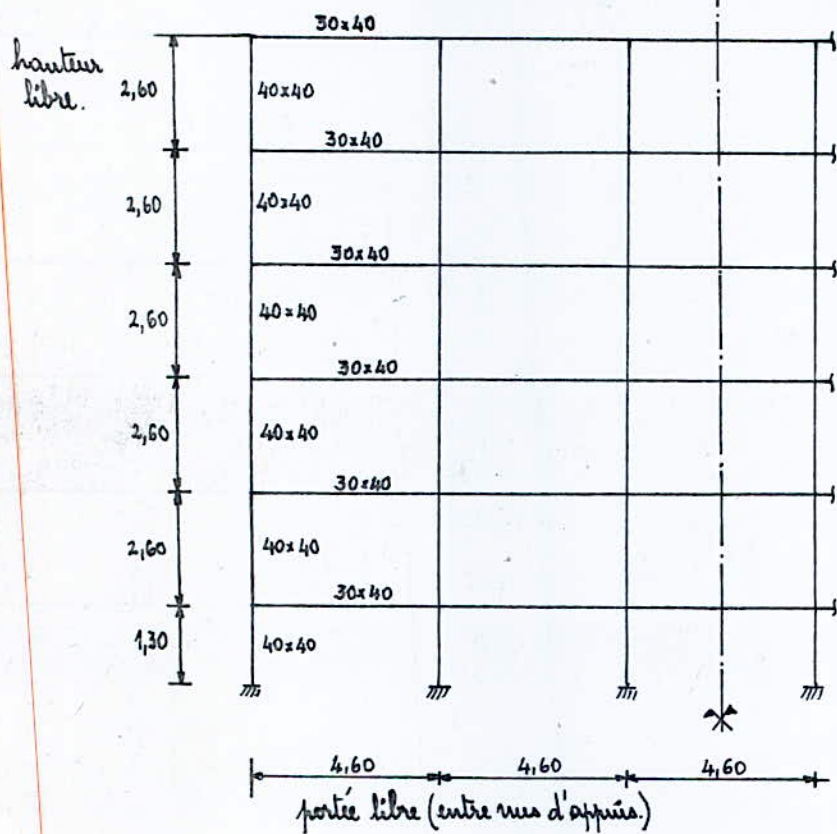
PORTIQUE LONGITUDINAL

les charges verticales (par mètre linéaire) sont données dans le tableau suivant :

NIVEAU	G (t/ml)	P (t/ml)	Siv↓ (t/ml)
VI	3,10	0,35	0,50
V	3,11	0,70	0,42
IV	3,11	0,70	0,34
III	3,11	0,70	0,25
II	3,11	0,70	0,17
I	3,11	0,70	0,08

Schéma du portique :

Nous ne représenterons que la moitié du portique ; celui-ci étant symétrique.



Le calcul des moments aux nœuds, sous les charges verticales, sera mené sous forme de tableaux.

Le tableau qui suit regroupe toutes les caractéristiques géométriques nécessaires pour le calcul à savoir :

$$l_w; l_e; h_w; h_s; I_w; I_e; I_w; I_s; l'_w; l'_e; l'_w; l'_s; k_w = \frac{I_w}{l'_w}; k_e = \frac{I_e}{l'_e}; k_s = \frac{I_s}{l'_s}; k_u = \frac{I_u}{l'_u} \text{ et } D.$$

Tableau donnant les caractéristiques géométriques du portique longitudinal :
(pour tous les nœuds ; $k_u + k_s < 1,5 k_e \rightarrow \gamma_1 = 0,80$)

NIVEAU	II			I			II			III			II			I		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
l_w	/	4,60	4,60	/	4,60	4,60	/	4,60	4,60	/	4,60	4,60	/	4,60	4,60	/	4,60	4,60
l_e	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
h_w	/	/	/	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60
h_s	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	1,30	1,30	1,30
I_w, I_e	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
I_w	21,30	21,30	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3
I_s	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3
l'_w	/	3,68	3,68	/	3,68	3,68	/	3,68	3,68	/	3,68	3,68	/	3,68	3,68	/	3,68	3,68
l'_e	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68	3,68
l'_w	/	/	/	2,34	2,34	2,34	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08
l'_s	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	1,04	1,04	1,04
k_w	/	4,35	4,35	/	4,35	4,35	/	4,35	4,35	/	4,35	4,35	/	4,35	4,35	/	4,35	4,35
k_e	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35
k_u	/	/	/	9,10	9,10	9,10	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24
k_s	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	20,48	20,48	20,48
D	14,59	18,94	18,94	23,69	28,04	28,04	24,83	29,18	29,18	24,83	29,18	29,18	24,83	29,18	29,18	35,07	39,42	39,42
k_w/D	/	0,23	0,23	/	0,16	0,16	/	0,15	0,15	/	0,15	0,15	/	0,15	0,15	/	0,11	0,11
k_e/D	0,30	0,23	0,23	0,19	0,16	0,16	0,18	0,15	0,15	0,18	0,15	0,15	0,18	0,15	0,15	0,12	0,11	0,11
k_u/D	/	/	/	0,38	0,32	0,32	0,41	0,35	0,35	0,41	0,35	0,35	0,41	0,35	0,35	0,30	0,26	0,26
k_s/D	0,70	0,54	0,54	0,43	0,36	0,36	0,41	0,35	0,35	0,41	0,35	0,35	0,41	0,35	0,35	0,58	0,53	0,52

- N.B. les unités utilisées sont :
- pour les longueurs : m
 - les moments d'inertie : $\times 10^{-4} m^4$
 - pour k_w, k_e, k_s, k_u, k_u et D : $\times 10^{-4} m^3$

Moments dans les nœuds:

En utilisant les valeurs de paramètres indiquées sur le tableau précédent, on peut déterminer les moments dans les nœuds 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:

$$M'_w = q_w \cdot \frac{l_w^2}{8,5} \quad ; \quad M'_e = q_e \cdot \frac{l_e^2}{8,5}$$

Les moments réels seront:

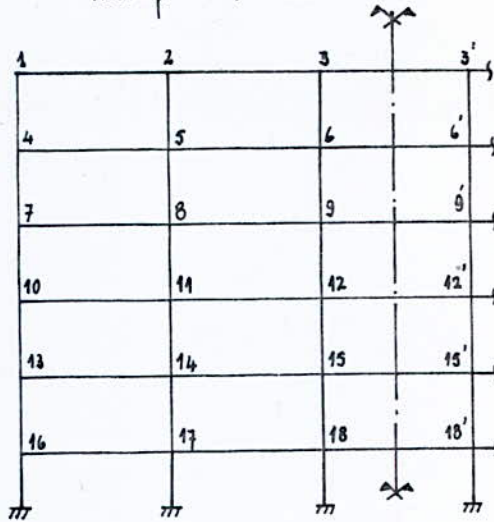
$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

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

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

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

Les nœuds du portique seront numérotés comme indiqué ci-dessous.



MOMENTS sous (G)

NIVEAU	Nœud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_u	M_s
VI	1	3,10	/	4,94	/	3,46	/	/	3,46
	2	3,10	3,10	4,94	4,94	4,94	4,94	/	/
	3	3,10	3,10	4,94	4,94	4,94	4,94	/	/
V	4	3,11	/	4,95	/	4,01	/	1,88	2,13
	5	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/
	6	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/
IV	7	3,11	/	4,95	/	4,06	/	2,03	2,03
	8	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/
	9	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/
III	10	3,11	/	4,95	/	4,06	/	2,03	2,03
	11	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/
	12	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/
II	13	3,11	/	4,95	/	4,06	/	2,03	2,03
	14	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/
	15	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/
I	16	3,11	/	4,95	/	4,36	/	1,49	2,87
	17	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/
	18	3,11	3,11	4,95	4,95	4,95	4,95	/	/

MOMENTS sous (P)

NIVEAU	Niveau	q_e (t/ml)	q_w (t/ml)	M_e (t.m)	M'_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_w (t.m)	M_s (t.m)
VI	1	0,35	/	0,56	/	0,39	/	/	0,39
	2	0,35	0,35	0,56	0,56	0,56	0,56	/	/
	3	0,35	0,35	0,56	0,56	0,56	0,56	/	/
V	4	0,70	/	1,12	/	0,91	/	0,43	0,48
	5	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/
	6	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/
IV	7	0,70	/	1,12	/	0,92	/	0,46	0,46
	8	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/
	9	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/
III	10	0,70	/	1,12	/	0,92	/	0,46	0,46
	11	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/
	12	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/
II	13	0,70	/	1,12	/	0,92	/	0,46	0,46
	14	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/
	15	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/
I	16	0,70	/	1,12	/	0,99	/	0,34	0,65
	17	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/
	18	0,70	0,70	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/

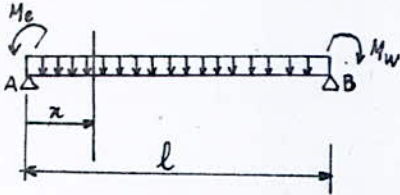
MOMENTS sous (SIv)

NIVEAU	Niveau	q_e	q_w	M_e	M'_w	M_e	M_w	M_w	M_s
VI	1	0,50	/	0,80	/	0,56	/	/	0,56
	2	0,50	0,50	0,80	0,80	0,80	0,80	/	/
	3	0,50	0,50	0,80	0,80	0,80	0,80	/	/
V	4	0,42	/	0,67	/	0,54	/	0,25	0,29
	5	0,42	0,42	0,67	0,67	0,67	0,67	/	/
	6	0,42	0,42	0,67	0,67	0,67	0,67	/	/
IV	7	0,34	/	0,54	/	0,44	/	0,22	0,22
	8	0,34	0,34	0,54	0,54	0,54	0,54	/	/
	9	0,34	0,34	0,54	0,54	0,54	0,54	/	/
III	10	0,25	/	0,40	/	0,33	/	0,16	0,16
	11	0,25	0,25	0,40	0,40	0,40	0,40	/	/
	12	0,25	0,25	0,40	0,40	0,40	0,40	/	/
II	13	0,17	/	0,27	/	0,22	/	0,11	0,11
	14	0,17	0,17	0,27	0,27	0,27	0,27	/	/
	15	0,17	0,17	0,27	0,27	0,27	0,27	/	/
I	16	0,08	/	0,13	/	0,11	/	0,04	0,08
	17	0,08	0,08	0,13	0,13	0,13	0,13	/	/
	18	0,08	0,08	0,13	0,13	0,13	0,13	/	/

EFFORTS TRANCHANTS - CHARGES VERTICALES
PORTIQUE LONGITUDINAL

METHODE de CALCUL :

On détermine l'expression de l'effort tranchant en considérant la travée indépendante avec les moments de continuité et la charge (Annexe A13 du CCBA 68).



$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_A \cdot l - M_e + M_w - q \frac{l^2}{2} = 0$$

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

L'équation de l'effort tranchant sera alors :

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

$$T=0 \rightarrow q \frac{l}{2} - q \cdot x + \frac{M_e - M_w}{l} = 0$$

$$\rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{q l} \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{8 M_0} \quad \text{avec : } M_0 = q \frac{l^2}{8}$$

Dans le calcul de l'effort tranchant, on ne fait pas état des efforts normaux dans les poutres ni des efforts tranchants dans les poteaux.

L'effort tranchant aux appuis :

$$x=0 \rightarrow T = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

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

EFFORTS TRANCHANTS sous (G) :

NIVEAU	travées	q (t/ml)	Me (t.m)	Mw (t.m)	T _{x=0} (t)	T _{x=l} (t)
III	1-2	3,10	3,46	4,94	6,81	-7,45
	2-3 et 3-3'	3,10	4,94	4,94	7,13	-7,13
V	4-5	3,11	4,01	4,95	6,95	-7,36
	5-6 et 6-6'	3,11	4,95	4,95	7,15	-7,15
IV	7-8	3,11	4,06	4,95	6,96	-7,35
	8-9 et 9-9'	3,11	4,95	4,95	7,15	-7,15
III	10-11	3,11	4,06	4,95	6,96	-7,35
	11-12 et 12-12'	3,11	4,95	4,95	7,15	-7,15
II	13-14	3,11	4,06	4,95	6,96	-7,35
	14-15 et 15-15'	3,11	4,95	4,95	7,15	-7,15
I	16-17	3,11	4,36	4,95	7,03	-7,28
	17-18 et 18-18'	3,11	4,95	4,95	7,15	-7,15

EFFORTS TRANCHANTS sous (P)

NIVEAU	travées	q (t/ml)	M_c (t.m)	M_w (t.m)	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	0,35	0,39	0,56	0,77	-0,84
	2-3 et 3-3'	0,35	0,56	0,56	0,81	-0,80
V	4-5	0,70	0,91	1,12	1,56	-1,65
	5-6 et 6-6'	0,70	1,12	1,12	1,61	-1,61
IV	7-8	0,70	0,92	1,12	1,57	-1,65
	8-9 et 9-9'	0,70	1,12	1,12	1,61	-1,61
III	10-11	0,70	0,92	1,12	1,57	-1,65
	11-12 et 12-12'	0,70	1,12	1,12	1,61	-1,61
II	13-14	0,70	0,92	1,12	1,57	-1,65
	14-15 et 15-15'	0,70	1,12	1,12	1,61	-1,61
I	16-17	0,70	0,99	1,12	1,58	-1,64
	17-18 et 18-18'	0,70	1,12	1,12	1,61	-1,61

EFFORTS TRANCHANTS sous (SIV)

NIVEAU	travées	q (t/ml)	M_c (t.m)	M_w (t.m)	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	0,50	0,56	0,80	1,10	-1,20
	2-3 et 3-3'	0,50	0,80	0,80	1,15	-1,15
V	4-5	0,42	0,54	0,67	0,94	-0,99
	5-6 et 6-6'	0,42	0,67	0,67	0,97	-0,97
IV	7-8	0,34	0,44	0,54	0,76	-0,80
	8-9 et 9-9'	0,34	0,54	0,54	0,78	-0,78
III	10-11	0,25	0,33	0,40	0,56	-0,59
	11-12 et 12-12'	0,25	0,40	0,40	0,58	-0,58
II	13-14	0,17	0,22	0,27	0,38	-0,40
	14-15 et 15-15'	0,17	0,27	0,27	0,39	-0,39
I	16-17	0,08	0,11	0,13	0,18	-0,19
	17-18 et 18-18'	0,08	0,13	0,13	0,18	-0,18

Charges et surcharges:

NIVEAU	G (t/ml)	P (t/ml)	SIV (t/ml)
VI	4,78	0,5	0,76
V	5,05	1,0	0,67
IV	5,05	1,0	0,54
III	5,05	1,0	0,40
II	5,05	1,0	0,27
I	5,05	1,0	0,14

schéma du portique:

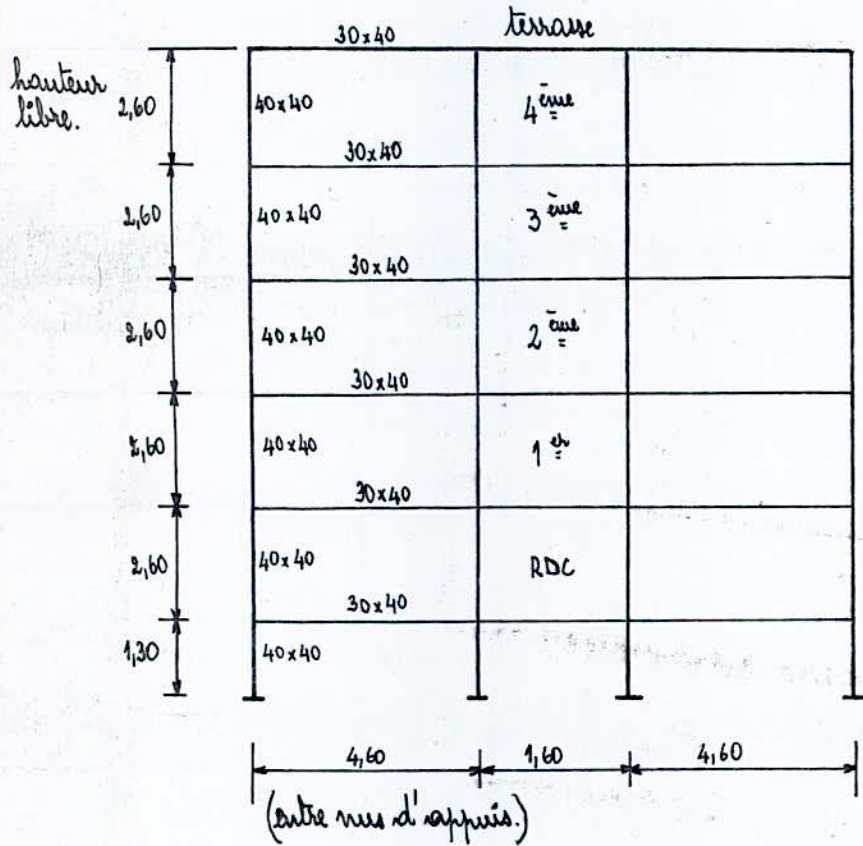


Tableau donnant les caractéristiques géométriques du portique transversal:

NIVEAU	VI				V				IV				III				II				I			
Niveau	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
hw	/	4,6	4,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6
le	4,6	1,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6	/	4,6	1,6	4,6	/
hw	/	/	/	/	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6
hs	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	1,30	1,30	1,30	1,30
I _w , I _e	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
I _w	/	/	/	/	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3
I _s	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3
l' _w	/	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68
l' _e	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68	/	3,68	1,28	3,68	/
h' _w	/	/	/	/	2,34	2,34	2,34	2,34	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08
h' _s	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	1,04	1,04	1,04	1,04
K _w	/	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35
K _e	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35	/	4,35	12,5	4,35	/
K _w	/	/	/	/	9,10	9,10	9,10	9,10	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24
K _s	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	20,5	20,5	20,5	20,5
D	14,59	27,09	27,09	14,59	23,69	36,19	36,19	23,69	24,83	37,33	37,33	24,83	24,83	37,33	37,33	24,83	24,83	37,33	37,33	24,83	35,09	47,59	47,59	35,09
K _e /D	0,30	0,46	0,16	/	0,18	0,35	0,12	/	0,18	0,33	0,11	/	0,18	0,33	0,11	/	0,18	0,33	0,11	/	0,12	0,26	0,09	/
K _w /D	/	0,16	0,46	0,30	/	0,12	0,35	0,18	/	0,11	0,33	0,18	/	0,11	0,33	0,18	/	0,11	0,33	0,18	/	0,09	0,26	0,12
K _s /D	0,70	0,38	0,38	0,70	0,43	0,28	0,28	0,43	0,41	0,27	0,27	0,41	0,41	0,27	0,27	0,41	0,41	0,27	0,27	0,41	0,58	0,43	0,43	0,58
K _w /D	/	/	/	/	0,38	0,25	0,25	0,38	0,41	0,27	0,27	0,41	0,41	0,27	0,27	0,41	0,41	0,27	0,27	0,41	0,29	0,22	0,22	0,29

N.B.

l_w, l_e, h_w, h_s, l'_w, l'_e, h'_w, h'_s: exprimés en m.
 I_w, I_s, I_w, I_e: x 10⁻⁴ m⁴.
 K_w, K_e, K_w, K_s et D: x 10⁻⁴ m³.

MOMENTS sous G:

NIVEAU	Nœuds	q_0 (t/ml)	q_w	M_e' (t.m)	M_w' (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_w (t.m)	M_s (t.m)
VI	1	4,78	/	7,62	/	5,33	/	/	5,33
	2	4,78	4,78	0,92	7,62	4,00	6,55	/	2,54
	3	4,78	4,78	7,62	0,92	6,55	4,00	/	2,54
	4	4,78	4,78	/	7,62	/	5,33	/	5,33
V	1	5,05	/	8,05	/	6,60	/	3,06	3,46
	2	5,05	5,05	0,97	8,05	3,45	7,20	1,77	1,98
	3	5,05	5,05	8,05	0,97	7,20	3,45	1,77	1,98
	4	5,05	5,05	/	8,05	/	6,60	3,06	3,46
IV	1	5,05	/	8,05	/	6,60	/	3,30	3,30
	2	5,05	5,05	0,97	8,05	3,31	7,27	1,91	1,91
	3	5,05	5,05	8,05	0,97	7,27	3,31	1,91	1,91
	4	5,05	5,05	/	8,05	/	6,60	3,30	3,30
III	1	5,05	/	8,05	/	6,60	/	3,30	3,30
	2	5,05	5,05	0,97	8,05	3,31	7,27	1,91	1,91
	3	5,05	5,05	8,05	0,97	7,27	3,31	1,91	1,91
	4	5,05	5,05	/	8,05	/	6,60	3,30	3,30
II	1	5,05	/	8,05	/	6,60	/	3,30	3,30
	2	5,05	5,05	0,97	8,05	3,31	7,27	1,91	1,91
	3	5,05	5,05	8,05	0,97	7,27	3,31	1,91	1,91
	4	5,05	5,05	/	8,05	/	6,60	3,30	3,30
I	1	5,05	/	8,05	/	7,08	/	2,33	4,67
	2	5,05	5,05	0,97	8,05	2,81	7,41	1,56	3,04
	3	5,05	5,05	8,05	0,97	7,41	2,81	1,56	3,04
	4	5,05	5,05	/	8,05	/	7,08	2,33	4,67

MOMENTS Sums (P):

NIVEAU	Niveau	q_0 (t/ml)	q_w	M'_e (t.m)	M'_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_{wv} (t.m)	M_s (t.m)
VI	1	0,50	/	0,80	/	0,56	/	/	0,56
	2	0,50	0,50	0,10	0,80	0,42	0,69	/	0,27
	3	0,50	0,50	0,80	0,10	0,69	0,42	/	0,27
	4	0,50	0,50	/	0,80	/	0,56	/	0,56
V	1	1,00	/	1,60	/	1,31	/	0,61	0,69
	2	1,00	1,00	0,19	1,60	0,68	1,43	0,35	0,39
	3	1,00	1,00	1,60	0,19	1,43	0,68	0,35	0,39
	4	1,00	1,00	/	1,60	/	1,31	0,61	0,69
IV	1	1,00	/	1,60	/	1,31	/	0,66	0,66
	2	1,00	1,00	0,19	1,60	0,66	1,44	0,38	0,38
	3	1,00	1,00	1,60	0,19	1,44	0,66	0,38	0,38
	4	1,00	1,00	/	1,60	/	1,31	0,66	0,66
III	1	1,00	/	1,60	/	1,31	/	0,66	0,66
	2	1,00	1,00	0,19	1,60	0,66	1,44	0,38	0,38
	3	1,00	1,00	1,60	0,19	1,44	0,66	0,38	0,38
	4	1,00	1,00	/	1,60	/	1,31	0,66	0,66
II	1	1,00	/	1,60	/	1,31	/	0,66	0,66
	2	1,00	1,00	0,19	1,60	0,66	1,44	0,38	0,38
	3	1,00	1,00	1,60	0,19	1,44	0,66	0,38	0,38
	4	1,00	1,00	/	1,60	/	1,31	0,66	0,66
I	1	1,00	/	1,60	/	1,41	/	0,46	0,93
	2	1,00	1,00	0,19	1,60	0,56	1,47	0,31	0,61
	3	1,00	1,00	1,60	0,19	1,47	0,56	0,31	0,61
	4	1,00	1,00	/	1,60	/	1,41	0,46	0,93

MOMENTS Sums (Siv)

NIVEAU	Niveau	q_0 (t/ml)	q_w	M'_e (t.m)	M'_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_w (t.m)	M_s (t.m)
VI	1	0,76	/	1,21	/	0,85	/	/	0,85
	2	0,76	0,76	0,15	1,21	0,64	1,04	/	0,40
	3	0,76	0,76	1,21	0,15	1,04	0,64	/	0,40
	4	/	0,76	/	1,21	/	0,85	/	0,85
V	1	0,67	/	1,07	/	0,88	/	0,41	0,46
	2	0,67	0,67	0,13	1,07	0,46	0,96	0,24	0,26
	3	0,67	0,67	1,07	0,13	0,96	0,46	0,24	0,26
	4	/	0,67	/	1,07	/	0,88	0,41	0,46
IV	1	0,54	/	0,86	/	0,71	/	0,35	0,35
	2	0,54	0,54	0,10	0,86	0,35	0,78	0,21	0,21
	3	0,54	0,54	0,86	0,10	0,78	0,35	0,21	0,21
	4	/	0,54	/	0,86	/	0,71	0,35	0,35
III	1	0,40	/	0,64	/	0,52	/	0,26	0,26
	2	0,40	0,40	0,08	0,64	0,26	0,58	0,15	0,15
	3	0,40	0,40	0,64	0,08	0,58	0,26	0,15	0,15
	4	/	0,40	/	0,64	/	0,52	0,26	0,26
II	1	0,27	/	0,43	/	0,35	/	0,18	0,18
	2	0,27	0,27	0,05	0,43	0,18	0,39	0,10	0,10
	3	0,27	0,27	0,43	0,05	0,39	0,18	0,10	0,10
	4	/	0,27	/	0,43	/	0,35	0,18	0,18
I	1	0,14	/	0,22	/	0,19	/	0,06	0,13
	2	0,14	0,14	0,03	0,22	0,08	0,20	0,04	0,08
	3	0,14	0,14	0,22	0,03	0,20	0,08	0,04	0,08
	4	/	0,14	/	0,22	/	0,19	0,06	0,13

EFFORTS TRANCHANTS Sous (G):

NIVEAU	TRAVÉE	l (m)	q (t/ml)	M ₀ (t.m)	M _w (t.m)	T _{x=0} (t)	T _{x=l} (t)
VI	1-2	4,60	4,78	5,33	6,55	10,73	-11,26
	2-3	1,60	4,78	4,00	4,00	3,82	-3,82
	3-4	4,60	4,78	6,55	5,33	11,26	-10,73
V	1-2	4,60	5,05	6,60	7,20	11,48	-11,75
	2-3	1,60	5,05	3,45	3,45	4,04	-4,04
	3-4	4,60	5,05	7,20	6,60	11,75	-11,48
IV	1-2	4,60	5,05	6,60	7,27	11,47	-11,76
	2-3	1,60	5,05	3,31	3,31	4,04	-4,04
	3-4	4,60	5,05	7,27	6,60	11,76	-11,47
III	1-2	4,60	5,05	6,60	7,27	11,47	-11,76
	2-3	1,60	5,05	3,31	3,31	4,04	-4,04
	3-4	4,60	5,05	7,27	6,60	11,76	-11,47
II	1-2	4,60	5,05	6,60	7,27	11,47	-11,76
	2-3	1,60	5,05	3,31	3,31	4,04	-4,04
	3-4	4,60	5,05	7,27	6,60	11,76	-11,47
I	1-2	4,60	5,05	7,08	7,41	11,54	-11,69
	2-3	1,60	5,05	2,81	2,81	4,04	-4,04
	3-4	4,60	5,05	7,41	7,08	11,69	-11,54

EFFORTS TRANCHANTS sous (P)

NIVEAU	TRAVÉE	l (m)	q (t/m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	T _{x=0} (t)	T _{x=l} (t)
VI	1-2	4,60	0,50	0,56	0,69	1,12	- 1,18
	2-3	1,60	0,50	0,42	0,42	0,40	- 0,40
	3-4	4,60	0,50	0,69	0,56	1,18	- 1,12
V	1-2	4,60	1,00	1,31	1,43	2,27	- 2,33
	2-3	1,60	1,00	0,68	0,68	0,80	- 0,80
	3-4	4,60	1,00	1,43	1,31	2,33	- 2,27
IV	1-2	4,60	1,00	1,31	1,44	2,28	- 2,33
	2-3	1,60	1,00	0,66	0,66	0,80	- 0,80
	3-4	4,60	1,00	1,44	1,31	2,33	- 2,28
III	1-2	4,60	1,00	1,31	1,44	2,28	- 2,33
	2-3	1,60	1,00	0,66	0,66	0,80	- 0,80
	3-4	4,60	1,00	1,44	1,31	2,33	- 2,28
II	1-2	4,60	1,00	1,31	1,44	2,28	- 2,33
	2-3	1,60	1,00	0,66	0,66	0,80	- 0,80
	3-4	4,60	1,00	1,44	1,31	2,33	- 2,28
I	1-2	4,60	1,00	1,41	1,47	2,29	- 2,31
	2-3	1,60	1,00	0,56	0,56	0,80	- 0,80
	3-4	4,60	1,00	1,47	1,41	2,31	- 2,29

EFFORTS TRANCHANTS Somme (SIV):

NIVEAU	TRAVÉE	l (m)	q (t/ml)	Me (t.m)	M _{av} (t.m)	T _{x=0} (t)	T _{x=l} (t)
VI	1-2	4,60	0,76	0,85	1,04	1,71	-1,79
	2-3	1,60	0,76	0,64	0,64	0,61	-0,61
	3-4	4,60	0,76	1,04	0,85	1,79	-1,71
V	1-2	4,60	0,67	0,88	0,96	1,52	-1,56
	2-3	1,60	0,67	0,46	0,46	0,54	-0,54
	3-4	4,60	0,67	0,96	0,88	1,56	-1,52
IV	1-2	4,60	0,54	0,71	0,78	1,23	-1,26
	2-3	1,60	0,54	0,35	0,35	0,43	-0,43
	3-4	4,60	0,54	0,78	0,71	1,26	-1,23
III	1-2	4,60	0,40	0,52	0,58	0,91	-0,93
	2-3	1,60	0,40	0,26	0,26	0,32	-0,32
	3-4	4,60	0,40	0,58	0,52	0,93	-0,91
II	1-2	4,60	0,27	0,35	0,39	0,61	-0,63
	2-3	1,60	0,27	0,18	0,18	0,22	-0,22
	3-4	4,60	0,27	0,39	0,35	0,63	-0,61
I	1-2	4,60	0,14	0,19	0,20	0,32	-0,32
	2-3	1,60	0,14	0,08	0,08	0,11	-0,11
	3-4	4,60	0,14	0,20	0,19	0,32	-0,32

**Superpositions des
différentes
sollicitations**

Combinaison des Charges:

En appelant :

- (G) la sollicitation due à la charge permanente.
- (P) la sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique.
- (V) la sollicitation due aux surcharges climatiques normales.
- (W) la sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes.
- (T) la sollicitation due aux effets de température et de retrait.
- (SI) la sollicitation due aux séismes.

On prend en compte les sollicitations totales pondérées suivantes:

Les sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre:

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

$$(S'_1) = (G) + (P) + (V)$$

Les sollicitations totales pondérées du 2^e genre:

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

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

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

γ_w : dépend des surcharges d'exploitation.

Dans notre cas; la sollicitation due aux effets de la température et de retrait n'est pas à prendre en compte car notre bâtiment étant de longueur pas très grande.

De plus; la sollicitation développée par les surcharges permanentes d'exploitation est prépondérante devant celle due au vent.

La sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre à considérer sera donc: $(G) + 1,2(P)$.

Pour la sollicitation du 2^e genre; on retiendra la sollicitation: $(G) + (P) + (SI)$ car l'effet du séisme est prépondérant.

Les effets, horizontal et vertical, du séisme seront considérés séparément car ils n'agissent pas simultanément. Pour le premier, on prendra en compte 1/5 des surcharges d'exploitation et la totalité pour le second.

Les combinaisons finales sont donc:

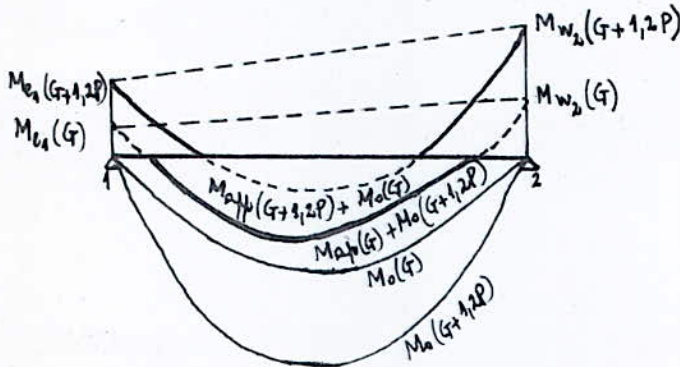
$$\left\| \begin{array}{l} G + 1,2 P \\ G + \frac{P}{5} + SI_H \\ G + P + SI_V \end{array} \right.$$

MOMENTS EN TRAVÉE (art. A12. CCBA 68)

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges. Puis on prend comme ligne de fermeture:

- * pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.
- * Et pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.

Exemple:



on veut calculer le moment en travée sous $G+1,2P$.

on calcule le moment isostatique M_0 sous $(G+1,2P)$; le moment en travée sera:

$$M_{tr} = M_0(G+1,2P) - \frac{M_0(G) + M_{w2}(G)}{2}$$

Le moment en appuis sera:

$$M_{app} = M(G) + M(1,2P).$$

Le calcul de moments en travées sera fait sous forme de tableaux; pour le portique longitudinal et transversal.

MOMENTS en TRAVÉE
PORTIQUE LONGITUDINAL

NIVEAU	TRAVÉES	$\frac{M_e + M_w}{2}$	G + 1,2P			G + P/5			G + P + SIV			\overline{SIV}
			q	M _o	M _t	q	M _o	M _t	q	M _o	M _t	M _t
VI	1-2	4,2	3,52	9,31	5,11	3,17	8,38	4,18	3,95	10,45	6,25	0,66
	2-3; 3-3'	4,94			4,37			3,44			5,51	/
V	4-5	4,48	3,95	10,45	5,97	3,25	8,60	4,12	4,23	11,19	6,71	1,46
	5-6; 6-6'	4,95			5,50			3,65			6,24	/
IV	7-8	4,50	3,95	10,45	5,95	3,25	8,60	4,10	4,15	10,98	6,48	2,14
	8-9; 9-9'	4,95			5,50			3,65			6,03	/
III	10-11	4,50	3,95	10,45	5,95	3,25	8,60	4,10	4,06	10,74	6,24	2,66
	11-12; 12-12'	4,95			5,50			3,65			5,79	/
II	13-14	4,50	3,95	10,45	5,95	3,25	8,60	4,10	3,98	10,53	6,03	3,22
	14-15; 15-15'	4,95			5,50			3,65			5,58	/
I	16-17	4,66	3,95	10,45	5,79	3,25	8,60	3,94	3,89	10,29	5,63	2,44
	17-18; 18-18'	4,95			5,50			3,65			5,34	/

N.B.

q_o est exprimées en t/ml.

M_e, M_w, M_o, M_t sont exprimées en t.m.

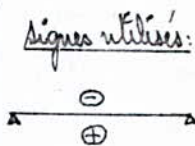
MOMENTS en TRAVÉE
PORTIQUE TRANSVERSAL.

Le portique transversal comporte deux travées de 4,60 m et une travée de 1,60 m.

TRAVÉE de 4,60 m :

La détermination des moments en travée est identique à celle du portique longitudinal c'est à dire qu'on calcule M_0 pour les différentes combinaisons $G+1,2P$; $G+P/5$; $G+P+SI_v$ et on lui retranche $\frac{M_e+M_w}{2}$ sous G .

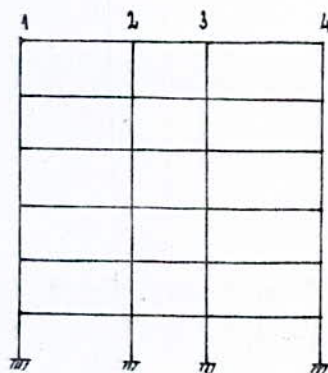
NIVEAU	TRAVÉE	$\frac{M_e+M_w}{2}$	$G+1,2P$			$G+P/5$			$G+P+SI_v$			$\frac{SI_v}{(G+...)}$ M_e
			q	M_0	M_t	q	M_0	M_t	q	M_0	M_t	
VI	1-2 et 3-4	-5,94	5,38	14,23	8,28	4,88	12,91	6,97	6,04	15,98	10,04	1,18
V	1-2 et 3-4	-6,90	6,25	16,53	9,63	5,25	13,89	6,99	6,72	17,77	10,87	2,68
IV	1-2 et 3-4	-6,94	6,25	16,53	9,59	5,25	13,89	6,95	6,59	17,43	10,49	3,91
III	1-2 et 3-4	-6,94	6,25	16,53	9,59	5,25	13,89	6,95	6,45	17,06	10,11	4,90
II	1-2 et 3-4	-6,94	6,25	16,53	9,59	5,25	13,89	6,95	6,32	16,72	9,78	5,93
I	1-2 et 3-4	-7,25	6,25	16,53	9,28	5,25	13,89	6,64	6,19	16,37	9,12	8,87



TRAVÉE de 1,60 m :

La détermination des moments en travée est différente de la précédente. On calcule M_0 sous G et lui retranche les moments $\frac{M_e+M_w}{2}$ calculés pour les différentes combinaisons: $G+1,2P$; $G+P/5$ et $G+P+SI_v$.

NIVEAU	TRAVÉE	$q(G)$ t/m	$M_0(G)$ t.m	$G+1,2P$		$G+P/5$		$G+P+SI_v$	
				$\frac{M_e+M_w}{2}$	M_t	$\frac{M_e+M_w}{2}$	M_t	$\frac{M_e+M_w}{2}$	M_t
VI	1-3	4,78	1,53	-4,50	-2,97	-4,08	-2,55	-5,06	-3,53
V	2-3	5,05	1,62	-4,27	-2,65	-3,59	-1,97	-4,59	-2,97
IV	2-3	5,05	1,62	-4,10	-2,48	-3,44	-1,82	-4,34	-2,72
III	2-3	5,05	1,62	-4,10	-2,48	-3,44	-1,82	-4,23	-2,61
II	2-3	5,05	1,62	-4,10	-2,48	-3,44	-1,82	-4,15	-2,53
I	2-3	5,05	1,62	-3,48	-1,86	-2,92	-1,30	-3,45	-1,83



NOTA: En pratique un tel calcul est inutile car vu que la travée est petite (1,60m); ce sont les structures d'appuis qu'on prolonge entre 2 et 3.

MOMENTS FLÉCHISSANTS - POUTRES
- PORTIQUE LONGITUDINAL -

NIVEAU	TRAVÉE	G		P		SIV		SIV		G+PIS+SIV		G+PIS+SIV		G+1,2P		G+P+SIV		
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	
VII	1-2	-3,46	-4,94	-0,39	-0,56	-0,56	-0,80	3,47	-2,47	-0,07	4,84	-7,22	-3,93	5,11	-5,61	-4,41	6,25	-6,30
	2-3	-4,94	-4,94	-0,56	-0,56	-0,80	-0,80	2,17	-2,17	-2,88	3,44	-7,22	-5,61	4,37	-5,61	-6,3	5,51	-6,30
	3-3'							-2,17	2,17	-3,22		-2,88						
VI	4-5	-4,01	-4,95	-0,91	-1,12	-0,54	-0,67	7,01	-4,87	3,62	5,58	-10,04	-5,10	5,97	-6,29	-5,46	6,71	-6,74
	5-6	-4,95	-4,95	-1,12	-1,12	-0,67	-0,67	4,87	-4,87	-0,30	3,65	-10,04	-6,29	5,50	-6,29	-6,74	6,24	-6,74
	6-6'							-4,87	4,87	-10,04		-0,30						
V	7-8	-4,06	-4,95	-0,92	-1,12	-0,44	-0,54	14,39	-7,11	7,15	6,24	-12,28	-5,16	5,95	-6,29	-5,42	6,48	-6,61
	8-9	-4,95	-4,95	-1,12	-1,12	-0,54	-0,54	7,11	-7,11	1,94	3,65	-12,28	-6,29	5,50	-6,29	-6,61	6,03	-6,61
	9-9'							-7,11	7,11	-12,28		4,94						
III	10-11	-4,06	-4,95	-0,92	-1,12	-0,33	-0,40	14,10	-8,87	9,94	6,76	-14,04	-5,16	5,95	-6,29	-5,21	6,24	-6,47
	11-12	-4,95	-4,95	-1,12	-1,12	-0,40	-0,40	8,87	-8,87	1,44	3,65	-14,04	-6,29	5,50	-6,29	-6,47	5,79	-6,47
	12-12'							-8,87	8,87	3,70		3,70						
II	13-14	-4,06	-4,95	-0,92	-1,12	-0,22	-0,27	17,13	-10,74	12,89	7,32	-15,88	-5,16	5,95	-6,29	-5,20	6,03	-6,44
	14-15	-4,95	-4,95	-1,12	-1,12	-0,27	-0,27	10,74	-10,74	2,437	0,88	-15,88	-6,29	5,50	-6,29	-6,34	5,58	-6,34
	15-15'							-10,74	10,74	-15,98		5,64						
I	16-17	-4,36	-4,95	-0,99	-1,12	-0,11	-0,13	14,82	-8,01	8,22	6,38	-13,18	-5,55	5,79	-6,29	-5,46	5,63	-6,20
	17-18	-4,95	-4,95	-1,12	-1,12	-0,13	-0,13	8,01	-8,01	2,84	3,65	-13,18	-6,29	6,50	-6,29	-6,20	5,34	-6,20
	18-18'							-8,01	8,01	-13,18		2,84						

EFFORTS TRANCHANTS - POUTRES
- PORTIQUE LONGITUDINAL -

NIVEAUX:	TRAVÉE	G		P		SIV		S _{IV}		S _{IV}		G+P+S _{IV}		G+1,2P		G+P+S _{IV}	
		T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w
II	4-2	6,81	-7,45	0,77	-0,84	1,10	-1,20	-1,20	-1,20	5,76	-8,82	7,73	-8,46	8,68	-9,49		
	2-3 3-3'	7,13	-7,13	0,81	-0,80	1,15	-1,15	-0,92	-0,92	6,37	-7,89	8,10	-8,09	9,09	-9,08		
	4-5	6,95	-7,36	1,56	-1,66	0,94	-0,99	-2,70	-2,70	4,56	-10,39	8,82	-9,35	9,45	-10,01		
I	5-6 6-6'	7,15	-7,15	1,61	-1,61	0,97	-0,97	2,07	-2,07	5,40	-9,54	9,08	-9,08	9,73	-9,73		
	7-8	6,96	-7,35	1,57	-1,65	0,76	-0,80	-3,94	-3,94	3,33	-11,62	8,84	-9,23	9,29	-9,80		
	8-9, 9-9'	7,15	-7,15	1,61	-1,61	0,78	-0,78	3,94	3,94	4,21	-3,74	9,08	-9,08	9,54	-9,54		
III	10-11	6,96	-7,35	1,57	-1,65	0,56	-0,59	-4,90	-4,90	2,37	-12,58	8,84	-9,33	9,09	-9,59		
	11-12	7,15	-7,15	1,61	-1,61	0,58	-0,58	4,90	4,90	12,17	-2,78	9,08	-9,08	9,34	-9,34		
	12-12'	6,96	-7,35	1,57	-1,65	0,38	-0,40	-5,92	-5,92	1,35	-13,6	8,84	-9,33	8,91	-9,40		
II	14-15 15-15'	7,15	-7,15	1,61	-1,61	0,39	-0,39	4,56	4,56	13,19	-4,76	9,08	-9,08	9,15	-9,15		
	16-17	7,03	-7,28	1,58	-1,64	0,18	-0,19	-4,43	-4,43	2,92	-12,04	8,93	-9,25	8,79	-9,11		
	17-18 18-18'	7,15	-7,15	1,61	-1,61	0,18	-0,18	4,43	4,43	11,78	-3,18	9,08	-9,08	8,94	-8,94		

MOMENTS FLECHISSANTS - POTEAUX
~ PORTIQUE - LONGITUDINAL ~

Convention de signes:
adoptée: \uparrow à gauche \oplus \downarrow à droite \ominus

NIVEAUX:	POTEAUX	G		P		SIV↓		SIV↑		G+P+SIV		G+P+SIV↓			
		M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m	M _s	M _m		
IV	4-4	3,46	-1,88	0,39	-0,43	0,56	-0,25	-3,47	1,87	0,07	-0,10	3,93	-2,40	4,41	-2,56
		3,47	-1,87	3,47	-1,87	7,01	-3,85	4,34	-2,34	4,34	-2,34	4,34	-2,34	4,34	-2,34
		4,34	-2,34	4,34	-2,34	4,34	-2,34	4,34	-2,34	4,34	-2,34	4,34	-2,34	4,34	-2,34
V	4-7	4,13	-2,03	0,46	-0,46	0,29	-0,22	-5,94	3,96	-3,71	1,84	4,71	-2,58	4,9	-2,71
		5,94	-3,96	5,94	-3,96	8,17	-6,08	7,40	-4,93	7,40	-4,93	7,40	-4,93	7,40	-4,93
		7,40	-4,93	7,40	-4,93	7,40	-4,93	7,40	-4,93	7,40	-4,93	7,40	-4,93	7,40	-4,93
VI	7-10	2,03	-2,03	0,46	-0,46	0,22	-0,16	-7,43	6,08	-5,31	3,96	2,58	-2,58	2,71	-2,65
		7,43	-6,08	7,43	-6,08	9,55	-8,15	9,29	-7,60	9,29	-7,60	9,29	-7,60	9,29	-7,60
		9,29	-7,60	9,29	-7,60	9,29	-7,60	9,29	-7,60	9,29	-7,60	9,29	-7,60	9,29	-7,60
VII	10-13	2,03	-2,03	0,46	-0,46	0,16	-0,11	-8,10	8,10	-5,98	4,22	2,58	-2,58	2,65	-2,60
		8,10	-8,10	8,10	-8,10	4,22	-5,98	4,22	-5,98	4,22	-5,98	4,22	-5,98	4,22	-5,98
		4,22	-5,98	4,22	-5,98	4,22	-5,98	4,22	-5,98	4,22	-5,98	4,22	-5,98	4,22	-5,98
VIII	13-16	2,03	-1,49	0,46	-0,34	0,11	-0,04	-10,14	10,14	-10,14	10,14	2,58	-1,90	2,60	-1,97
		9,03	-9,03	9,03	-9,03	11,15	-10,59	11,15	-10,59	11,15	-10,59	11,15	-10,59	11,15	-10,59
		11,15	-10,59	11,15	-10,59	11,15	-10,59	11,15	-10,59	11,15	-10,59	11,15	-10,59	11,15	-10,59
IX	14-17	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28
		14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28
		14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28	14,28	-11,28
I	16-19	2,87	-2,87	0,65	-0,65	0,08	-0,08	-3,79	5,68	-0,79	2,68	3,65	-2,65	3,60	-3,60
		3,79	-5,68	3,79	-5,68	6,19	-8,68	4,74	-7,11	4,74	-7,11	4,74	-7,11	4,74	-7,11
		4,74	-7,11	4,74	-7,11	4,74	-7,11	4,74	-7,11	4,74	-7,11	4,74	-7,11	4,74	-7,11
I	17-20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20
		17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20
		17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20	17,20	-17,20

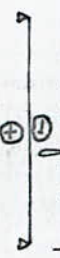
EFFORTS NORMAUX - POTEAUX
~ PORTIQUE LONGITUDINAL ~

File:	Poteaux.	Aréola Aréola.	G	P	Siv	$\overleftrightarrow{S_{IH}}$	$G + P/5 + \overleftrightarrow{S_{IH}}$		$G + P/5 + \overleftarrow{S_{IH}}$		$G + 1,2P$		$G + P + Siv$		
							N	Ncum.	N	Ncum.	N	Ncum.	N	Ncum.	
A	1-4	1,2	6,81	0,77	1,10	-1,20 (+)	6,96	6,96	9,36	9,36	8,93	8,93	9,88	9,88	
	4-7	1,2	6,95	1,56	0,94	-2,20 (+)	5,76	12,72	11,16	20,52	10,02	18,95	10,65	20,53	
	7-10	1,2	6,96	1,57	0,76	-3,94 (+)	4,53	17,25	12,41	32,98	10,04	20,99	10,49	34,02	
	10-13	1,2	6,96	1,57	0,56	-4,90 (+)	3,57	20,82	13,37	46,30	10,04	39,03	10,20	44,31	
	13-16	1,2	6,96	1,57	0,38	-5,92 (+)	2,55	23,37	14,39	60,69	10,04	49,07	10,11	54,42	
	16-19	0,6	7,03	1,58	0,18	-4,43 (+)	3,52	26,89	12,38	73,07	9,53	58,6	9,39	60,81	
	2-5	1,2	14,58	1,65	2,35	-0,28 (+)	15,83	15,83	16,39	16,39	17,76	17,76	19,78	19,78	
	5-8	1,2	14,51	3,27	1,96	-0,63 (+)	15,73	31,56	16,99	33,38	18,63	37,39	20,94	40,72	
	8-11	1,2	14,50	3,26	1,58	-0,91 (+)	15,44	47,00	17,26	50,64	19,61	57,00	20,54	61,26	
	11-14	1,2	14,50	3,26	1,17	-1,12 (+)	15,23	62,23	17,47	60,11	19,61	76,61	20,13	81,39	
B	14-17	1,2	14,50	3,26	0,99	-1,36 (+)	14,99	77,22	17,71	85,82	19,61	96,22	19,75	101,14	
	17-20	0,6	14,43	3,25	0,37	-1,02 (+)	14,66	91,88	16,70	102,52	19,93	115,15	18,65	119,79	
	3-6	1,2	14,26	1,60	2,30	/	15,78	15,78	15,78	15,78	17,38	17,38	19,26	19,26	
	6-9	1,2	14,30	3,22	1,94	/	16,14	31,92	16,14	31,92	19,26	36,74	20,66	40,02	
	9-12	1,2	14,30	3,22	1,56	/	16,14	48,06	16,14	48,06	19,26	56,10	20,28	60,70	
	12-15	1,2	14,30	3,22	1,16	/	16,14	64,20	16,14	64,20	19,26	75,46	19,88	80,18	
	15-18	1,2	14,30	3,22	0,78	/	16,14	80,34	16,14	80,34	19,26	94,82	19,50	99,68	
	18-21	0,6	14,30	3,22	0,36	/	15,64	95,88	15,54	95,88	18,76	113,58	18,48	118,16	
	C														

MOMENTS FLÉCHISSANTS - POUTRES
~ PORTIQUE TRANSVERSAL ~

NIVEAUX	TRAVÉE	G		P		SIV		SIV		G+P+SIV		G+P+SIV		G+P+SIV					
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw				
II	1-2	-5,33	-6,55	-0,56	-0,69	-0,85	-1,04	3,52	-1,16	-1,92	8,15	-7,05	-6,00	8,29	-7,38	-6,74	10,04	-8,28	
		-4,00	-4,00	-0,42	-0,42	-0,64	-0,64	3,21	-3,21	-0,87	-2,55	-7,29	-0,87	-4,50	-4,97	-4,50	-5,06	-3,53	-5,06
	2-3	-6,55	-5,33	-0,69	-0,56	-1,04	-0,85	-1,16	1,16	-3,52	-5,33	8,15	-7,05	-7,38	8,29	-6,00	-6,74	10,04	-8,28
		-4,00	-4,00	-0,42	-0,42	-0,64	-0,64	3,21	-3,21	-0,87	-2,55	-7,29	-0,87	-4,50	-4,97	-4,50	-5,06	-3,53	-5,06
	I	1-2	-6,60	-7,20	-1,31	-1,43	-0,80	-0,96	7,98	-2,65	4,12	9,67	-10,14	-8,17	9,63	-8,92	-8,79	10,87	-9,59
			-6,60	-7,20	-1,31	-1,43	-0,80	-0,96	7,98	2,65	-4,12	4,31	-4,04	-8,17	9,63	-8,92	-8,79	10,87	-9,59
2-3		-3,45	-3,45	-0,60	-0,60	-0,46	-0,46	8,30	-7,30	3,71	-4,97	-10,89	-4,27	-4,65	-4,27	-4,59	-4,97	-4,59	
		-3,45	-3,45	-0,60	-0,60	-0,46	-0,46	7,30	7,30	-4,84	9,67	-14,04	-4,27	-4,65	-4,27	-4,59	-4,97	-4,59	
IV		1-2	-6,60	-7,20	-1,31	-1,44	-0,71	-0,78	11,72	-3,90	4,86	10,87	-11,46	-0,17	9,59	-8,23	-8,61	10,49	-9,49
			-6,60	-7,20	-1,31	-1,44	-0,71	-0,78	11,72	3,90	-4,86	3,03	-3,66	-0,17	9,59	-8,23	-8,61	10,49	-9,49
	2-3	-3,31	-3,31	-0,66	-0,66	-0,35	-0,35	10,74	-10,74	7,30	-1,82	-14,18	-4,10	-4,48	-4,10	-4,32	-4,72	-4,32	
		-3,31	-3,31	-0,66	-0,66	-0,35	-0,35	10,74	10,74	-4,10	1,82	7,20	-4,10	-4,48	-4,10	-4,32	-4,72	-4,32	
	III	1-2	-6,60	-7,20	-1,31	-1,44	-0,52	-0,50	14,68	-4,68	7,82	11,85	-12,44	-8,17	9,59	-8,33	-8,43	10,12	-9,29
			-6,60	-7,20	-1,31	-1,44	-0,52	-0,50	14,68	4,68	-7,82	11,85	-12,44	-8,17	9,59	-8,33	-8,43	10,12	-9,29
2-3		-3,31	-3,31	-0,66	-0,66	-0,26	-0,26	13,46	-12,46	10,02	-1,82	-16,90	-4,10	-4,48	-4,10	-4,23	-4,61	-4,23	
		-3,31	-3,31	-0,66	-0,66	-0,26	-0,26	13,46	12,46	-10,02	1,82	10,02	-4,10	-4,48	-4,10	-4,23	-4,61	-4,23	
II		1-2	-6,60	-7,20	-1,31	-1,44	-0,35	-0,39	17,75	-5,90	10,09	14,88	-13,46	-8,17	9,59	-8,33	-8,26	9,78	-9,10
			-6,60	-7,20	-1,31	-1,44	-0,35	-0,39	17,75	5,90	-10,09	14,88	-13,46	-8,17	9,59	-8,33	-8,26	9,78	-9,10
	2-3	-3,31	-3,31	-0,66	-0,66	-0,18	-0,18	16,30	-16,30	12,86	-1,82	-19,74	-4,10	-4,48	-4,10	-4,15	-4,53	-4,15	
		-3,31	-3,31	-0,66	-0,66	-0,18	-0,18	16,30	16,30	-12,86	1,82	12,86	-4,10	-4,48	-4,10	-4,15	-4,53	-4,15	
	I	1-2	-7,08	-7,41	-1,41	-1,47	-0,19	-0,20	23,28	-4,42	5,92	15,51	-14,42	-8,77	9,28	-9,17	-8,68	9,12	-9,08
			-7,08	-7,41	-1,41	-1,47	-0,19	-0,20	23,28	4,42	-5,92	15,51	-14,42	-8,77	9,28	-9,17	-8,68	9,12	-9,08
2-3		-2,81	-2,81	-0,56	-0,56	-0,08	-0,08	12,24	-12,24	9,28	-1,30	-15,13	-3,48	-3,48	-3,48	-3,45	-1,83	-3,45	
		-2,81	-2,81	-0,56	-0,56	-0,08	-0,08	12,24	12,24	-9,28	1,30	9,28	-3,48	-3,48	-3,48	-3,45	-1,83	-3,45	
I		3-4	-7,20	-6,60	-1,44	-1,31	-0,39	-0,35	5,90	-17,75	-13,46	12,88	-24,61	-8,33	9,59	-8,33	-9,10	9,78	-8,26
			-7,20	-6,60	-1,44	-1,31	-0,39	-0,35	5,90	17,75	13,46	-12,88	24,61	-8,33	9,59	-8,33	-9,10	9,78	-8,26
	3-4	-7,41	-7,08	-1,47	-1,41	-0,20	-0,19	4,42	-12,24	3,28	-14,88	-15,13	-9,17	-9,17	-9,17	-9,12	-9,08		
		-7,41	-7,08	-1,47	-1,41	-0,20	-0,19	4,42	12,24	-3,28	14,88	-15,13	-9,17	-9,17	-9,17	-9,12	-9,08		

Nota: Convenção de sinais adotada:



EFFORTS TRANCHANTS - POUTRES
~ PORTIQUE - TRANSVERSAL ~

NIVEAU	TRAVÉE	G		P		Sivl		SivH		G+P+SivH		G+1,2P		G+P+Sivl	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
III	1-2	10,73	-11,26	1,12	-1,18	1,71	-1,79	-1,00	-1,00	9,95	-12,50	12,07	-12,60	13,56	-14,23
	2-3	3,82	-3,82	0,40	-0,40	0,61	-0,61	-3,78	-3,78	0,42	-7,68	4,30	-4,30	4,03	-4,03
	3-4	11,26	-10,73	1,16	-1,12	1,79	-1,71	-1,00	-1,00	10,50	-11,95	12,68	-12,07	14,23	-13,56
	1-2	11,48	-11,75	2,27	-2,33	1,52	-1,56	-2,26	-2,26	9,67	-14,48	14,20	-14,55	15,27	-15,64
	2-3	4,04	-4,04	0,60	-0,60	+0,54	-0,54	-8,58	-8,58	4,38	-14,78	5,00	-5,00	5,38	-5,38
	3-4	11,75	-11,48	2,33	-2,27	1,56	-1,52	-2,26	-2,26	9,96	-14,19	14,55	-14,20	15,64	-15,27
II	1-2	11,47	-11,76	2,28	-2,33	1,23	-1,26	-3,32	-3,32	8,64	-15,55	14,21	-14,56	14,98	-15,35
	2-3	4,04	-4,04	0,80	-0,80	0,43	-0,43	-3,32	-3,32	15,25	-8,91	5,00	-5,00	5,27	-5,27
	3-4	11,76	-11,47	2,33	-2,28	1,26	-1,23	-3,32	-3,32	8,91	-15,25	14,56	-14,21	15,35	-14,98
	1-2	11,47	-11,76	2,28	-2,33	0,91	-0,93	-4,16	-4,16	7,77	-16,39	14,21	-14,56	14,66	-15,02
	2-3	4,04	-4,04	0,60	-0,60	0,32	-0,32	-15,84	-15,84	16,09	-8,07	5,00	-5,00	5,16	-5,16
	3-4	11,76	-11,47	2,33	-2,28	0,93	-0,91	-4,16	-4,16	8,07	-16,04	14,56	-14,21	15,02	-14,66
I	1-2	11,47	-11,76	2,28	-2,33	0,61	-0,63	-5,03	-5,03	6,90	-17,26	14,21	-14,56	14,36	-14,72
	2-3	4,04	-4,04	0,80	-0,80	0,22	-0,22	-19,18	-19,18	16,96	-7,20	5,00	-5,00	5,06	-5,06
	3-4	11,76	-11,47	2,33	-2,28	0,63	-0,61	-5,03	-5,03	7,20	-16,96	14,56	-14,21	14,72	-14,36
	1-2	11,54	-11,69	2,29	-2,31	0,32	-0,32	-3,77	-3,77	8,23	-15,92	14,29	-14,46	14,15	-14,31
	2-3	4,04	-4,04	0,80	-0,80	0,11	-0,11	-14,36	-14,36	16,77	-8,38	5,00	-5,00	4,95	-4,95
	3-4	11,69	-11,54	2,31	-2,29	0,15	-0,15	-3,77	-3,77	8,38	-15,77	14,46	-14,29	14,15	-14,31

MOMENTS FLECHISSANTS - POTEROK
~ PORTIQUE-TRANSVERSALN

NIVEAU	POTEAU	G		P		SIV ↓		SIV		SIV		G+P+SIV		G+P+SIV ↓	
		M _s	M _w	M _s	M _w	M _s	M _w	M _s	M _w	M _s	M _w	M _s	M _w	M _s	M _w
III	4-3	5,33	-3,06	0,56	-0,61	0,85	-0,41	-3,52	1,90	1,92	-1,28	6,00	-3,79	6,74	-4,08
	2-4	2,54	1,77	-0,27	0,35	-0,40	0,24	-4,37	2,35	-6,96	4,19	-2,86	2,19	-3,21	2,36
	1-3	-5,33	3,06	-0,56	0,61	-0,85	0,41	4,37	-2,35	1,78	-0,51	2,86	-2,19	3,21	-2,36
	3-5	3,46	-3,80	0,69	-0,66	0,46	-0,35	-3,52	1,90	-6,96	5,08	-6,00	3,79	-6,74	4,08
	4-6	-1,98	1,91	-0,39	0,38	-0,26	0,21	6,08	4,05	9,68	-7,48	4,29	-4,09	4,61	-4,31
II	4-6	-1,98	1,91	-0,39	0,38	-0,26	0,21	-7,60	5,06	-9,66	7,04	-2,45	2,33	-2,63	2,47
	4-6	1,98	-1,91	0,39	-0,38	0,26	-0,21	7,60	-5,06	9,66	-7,04	2,45	-2,33	2,63	-2,47
	3-5	-3,46	3,30	-0,69	0,66	-0,46	0,35	6,08	4,05	-9,68	7,48	-4,29	4,09	-4,61	4,31
	5-7	3,30	-3,30	0,66	-0,66	0,35	-0,26	-7,67	6,28	-4,24	2,85	4,09	-4,09	4,31	-4,22
	6-8	-1,91	1,91	-0,38	0,38	-0,21	0,15	7,67	-6,28	11,10	-9,71	-2,37	2,37	-2,50	2,44
I	6-8	1,91	-1,91	0,38	-0,38	0,21	-0,15	-9,57	7,83	-11,56	9,84	-2,37	2,37	-2,50	2,44
	5-7	-3,30	3,30	-0,66	0,66	-0,35	0,26	9,57	-7,83	11,56	-9,84	2,37	-2,37	2,50	-2,44
	7-9	3,30	-3,30	0,66	-0,66	0,26	-0,18	7,67	-6,28	4,24	-2,85	-4,09	4,09	-4,31	4,22
	8-10	-1,91	1,91	-0,38	0,38	-0,15	0,10	-8,40	8,40	-4,97	4,97	4,09	-4,09	4,22	-4,14
	7-9	1,91	-1,91	0,38	-0,38	0,15	-0,10	8,40	-8,40	4,97	-4,97	-4,09	4,09	-4,22	4,14
II	9-11	3,30	-2,33	0,66	-0,46	0,18	-0,06	-9,35	9,35	-5,92	6,93	4,09	-2,88	4,14	-2,85
	10-12	-1,91	1,56	-0,38	0,31	-0,10	+0,04	9,35	-9,35	5,92	-6,93	-2,37	1,93	-2,39	1,91
	10'-12'	1,91	-1,56	0,38	-0,31	0,10	-0,04	11,70	-11,70	9,74	-10,08	2,37	-1,93	2,39	-1,91
	9'-11'	-3,30	2,33	-0,66	0,46	-0,18	0,06	11,70	-11,70	13,69	-13,32	-4,09	2,88	-4,14	2,85
	11-13	4,67	-4,67	0,93	-0,93	0,13	-0,13	-8,93	8,93	9,93	-10,3	5,79	-5,79	5,73	-5,73
I	12-14	-3,04	3,04	-0,61	0,61	-0,08	0,08	4,92	-7,38	-8,08	10,54	-3,77	3,77	-3,73	3,73
	12-14'	3,04	-3,04	0,61	-0,61	0,08	-0,08	-4,92	7,38	8,08	-10,54	3,77	-3,77	3,73	-3,73

EFFORTS NORMAUX - POTEAUX
~ PORTIQUE TRANSVERSAL ~

FILE	POTEAU	Aréola Aréola.	G	P	S _{IV}	S _{II}	G + P/5 + S _{II}		G + P/5 + S _{IV}		G + 1,2P		G + P + S _{IV}	
							N	N _{norm.}	N	N _{norm.}	N	N _{norm.}	N	N _{norm.}
A	1-3	1,20	10,73	4,12	1,71	-1,00	11,15	41,15	13,15	13,15	43,27	43,27	14,76	14,76
	3-5	1,20	11,48	2,27	1,52	-2,26	10,87	22,02	15,39	28,54	15,40	28,67	16,47	11,83
	5-7	1,20	11,47	2,20	1,23	-3,32	9,81	11,83	16,45	44,99	15,41	44,08	16,48	47,41
	7-9	1,20	11,47	2,20	0,91	-4,16	8,97	40,80	17,29	62,18	15,41	59,43	15,86	63,27
	9-11	1,20	11,47	2,28	0,61	-5,03	8,10	48,90	18,16	80,44	15,41	74,90	15,56	78,03
	11-13	0,60	11,54	2,29	0,31	-5,77	8,83	57,73	16,37	96,81	14,89	89,79	14,74	93,57
	2-4	1,20	15,08	1,58	2,32	-2,78	13,82	13,82	19,38	18,38	18,40	18,18	20,18	20,18
	4-6	1,20	15,79	3,13	2,06	-6,22	11,30	25,12	23,94	43,22	20,75	38,93	22,10	42,36
	6-8	1,20	15,80	3,13	1,66	-8,32	8,31	33,43	26,95	70,27	20,76	59,69	21,79	64,15
B	8-10	1,20	15,80	3,13	1,23	-11,08	5,95	39,38	28,31	99,58	20,76	80,45	21,36	85,51
	10-12	1,20	15,80	3,13	0,83	-14,15	3,48	42,86	31,70	131,36	20,76	101,21	20,96	106,47
	12-14	0,60	15,73	3,11	0,43	-18,58	6,36	49,22	28,22	159,50	20,86	121,27	19,87	126,34
	1-3	1,20	10,73	1,12	1,71	-1,00	11,15	41,15	13,15	43,15	13,27	43,27	14,76	14,76
	3-5	1,20	11,48	2,27	1,52	-2,26	10,87	22,02	15,39	28,54	15,40	28,67	16,47	11,83
	5-7	1,20	11,47	2,28	1,23	-3,32	9,81	11,83	16,45	44,99	15,41	44,08	16,48	47,41
A'	7-9	1,20	11,47	2,28	0,91	-4,16	8,97	40,80	17,29	62,28	15,41	59,49	15,86	63,27
	9-11	1,20	11,47	2,28	0,61	-5,03	8,10	48,90	18,16	80,44	15,41	74,90	15,56	78,03
	11-13	0,60	11,54	2,29	0,31	-5,77	8,83	57,73	16,37	96,81	14,89	89,79	14,74	93,57
	2-4	1,20	15,08	1,58	2,32	-2,78	13,82	13,82	19,38	18,38	18,40	18,18	20,18	20,18
	4-6	1,20	15,79	3,13	2,06	-6,22	11,30	25,12	23,94	43,22	20,75	38,93	22,10	42,36
	6-8	1,20	15,80	3,13	1,66	-8,32	8,31	33,43	26,95	70,22	20,76	59,69	21,79	64,15
B'	8-10	1,20	15,80	3,13	1,23	-11,08	5,95	39,38	28,31	99,58	20,76	80,45	21,36	85,51
	10-12	1,20	15,80	3,13	0,83	-14,15	3,48	42,86	31,78	131,36	20,76	101,21	20,96	106,47
	12-14	0,60	15,73	3,11	0,43	-18,58	6,36	49,22	28,22	159,58	20,86	121,27	19,87	126,34



**Ferrailage
des
Poutres**

FERRAILLAGE DES POUTRES

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 C.S.A.G.B. stipule que par simplification; on ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres. Donc les calculs sont menés en flexion simple.

Méthode de calcul des armatures en flexion simple: (CHARRON)

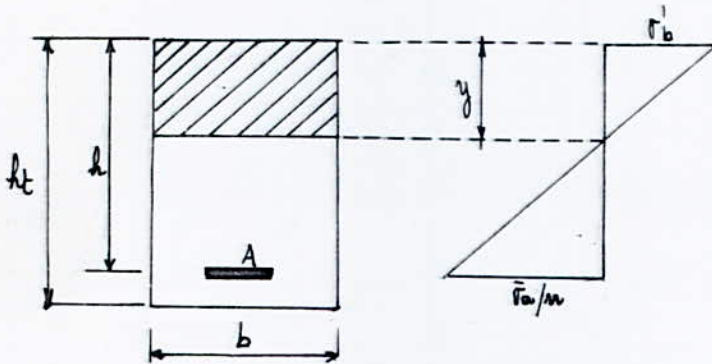
On a M (moment); on calcule $\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2}$.

on se rapporte aux tableaux CHARRON qui nous donneront une certaine valeur de k et ε on aura:

ⓐ Section sans armatures comprimées:

Si: $k > k_0 = \frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

et avec ε tiré des tableaux précédents; on aura: $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$ section d'armatures tendues.



ⓑ Section avec armatures comprimées:

Si: $k < k_0 \rightarrow$ Armatures comprimées nécessaires.

ⓐ $\frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \geq \frac{15(h-d')}{\bar{\sigma}_a (h+d)}$; nous prendrons: $k = \frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$

avec: $\begin{cases} \sigma'_b = \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a = \frac{n(y-d')}{y} \sigma'_b \end{cases}$

Des tableaux; nous tirons α, μ', ε.

et on aura: $y = \alpha h$

$M_1 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b$

$\Delta M = M - M_1$

on en déduit:

$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} \rightarrow$ section d'armatures comprimées.

$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} \rightarrow$ section d'armatures tendues.

② si $\frac{15 \bar{\sigma}_a}{n \bar{\sigma}'_b} < \frac{15 (h-d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a} (h+d')}$, on a: $\begin{cases} \bar{\sigma}'_b = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n k} \\ \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a \end{cases}$

de k calculé; nous tirons des tableaux μ' et ϵ .

$M_1 = \mu' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b$

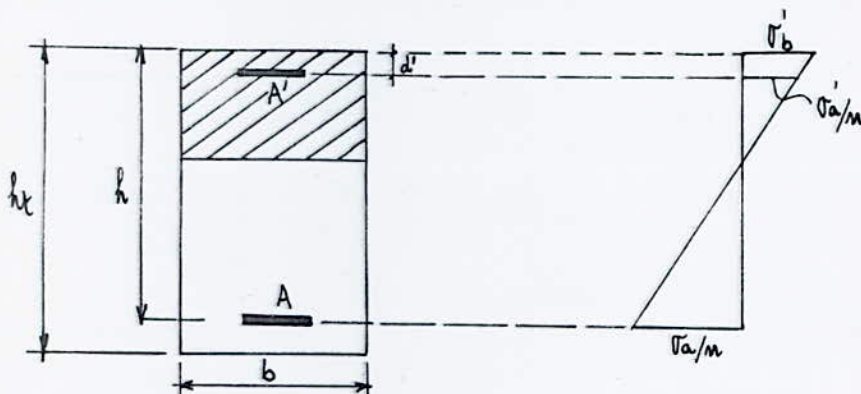
$\Delta M = M - M_1$

$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a$

On en déduit:

$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} \rightarrow$ section d'armatures comprimées.

$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} \rightarrow$ section d'armatures tendues.



Vérification des contraintes: (CHARRON)

① section sans armatures comprimées:

A étant connue; on calcule $\bar{\omega} = \frac{n}{15} \cdot \frac{100A}{bh}$ soit avec: $n = 15$; $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh}$.

pour cette valeur de $\bar{\omega}$; les tableaux donnent ϵ et k .

d'où: $\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h}$; $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$.

on vérifiera alors que: $\begin{cases} \bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_a \\ \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_b \end{cases}$.

② section avec armatures comprimées:

A et A' étant connues; on calcule y_1 à partir de l'équation:

$\frac{b y_1^3}{3n} + (A+A') y_1 - A' d' - A (h-d) = 0$.

de y_1 ; on calcule: $I = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h - d - y_1)^2$

Ayant M; on calcule $K = \frac{M}{I}$. on vérifiera que: $\begin{cases} \bar{\sigma}'_b = K y_1 \leq \bar{\sigma}'_b \\ \bar{\sigma}'_a = 15 K (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}'_a \\ \bar{\sigma}_a = 15 K (h - y_1) \leq \bar{\sigma}_a \end{cases}$.

N.B. La détermination des sections d'armatures sera effectuée:

• pour les sollicitations du 1^{er} genre (SP₁)

G+1,2P avec: $\begin{cases} \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$.

la section d'acier est:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{5,11 \cdot 10^5}{1800 \times 0,8913 \times 36} = \underline{5,69 \text{ cm}^2}$$

Section ③ et ⑤:

• Sous SP_1 :

$$M = -5,61 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 5,61 \cdot 10^5}{1800 \times 30 \times 36^2} = 0,773 \rightarrow \begin{cases} k = 28,2 \\ \epsilon = 0,8869 \end{cases}$$

$k > k_0 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{5,61 \cdot 10^5}{1800 \times 0,8869 \times 36} = \underline{6,28 \text{ cm}^2}$$

Section ④ et ⑥:

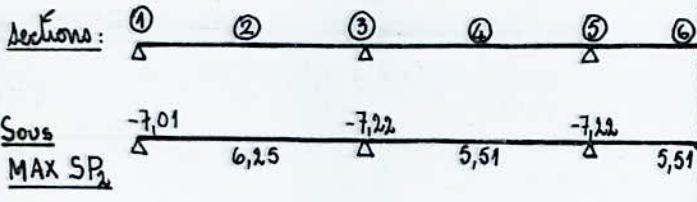
• Sous SP_1 :

$$M = 4,37 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0603 \rightarrow \begin{cases} k = 34,1 \\ \epsilon = 0,8982 \end{cases}$$

$k > k_0 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{4,37 \cdot 10^5}{1800 \times 0,8982 \times 36} = \underline{4,83 \text{ cm}^2}$$



NOTA:

Les moments sont donnés en t.m

Section ①:

• Sous MAX (SP_2):

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$M = -7,01 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 7,01 \cdot 10^5}{4200 \times 30 \times 36^2} = 0,0644 \rightarrow \begin{cases} k = 32,7 \\ \epsilon = 0,8952 \end{cases}$$

$k > k_0 \rightarrow$ pas d'aciens comprimés.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{7,01 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8952 \times 36} = \underline{5,18 \text{ cm}^2}$$

Section ②:

• Sous MAX (SP_2):

$$M = 6,25 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 6,25 \cdot 10^5}{4200 \times 30 \times 36^2} = 0,0575 \rightarrow \begin{cases} k = 35,2 \\ \epsilon = 0,9004 \end{cases}$$

$k > k_0 \rightarrow$ pas d'aciens comprimés.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{6,25 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9004 \times 36} = \underline{4,60 \text{ cm}^2}$$

Section ③ et ⑤:

• Sous MAX(SP₂):

M = -7,22 k.m

$$\mu = \frac{15 \times 7,22 \cdot 10^5}{4200 \times 30 \times 36^2} = 0,0664 \rightarrow \begin{cases} K = 32,1 \\ \xi = 0,8938 \end{cases}$$

K > K₀ → pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{7,22 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8938 \times 36} = 5,35 \text{ cm}^2$$

Section ④ et ⑥:

• Sous MAX(SP₂):

M = 5,51 k.m

$$\mu = \frac{15 \times 5,51 \cdot 10^5}{4200 \times 30 \times 36^2} = 0,0506 \rightarrow \begin{cases} K = 38 \\ \xi = 0,9057 \end{cases}$$

K > K₀ → pas d'aciers comprimés.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{5,51 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9057 \times 36} = 4,03 \text{ cm}^2$$

TABLEAUX RÉCAPITULATIFS: (NIVEAU II).

	Sous SP ₁	Sous SP ₂
ACIERS en TRAVÉE:	A ₂ = 5,69 cm ² . A ₄ = 4,83 cm ² .	A ₂ = 4,60 cm ² . A ₄ = 4,03 cm ² .
ACIERS aux APPUIS:	A ₁ = 4,32 cm ² . A ₃ = 6,28 cm ² .	A ₁ = 5,18 cm ² . A ₃ = 5,35 cm ² .

Les sections d'armatures à prendre en compte seront: MAX (aciers (SP₁); aciers (SP₂)).

En travée: A₂ = 5,69 cm² → 4T14 = 6,15 cm².
A₄ = 4,83 cm² → 4T14 = 6,15 cm².

Aux appuis: A₁ = 5,18 cm² → 4T14 = 6,15 cm².
A₃ = 6,28 cm² → 4T16 = 8,04 cm².

N.B.: Les sections d'armatures ne sont pas définitives; elles devront être modifiées si elles ne vérifient pas les différentes conditions ci-après.

Vérifications:

• Conditions de flèche: (art 62.21 CCR68)

$$* \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad A \leq \frac{43 bh}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 30 \times 36}{4200} = 11,06 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures tendues en travée vérifient cette condition.

$$* \frac{h}{l} = \frac{40}{460} = 0,0869 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{vérifiée})$$

La justification de flèche n'est donc pas nécessaire.

• Condition de non-fragilité:

$$A \geq 0,69 bh \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \rightarrow A \geq 0,69 \times 30 \times 36 \times \frac{5,9}{4200} = 4,05 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections vérifient cette condition.

• Condition de "non-entraînement": (art 29.1 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_d = 2 \sigma_{sd} \cdot \bar{\sigma}_b \quad (\text{Aciers HA, } \sigma_{sd} = 1,5)$$

on a:

$$1,5 T_{(SP_1)} > T_{(SP_2)}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = T_{\max} (\text{appui}) = T_{\text{section } \textcircled{1}} = 8,46 \text{ t}$$

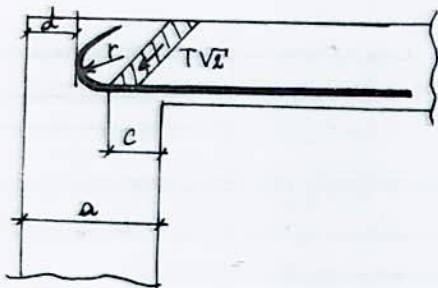
$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 36 = 31,5 \text{ cm}$$

$$n_p = n \pi \phi = 4 \cdot \pi \cdot 1,60 = 20,10 \text{ cm} \quad (\text{barres isolées.})$$

$$\bar{\sigma}_d = 13,37 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée.})$$

• Conditions aux appuis:

* Béton: Cette vérification se fait pour les appuis de rive (ancrages aciers)



L'effort tranchant crée au voisinage de l'appui des bielles de compression; inclinées à 45° pour que: $\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$; nous devons avoir alors:

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0}}$$

avec: b_0 = largeur de la poutre. ($b_0 = 30 \text{ cm}$)
 c = distance du rive de l'appui au point A où commence l'ancrage de l'armature inférieure.

$$c = a - (d + r) \quad ; \quad r = \max \begin{cases} 5\phi \\ 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}'_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right) \lambda \end{cases}$$

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$r = 5\phi = 5 \times 1,40 = 7 \text{ cm} \quad (\text{on prend en général } r = 5\phi \text{ pour } \phi \leq 25 \text{ mm et pour H.A.})$$

$$d = 4 \text{ cm}$$

A.N.

$$c = 40 - (4 + 7) = 29 \text{ cm}$$

$$T = T_{\max} = 7,73 \text{ t} \quad (\text{Sous } SP_1) \quad \text{puisque: } 1,5 T_{(SP_1)} > T_{(SP_2)}$$

$$c_0 = \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \times 7,73 \cdot 10^3}{30 \times 68,7} = 7,48 \text{ cm}$$

$$c = 29 \text{ cm} > c_0 = 7,5 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée.})$$

* Aciers:

$$T + \frac{M}{z} < A \bar{\sigma}_a \quad \text{---} \quad A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

avec: M = moment de continuité ou d'encastrement pris avec son signe.

A = section des aciers inférieurs.

$$z = \frac{7}{8} h = 31,5 \text{ cm}$$

N.B. Donc pour avoir le cas le plus défavorable; on considère le moment positif à l'appui si il existe; ou le moment négatif le plus petit en valeur absolue et on prend le T correspondant.

Section ①:

• Sous SP_1 :

$$M = -3,93 \text{ t.m}$$

$$T = 7,73 \text{ t}$$

$$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = -1,96 \text{ cm}^2 < 0; \quad A = 0 \quad \text{Aciers inférieurs non nécessaires.}$$

Vérification des contraintes:

Cette vérification sera menée sous forme d'un tableau.
 Les sections seront vérifiées sous leur moment le plus défavorable.
 On indiquera pour chaque moment son mode de sollicitation (SP₁ ou SP₂).

Sections:	①	②	③	④
M t.m	7,01 (SP ₂)	5,11 (SP ₁)	7,22 (SP ₂)	5,51 (SP ₁)
A cm ²	6,15	6,15	8,04	6,15
$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b \cdot h}$	0,57	0,57	0,75	0,57
k	28,5	28,5	25	28,5
ϵ	0,8876	0,8876	0,8750	0,8876
$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	3567	2600	2851	2800
$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	121	89	115	95

Sous SP₁:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Sous SP₂:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Les contraintes trouvées sont bien inférieures aux contraintes admissibles.

On a dans tous les cas: $\begin{cases} \sigma_a < \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$

Vérification à la fissuration:

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}'_b}$$

$\eta = 1,6$ (aciers H.A.)

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 étant la section d'enrobage des armatures tendues.

On considère la section où on a le maximum d'armatures.

Section:	A cm ²	B _f cm ²	$\bar{\omega}_f$	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	Max(σ_1, σ_2) σ_f	σ_a (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)
③ (SP ₂)	8,04	240	0,0335	3806	2250	3806	2851	4200

Pas de risque de fissuration ; on a bien:

$$\sigma_f > \bar{\sigma}_a$$

Armatures transversales:

Le portique longitudinal étant constitué de travées identiques et vu que les efforts tranchants appliqués aux appuis sont de même ordre de grandeur; on calculera les armatures transversales avec l'effort tranchant maximum.

Comme on a:

$1,5 T(SP_1) > T(SP_2)$; On prend donc T_{max} sous SP_1 pour toutes les sections.

Soit: $T_{max}(\text{section } \textcircled{3}) = 8,46 \text{ t.}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{on a: } \left\{ \begin{array}{l} z = \frac{7}{8} h = 31,5 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

on obtient: $\tau_b = \frac{8,46 \cdot 10^3}{31,5 \times 30} = \underline{8,96 \text{ kg/cm}^2}$.

on sait que: $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = 115 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \sigma'_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

on a: $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$

d'où: $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = \underline{19,9 \text{ kg/cm}^2}$.

→ $\tau_b = 8,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 19,9 \text{ kg/cm}^2$; donc on disposera des aciers verticaux.

Cadres + étriers \perp à la ligne moyenne.

On utilise du Fe E24 ($\sigma_{cu} = 2400 \text{ kg/cm}^2$)

$$\bar{\sigma}_{at} = p_{at} \cdot \sigma_{cu}$$

disposition:

$$p_{at} = \left\{ \text{Max} \left(\frac{1}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) \right\}$$

Donc: $p_{at} = \left\{ \text{Max} \left(\frac{1}{3}; 0,84 \right) \right\} = 0,84$

on en déduit:

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,84 \times 2400 = \underline{2016 \text{ kg/cm}^2}$$



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

Espacement des cadres et étriers:

L'écartement t des armatures transversales est donné par la formule:

$$\left. \begin{array}{l} t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \\ \text{avec: } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \end{array} \right\} \rightarrow t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{b \cdot \tau_b}$$

A.N. $t = \frac{2,01 \times 2016}{8,96 \times 30} = 15,1 \text{ cm.}$

Calcul de \bar{x} :

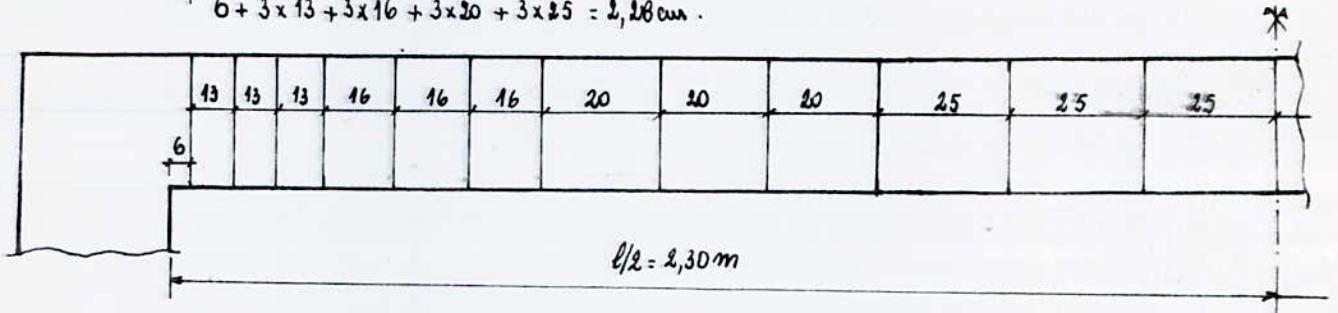
$$\bar{x} = \max \begin{cases} \bar{x}_1 = 0,2 h = 7,2 \text{ cm} \\ \bar{x}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_c}\right) = 19,6 \text{ cm} \end{cases}$$

→ $\bar{x} = 19,6 \text{ cm}$.

Pour éviter des erreurs sur chantier, on prendra un même espacement qui est constant pour tous les niveaux. $\boxed{x = 13 \text{ cm}}$.

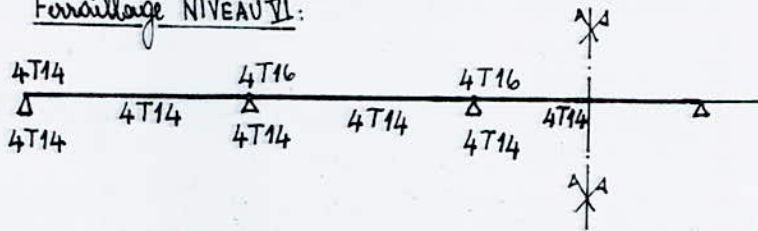
Le 1^{er} cours d'armatures sera placé à $\frac{x}{2}$ de l'appui, soit $\frac{13}{2} = 6,5 \text{ cm}$. On prend: 6 cm.
 La poutre a une distance entre nus des appuis de 4,60 m. La demi-portée est $\frac{l}{2} = 2,30 \text{ m}$.
 Nous prendrons le nombre entier immédiatement supérieur soit 3 et selon la suite de CAQUOT, les espacements seront:

$$6 + 3 \times 13 + 3 \times 16 + 3 \times 20 + 3 \times 25 = 2,28 \text{ m}$$



Conclusion:

Ferrailage NIVEAU II:



NIVEAU I:

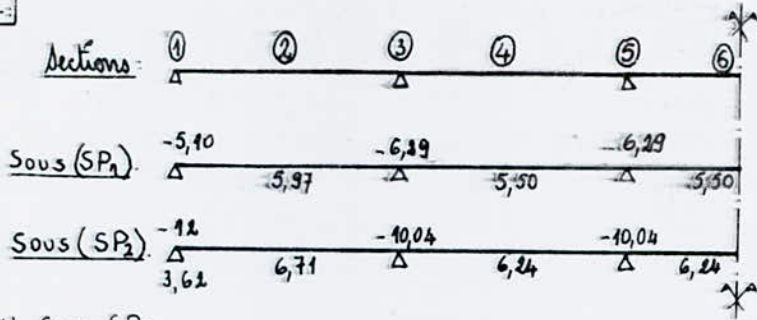


TABLEAU Sous SP1:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \quad k_0 = 20,44$$

sections	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥
M t.m	5,10 SP1	5,97 SP1	6,29 SP1	5,50 SP1
μ	0,0703	0,0823	0,0867	0,0758
k	31 > k ₀	28,1 > k ₀	27,1 > k ₀	28,6 > k ₀
ϵ	0,8913	0,8837	0,8812	0,8879
$\bar{\sigma}'_a$ Kg/cm ²	/	/	/	/
M ₁ t.m	/	/	/	/
ΔM t.m	/	/	/	/
A cm ²	5,68	6,70	7,09	6,15
A' cm ²	/	/	/	/

TABLEAU Sous SP2:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \quad k_0 = 20,44$$

sections	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥
M t.m	12	3,62	6,71	10,04
μ	0,1102	0,0332	0,0677	0,0923
k	23,2 > k ₀	48,8 > k ₀	33,6 > k ₀	26,1 > k ₀
ϵ	0,8691	0,9216	0,8971	0,8783
$\bar{\sigma}'_a$ Kg/cm ²	/	/	/	/
M ₁ t.m	/	/	/	/
ΔM t.m	/	/	/	/
A cm ²	9,14	2,60	4,95	7,56
A' cm ²	/	/	/	/

Les sections à prendre en compte : Max (Aciers SP, aciers SP₁)

En travée :

$$\begin{cases} A_2 = 6,70 \text{ cm}^2 & \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2 \\ A_4 = 6,15 \text{ cm}^2 & \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{1, \text{sup}} = 9,14 \text{ cm}^2 & \rightarrow 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2 \\ A_{1, \text{inf}} = 2,60 \text{ cm}^2 & \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2 \\ A_3 = 7,56 \text{ cm}^2 & \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérifications :

* Conditions de flèche : (art 61.21 CCBA 68).

$$\bullet \frac{kt}{l} = \frac{40}{460} = 0,0869 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\bullet A < 43 \frac{b \cdot h}{\sigma_{cu}} = 11,06 \text{ cm}^2 ; \quad \text{toutes les sections d'armatures tendues en travée vérifient cette condition.}$$

Donc la justification de flèche n'est pas nécessaire.

* Condition de "non fragilité" :

$$A \geq 0,69 \frac{b \cdot h}{\sigma_{cu}} \sqrt{f_b} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad (\text{toutes les sections vérifient cette condition.})$$

* Condition de "non entraînement" : (art. 29.1 CCBA 68)

$$\bar{E}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_d = \frac{T}{m \cdot f_y} \quad \text{avec : } \begin{cases} T = T_{\text{max. appui}} = T_{\text{section ① sous SP}_1} = 9,35 \text{ t.} \\ m \cdot f_y = 477 \text{ kg} = 4 \cdot 7 \cdot 1,6 = 20,10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$E_d = 14,77 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{E}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée.})$$

* Conditions aux appuis : (Overage)

• Béton :

$$C \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{b0}} \quad \text{avec : } \begin{cases} b_0 = 30 \text{ cm} \\ c = a - (d + r) = 40 - (4 + 10) = 26 \text{ cm} \\ T = T_{\text{max}} = 8,82 \text{ t sous SP}_1 \end{cases}$$

$$C_0 = \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \times 8,82 \cdot 10^3}{30 \times 103} = 8,54 \text{ cm}$$

$$c = 26 \text{ cm} > C_0 = 8,54 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée.})$$

• Aciers :

$$A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{f \sigma_a}$$

Section ① : $\begin{cases} M = -5,10 \text{ t.m sous SP}_1 \\ T = 8,82 \text{ t} \end{cases}$

$$A = \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{f \sigma_a} = -2,64 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow \text{Armatures non nécessaires.}$$

Vérifications des contraintes:

Sous SP_1 $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

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	②	③	④
M t.m	12 SP_2	5,97 SP_1	10,04 SP_2	5,50 SP_1
A cm^2	12,56+8,04	8,04	8,04	8,04
$\tilde{\omega} = 100 \frac{A}{b \cdot h}$	$\gamma = 9,2$	0,75	10,04	0,75
k	820	25	25	25
ξ	/	0,8750	0,8750	0,8750
σ_a Kg/cm^2	3287	2358	3965	2172
σ'_b Kg/cm^2	76	95	159	87

toutes les contraintes sont admissibles.

* Vérification à la flexion:

Section	A cm^2	B_f cm^2	$\tilde{\omega}_f$	σ_1 Kg/cm^2	σ_2 Kg/cm^2	σ_f Kg/cm^2	σ_a Kg/cm^2	$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm^2
① SP_2	12,56	240	0,0524	4125	2013	4125	3287	4200

$\sigma_f > \sigma_a$ (Vérifiée.)

Calcul des armatures transversales:

Elles seront calculées avec $T_{max} = 9,35 \text{ t}$.
 . Contrainte de cisaillement :

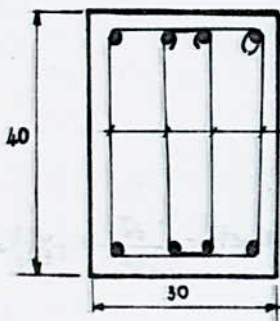
$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \gamma} = \frac{9,35 \cdot 10^3}{31,5 \times 30} = 9,90 \text{ Kg/cm}^2$

$\left. \begin{array}{l} \sigma'_b = 159 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Sous } SP_2 \\ \bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$

$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}'_b = 17,44 \text{ Kg/cm}^2$

$\rightarrow \tau_b = 9,90 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau_{ad} = 17,44 \text{ Kg/cm}^2$ (Vérifiée.)

On disposera donc des aciers verticaux.



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

$\sigma_{cm} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\rho_{at} = \text{Max} \left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}'_b} \right) = (2/3; 0,82) = 0,82$

$\rho_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cm} = 1973 \text{ Kg/cm}^2$

Espacement des lattes et étriers :

$$t = \frac{A_t}{b} \frac{f_{at}}{f_b} = \frac{2,01}{30} \frac{1973}{9,90} = 13,4 \text{ cm.}$$

Calcul de \bar{t} :

$$\bar{t} = \begin{cases} \bar{t}_1 = 0,2h = 7,2 \text{ cm.} \\ \bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{f_b}{f_c}\right) = 17,8 \text{ cm.} \end{cases} \rightarrow \boxed{\bar{t} = 17,8 \text{ cm.}}$$

On prendra : $t = 13 \text{ cm.}$

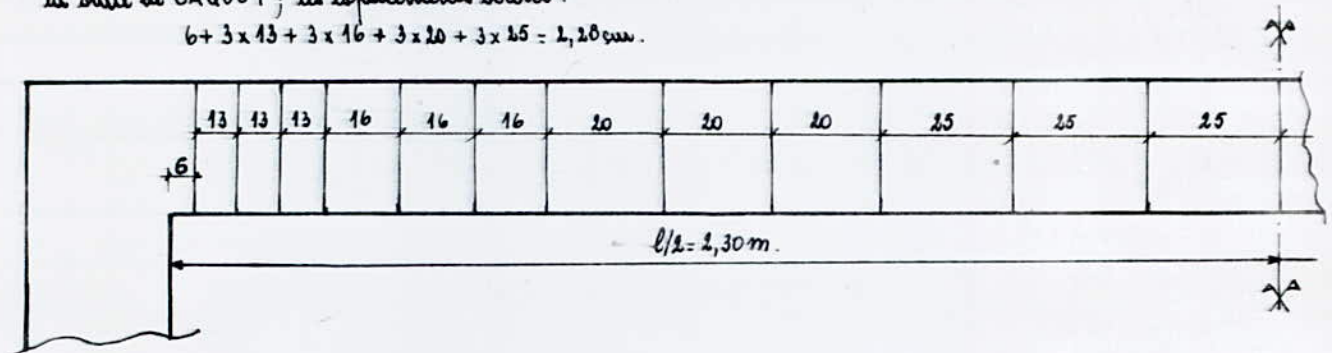
Le 1^{er} cours d'armatures sera placé à $t/2$ de l'appui soit : $13/2 = 6,5 \text{ cm.}$

On prend 6 cm. La portée a une distance entre nus d'appuis de $4,60 \text{ m.}$

La demi-portée est $l/2 = 2,30 \text{ m.}$

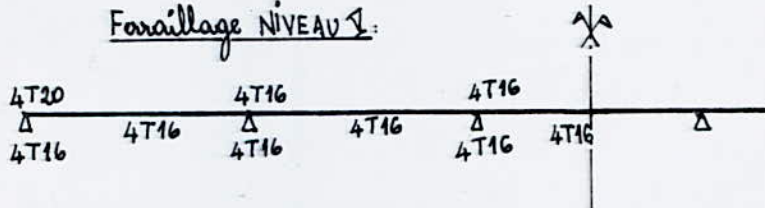
Nous prenons le nombre entier immédiatement supérieur, soit 3 et selon la suite de CAQUOT, les espacements seront :

$$6 + 3 \times 13 + 3 \times 16 + 3 \times 20 + 3 \times 25 = 2,28 \text{ cm.}$$

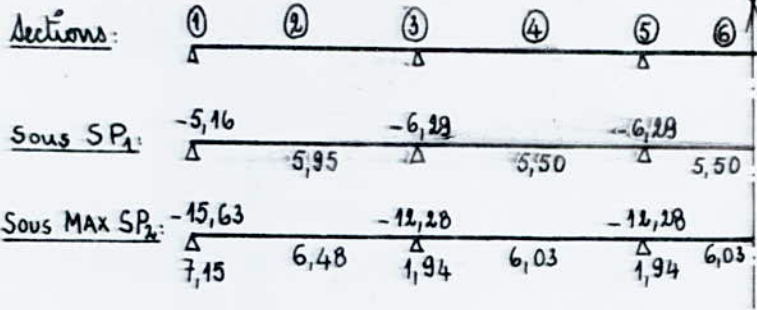


Conclusion :

Forçage NIVEAU 1 :



NIVEAU IV:



Sous SP₁

Sections:	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥
M t.m	5,16	5,95	6,28	5,50
μ	0,0710	0,0820	0,0867	0,0758
K	30,8 > k _o	28,1 > k _o	27,1 > k _o	29,6 > k _o
ϵ	0,8903	0,8840	0,8812	0,8876
σ_a Kg/cm ²				
M ₁ t.m				
ΔM t.m				
A cm ²	5,75	6,68	7,08	6,15
A' cm ²				

Sous SP₂

Sections	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥		
M t.m	15,63	7,15	6,48	12,28	1,94	6,03
μ	0,1436	0,0657	0,0595	0,1128	0,0178	0,0554
K	19,4 < k _o	32,3 > k _o	34,4 > k _o	22,8 > k _o	70 > k _o	36 > k _o
ϵ	0,8547	0,8943	0,8988	0,8677	0,9412	0,9020
σ_a Kg/cm ²	2274					
M ₁ t.m	14,54					
ΔM t.m	1,10					
A cm ²	12	5,28	4,77	9,37	1,37	4,43
A' cm ²	1,51					

Sections considérées :

• En travée :

$$A_2 = 6,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = 6,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$$A_{1 \text{ sup}} = 12 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \text{ inf}} = 5,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{3 \text{ sup}} = 9,37 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{3 \text{ inf}} = 1,37 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

Vérifications:

. Condition de flèche:

$$\left| \begin{aligned} \frac{h}{l} &= 0,0869 > \frac{1}{16} = 0,0625. \\ A &< 43 \frac{b \cdot h}{\sigma_{cu}} = 11,06 \text{ cm}^2. \end{aligned} \right. \quad (\text{Vérifiée.})$$

. Condition de non fragilité:

$$A \gg 0,69 b \cdot l \frac{\sigma_b}{\sigma_{cu}} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérifiée.})$$

. Condition de non-entraînement:

$$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left| \begin{aligned} T &= T_{\max} = T_{\text{section } \textcircled{3}} = 9,33 \text{ t.} \\ n \cdot \phi &= 4 \pi \phi = 4 \cdot \pi \cdot 20 = 25,13 \text{ cm.} \\ j &= \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 36 = 31,5 \text{ cm.} \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\sigma}_d = 11,79 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée.})$$

. Conditions aux appuis: (Ancrage.)

* béton:

$$C \gg \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{b0}}$$

avec:

$$\left| \begin{aligned} b_0 &= 30 \text{ cm.} \\ C &= 40 - 4 - 10 = 26 \text{ cm.} \\ T &= T_{\max} = 8,84 \text{ t sous SP}_1. \end{aligned} \right.$$

$$C_0 = \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{b0}} = 8,56 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad C = 26 \text{ cm} > C_0 = 8,6 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée.})$$

* Aciers:

$$A \gg \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{j \sigma_a}$$

Section ①:

$$\left| \begin{aligned} \text{sous SP}_1: & \begin{cases} M = -5,16 \text{ t.m} \\ T = 8,84 \text{ t} \end{cases} \rightarrow A = -2469 \text{ cm}^2 < 0. \\ \text{sous SP}_2: & \begin{cases} M = 7,15 \text{ t.m} \\ T = 9,28 \text{ t} \end{cases} \rightarrow A = 7,61 \text{ cm}^2. \end{aligned} \right.$$

on a: $A = 12,56 \text{ cm}^2 > A_{\text{req}} = 7,61 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Armatures non nécessaires.

Vérification des contraintes:

Sections:	① SP ₂	② SP ₁	③ SP ₂	④ SP ₁
M t.m	15,63	5,95	12,28	5,50
A cm ²	12,56 + 8,04	8,04	12,56 + 8,04	8,04
ω	γ = 9,2	0,75	γ = 9,2	0,75
k	10,4	25	8,4	25
ε	/	0,8750	/	0,8750
σ _a Kg/cm ²	4200	2358	3376	2172
σ _b Kg/cm ²	96	95	78	87

Toutes les contraintes sont admissibles.

Vérification à la fissuration:

Section:	A cm ²	B _f cm ²	$\tilde{\omega}_f$	σ_1 Kg/cm ²	σ_2 Kg/cm ²	σ_f Kg/cm ²	σ_a Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm ²
① SP ₂	11,56	240	0,0524	4125	2013	4125	3376	4200

$\sigma_f > \sigma_a$ (Vérifiée.)

Calcul des armatures transversales:

Elles seront calculées avec: T_{max} = 9,33 t.

Contrainte de cisaillement:

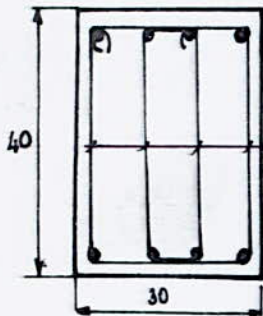
$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 9,88 \text{ Kg/cm}^2$

$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}'_b = 78 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}'_{b0} = 103 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \bar{\tau}'_b < \bar{\tau}'_{b0} \text{ sous SP}_2$

d'où: $\bar{\tau}_b \leq 3,5 \bar{\tau}'_b = 20,6 \text{ Kg/cm}^2$

Donc: $\bar{\tau}_b = 9,88 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}'_b = 20,6 \text{ Kg/cm}^2$ (Vérifiée.)

→ On disposera des Aciers transversaux.



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

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

$\rho_{at} = \left\{ \begin{array}{l} \text{Max} \left(\frac{4}{3}; 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9\bar{\tau}'_b} \right) \\ \text{Max} \left(\frac{4}{3}; 0,82 \right) \end{array} \right\} = 0,82 \rightarrow \rho_{at} \tau_{en} = 1973 \text{ Kg/cm}^2$

Espacement des cadres et étriers:

$t = \frac{A_t \cdot \rho_{at}}{b \cdot \bar{\tau}_b} = \frac{2,01 \cdot 1973}{30 \cdot 9,88} = 13,4 \text{ cm}$

Calcul de \bar{t} :

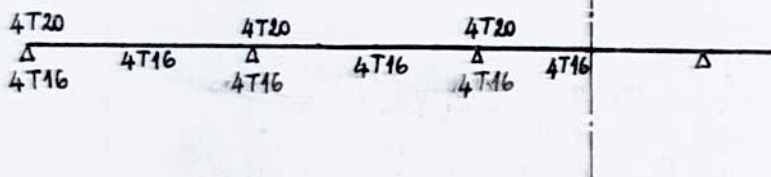
$\bar{t} = \text{max.} \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = 0,2 h = 7,2 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\tau}'_b} \right) = 17,9 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \boxed{\bar{t} = 17,9 \text{ cm}}$

On prend t constant égal à 13 cm.

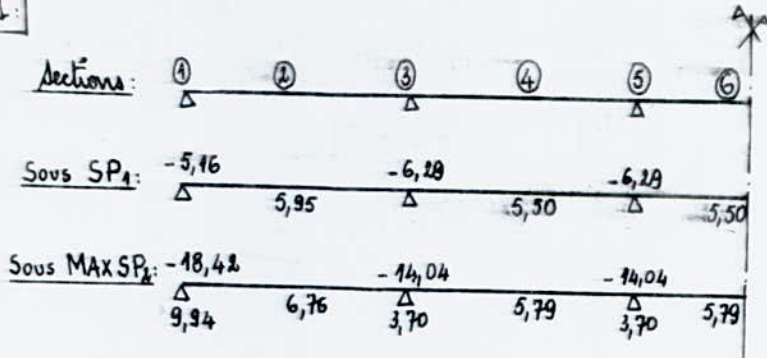
On obtient le même espacement + la même disposition que le NIVEAU II et V

Conclusion:

Ferraillage NIVEAU IV:



NIVEAU II



Sous SP₁

Sections:	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥
M t.m	5,16	5,95	6,29	5,50
μ	0,0710	0,0820	0,0867	0,0758
k	30,8 > k ₀	28,1 > k ₀	27,1 > k ₀	29,6 > k ₀
ϵ	/	/	/	/
σ_a' Kg/cm ²	/	/	/	/
M ₁ t.m	/	/	/	/
ΔM t.m	/	/	/	/
A cm ²	5,75	6,68	7,08	6,15
A' cm ²	/	/	/	/

Sous SP₂

Sections:	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥		
M t.m	18,42	9,94	6,76	14,04	3,70	5,79
μ	0,1692	0,0913	0,062	0,1280	0,0340	0,0532
K	17,4 < k ₀	26,2 > k ₀	33,5 > k ₀	20,9 > k ₀	48,2 > k ₀	36,8 > k ₀
ϵ	0,8457	0,8786	0,8969	0,8607	0,9209	0,9035
σ_a' Kg/cm ²	2274	/	/	/	/	/
M ₁ t.m	14,54	/	/	/	/	/
ΔM t.m	3,89	/	/	/	/	/
A cm ²	14,09	7,78	4,99	10,79	2,66	4,42
A' cm ²	5,35	/	/	/	/	/

Sections considérées:

- en travée:

$A_2 = 6,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T16} = 8,04 \text{ cm}^2$

$A_4 = 6,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T16} = 8,04 \text{ cm}^2$

- aux appuis:

$A_{1 \text{ sup.}} = 14,09 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T20} = 15,70 \text{ cm}^2$

$A_{1 \text{ inf.}} = 7,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T16} = 10,05 \text{ cm}^2$

$A_{3 \text{ sup.}} = 10,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T20} = 12,56 \text{ cm}^2$

$A_{3 \text{ inf.}} = 2,66 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T16} = 8,04 \text{ cm}^2$

Vérification:

* fleche:
 $\cdot \frac{kt}{I} = 0,0869 > \frac{1}{16} = 0,0625$ (Vérifiée)
 $\cdot A < 43 \cdot \frac{b \cdot h}{\sigma_{\text{ten}}}$

* Condition de "non-fragilité":
 $A > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{ten}}} = 1,05 \text{ cm}^2$ (Vérifiée)

* Condition de "non-entraînement":
 $\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$ | $T = T_{\text{max}} = T_{\text{section } \textcircled{3}} = 9,33 \text{ t}$
 $m_p = 4 \pi \phi = 4 \cdot \pi \cdot 20 = 25,13 \text{ cm}$
 $z = 31,5 \text{ cm}$
 $\bar{\sigma}_d = 11,79 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$ (Vérifiée)

* Conditions aux appuis: (Ancrage)

béton:
 $C > \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{b0}} = 8,56 \text{ cm}$ avec: $b_0 = 30 \text{ cm}$
 $c = 40 - (4 + 10) = 26 \text{ cm}$
 $T = T_{\text{max}} = 8,84 \text{ t}$ sous SP₁.
on a: $c = 26 \text{ cm} > c_0 = 8,56 \text{ cm}$ (Vérifiée)

Aciers:

$A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{f \cdot \bar{\sigma}_a}$

section ①:

Sous SP₂: | $M = 9,94 \text{ t.m}$
 $T = 9,09 \text{ t}$ → $A_{\text{néc.}} = 9,68 \text{ cm}^2$

Sous SP₁: | $M = -5,16 \text{ t.m}$
 $T = 8,84 \text{ t}$ → $A = -2,69 \text{ cm}^2 < 0$

on a: $A = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{\text{néc.}} = 9,68 \text{ cm}^2$ → Armatures non nécessaires.

Vérifications des contraintes:

Sections:	① SP ₂	② SP ₁	③ SP ₂	④ SP ₁
M t.m	18,42	5,95	14,05	5,50
A cm ²	15,70 + 10,05	8,04	12,56 + 8,04	8,04
$\bar{\omega}$	$\gamma = 15$	0,75	$\gamma = 9,2$	0,75
k	11,9	25	9,62	25
ϵ	-	0,8750	-	0,8750
σ_a Kg/cm ²	3749	2358	3860	2,72
σ'_b Kg/cm ²	179	95	89	87

Toutes les contraintes sont admissibles.

Vérification à la fissuration :

Section :	A cm ²	B _f cm ²	$\bar{\omega}_f$	σ_1 Kg/cm ²	σ_2 Kg/cm ²	σ_f Kg/cm ²	σ_a Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm ²
① SP ₂	15,70	240	0,0524	4125	2013	4125	3860	4200

$\sigma_f > \sigma_a$ pas de risque de fissuration.

Calcul des armatures transversales :

Elles seront calculées avec $T_{max} = 9,33 t.$

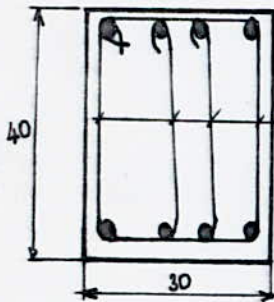
• Contrainte de cisaillement :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot \eta} \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 9,88 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\left| \begin{array}{l} \sigma'_b = 89 \text{ Kg/cm}^2. \\ \sigma'_{b0} = 103 \text{ Kg/cm}^2. \end{array} \right. \rightarrow \sigma'_b < \sigma'_{b0}$$

sous SP₂

$\bar{\sigma}_b = 9,88 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{b0} = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,6 \text{ Kg/cm}^2$
 Donc on disposera des armatures transversales.



$4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$
 $\sigma_{env} = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$
 $\rho_{at} = \{ \text{Max} (4/3; 0,82) \} = 0,82.$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{env} = 1973 \text{ Kg/cm}^2.$$

• Espacement des cadres et étriers :

$$t = \frac{A_t}{b} \cdot \frac{\bar{\sigma}_{at}}{\bar{\sigma}_b} = 13,4 \text{ cm}$$

• Calcul de \bar{t} :

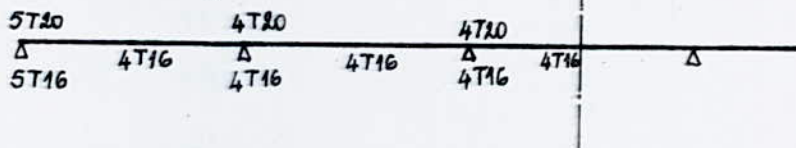
$$\bar{t} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = 0,2 h = 7,2 \text{ cm.} \\ \bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{f}_b} \right) = 17,9 \text{ cm.} \end{array} \right. \rightarrow \bar{t} = 17,9 \text{ cm.}$$

on prend $t = 13 \text{ cm}$ constant sur toute la poutre.

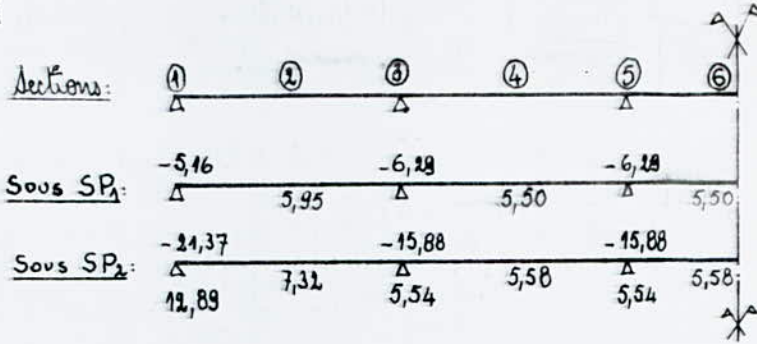
on aura le même espacement et la même disposition que les autres niveaux : VI, I, IV.

Conclusion :

Ferraillage NIVEAU III :



NIVEAU II



Sous SP₁

Sections:	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥
M t.m	5,16	5,95	6,28	5,50
μ	0,0710	0,0820	0,0867	0,0758
k	30,8 > k ₀	28,1 > k ₀	27,1 > k ₀	28,6 > k ₀
ϵ	0,8903	0,8840	0,8812	0,8876
σ_a kg/cm ²				
M ₁ t.m				
ΔM t.m				
A cm ²	5,75	6,68	7,08	6,15
A' cm ²				

Sous SP₂

Sections:	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥		
M t.m	21,37	12,89	7,32	15,88	5,54	5,58
μ	0,1963	0,1184	0,0672	0,1459	0,059	0,0513
K	15,6 < k ₀	22,1 > k ₀	31,9 > k ₀	19,2 < k ₀	37,8 > k ₀	37,6 > k ₀
ϵ	0,8366	0,8652	0,8934	0,8538	0,9053	0,9094
σ_a kg/cm ²	2274			2274		
M ₁ t.m	14,54			14,54		
ΔM t.m	6,84			13,47		
A cm ²	12,28	9,86	5,42	12,20	4,05	4,08
A' cm ²	9,40			1,85		

Sections considérées:

- En travée:
 - A₂ = 6,68 cm² → 4T16 = 8,04 cm².
 - A₄ = 6,15 cm² → 4T16 = 8,04 cm².
- Aux appuis:
 - A_{1 sup} = 16,28 cm² → 6T20 = 18,84 cm².
 - A_{3 inf} = 9,86 cm² → 6T16 = 12,06 cm².
 - A_{5 sup} = 12,20 cm² → 4T20 = 12,56 cm².
 - A_{6 inf} = 4,05 cm² → 4T16 = 8,04 cm².

Verifications:

• Conditions de flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} * h_x = 0,0869 > \frac{1}{16} = 0,0625 \\ * A < 43 \frac{b \cdot h}{\sigma_{su}} = 11,06 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad (\text{Vérifiées})$$

• Condition de "non-fragilité":

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\sigma_b}{\sigma_{su}} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérifiée})$$

• Condition de "non-entraînement":

$$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = T_{max} = T_{\text{section ③}} = 9,33 \text{ t.} \\ n \cdot p = 4 \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 20 = 25,13 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} h = 31,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_d = 11,79 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée})$$

• Conditions aux appuis:

* Béton:

$$C \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \sigma'_b} = 8,56 \text{ cm}$$

$$\text{avec: } \left\{ \begin{array}{l} b_0 = 30 \text{ cm} \\ C = 40 - (4 + 10) = 26 \text{ cm} \\ T = T_{max} = 8,84 \text{ t sous SP}_1 \end{array} \right.$$

Donc:

$$C = 26 \text{ cm} > C_0 = 8,56 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

* Aciers:

$$A \geq \frac{M}{\sigma_a} + \frac{T}{\sigma_a}$$

Section ①

$$\text{Sous SP}_1: \left\{ \begin{array}{l} M = -5,16 \text{ t.m} \\ T = 8,84 \text{ t} \end{array} \right. \rightarrow A_{\text{néc}} = -2,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sous SP}_2: \left\{ \begin{array}{l} M = 12,89 \text{ t.m} \\ T = 8,91 \text{ t} \end{array} \right. \rightarrow A_{\text{néc}} = 11,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{puisque: } A = 18,84 \text{ cm}^2 > A_{\text{néc}} = 11,87 \text{ cm}^2$$

Donc armatures non nécessaires.

Verification des contraintes:

Sections:	① SP ₂	② SP ₁	③ SP ₂	④ SP ₁
M t.m	21,37	5,95	15,88	5,50
A cm ²	18,84 + 11,06	8,04	12,56 + 8,04	8,04
$\bar{\omega}$	$\gamma = 13,7$	0,75	$\gamma = 9,2$	0,75
k	k = 11,60	25	k = 10,4	25
ϵ		0,8750		0,8750
σ_a	3604	2358	4200	2471
σ'_b	183	95	99	87

Toutes les contraintes sont admissibles.

Vérification à la fissuration :

Section	A cm ²	B _f cm ²	ω _f	σ ₁ Kg/cm ²	σ ₂ Kg/cm ²	σ _f Kg/cm ²	σ _a Kg/cm ²	σ̄ _a Kg/cm ²
① SP ₂	18,84	240	0,0785	5278	2013	5278	4200	4200

pas de risque de fissuration : σ_f > σ_a.

Calcul des armatures transversales :

• Contrainte de cisaillement :

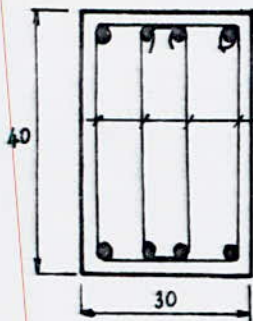
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec : } T = T_{max} = 9,33 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = 9,88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_b = 99 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b0} = 103 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2 \end{array} \right\} \rightarrow \sigma'_b \leq \sigma'_{b0}$$

d'où : $\tau_b = 9,88 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_b = 3,5 \tau_b = 20,6 \text{ Kg/cm}^2.$

Donc on disposera des armatures transversales.



$$4\phi 8 = 2,04 \text{ cm}^2.$$

$$f_{at} = \{ \text{Max} (2/3; 0,82) \} = 0,82.$$

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

$$\rightarrow \bar{\tau}_{at} = f_{at} \cdot \tau_{en} = 1973 \text{ Kg/cm}^2.$$

• Espacement des cadres + étriers :

$$t = \frac{A_t}{b} \cdot \frac{\tau_{at}}{\tau_b} = 13,4 \text{ cm}.$$

• Calcul de t̄ :

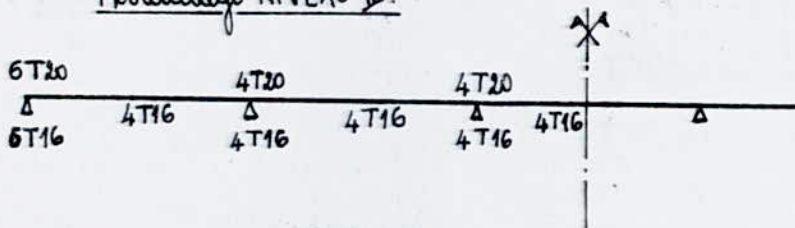
$$\bar{t} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = 0,2h = 7,2 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma'_b} \right) = 17,9 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend t = 13 cm constant sur toute la portée.

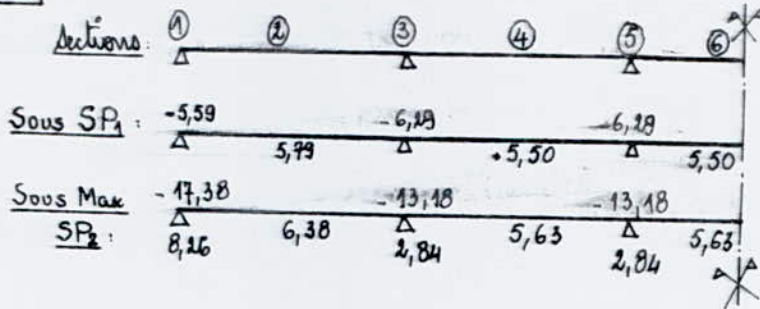
on obtient le même espacement et la même disposition que les niveaux VI, I, IV, II.

Conclusion :

Ferraillage NIVEAU II :



NIVEAU I



05 SP₁

Sections:	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥
M _{k,max}	5,59	5,79	6,29	5,50
μ	0,071	0,082	0,0867	-0,0758
k	30,8 > k ₀	28,1 > k ₀	27,1 > k ₀	28,6 > k ₀
ϵ	0,8903	0,8840	0,8812	0,8876
σ_a kg/cm ²				
M ₁ t.m				
ΔM t.m				
A cm ²	6,26	4,49	7,08	6,15
A' cm ²				

SP₂

Sections:	①	②	③ et ⑤	④ et ⑥		
M _{k,max}	17,38	8,26	6,38	13,18	2,84	5,63
μ	0,1597	0,0759	0,0586	0,1240	0,0260	0,0517
k	18,1 < k ₀	28,5 > k ₀	34,7 > k ₀	21,8 > k ₀	56,5 > k ₀	37,4 > k ₀
ϵ	0,8489	0,8876	0,8994	0,8641	0,9301	0,9046
σ_a kg/cm ²	22,74					
M ₁ t.m	14,54					
ΔM t.m	2,85					
A cm ²	13,32	6,16	4,70	10,09	2,02	4,12
A' cm ²	3,92					

Sections considérées:

- En travées:

$A_2 = 6,49 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$
 $A_4 = 6,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

- Aux appuis:

$A_{1 \text{ sup}} = 13,32 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$
 $A_{1 \text{ inf}} = 6,16 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$
 $A_{3 \text{ sup}} = 10,09 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$
 $A_{3 \text{ inf}} = 2,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

Vérifications:

• Conditions de flèche:

* $l_t/l = 0,0869 > 1/16 = 0,0625$. (Vérifiée.)
 * $A < 43 \frac{b l}{\sigma_{\text{ser}}} = 11,06 \text{ cm}^2$.

• Condition de "non-fragilité":

$A \geq 0,69 b l \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{ser}}} = 1,05 \text{ cm}^2$ (Vérifiée.)

• Conditions de "non-entraînement":

$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$T = T_{\text{max}} = T_{\text{section ①}} = 9,08 \text{ t}$
 $m \mu = 4 \pi \phi = 4 \cdot \pi \cdot 20 = 25,13 \text{ cm}$
 $z = \frac{7}{8} h = 31,5 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_d = 11,48 \text{ kg/cm}^2 \leq 17,7 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_d$ (Vérifiée.)

• Conditions aux appuis:

* béton:

$C \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0}} = 8,65 \text{ cm}$

avec: $b_0 = 30 \text{ cm}$
 $c = 40 - (4 + 10) = 26 \text{ cm}$
 $T = T_{\text{max}} = 8,93 \text{ t}$ sous SP_1 .

on a: $c = 26 \text{ cm} > c_0 = 8,65 \text{ cm}$ (Vérifiée.)

* Aciers:

$A \geq \frac{M}{f \bar{\sigma}_a} + \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$

Section ①:

Sous SP_1 : $M = -5,59 \text{ t.m}$
 $T = 8,93 \text{ t} \rightarrow A_{\text{acc}} = -3,15 \text{ cm}^2 < 0$

Sous SP_2 : $M = 8,26 \text{ t.m}$
 $T = 8,76 \text{ t} \rightarrow A_{\text{acc}} = 8,33 \text{ cm}^2$

on a:

$A = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{\text{acc}} = 8,33 \text{ cm}^2$

Armatures non nécessaires.

Vérifications des contraintes:

Sections:	① SP_2	② SP_1	③ SP_2	④ SP_1
M t.m	17,38	5,79	13,13	5,50
A cm^2	15,70 + 10,05	8,04	12,56 + 8,04	8,04
$\bar{\omega}$	$\gamma = 15$	0,75	$\gamma = 9,2$	0,75
k	11,2	26	9	26
ξ	/	0,8750	/	0,8750
$\bar{\sigma}_a$ kg/cm^2	3528	2358	3618	2172
$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm^2	168	95	83	87

Toutes les contraintes sont admissibles.

* Vérifications à la fissuration:

Section:	A cm ²	B _f cm ²	ω _f cm ²	σ ₁ kg/cm ²	σ ₂ kg/cm ²	σ ₃ kg/cm ²	σ _a kg/cm ²	σ̄ _a kg/cm ²
① SP ₂	12,56	2,40	0,0655	4750	2013	4750	3618	4200

pas de risque de fissuration. σ₃ > σ_a.

* Calcul des armatures transversales:

* Contraintes de cisaillement:

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$ avec: T = T_{max} = 9,08t.

$\tau_b = 9,61 \text{ kg/cm}^2$.

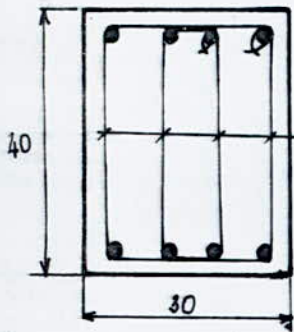
$\tau'_b = 83 \text{ kg/cm}^2$.

→ $\tau'_b \leq \bar{\tau}'_b$

$\tau'_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2$ sous SP₂.

Donc: $\tau_b = 9,61 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_b = 3,5 \tau'_b = 20,6 \text{ kg/cm}^2$.

Donc on disposera des armatures transversales.



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

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

$f_{at} = \{ \text{Max}(43; 0,82) \} = 0,82$

→ $\bar{\tau}_{at} = f_{at} \cdot \tau_{eu} = 1973 \text{ kg/cm}^2$.

* Espacement des cadres et des étriers:

$t = \frac{A_t}{b} \cdot \frac{\bar{\tau}_{at}}{\tau_b} = 13,4 \text{ cm}$.

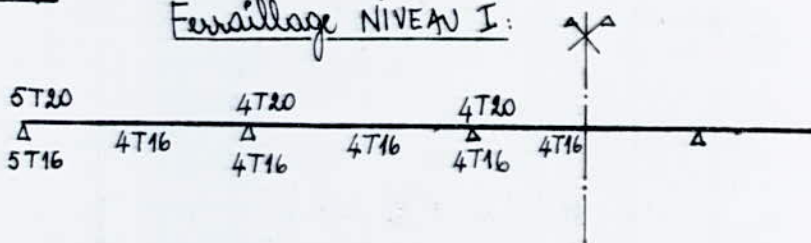
* Calcul de \bar{t} :

$\bar{t} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = 0,2h = 7,2 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\tau'_b} \right) = 17,9 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \bar{t} = 17,9 \text{ cm}$

On prend $t = 13 \text{ cm}$ constant sur toute la longueur de la poutre. On obtient le même espacement et la même disposition que les autres niveaux: VI, V, IV, III, II.

Conclusion:

Ferraillage NIVEAU I:



Ferraillage des poutres du portique transversal:

Section:

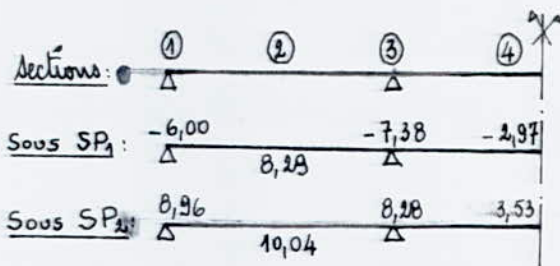
$b = 30 \text{ cm} ; d = d' = 40 \text{ cm}.$
 $h_t = 40 \text{ cm} ; h = 36 \text{ cm}.$

On procédera de la même manière que le portique longitudinal.
 Donc les résultats seront donnés sous forme de tableaux.

Sous SP_1 : $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2. \\ \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases} \quad K_0 = 20,44$

Sous SP_2 : $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2. \\ \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases} \quad K_0 = 20,44$

NIVEAU VI



Note: les moments sont donnés en t.m

Sections:	①	②	③	④
M t.m	6,00	8,29	7,38	2,97
μ	0,0837	0,1143	0,1017	0,0410
k	28 > k_0	22,7 > k_0	24,5 > k_0	43 > k_0
ϵ	0,8837	0,8674	0,8734	0,9134
$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm ²				
M_2 t.m				
ΔM t.m				
A cm ²	6,74	9,49	8,39	3,23
A' cm ²				

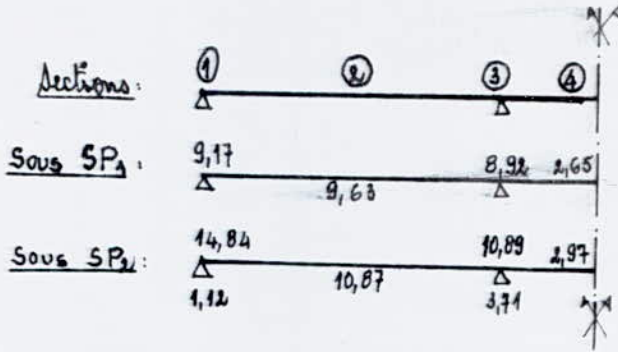
Sections:	①	②	③	④
M t.m	8,96	10,04	8,28	3,53
μ	0,0824	0,0923	0,076	0,0325
k	28 > k_0	26 > k_0	29,5 > k_0	49,4 > k_0
ϵ	0,8837	0,8780	0,8876	0,9224
$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm ²				
M_2 t.m				
ΔM t.m				
A cm ²	6,71	7,57	6,18	2,54
A' cm ²				

Sections considérées:

• En travée: $\begin{cases} A_2 = 9,49 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T20 + 1T16 = 14,43 \text{ cm}^2. \\ A_4 = 3,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2. \end{cases}$

• Aux appuis: $\begin{cases} A_{1,app} = 6,74 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2. \\ A_{3,app} = 8,39 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2. \end{cases}$

NIVEAU 2:



Sous SP1:

Sections:	①	②	③	④
M k.m	9,17	9,63	8,92	2,65
μ	0,1264	0,1327	0,1228	0,0366
k	21,2 > k ₀	20,5 > k ₀	21,6 > k ₀	46,2 > k ₀
ϵ	0,8619	0,8592	0,8634	0,9103
σ_a Kg/cm ²				
M ₁ k.m				
ΔM k.m				
A cm ²	10,56	11,12	10,30	2,87
A' cm ²				

Sous SP2:

Sections:	①	②	③	④		
M k.m	14,84	1,12	10,87	10,89	3,71	2,97
μ	0,1364	0,0100	0,0999	0,1000	0,0340	0,0273
k	20,1 < k ₀	96,5 > k ₀	24,8 > k ₀	24,7 > k ₀	48,2 > k ₀	55 > k ₀
ϵ	0,8576	0,9552	0,8744	0,8741	0,9209	0,9286
σ_a Kg/cm ²	22,74					
M ₁ k.m	14,54					
ΔM k.m	0,31					
A cm ²	14,43	0,78	8,23	8,91	2,67	2,12
A' cm ²	0,43					

Sections considérées:

En travée:

$$A_2 = 11,12 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T20 + 4T16 = 11,18 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = 2,87 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

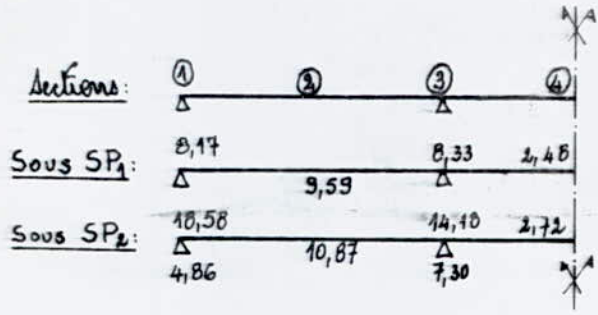
$$A_{1 \text{ sup}} = 14,43 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \text{ inf}} = 0,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{3 \text{ sup}} = 10,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{3 \text{ inf}} = 2,67 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

NIVEAU II:



Sections:	①	②	③	④
M t.m	8,17	9,59	8,33	2,48
N	0,1126	0,1324	0,1148	0,0342
K	22,9 > k ₀	20,6 > k ₀	22,6 > k ₀	48 > k ₀
ε	0,8681	0,8596	0,8671	0,9206
σ _a kg/cm ²				
M ₁ t.m				
ΔM t.m				
A cm ²	9,34	11,07	9,53	2,68
A' cm ²				

Sous SP₁

Sections:	①	②	③	④		
M t.m	18,58	4,86	10,87	14,18	7,30	2,72
N	0,1707	0,0447	0,0999	0,1303	0,067	0,025
K	17,3 < k ₀	41,0 > k ₀	24,8 > k ₀	20,8 > k ₀	31,9 > k ₀	57,5 > k ₀
ε	0,8452	0,9108	0,8744	0,8603	0,8934	0,9310
σ _a kg/cm ²	22,74					
M ₁ t.m	14,54					
ΔM t.m	4,05					
A cm ²	14,22	3,54	8,23	10,91	5,40	1,94
A' cm ²	5,56					

Sous SP₂

Sections considérées:

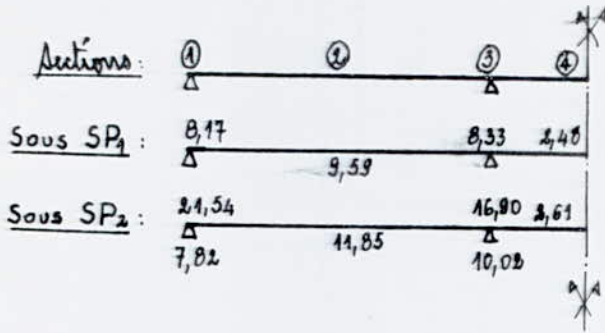
• En travée:

$A_2 = 11,07 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T20 + 4T16 = 11,18 \text{ cm}^2$
 $A_4 = 2,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2$

• Aux appuis:

$A_{1 \text{ sup}} = 14,22 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$
 $A_{1 \text{ inf}} = 5,56 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T16 + 3T10 = 6,37 \text{ cm}^2$
 $A_{3 \text{ sup}} = 10,91 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$
 $A_{3 \text{ inf}} = 5,40 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$

NIVEAU II



Sous SP₁

Sections:	①	②	③	④
M t.m	8,17	9,59	8,33	2,48
μ	0,1126	0,1321	0,1148	0,0342
k	22,9 > k ₀	20,6 > k ₀	22,6 > k ₀	48 > k ₀
ϵ	0,8681	0,8596	0,8671	0,9206
σ_a' kg/cm ²				
M ₁ t.m				
ΔM t.m				
A cm ²	9,34	11,07	9,53	2,68
A' cm ²				

Sous SP₂

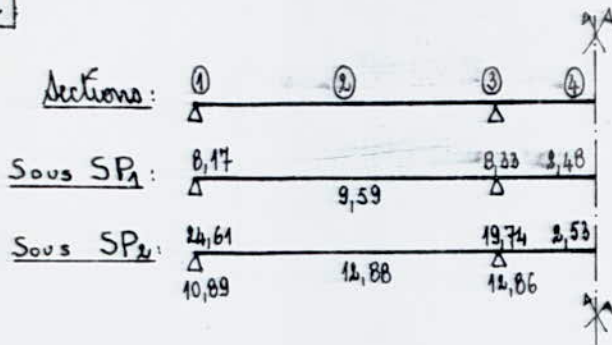
Sections:	①	②	③	④		
M t.m	21,54	7,82	11,85	16,90	10,02	2,61
μ	0,1979	0,0749	0,1089	0,1553	0,0920	0,0240
k	15,6 < k ₀	30,6 > k ₀	23,4 > k ₀	18,4 < k ₀	26,1 > k ₀	59 > k ₀
ϵ	0,8366	0,8904	0,8698	0,8503	0,8783	0,9324
σ_a' kg/cm ²	22,74			22,74		
M ₁ t.m	14,54			14,54		
ΔM t.m	7,01			2,37		
A cm ²	16,42	5,82	9,02	12,96	7,66	1,86
A' cm ²	9,63			3,26		

Sections considérées:

• En travée: $A_2 = 11,07 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T20 + 4T16 = 11,18 \text{ cm}^2$
 $A_4 = 2,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2$

• Aux appuis: $A_1 \text{ sup} = 16,42 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$
 $A_1 \text{ inf} = 9,63 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 1T20 = 11,18 \text{ cm}^2$
 $A_3 \text{ sup} = 12,96 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$
 $A_3 \text{ inf} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2$

NIVEAU II



Sections:	①	②	③	④
M t.m	8,17	9,59	8,33	2,48
μ	0,1126	0,1321	0,1148	0,0342
k	22,9 > k_0	22,6 > k_0	22,6 > k_0	48,0 > k_0
ϵ	0,8681	0,8596	0,8671	0,9206
σ_a' Kgf/cm ²				
M_1 t.m				
ΔM t.m				
A cm ²	9,34	11,07	9,53	2,68
A' cm ²				

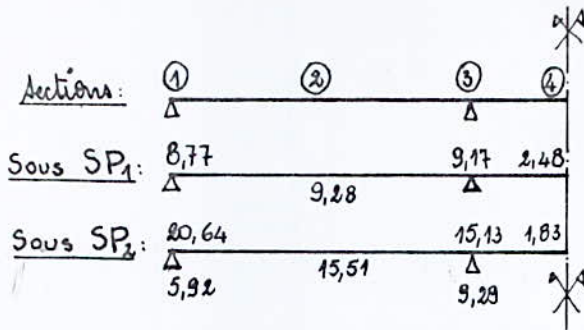
Sections:	①	②	③	④		
M t.m	24,61	10,89	12,88	19,74	12,86	2,53
μ	0,2260	0,1000	0,1184	0,1814	0,1182	0,0233
k	12 < k_0	24,7 > k_0	22,1 > k_0	16,5 < k_0	22,2 > k_0	60 > k_0
ϵ	0,8148	0,8741	0,8652	0,8443	0,8656	0,9334
σ_a' Kgf/cm ²	22,74			22,74		
M_1 K.m	14,54			14,54		
ΔM t.m	10,08			5,21		
A cm ²	18,7	8,24	9,85	15,08	9,83	1,80
A' cm ²	13,85			7,16		

Sections considérées:

• En travée: $A_2 = 11,07 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T20 + 4T16 = 11,18 \text{ cm}^2$
 $A_4 = 2,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2$

• Aux appuis: $A_{sup} = 18,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$
 $A_{inf} = 13,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 + 1T16 = 14,57 \text{ cm}^2$
 $A_{sup} = 15,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,40 \text{ cm}^2$
 $A_{inf} = 9,83 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T16 = 10,06 \text{ cm}^2$

NIVEAU I



Sous SP₁

Sections:	①	②	③	④
M t.m	8,77	9,28	9,17	2,48
μ	0,1209	0,1279	0,1264	0,0342
k	21,8 > k ₀	21 > k ₀	21,2 > k ₀	48,0 > k ₀
ϵ	0,8641	0,8611	0,8619	0,9206
σ'_2 kg/cm ²				
M ₁ t.m				
ΔM t.m				
A cm ²	10,07	10,70	10,56	2,68
A' cm ²				

Sous SP₂

Sections:	①	②	③	④		
M t.m	20,64	5,92	15,51	15,13	9,28	1,83
μ	0,1896	0,0544	0,1425	0,1390	0,0854	0,0169
k	16 < k ₀	36,4 > k ₀	19,5 < k ₀	19,9 < k ₀	27,4 > k ₀	72 > k ₀
ϵ	0,8387	0,9027	0,8551	0,8567	0,8821	0,9425
σ'_2 kg/cm ²	22,74		22,74	22,74		
M ₁ t.m	14,54		14,54	14,54		
ΔM t.m	6,11		1,00	0,60		
A cm ²	15,75	4,34	11,99	11,65	6,97	1,28
A' cm ²	8,40		1,03	0,82		

Sections considérées:

• En travée:

$$A_2 = 11,99 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 + 3T16 = 14,31 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis:

$$A_{1 \text{ sup}} = 15,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \text{ inf}} = 8,40 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{3 \text{ sup}} = 11,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{3 \text{ inf}} = 6,97 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

• Conditions de flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{ht}{l} = \frac{40}{460} = 0,0869 > \frac{1}{16} = 0,0625. \\ * \frac{ht}{l} = \frac{40}{160} = 0,25 > \frac{1}{16} = 0,0625. \\ * A \leq b \cdot h \frac{43}{\sigma_{cm}} = 11,06 \text{ cm}^2 \neq 11,18 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Toutes les sections vérifient ces conditions. Donc la justification de flèche n'est pas nécessaire.

• Condition de "non fragilité":

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 1,05 \text{ cm}^2.$$

Cette condition est vérifiée pour tous les niveaux.

• Condition de "non-entraînement":

$$1,5 T_{SP_1} > T_{SP_2}$$

Donc:

$$\bar{E}_d = 2 k_b \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

On sait que:

$$z = \frac{7}{8} h = 31,5 \text{ cm}.$$

$$m_p = m \pi \phi.$$

$$T = T_{max \text{ appui}} = T_{section \textcircled{3}}.$$

NIVEAU:	VI	V	IV	III	II	I
$T_{max} \text{ t}$	12,68	14,55	14,56	14,56	14,56	14,46
$m_p \text{ cm}$	25,13	31,4	31,4	31,4	31,4	31,4
$\bar{E}_d \text{ kg/cm}^2$	16,02	14,71	14,71	14,71	14,71	14,68
$\bar{E}_d \text{ kg/cm}^2$	17,70	17,70	17,70	17,70	17,70	17,70

partout on a: $\bar{E}_d < \bar{E}_d$ (Vérifié.)

• Conditions aux appuis: (Ancrage.)

$$* \text{béton: } c \geq c_0 = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{b_0}}$$

on sait que:

$$b_0 = 30 \text{ cm} ; r = 5\phi.$$

$$c = a - (d + r) = 40 - (4 + 10) = 26 \text{ cm}.$$

$$T = T_{max} \text{ sous } SP_1.$$

Toutes les valeurs sont enregistrées dans le tableau qui suit: (voir feuille ci-après.)

Tableau récapitulatif:

NIVEAU	II	I	IV	II	II	I
T (t)	12,07	14,20	14,21	14,21	14,21	14,29
r (cm)	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
C (cm)	26,00	26,00	26,00	26,00	26,00	26,00
Co (cm)	13,60	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00

On a partout: $C > Co$ (Vérifiée.)

* Aciers:

$$A \gg \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\bar{\sigma}_b}$$

On prend le plus grand moment positif aux appuis et le plus petit moment négatif en valeur absolue pour avoir le moment le plus défavorable.

NIVEAU:	II	I		IV	II	II		I			
Sections	① SP ₁	③ SP ₁	④ SP ₂	① SP ₁	① SP ₂	① SP ₁	① SP ₂	① SP ₁	① SP ₂		
M t.m	-6,00	-8,92	1,12	-8,17	4,86	-8,17	7,82	-8,17	10,89	-8,77	5,92
T t	12,07	9,35	9,45	8,84	9,29	8,84	9,09	8,84	8,91	8,93	8,93
$A_{né} = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\bar{\sigma}_b}$	-2,46	-6,78	3,09	-12,42	5,89	-12,42	8,08	-12,42	10,36	-13,14	6,60
A existant	12,56	15,70	15,70	15,70	15,70	18,84	18,84	18,84	18,84	18,84	18,84

Partout on a: A existant > A nécessaire; D'où Armatures non nécessaires.

Vérification des contraintes:

Cette vérification sera menée sous forme d'un tableau.

Les sections seront vérifiées sous leur moment le plus défavorable.

On indiquera pour chaque section; son mode de sollicitation (SP₁ ou SP₂).

• Sous SP₁:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2. \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases}$$

• Sous SP₂:

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2. \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases}$$

Tableau donnant la vérification des contraintes à tous les niveaux. (Portique transversale.)

NIVEAU	Sections	① SP ₂	② SP ₁	③ SP ₂	④ SP ₁
VI	M t.m	8,96	8,28	8,28	2,97
	A cm ²	12,56	11,43	12,56	6,18
	$\bar{\omega}$ ou γ	1,17	1,06	1,17	0,59
	k	18,90	20,10	18,90	28,90
	ϵ	0,8525	0,8576	0,8525	0,8861
	σ_a kg/cm ²	2325	2728	2148	1483
	σ'_b kg/cm ²	123	136	114	52
V	M t.m	14,84	9,63	10,89	2,65
	A cm ²	15,70+3,92	11,18	15,70+3,92	6,28
	$\bar{\omega}$ ou γ	16,30	1,04	15	0,59
	K	10,30	20,44	7	28,90
	ϵ	/	0,8584	/	0,8861
	σ_a kg/cm ²	3044	2788	2205	1238
	σ'_b kg/cm ²	168	137	105	43
IV	M t.m	18,58	9,59	14,18	2,48
	A cm ²	15,70+6,37	11,18	15,70+10,05	6,28
	$\bar{\omega}$ ou γ	16	1,04	15	0,59
	k	12,40	20,44	9,10	28,90
	ϵ	/	0,8584	/	0,8861
	σ_a kg/cm ²	3720	2775	2867	1238
	σ'_b kg/cm ²	199	137	137	43
III	M t.m	21,54	9,59	16,90	2,48
	A cm ²	18,84+11,18	11,18	15,70+3,92	6,28
	$\bar{\omega}$ ou γ	16	1,04	16,30	0,59
	K	12	20,44	11,70	28,90
	ϵ	/	0,8584	/	0,8861
	σ_a kg/cm ²	3600	2775	3458	1238
	σ'_b kg/cm ²	192	137	191	43
II	M t.m	24,61	9,59	19,74	2,48
	A cm ²	18,84+14,57	11,18	15,70+10,05	6,28
	$\bar{\omega}$ ou γ	15,20	1,04	15	0,59
	k	13,30	20,44	12,66	28,90
	ϵ	/	0,8584	/	0,8861
	σ_a kg/cm ²	4150	2775	3988	1238
	σ'_b kg/cm ²	203	137	190	43
I	M t.m	20,64	9,28	15,13	2,48
	A cm ²	18,84+10,05	11,18	15,70+10,05	6,28
	$\bar{\omega}$ ou γ	16	1,04	15	0,59
	k	11,70	20,44	9,70	28,90
	ϵ	/	0,8584	/	0,8861
	σ_a kg/cm ²	3510	2775	3056	1238
	σ'_b kg/cm ²	188	137	146	43

formules utilisées :

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

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h}$$

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

Les contraintes σ_a et σ'_b sont bien inférieures aux contraintes admissibles.
Donc toutes les contraintes sont admissibles. (Vérifiée.)

Tableau donnant la vérification à la fissuration: (Portique transversale).

NIVEAU	A cm ²	B _f cm ²	$\tilde{\omega}_f$	σ_1 kgf/cm ²	σ_2 kgf/cm ²	σ'_f kgf/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kgf/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kgf/cm ²
VI	12,56	240	0,0524	4126	2013	4126	2325	4200
V	15,70	240	0,0655	4749	2013	4749	3044	4200
IV	15,70	240	0,0655	4749	2013	4749	3720	4200
III	18,84	240	0,0785	5258	2013	5258	3600	4200
II	18,84	240	0,0785	5258	2013	5258	4150	4200
I	18,84	240	0,0785	5258	2013	5258	3510	4200

partout on a: $\sigma'_f > \bar{\sigma}_a$. Donc pas de risque de fissuration.

Calcul des contraintes transversales:

Elles seront calculées sous: T_{max} sous SP₁.

car: $1,5 T_{SP_1} > T_{SP_2}$.

• Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$$

on doit avoir: $\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$ pour: $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$.
 $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$ pour: $\sigma'_b \leq \sigma_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$.

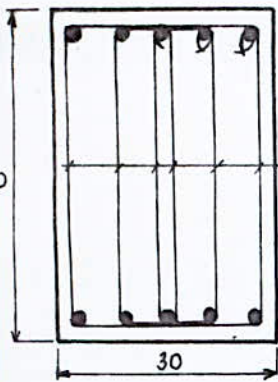
Nota: la vérification sera menée sous forme de tableau.
 on doit avoir pour tous les niveaux:

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

NIVEAU:	VI	V	IV	III	II	I
$T_{max} \text{ (k)}$	12,68	14,55	14,56	14,56	14,56	14,46
σ'_b sous SP ₁ (kgf/cm ²)	114	105	137	191	190	146
τ_b (kgf/cm ²)	13,5	15,30	15,30	15,30	15,30	15,30
$\bar{\tau}_b$ (kgf/cm ²)	18,90	19,60	15,50	15,50	15,50	18,10

Remarque:

Partout on a: $\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$ Aciers transversaux perpendiculaires à la ligne moyenne.



$$A_t = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$f_{at} = \left\{ \text{Max} \left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{z_b}{9\sigma_b} \right) \right\} \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{en} \quad (\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2; \text{Fe E24})$$

• Espacement des cadres et des étriers:

$$t = \frac{A_t}{b} \cdot \frac{\bar{\sigma}_{at}}{\sigma_b} \quad \text{avec: } \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{t} = \text{Max.} \begin{cases} \bar{t}_1 = 0,2 h \\ \bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) \end{cases}$$

Tableau donnant l'espacement au niveau de chaque planchers: (portées)

NIVEAUX:	IV	I	IV	III	II	I
$\sigma_b \text{ kg/cm}^2$	13,50	15,30	15,30	15,30	15,30	15,30
$1 - \frac{\sigma_b}{9\sigma_b}$	0,75	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72
f_{at}	0,75	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72
$\bar{\sigma}_{at} \text{ kg/cm}^2$	1800	1728	1728	1728	1728	1728
$A_t \text{ cm}^2$	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02
$t \text{ cm}$	13,42	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39
$\bar{t}_1 \text{ cm}$	7,20	7,20	7,20	7,20	7,20	7,20
$\bar{t}_2 \text{ cm}$	11,29	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
$\bar{t} = \text{Max}(\bar{t}_1, \bar{t}_2)$	11,29	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0

Nota: On prendra $t = 8 \text{ cm}$ constant pour tous les niveaux.
Le 1^{er} cours sera placé à $\frac{t}{2} = 4 \text{ cm}$ de l'appui.

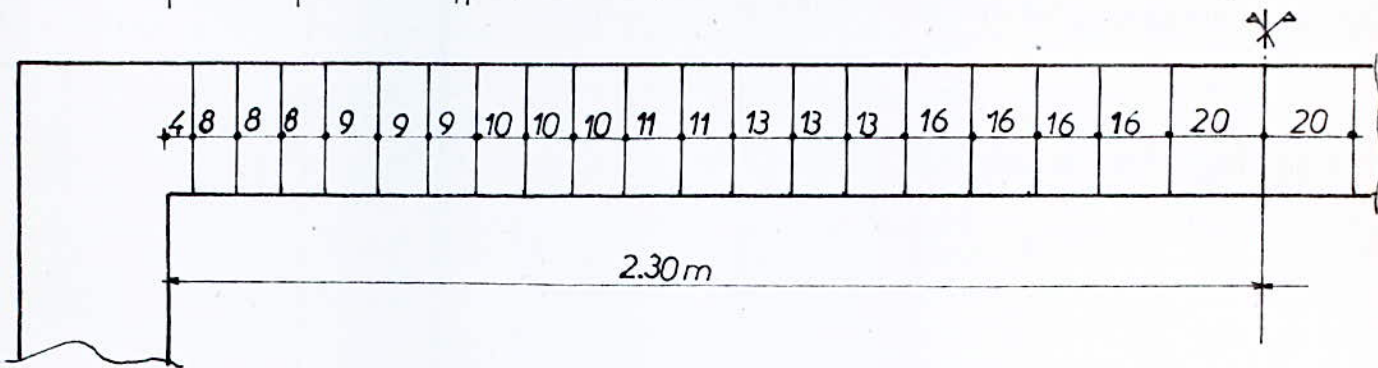
MÉTHODE de CAQUOT:

$$\begin{aligned} l &= 4,60 \text{ m} \rightarrow l/2 = 2,30 \text{ m (demi-portée)} \rightarrow N=3 \text{ pour la 1}^{\text{ère}} \text{ et la 3}^{\text{e}} \text{ travée.} \\ l &= 1,60 \text{ m} \rightarrow l/2 = 0,80 \text{ m (demi-portée)} \rightarrow N=1 \text{ pour la 2}^{\text{e}} \text{ travée.} \end{aligned}$$

Nota: Pour la répartition de la suite de CAQUOT; voir la disposition sur la feuille ci-après.

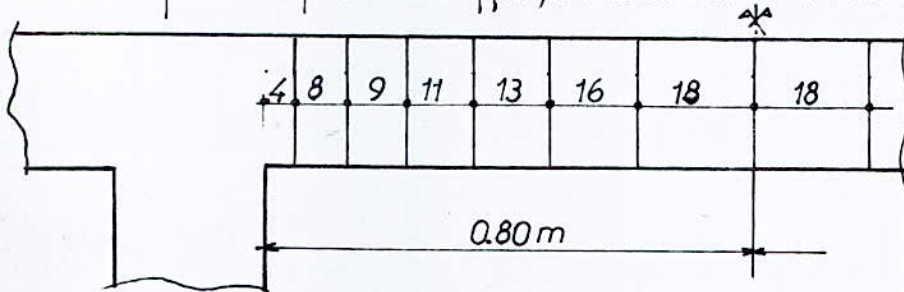
1^{ère} et 3^{ème} travée: N=3

On prévoit à partir de l'appui, la suite: $4 + 3 \times 8 + 3 \times 9 + 3 \times 10 + 2 \times 11 + 3 \times 13 + 4 \times 16 + 20 = 2,30 \text{ m}$.



2^{ème} travée: N=1

On prévoit à partir de l'appui; la suite: $4 + 8 + 9 + 11 + 13 + 16 + 18 = 0,80 \text{ m}$.



**Ferrailage
des
Poteaux**

Les poteaux seront calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal N et à des moments fléchissants en tête et en pied dans le sens longitudinal et transversal. Les moments au nombre de quatre sont consignés dans des tableaux; ainsi que les efforts normaux déterminés précédemment et consignés aussi dans des tableaux.

On fera le calcul des poteaux sous la sollicitation du 1^{er} genre: $G + 1,2P$ et sous la plus défavorable des sollicitations du 2^e genre.

Détermination des aciers longitudinaux:

MÉTHODE DE CALCUL:

Deux cas peuvent se présenter:

1. Section partiellement comprimée:

Le cas se produit lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène. On a alors:

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{ht}{6}$$

e_0 : excentricité de la charge.

M : moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section de béton seul.

N : effort de compression au centre de gravité du béton seul.

ht : hauteur totale de la section.

a. Section sans armatures comprimées:

On détermine les armatures A_1 de la section rectangulaire de même dimension et soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_0 des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section A des armatures tendues soumise à N et M sera alors:

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (N: \text{compression})$$

La condition pour que la section réelle ne possède pas d'armatures comprimées est que la section fictive n'en possède pas; c'est à dire:

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

Pour avoir l'armature minimale; on prendra: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$.

b. Section avec armatures comprimées:

Soit: $\left\{ \begin{array}{l} M_{0c}: \text{moment des forces extérieures agissant à gauche de la section} \\ \text{par rapport au centre de gravité des armatures comprimées.} \\ M_{0t}: \text{moment des forces extérieures / c.d.g. de armatures tendues.} \end{array} \right.$

$$\mu_1 = \frac{M_{0t}}{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu_2 = \frac{M_{0c}}{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2}$$

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

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

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

$$\delta' = \frac{d}{h}$$

Comme il est intéressant du point de vue économique, d'obtenir des sections d'armatures A' et A telles que la somme soit minimale; on recherche la valeur de k qui réponde à cette condition. On utilise pour cela l'abaque de CHARRON. ("calcul pratique des sections en B.A." page 50)

- si $k < \bar{k}$; on retiendra k pour la suite des calculs.
- si $k > \bar{k}$; on prend $k = \bar{k}$.

Connaissant k ; on prend $\bar{\omega}$ et $\bar{\omega}'$ à l'aide des formules.

$$\bar{\omega}' = \frac{\mu_1 - \mu_0}{f} \quad \bar{\omega} = \frac{100(\mu_2 + g)}{k(1 - \delta')}$$

μ_0, f et g sont donnés en fonction de k et δ' dans le tableau 5 du même ouvrage.

Les sections d'aciers seront alors:

$$A' = \frac{\bar{\omega}' \cdot b \cdot h}{100} \quad A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100}$$

La contrainte des armatures comprimées est:

$$\sigma_a' = 15 \left[1 - \left(1 + \frac{k}{15} \right) \delta' \right] \bar{\sigma}_b$$

2. Section entièrement comprimée:

Le cas se produit lorsque:

$$\sigma_0 = \frac{M}{N} < \frac{kt}{\sigma} = \epsilon_1$$

on armure la section de manière symétrique: $A_1' = A_2' = A'$.

En appliquant les formules classiques de la résistance des matériaux à la section homogénéisée; la contrainte en un point situé à la distance v du centre de gravité sera alors:

$$\sigma' = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v}{I}$$

La contrainte sur la fibre la plus comprimée sera ainsi:

$$\sigma'_{1,b} = \frac{N}{b \cdot ht + 2NA'} + \frac{M_G \cdot \frac{ht}{2}}{I} \quad (1)$$

M_G : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité de la section homogénéisée confondu avec le centre du rectangle.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 2nA'(0,5 - \delta'_E)^2 ht$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe passant par G et perpendiculaire à l'axe de symétrie.

On a intérêt du point de vue économique à prendre $\sigma'_{1,b} = \bar{\sigma}'_b$; car le béton est fortement comprimé.

Soit:

$$\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot ht} \quad \epsilon = \frac{M_G}{N} \quad \lambda = \frac{6e\rho}{ht} \quad \epsilon = 1\% (0,5 - \delta'_E)^2$$

$$\frac{2nA'}{b \cdot ht} = \mu \quad C = \frac{1 - \rho - \lambda}{\epsilon} \quad D = 0,5 \left[1 - \rho + \frac{\rho}{\epsilon} + C \right]$$

Avec ces notations la relation (1) devient: $\mu^2 + 2D\mu + C = 0$ dont la racine à retenir est: $\mu = -D + \sqrt{D^2 - C}$

on aura alors: $A' = \frac{\mu \cdot b \cdot ht}{2n}$

3. Cas de la compression simple :

La section d'acier longitudinal doit vérifier les trois conditions :

(1)
$$AL \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N}{\sigma_{b0}}$$

avec : θ_1 : Coefficient qui tient compte des possibilités d'excentricité de la charge.

- $\theta_1 = 1,8$ - poteaux d'angles.
- $\theta_1 = 1,4$ - poteaux de rive.
- $\theta_1 = 1$ - autres poteaux.

$$\theta_2 = 1 + \frac{lc}{4a - 2c}$$

lc : longueur de flambement (art 53.23 CCBA 68)
 a : plus petite dimension transversale.
 c : enrobage des armatures longitudinales.

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{f_{em}}$$

Le coefficient dépend de la nuance des aciers longitudinaux.

(2)
$$AL \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\sigma_{b0}} - B \right)$$

(3) $\frac{A_L}{B} \leq 5\% \rightarrow A \leq \frac{B}{20}$

Contrainte admissible σ'_b en flexion composée (art 9.4 CCBA 68)

• Sous SP₁ :

$$\sigma'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \epsilon \cdot \sigma_{20}$$

- α dépend de la classe de ciment utilisé. $\alpha = 1$ (CPA 325)
- β dépend de l'efficacité du contrôle. $\beta = 5/6$ (contrôle atténué.)
- γ dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats. $\gamma = 1$ (Cg: 5/15.)
- ϵ dépend de la nature de la sollicitation :
 en flexion composée :

$$\epsilon = \min \left(0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right)$$

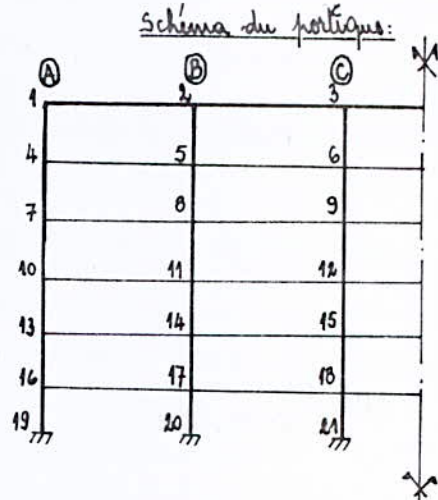
• Sous SP₂ :

La valeur de ϵ est à multiplier par 1,5.

PORTIQUE LONGITUDINAL

Tableau donnant les moments fléchissants maximums ainsi que les efforts normaux correspondants.

FILES	POTEAU	1 ^{er} Genre		2 ^e Genre	
		M _{max}	N	M _{max}	N
A	1-4	3,93	8,93	7,01	9,36
	4-7	2,71	18,95	8,17	20,52
	7-10	2,58	28,99	9,55	32,93
	10-13	2,58	39,03	10,22	46,30
	13-16	2,58	49,07	11,15	60,69
	16-19	3,65	58,6	8,68	73,07
C	3-6	/	17,38	4,34	15,78
	6-9	/	36,74	7,40	31,92
	9-12	/	56,10	9,29	48,06
	12-15	/	75,46	10,14	64,20
	15-18	/	94,82	11,28	80,34
	18-21	/	113,58	7,11	95,88



N.B.: les valeurs des efforts pour les files A et C étant très proches ; on fera le calcul pour la file C uniquement.

Détermination des armatures longitudinales sous SP₁:

Afin de savoir si les sections sont partiellement ou totalement comprimées, il faut calculer le rapport $e_0 = \frac{M}{N}$ pour tous les poteaux et le comparer à $e_1 = \frac{ht}{6}$.

Dans le sens longitudinal on a: $ht = 40 \text{ cm}$.

d'où: $e_1 = \frac{ht}{6} = 6,67 \text{ cm}$.

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$.

$e_1 = 6,67 \text{ cm}$.

FILE	A						C						
	POTEAU	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
M		3,93	2,71	2,58	2,58	2,58	3,65						
N		8,93	18,95	28,99	39,03	49,07	58,6	17,38	36,74	56,10	75,46	94,82	113,58
$e_0 = \frac{M}{N}$		4,4	14,30	8,90	6,61	5,26	6,23						
$\bar{\sigma}'_b$		137,7	118,05	99,50	91,60	86,90	90,30	68,80	68,80	68,80	68,80	68,80	68,80

sections partiellement comprimées ($e_0 > e_1$)

sections entièrement comprimées ($e_0 < e_1$)

N.B.: e_0 est donné en cm.

les poteaux de la file C seront dimensionnés en compression simple.

Pourcentage minimal d'armatures: (art 32.2 et 53.23 CCBA68)

$$\frac{A}{B} = \omega_1 \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{\sigma_{tm}'}{\sigma_{bo}'}$$

avec: σ_{tm}' étant la contrainte moyenne de compression de la pièce sous les sollicitations du 1^{er} genre calculée sous la section de béton seul.

- $\theta_1 = 1$ pour les autres poteaux.
- $\theta_1 = 1,4$ pour les poteaux de rive.

- $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$; $l_c = 0,7h = 0,70 \times 3 = 2,10 \text{ m} \rightarrow$ niveau courant.
- $l_c = 0,70h' = 0,70 \times 1,50 = 1,05 \text{ m} \rightarrow$ vide sanitaire.

on obtient:

$$\theta_2 = 1 + \frac{2,10}{4 \times 0,40 - 2 \times 0,03} = 2,36 \quad \text{pour les poteaux au-dessus du vide sanitaire.}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{1,05}{4 \times 0,40 - 2 \times 0,03} = 1,68 \quad \text{pour les poteaux sous RDC.}$$

- $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$; $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (Aciers HA; $\phi \leq 20 \text{ mm}$ nuance Fc E40)

• Calcul de σ_{tm}' :

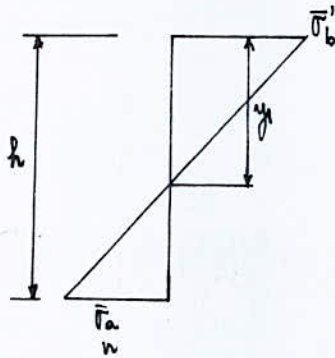
* pour les sections entièrement comprimées ou les sections à la compression simple on a:

$$\sigma_{tm}' = \frac{N}{B}$$

De ce fait; la relation précédente devient:

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\sigma_{bo}'}$$

* pour les sections partiellement comprimées; on se réfère au diagramme de NAVIER.



$$y_1 = h \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b + \frac{\sigma_a}{n}}$$

on a donc: $B = b \cdot y_1$

et $\sigma_{tm}' = \frac{N}{B} = \frac{N}{b \cdot y_1}$

Tableau donnant le pourcentage minimum d'armatures.

File	A						C					
	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
$\bar{\sigma}'_b$	137,70	118,05	99,50	91,60	86,90	90,30	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8
N	8,93	18,95	28,99	39,03	49,07	58,60	17,38	36,74	56,10	75,46	94,82	113,58
y_1	15,30	14	12,50	11,85	11,40	11,70	/	/	/	/	/	/
A _l	1,06	2,45	4,20	1,77	2,22	1,90	0,56	1,20	1,82	2,44	3,07	2,62

File A

Nous détaillerons le calcul pour le poteau 1-4. Le calcul des autres poteaux se fera sous forme de tableau.

poteau 1-4:

$$\begin{cases} M = 3,93 \text{ t.m} \\ N = 8,93 \text{ t.} \end{cases}$$

• Calcul du centre de pression:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 44 \text{ cm} > e_1 = 6,67 \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

• Calcul du moment / avec aciers tendus:

$$M_{a,t} = M + \left(\frac{kt}{2} - d\right) N = 3,93 + \left(\frac{0,40}{2} - 0,04\right) \times 8,93 = 5,36 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_{a,t}}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} = \frac{15 \times 5,36 \cdot 10^5}{2800 \times 40 \times 36^2} = 0,0554 \quad \begin{matrix} \text{tableau} \\ \text{CHARRON} \end{matrix} \begin{cases} K = 34 \\ \xi = 0,9020 \end{cases}$$

$k > \bar{K}$ (section partiellement sans armatures comprimées.)

$$A_1 = \frac{M_{a,t}}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{5,36 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9020 \times 36} = 5,90 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5,90 - \frac{8,93 \cdot 10^3}{2800} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

Détail de calcul pour le poteau 10-13 qui lui; est entièrement comprimé.

$$\begin{cases} M = 2,58 \text{ t.m} \\ N = 39,03. \end{cases} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}'_b = 91,6 \text{ kg/cm}^2. \\ e_0 = 6,61 \text{ cm.} \end{cases}$$

on détermine les coefficients:

$$\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h} = \frac{39,03 \cdot 10^3}{91,6 \times 40 \times 40} = 0,2663.$$

$$\lambda = \frac{6 e_0 \rho}{kt} = \frac{6 \times 6,61 \times 0,2663}{40} = 0,264.$$

$$\xi = 1,2 (0,5 - \delta'_k)^2 \quad \text{avec:} \quad \delta'_k = \frac{d'}{kt} = \frac{4}{40} = 0,1$$

$$\xi = 1,92$$

$$c = \frac{1 - \rho - \lambda}{\xi} = \frac{1 - 0,2663 - 0,264}{1,92} = 0,245$$

$$D = 0,5 \left[1 - \rho + \frac{\rho}{\xi} + c \right] = 0,5 \left[1 - 0,2663 + \frac{0,2663}{1,92} + 0,245 \right] = 0,56$$

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - c} = -0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,245} = -0,30$$

$$A' = \frac{\mu \cdot b \cdot h}{2m} = \frac{(-0,30) \times 40 \times 40}{2 \times 15} < 0 \quad \text{on prendra donc: } A_{\text{min.}} = 1,77 \text{ cm}^2.$$

FILE (A)

Sections partiellement comprimées.

POTEAU	1-4	4-7	7-10
M	3,93	2,71	2,58
N	8,93	18,95	28,99
l ₀	4,4	14,30	8,90
$\bar{\sigma}'_b$	137,70	118,05	99,50
M _{act}	5,36	5,74	7,22
M _{acc}			
μ	0,0554	0,0594	0,0746
k	34	34,40	28,80
\bar{k}	20,40	23,72	28,14
ϵ	0,9020	0,8988	0,8840
μ'_1			
μ'_2			
k			
$\bar{\omega}'$			
$\bar{\omega}$			
A ₁	5,90	6,34	8,06
A	2,71	< 0	< 0
A'			
A _{min.}	1,06	2,45	4,20

Formules à utiliser :

(sections avec armatures comprimées.)

$$M_{a,t} = M + \left(\frac{kt}{2} - d\right) N$$

$$M_{acc} = M - \left(\frac{kt}{2} - d\right) N$$

$$\mu'_1 = \frac{M_{a,t}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu'_2 = \frac{M_{acc}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}$$

$$\bar{\omega}' = \frac{\mu'_1 - \mu'_2}{k}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100(\mu'_2 + g)}{k(1 - \delta')}$$

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

$$A' = \bar{\omega}' \cdot \frac{b \cdot h}{100}$$

FILE (A)

Sections entièrement comprimées.

POTEAU	10-13	13-16	16-19
N	39,03	49,07	58,60
l ₀	6,61	5,26	6,23
$\bar{\sigma}'_b$	91,60	86,90	90,30
ρ	0,2668	0,3529	0,4056
λ	0,2640	0,2784	0,3790
ϵ	1,92	1,92	1,92
C	0,245	0,192	0,112
D	0,56	0,51	0,46
μ	-0,30	-0,25	-0,15
A'	< 0	< 0	< 0
A _{min.}	1,77	2,22	1,90

Formules utilisées :

$$\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot ht}$$

$$\epsilon = 12(0,5 - \delta')^2 \quad \text{avec:}$$

$$\delta' = \frac{d}{ht}$$

$$D = 0,5 \left(1 - \rho + \frac{\rho}{\epsilon} + C\right)$$

$$C = \frac{1 - \rho - \lambda}{\epsilon}$$

$$\mu = -D + D^2 - C$$

$$A' = \frac{\mu \cdot b \cdot ht}{2n}$$

FILE ©

les poteaux de la file © sont calculés en compression simple.

POTEAU	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
N (t)	17,38	36,74	56,10	75,46	94,82	113,58
A ₀	<0	<0	<0	<0	<0	3,39/2
A _{max}	80	80	80	80	80	80
A _{min.}	1,13/2	2,38/2	3,63/2	4,89/2	6,14/2	5,23/2

formules utilisées :

$$A_0 = \frac{1}{m} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_b'} - B \right)$$

$$A_{max} = \frac{B}{30}$$

$$A_{min.} = \frac{1,25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot N}{1000 \bar{\sigma}_b'}$$

B étant la section totale de béton.

• tous les poteaux sont de dimensions :
(40x40) cm.

$$B = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2.$$

Détermination des armatures longitudinales sous SP₂:

Tableau donnant les différentes valeurs de e₀ et de $\bar{\sigma}_b'$ pour tous les poteaux :

$$e_1 = 6,67 \text{ cm}$$

FILE	A						B						
	POTEAU	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
M		7,01	8,17	9,55	10,22	11,15	8,68	4,34	7,40	9,29	10,14	11,28	7,11
N		9,36	20,52	32,93	46,3	60,69	73,07	15,78	31,92	48,06	64,20	80,34	95,88
e ₀		74,9	39,81	29,0	22,07	18,37	11,88	27,50	23,18	19,33	15,79	14,04	7,42
$\bar{\sigma}_b'$		206,5	206,5	206,5	206,5	198,09	164,60	206,5	206,5	203,04	184,77	175,74	141,57
y ₁		15,3	15,3	15,3	15,3	15,0	12,6	15,3	15,3	15,0	14,0	13,8	11,3

N.B: e₀ > e₁ pour tous les poteaux. les sections sont donc partiellement comprimées.

Le calcul des poteaux sous SP_2 sera fait selon la méthode de CHARRON exposée en début de chapitre.

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

$\delta' = 0,10$

FILE	A						C						
	Poteau	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
M	7,01	8,17	9,55	10,22	11,15	8,68	4,34	7,40	9,29	10,14	11,28	7,11	
N	9,36	20,52	32,93	46,30	60,69	73,07	15,78	31,92	48,06	64,20	80,34	95,88	
e_0	74,9	39,81	29,0	22,07	18,37	14,88	27,50	23,18	19,33	15,79	14,04	7,42	
\bar{V}_b	206,5	206,5	206,5	206,5	198,09	164,60	206,5	206,5	203,04	184,77	175,74	141,57	
M_{at}	8,51	11,45	14,82	17,63	20,86	20,37	6,86	12,51	16,98	20,41	24,13	22,45	
μ	0,0586	0,0789	0,1021	0,1215	0,1437	0,1403	0,0473	0,0862	0,1170	0,1406	0,1662	0,1547	
K	34,7	28,8	24,4	21,7	19,4	19,75	39,6	27,2	22,3	19,7	17,55	18,5	
\bar{K}	20,4	20,4	20,4	20,4	21,2	25,52	20,4	20,4	20,70	22,73	23,90	29,70	
M_{av}					1,44	-3,01					-0,13	-1,57	-8,23
ϵ	0,8994	0,8858	0,8731	0,8638	0,8547	0,8561	0,9084	0,8815	0,8660	0,8559	0,8464	0,8508	
μ_1					0,2031	0,2387					0,2131	0,2649	0,3059
μ_2					0,01402	-0,0353					-0,00136	-0,0172	-0,0121
k					12	9					11	10	2
$\bar{\omega}'$					-0,2096	-0,077					-0,1783	0,2213	-0,0460
$\bar{\omega}$					0,3493	-0,0172					0,2550	0,1422	-1,472
A_1	6,26	8,55	11,23	13,50			4,99	9,39	12,97				
A	4,03	3,66	3,39	2,48	5,03	<0	1,23	1,79	1,53	3,67	2,05	<0	
A'					<0	<0				<0	3,19	<0	
Sous SP_1 → Amin	1,06	2,45	4,20	1,77	2,22	1,90	0,56	1,20	1,82	2,44	3,07	2,62	
Sous SP_2 → Amin	0,76	1,66	2,67	3,74	5,02	5,07	0,95	1,92	2,96	4,19	5,44	1,60	

N.B: les unités utilisées sont :

- M en t.m
- N en t
- e_0 en cm
- A en cm²

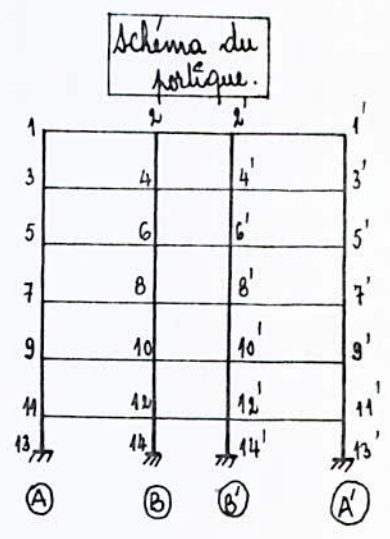
on sait que :

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ sous SP_2 .
 $h_t = 40 \text{ cm}$.
 $h_b = 36 \text{ cm}$.

PORTIQUE TRANSVERSAL

Tableau donnant les moments maximums et les efforts normaux correspondants.

FILE	POTEAU	1 ^{er} Genre		2 ^e Genre	
		M _{max.}	N	M _{max.}	N
A	1-3	6,00	13,27	8,96	13,15
	3-5	4,29	28,67	9,68	28,54
	5-7	4,09	44,08	11,10	44,99
	7-9	4,09	59,49	11,83	62,28
	9-11	4,09	74,90	12,78	80,44
	11-13	5,79	89,79	10,75	96,81
B	2-4	2,86	18,18	6,96	19,38
	4-6	2,45	38,93	9,66	43,32
	6-8	2,37	59,69	11,56	70,27
	8-10	2,37	80,45	12,49	99,58
	10-12	2,37	101,21	13,69	131,36
	12-14	3,77	121,27	10,54	159,58



N.B:
 • M en t.m
 • N en t

Détermination des armatures longitudinales sous SPi:

Tableau donnant les valeurs de $e_0 = \frac{M}{N}$ et de $\bar{\sigma}_b'$.

$e_1 = 6,67 \text{ cm.}$

FILE	A						B						
	POTEAUX	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14
M		6,00	4,29	4,09	4,09	4,09	5,79	2,86	2,45	2,37	2,37	2,37	3,77
N		13,27	28,67	44,08	59,49	74,90	89,79	18,18	38,93	59,69	80,45	101,21	121,27
$e_0 = \frac{M}{N}$		45,21	14,96	9,28	6,88	5,46	6,45	15,73	6,28	3,97	2,95	2,34	3,11
$\bar{\sigma}_b'$		137,7	120,32	101	92,52	87,64	91,04	12,3	90,50	82,51	79,0	77,0	79,55

Sections partiellement comprimées ($e_0 > e_1$) Sections entièrement comprimées ($e_0 < e_1$) Section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$) Sections entièrement comprimées ($e_0 < e_1$)

Pourcentage minimal d'armatures:

$$\omega_2 = \frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma_{mm}}{\bar{\sigma}'_b}$$

$\theta_1 = 1,4$ pour les poteaux de rive.

$\theta_1 = 1$ pour les autres poteaux (poteaux centraux).

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

• poteaux au-dessus du rez-de-chaussée:

$l_c = 0,7 l_0$ avec: $l_0 = 3m$

$$l_0 = 0,70 \times 3 = 2,10 m \rightarrow \theta_2 = 1 + \frac{2,10}{4 \times 0,40 - 2 \times 0,03} = 2,36$$

• poteaux en dessous du RDC:

$l_0 = 0,70 \times 1,50 = 1,05 m$. la rigidité du poteau est supérieure à celle de la poutre.

$$\theta_2 = 1 + \frac{1,05}{4 \times 0,40 - 2 \times 0,03} = 1,68$$

* sections entièrement comprimées:

$$\sigma'_{mm} = \frac{N}{B} \rightarrow A_e \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_b}$$

* sections partiellement comprimées:

on détermine $y = h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\sigma'_{mm}}{m}}$

$$\sigma'_{mm} = \frac{N}{b \cdot y}$$

tableau donnant la section d'armatures minimale.

FILE	A						B					
	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14
N (k)	13,27	28,67	44,08	59,49	74,90	89,79	18,18	38,93	59,69	80,45	101,21	121,27
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	137,7	120,33	101	92,52	87,64	91,04	123	90,50	82,51	79	79	79,55
y_1 cm	15,30	14,11	12,64	11,93	11,50	11,80	14,30	11,75	11,03	10,70	10,51	10,76
A min.	$\frac{3,16}{2}$	$\frac{7,40}{2}$	$\frac{12,90}{2}$	$\frac{18,15}{2}$	$\frac{6,82}{2}$	$\frac{5,82}{2}$	$\frac{3,31}{2}$	$\frac{2,53}{2}$	$\frac{3,88}{2}$	$\frac{5,23}{2}$	$\frac{6,50}{2}$	$\frac{5,61}{2}$

Calcul des poteaux à sections entièrement comprimées:

FILE	(A)		(B)				
	9-11	11-13	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14
POTEAUX	9-11	11-13	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14
N (k)	74,90	89,79	38,93	59,69	80,45	101,21	121,27
e	5,46	6,45	6,29	3,97	2,95	2,34	3,11
$\bar{\sigma}'_b$	87,64	91,04	90,50	82,51	79,0	77,0	79,55
ρ	0,534	0,616	0,269	0,452	0,636	0,821	0,953
λ	0,437	0,596	0,254	0,269	0,281	0,288	0,446
ϵ	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92
C	0,0451	-0,1104	0,248	0,145	0,0432	-0,057	-0,2073
D	0,40	0,30	0,56	0,46	0,37	0,275	0,17
μ	-0,02	0,15	-0,30	-0,20	-0,06	0,09	0,32
A'	<0	8	<0	<0	<0	4,80	16,85
A _{min.}	3,41	2,91	1,27	1,94	2,62	3,29	2,81

Formules utilisées:

$$\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h}$$

$$\lambda = \frac{6e \cdot \rho}{h}$$

$$\epsilon = 12(0,5 - \delta'_t)^2$$

$$C = \frac{1 - \rho - \lambda}{\epsilon}$$

$$D = 0,5 \left(1 - \rho + \frac{\rho}{\epsilon} + C \right)$$

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - C}$$

$$A' = \frac{\mu \cdot b \cdot h}{2n}$$

Calcul des poteaux à sections partiellement comprimées:

$\delta = 0,10$

FILE	(A)				(B)
	1-2	3-5	5-7	7-9	2-4
POTEAU	1-2	3-5	5-7	7-9	2-4
M	6,00	4,29	4,09	4,09	2,86
N	13,27	28,67	44,08	59,49	18,18
e	45,21	14,96	9,28	6,88	15,73
$\bar{\sigma}'_b$	137,70	120,32	101	92,52	123
Mat	8,12	8,88	11,14	13,61	5,77
Mac	3,88	-0,30	-3,0	-5,43	-0,05
μ	0,0839	0,0918	0,1151	0,1406	0,0596
k	27,7	26,1	22,5	19,7	34,4
\bar{k}	20,4	23,3	27,72	30,26	22,76
ϵ	0,8829	0,8783	0,8667	0,8559	0,8988
μ'_1			0,213	0,284	
μ'_2			-0,057	-0,1132	
k			7,0	2,0	
$\bar{\omega}'$			-0,44	-0,23	
$\bar{\omega}$			-0,22	-1,54	
A ₁	9,12	10,03			6,37
A	4,38	<0	<0	<0	<0
A'			<0	<0	
A _{min.}	1,58	3,90	6,35	9,08	1,66

Formules utilisées:

$$Mat = M + \left(\frac{ht}{2} - d \right) N$$

$$Mac = M - \left(\frac{ht}{2} - d' \right) N$$

$$\mu'_1 = \frac{Mat}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu'_2 = \frac{Mac}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}$$

$$\bar{\omega} = \frac{\mu'_1 - \mu'_2}{k}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100(\mu'_1 + g)}{k(1 - \delta')}$$

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

$$A' = \bar{\omega}' \frac{b \cdot h}{100}$$

Détermination des armatures longitudinales sous SP:

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}_b'$.

FILE	A						B					
	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14
POTEAUX												
M	8,96	9,68	11,10	11,83	12,78	10,75	6,96	9,66	11,56	12,49	13,69	10,54
N	13,15	28,54	44,99	62,28	80,44	96,81	19,38	43,32	70,27	99,58	131,36	159,58
e_0	68,14	33,92	24,67	18,99	15,89	11,10	35,91	22,30	16,45	12,54	10,42	6,60
$\bar{\sigma}_b'$	205,5	205,5	205,5	202	185	160	205,5	205,5	187,5	168	156	137
e_1	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67	6,67
γ_1	15,3	15,3	15,3	15,1	14,3	13,09	15,3	15,3	14,5	13,5	11,3	11,83
Armin.	1,06	2,40	3,65	5,20	7,02	6,51	1,15	2,52	4,22	6,45	10,16	2,40

Sections partiellement comprimées.
($e_0 > e_1$)

Section entièrement comprimée.
($e_0 < e_1$)

Calcul des sections partiellement comprimées:

FILE	A						B					
	1-3	3-5	5-7	7-9	9-11	11-13	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	
POTEAUX												
M	8,96	9,68	11,10	11,83	12,78	10,75	6,96	9,66	11,56	12,49	13,69	
N	13,15	28,54	44,99	62,28	80,44	96,81	19,38	43,32	70,27	99,58	131,36	
e_0	68,14	33,92	24,67	18,99	15,89	11,10	35,91	22,30	16,45	12,54	10,42	
$\bar{\sigma}_b'$	205,5	205,5	205,5	202	185	160	205,5	205,5	187,5	168	156	
Max	11,06	14,25	18,30	21,80	25,65	26,24	10,06	16,60	22,80	28,42	34,71	
Max	6,86	5,11	3,90	1,87	-0,09	-4,74	3,86	2,73	0,32	-3,44	-7,33	
μ	0,0762	0,0982	0,1261	0,1502	0,1767	0,1808	0,0693	0,1144	0,1571	0,1958	0,2391	
k	29,4	25,0	21,2	18,8	16,8	16,5	31,3	22,6	18,2	15,6	1,95	
\bar{k}	20,4	20,4	20,4	20,8	22,7	26,3	20,4	20,4	22,4	25	27	
ϵ	0,8874	0,8750	0,8610	0,8521	0,8428	0,8413	0,8320	0,8271	0,8244	0,8366	0,7049	
ϵ_1				0,2082	0,2675	0,3164			0,2346	0,3263	0,4292	
ϵ_2				0,0179	-0,001	-0,0571			0,0033	-0,0395	-0,0906	
k				12	11	7			11	8	4	
$\bar{\omega}_1$				-0,163	0,3091	0,460			0,0143	0,6220	1,1730	
$\bar{\omega}_2$				0,385	0,259	-0,217			0,3020	-0,0170	-0,7280	
A_1	8,24	10,77	14,04				7,46	12,66				
A	5,11	3,97	3,33	5,54	3,73	<0	2,85	2,35	4,35	<0	<0	
A'				<0	4,145	6,63			0,21	8,96	16,90	
Armin.	1,06	2,40	3,65	5,20	7,02	6,51	1,15	2,52	4,22	6,45	10,16	

Nota: les formules utilisées sont les mêmes que précédemment.

Calcul de la section entièrement comprimée.

POTEAU	N	e_0	$\bar{\sigma}'_b$	ρ	λ	ε	C	D	$\bar{\omega}$	A'	Amin.
12-14	159,58	6,60	137	0,73	0,72	1,92	-0,23	0,21	0,31	16,54	2,40

Résumé:

Portique longitudinal:

FILE	POTEAU	Sous SP ₁ A=A'	Sous SP ₂ A=A'	Amin.		Max. A=A'
				SP ₁	SP ₂	
A	1-4	2,71	4,03	2,12	1,52	4,03
	4-7	<0	3,66	4,90	3,32	3,66
	7-10	<0	3,39	8,40	5,34	8,40/2
	10-13	<0	2,48	3,54	7,48	7,48/2
	13-16	<0	5,03	4,44	10,04	5,03
	16-19	<0	<0	3,80	10,14	10,14/2
C	3-6	<0	1,23	1,12	1,90	1,23
	6-9	<0	1,79	2,40	3,84	3,84/2
	9-12	<0	1,53	3,64	5,92	5,92/2
	12-15	<0	3,67	4,88	8,38	8,38/2
	15-18	<0	3,19	6,21	10,88	10,88/2
	18-21	3,39	<0	5,24	3,20	5,24/2

Portique transversal:

FILE	Poteau	Sous SP ₁ A=A'	Sous SP ₂ A=A'	Amin.		Max. A=A'
				SP ₁	SP ₂	
A	1-3	4,38	5,11	3,16	2,12	5,11
	3-5	<0	3,97	7,40	4,80	3,97
	5-7	<0	3,33	12,70	7,30	12,70/2
	7-9	<0	5,54	18,15	10,4	18,15/2
	9-11	<0	3,73	6,82	14,04	14,04/2
	11-13	8,00	<0	5,82	13,02	8,00
B	2-4	<0	2,85	3,31	2,30	2,85
	4-6	<0	2,35	2,53	5,04	5,04/2
	6-8	<0	4,35	3,88	8,44	4,35
	8-10	<0	8,96	5,23	12,90	8,96
	10-12	4,80	16,90	6,58	20,32	16,90
	12-14	16,85	16,54	5,61	4,80	16,85

N.B: 1. La section Amin est la section totale d'acier à répartir sur toute la section du béton.
 Les sections données dans les autres colonnes sont des sections surélevées.

Ferrailage adopté:

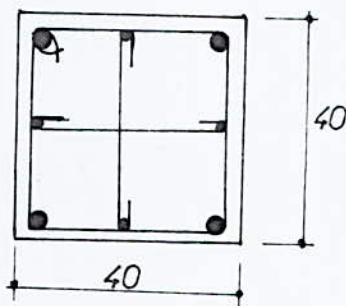
On ferrillera la file de poteaux la plus défavorable qu'on adoptera partout.

LONGITUDINAL.			TRANSVERSAL.		
Rive	MILIEU	ADOPTÉ	Rive	MILIEU	ADOPTÉ
4,03	1,23	4,03 (4T20)	5,11	2,85	5,11 (4T20)
3,66	1,92	3,66 (4T20)	3,97	2,52	3,97 (4T20)
4,20	2,96	4,20 (4T20)	6,35	4,35	6,35 (6T20)
3,74	4,19	4,19 (4T20)	9,08	8,96	9,08 (6T20)
5,03	5,44	5,44 (4T20)	7,02	16,90	16,90 (12T20)
5,07	2,62	5,07 (4T20)	8,00	16,85	16,85 (12T20)

Disposition pratique:

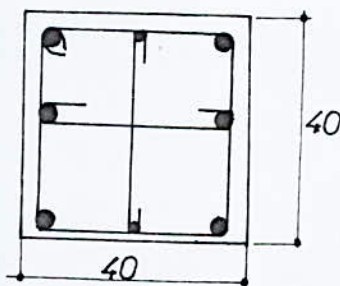
IV^e + V^e niveau

Section: 4T20 = 6,28 cm².



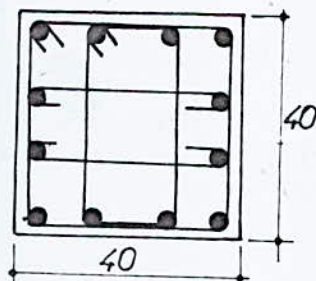
III^e et IV^e niveau:

Section: 6T20 = 9,42 cm².



I^e + II^e niveau:

Section: 12T20 = 18,84 cm².



ARMATURES TRANSVERSALES:

Les armatures transversales disposées dans les poteaux ont 3 rôles :

- permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- empêcher le gonflement du béton.
- s'opposer au flambement des armatures.

Aucun pourcentage minimal n'est requis pour les armatures transversales.

les règles CCBA 68 se bornent à limiter les espacements entre celles-ci ; comme indiqué ci-dessous.

• zone courante : (pas de recouvrement.)

L'espacement admissible est :

$$\bar{s} = \min \left\{ \begin{array}{l} s_1 = (100 \phi_L - 15 \phi_{L \max}) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b0}'} \right) \\ s_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b0}'} \right) \phi_{L \min} \end{array} \right.$$

en pratique on prend :

$$s \leq 15 \phi_{L \min}$$

dans notre cas : $\phi_{L \min} = 2 \text{ cm} \rightarrow s \leq 30 \text{ cm}$.

Donc on prend : $s = 20 \text{ cm}$.

on sait que : $\frac{\phi_{L \max}}{4} \leq \phi_L \leq \frac{\phi_{L \max}}{3}$

$$0,5 \text{ cm} \leq \phi_L \leq 0,67 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } \phi_L = 6 \text{ mm}$$

• zone de recouvrement :

soit λ le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement.
on doit avoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda \geq 3 \\ \lambda \geq \frac{0,4 \phi_L^2 \cdot \sigma_{\text{max}}}{\phi_L^2 \cdot \sigma_{\text{max}}} ; \lambda \geq \frac{0,4 \times 2^2 \times 4200}{0,6^2 \times 2400} = 7,78 \end{array} \right.$$

on prend : $\lambda = 10$ cours d'armatures transversales/ml dans la zone de recouvrement en considérant un espacement : $s = 10 \text{ cm}$.

• longueur de recouvrement :

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot 4 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{2,0}{4} \times \frac{2800}{16,6} = 84,4 \text{ cm}$$

Dans les zones de recouvrement ; on considèrera un espacement :

$$s = 10 \text{ cm}$$

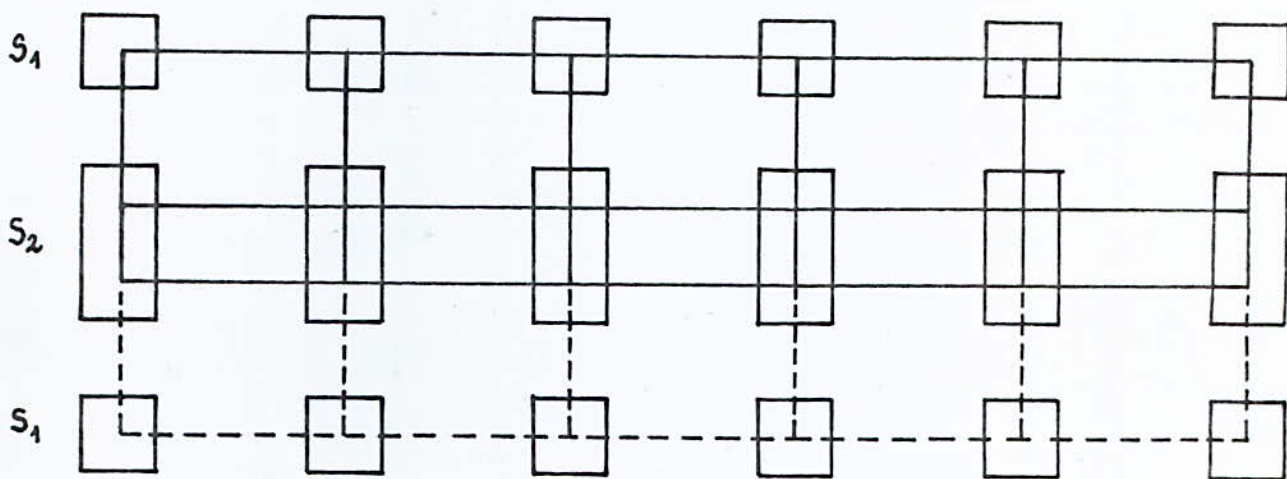
Fondations

Généralités:

- Les fondations que nous allons calculer sont des fondations superficielles.
- La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$.
- On disposera au dessous de la semelle un béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur.
- Les semelles seront calculées en compression simple. Les moments à la base des poteaux étant repris par les longrines.

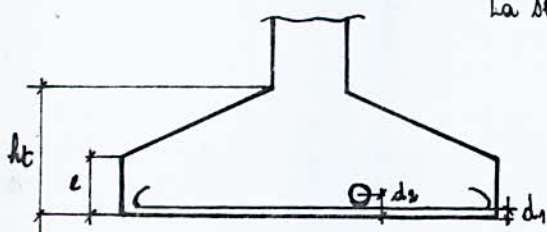
nous aurons deux types de semelles sous poteaux à ferrailer:

- semelles isolées (fondations latérales).
 - Semelles continues sous deux poteaux (fondations centrales).
- Le type de semelle a été choisi en raison du rapprochement des poteaux centraux.



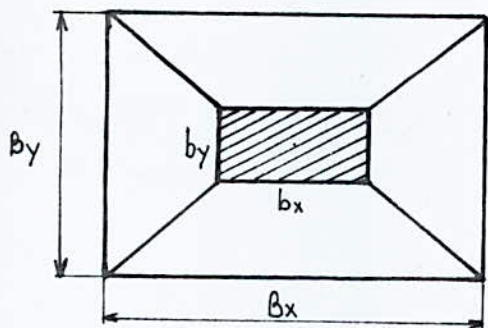
Calcul des semelles isolées:

Dimensionnement des semelles:



La semelle est constituée d'un tronc de pyramide.
appelons:

- N : charge transmise au sol (en Kg)
- $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible sur le sol.
- B_x : grand côté du rectangle.
- B_y : petit côté du rectangle.



on doit avoir:

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

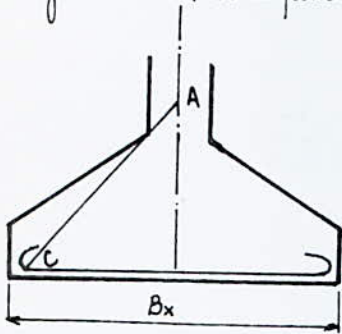
on prend $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ pour que la semelle et le poteau soient homothétiques.

la hauteur de la semelle doit vérifier:

$$ht \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 \text{ et } e \geq 6\phi + 6.$$

Méthode de calcul des armatures:

Le calcul se fera par la méthode des bielles. La méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques de béton ayant leur origine en A. A est le point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant C où commence le crochet des barres au point B où la semelle rejoint le parement du poteau.



La méthode des bielles conduit aux résultats suivants: Les efforts de traction dans les aciers sont:

Dans le sens x:

$$F_x = \frac{N(B_x - b_x)}{8(ht - d_1)}$$

Dans le sens y:

$$F_y = \frac{N(B_y - b_y)}{8(ht - d_2)}$$

Les armatures seront donc constituées de deux nappes superposées de barres orthogonales et parallèles aux côtés B_x et B_y . Les armatures seront:

$$\left| \begin{array}{l} A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} \rightarrow \text{armatures parallèles à } B_x \text{ (grand côté).} \\ A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} \rightarrow \text{armatures parallèles à } B_y. \end{array} \right.$$

Semelle S_1

L'effort de compression maximum avec lequel on dimensionnera cette semelle est:

$N = 113,58t$ (file © portique longitudinal.)

Dimensionnement:

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{113580}{2,5} = 45432 \text{ cm}^2.$$

Donc: $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{40}{40} = 1 \rightarrow B_x = B_y.$

on obtient: $B_x^2 = 45432 \text{ cm}^2 \rightarrow B_x = 213 \text{ cm}$

on adopte:

$$\begin{array}{|l} B_x = 220 \text{ cm.} \\ B_y = 220 \text{ cm.} \end{array}$$

(semelle carrée.)

hauteur de la semelle:

$$ht \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 = \frac{220 - 40}{4} + 3,5 = 49 \text{ cm.}$$

on prend: $ht = 80 \text{ cm.}$

• Poids propre de la semelle: (approximatif.)

$$N_1 = (2,20 \times 2,20) \times 0,60 \times 2500 = 7260 \text{ kg.}$$

en considérant que la hauteur moyenne approximative de la semelle est 60 cm.

L'effort normal total supporté par la semelle sera donc:

$$N = 113580 + 7260 = 120840 \text{ kg.}$$

$$\frac{N}{S} = \frac{120840}{48400} = 2,49 < \bar{\sigma}_s. \quad \text{Le dimensionnement qui a été fait est correct.}$$

• Détermination des forces F_x et F_y :

$$F_x = \frac{N(B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} = \frac{120840(220 - 40)}{8(80 - 3,5)} = 35542 \text{ kg.}$$

$$F_y = \frac{N(B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)} = \frac{120840(220 - 40)}{8(80 - 5)} = 36252 \text{ kg.}$$

• Calcul des armatures:

* lit inférieur:

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{35542}{2800} = 12,69 \text{ cm}^2$$

on adoptera: 12T12 = 13,57 cm².

* lit supérieur:

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{36252}{2800} = 12,95 \text{ cm}^2$$

on adoptera: 10T14 = 15,39 cm².

• Épaisseur de la semelle:

$$e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1,4 + 6 = 14,4 \text{ cm}$$

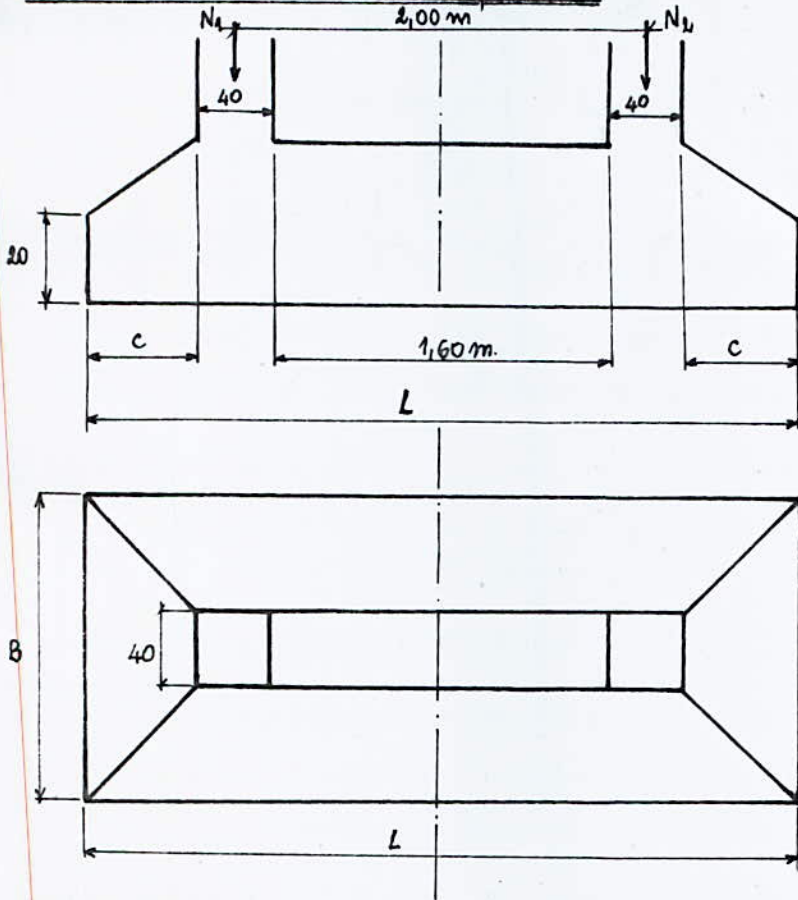
on prend: $e = 20 \text{ cm}$.

$$t = \frac{2,20}{11} = 20 \text{ cm}$$

Donc $t = 19 \text{ cm}$.

Donc: $c = c' = 5,5 \text{ cm}$.

Calcul des semelles sous deux poteaux :



$$N_1 = 121,27 \text{ t.}$$

$$N_2 = 121,27 \text{ t.}$$

les efforts N_1 et N_2 étant égaux ; on calculera la semelle avec :

$$N = N_1 = N_2 = 121,27 \text{ t.}$$

De ce fait ; le centre de gravité des deux charges se trouve au-milieu de celles-ci.

soit : $R = 2N = 242,54 \text{ t.}$

Dimensionnement :

On fixe $B = 2,5 \text{ m}$ et on détermine le côté L de la façon suivante :

$$B \cdot L \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s} = 97016 \text{ cm}^2 \rightarrow L \geq \frac{97016}{250} = 388 \text{ cm.}$$

on prend : $L = 4,5 \text{ m.}$

Poids propre de la semelle :

$$N_1 = (2,5 \times 4,5) \times 0,50 \times 2500 = 14063 \text{ kg.}$$

L'effort normal total supporté par la semelle est :

$$N_t = R + N_1 = 242540 + 14063 = 261290 \text{ kg.}$$

Vérification :

$$\frac{N_t}{A} = \frac{261290}{112500} = 2,33 < \bar{\sigma}_s ; \text{ Vérifié.}$$

dimension des consoles :

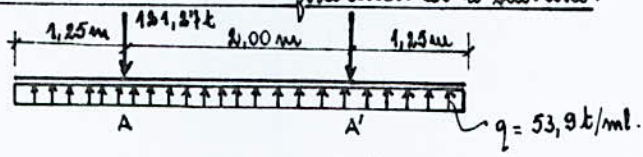
$$C = \frac{4,5 - 2,40}{2} = 1,05 \text{ m.}$$

Détermination des efforts:

On suppose une répartition uniforme des sous-pressions sur toute la longueur de la fondation. La valeur de la sous-pression au mètre sera:

$$q = \frac{R}{L} = \frac{242,54}{4,5} = 53,9 \text{ t/ml}$$

Le schéma de calcul de la fondation est le suivant:



Calcul des moments:

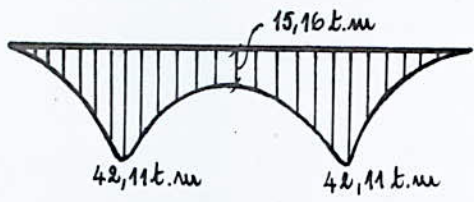
* aux appuis:

$$M_A = M_{A'} = 53,9 \times \frac{1,25^2}{2} = 42,11 \text{ t.m}$$

* En travée:

$$M_t = 53,9 \times \frac{(1,25+1)^2}{2} - 121,27 \times 1,00 = 15,16 \text{ t.m}$$

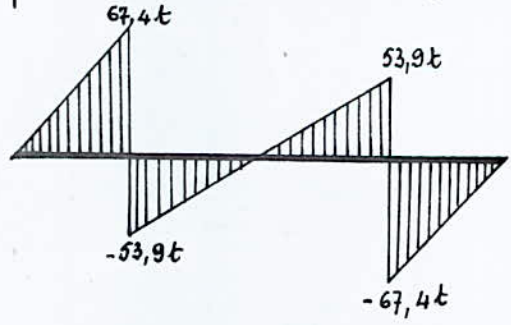
D'où on obtient le diagramme suivant:



Calcul des efforts tranchants:

$$T_{AG} = 53,9 \times 1,25 = 67,4 \text{ t} = -T_{A'D}$$

$$T_{AD} = 67,4 - 121,27 = -53,9 \text{ t} = -T_{A'G}$$



Détermination des armatures longitudinales:

on ferraillera la fondation sous son moment maximum; dans notre cas c'est le moment aux appuis qui est le plus grand.

$$M_A = M_t = M_{max} = 42,11 \text{ t.m}$$

$$T = 67,40 \text{ t.}$$

on sait que:

$$h_f = 80 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm. (voir disposition à la fin des calculs)}$$

$$h = 68 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{2800 \times b \times h^2} = \frac{15 \times 42,11 \cdot 10^5}{2800 \times 40 \times 68^2} = 0,1219 \rightarrow$$

$$k = 21,7$$

$$\epsilon = 0,8638$$

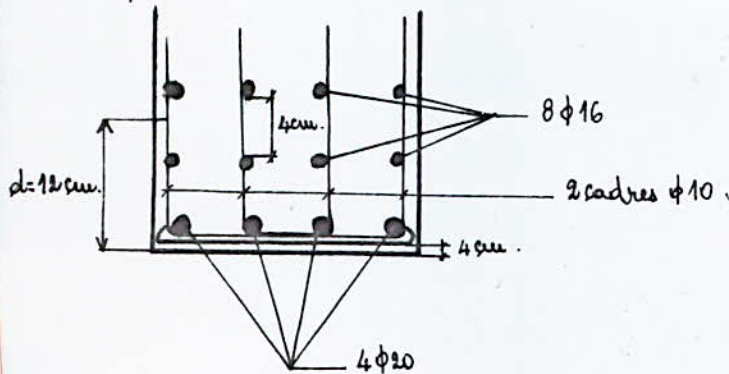
$$\alpha = 0,4087$$

$y = \alpha \cdot h = 0,4087 \times 68 = 27,80 \text{ cm} < 60 \text{ cm} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la nervure. on ferraillera donc la section rectangulaire (40 x 80).

Calcul de la section :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a h \xi} = \frac{42,11 \cdot 10^5}{2800 \times 68 \times 0,8638} = 25,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adoptera : } 4\phi 20 + 8\phi 16 = 28,64 \text{ cm}^2$$

Disposition :



Conditions aux appuis :

$$T + \frac{M}{\xi} \leq A \bar{\sigma}_a \quad \text{avec : } \begin{cases} M = -42,11 \text{ t.m} \\ T = 67,4 \text{ t} \\ \xi = \frac{7}{8} h = 0,865 \text{ m} \end{cases}$$

$$T + \frac{M}{\xi} = 67,4 - \frac{42,11}{0,865} = 4,10 \text{ t} \rightarrow A \bar{\sigma}_a \geq 4,10 \text{ t}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{4,10 \cdot 10^3}{2800} = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

Vérification de l'adhérence :

La contrainte admissible d'adhérence est :

$$\bar{\sigma}_d = 24 d \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

ou :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{\mu \cdot \xi}$$

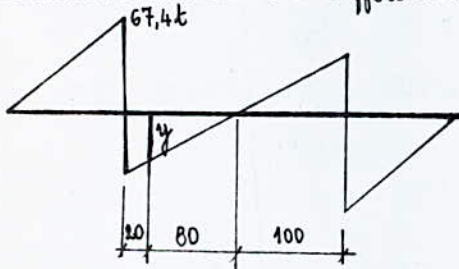
avec : $\mu = n \pi \phi$ (barres isolées.)

on prend $\phi 16$ le plus petit des diamètres.

$$\frac{T}{n \pi \phi \xi} \leq \bar{\sigma}_d \rightarrow \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \geq \frac{T}{n \pi \phi \xi} = \frac{67,4 \cdot 10^3}{12 \times 3,14 \times 1,6 \times 66,5} = 16,81 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

Armatures transversales :

vous déterminons d'abord l'effort tranchant sur un m du poteau :



$$\frac{y}{67,4} = \frac{0,8}{1} \rightarrow y = 0,8 \times 67,4 = 54 \text{ t}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{54 \cdot 10^3}{40 \times 66,5} = \underline{20,3 \text{ Kg/cm}^2}$$

on a :

$$\sigma'_b = 111,5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\tau}_b \quad \text{avec: } \begin{cases} \bar{\tau}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Donc: $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{111,5}{68,5}\right) \times 5,9 = \underline{17 \text{ Kg/cm}^2}$

$\bar{\tau}_b = 20,3 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_b = 17 \text{ Kg/cm}^2$. D'où nécessité d'armatures transversales.

On a deux solutions :

- relever un certain nombre de barres selon la possibilité.
- Utiliser des barres inclinées à 45°.

Dans notre cas ; on utilisera des barres inclinées à 45° ; on utilisera pour cela 6 T16 répartis dans 2 plans parallèles inclinés de 45° et espacés de z.

* L'effort repris par les armatures inclinées est :

$$T_\alpha = 2 \times T_u = 2 \times \frac{A_{ti} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\sqrt{2}} ; \quad \bar{\sigma}_{at} = \frac{1}{3} \sigma_{cm} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\sigma_{cm} = 4200 \text{ Kg/cm}^2)$$

A_{ti} : section des armatures inclinées situées dans un même plan.

$$T_\alpha = 2 \times \frac{37 \times 1,6^2 \cdot 2800}{4 \sqrt{2}} = \underline{23,88 \text{ t}}$$

* les cadres verticaux reçoivent :

$$T_v = T - T_\alpha = 54 - 23,88 = \underline{30,12 \text{ t}} \geq \frac{T}{2}$$

• espacement des cadres verticaux :

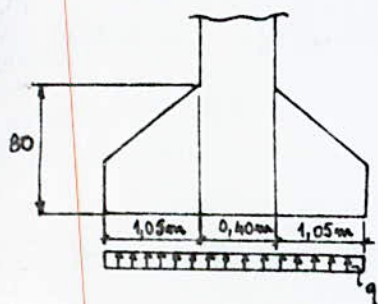
on adoptera 2 cadres T10 $\rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$.

l'espacement admissible est :

$$\bar{t} = \text{max} \begin{cases} \bar{t}_1 = 0,2 l = 15,2 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = l \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right) = 14,45 \text{ cm} \end{cases}$$

on adoptera un espacement $\underline{t = 15 \text{ cm}}$ qu'on conservera tout au long de la poutre.

armatures dans le sens perpendiculaire à la poutre :



on fera le calcul pour une section de 1m de large.
q pour une bande de 1m de large.

$$q = \frac{R}{2,5 \times 4,5} = \frac{242,54 \cdot 10^3}{2,5 \times 4,5} = \underline{21,6 \cdot 10^3 \text{ Kg/ml}}$$

$$q = \underline{21,6 \text{ t/ml}}$$

• Calcul du moment:

La longueur de la console étant 1,05 m, le moment dans la section d'encastrement est:

$$M = q \frac{l^2}{2} = 21,6 \times \frac{1,05^2}{2} = 11,91 \text{ t.m}$$

La section de calcul a une largeur de 100 cm et une hauteur qu'on détermine comme suit:

$$h = h_t - d_1 = 80 - 4 = 76 \text{ cm.}$$

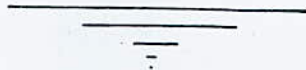
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 11,91 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 76^2} = 0,01105 \rightarrow \begin{cases} k = 91 \\ \epsilon = 0,9528 \end{cases}$$

d'où la section d'armatures:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{11,91 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9528 \times 76} = \underline{5,88 \text{ cm}^2} ; \text{ on adoptera: } \underline{4T14 = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

• armatures de répartition:

$$\frac{A_l}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 ; \text{ on adoptera: } \underline{4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2}$$



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 deux extremités et soumise à une charge uniformément réparti (réaction du sol et poids propre) et les moments à la base des poteaux.

Nous aurons à calculer deux sortes de longrines:

- sens longitudinal: longrine (L₁): 0,40 x 0,40 x 4,60 m.
- sens transversal: { longrine (L₂): 0,40 x 0,40 x 1,60 m.
longrine (L₃) = longrine (L₁).

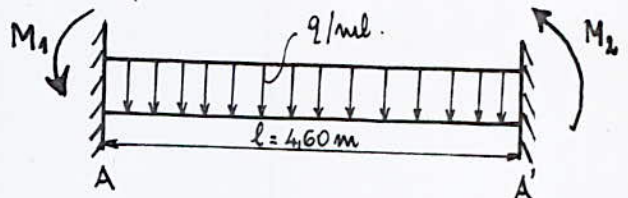
• Sens longitudinal:

On soumeta les longrines sous le moment le plus grand et on adoptera la même section en haut et en bas.

on considere: $M_1 = M_2 = M$

avec: $M = \max(M_1, M_2)$ et $M_2 SP_2 > 1,5 M_1 SP_1$

donc: $M = 8,68$ sous $SP_2 \rightarrow M = \frac{8,68}{1,5} = 5,79 \text{ t.m}$



• à l'appui: (appuis A et A')

$$M_a = \frac{ql^2}{12} + M.$$

• En travée:

$$M_t = \frac{ql^2}{24} - \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{ql^2}{24} - M.$$

* Calcul de q: (longrine L₁)

- poids propre de la longrine: $0,40 \times 0,40 \times 2500 = 400 \text{ kg/ml}$.
- réaction du sol: $0,40 \times 25 \cdot 10^{-4} = 1 \cdot 10^{-4} \text{ kg/ml}$. (négligeable)

on a: $q = q_{\text{poids}} = 400 \text{ kg/ml}$

* Calcul des moments:

• à l'appui:

$$M_a = \frac{400 \times 4,60^2}{12} + 5790 = 6496 \text{ Kg.m}$$

• En travée:

$$M_t = \frac{400 \times 4,60^2}{24} - 5790 = -5438 \text{ Kg.m}$$

Nota: 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 soumeta celle-ci symétriquement avec:

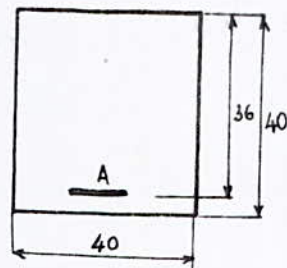
$$M_{\text{max}}(M_a, M_t) = M_a = 6496 \text{ Kg.m}$$

Détermination des armatures:

le calcul se fait en flexion simple (par la méthode CHARRON)

on sait: $M_a = 6496 \text{ kg.m}$
 $b = 40 \text{ cm.}$
 $h = 36 \text{ cm.}$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 649600}{2800 \times 40 \times 36^2} = 0,0672 \rightarrow \begin{cases} k = 31,9 \\ \epsilon = 0,8934 \end{cases}$$

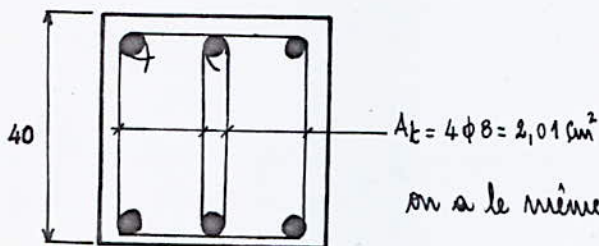


$k > k_0 = 20,4 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{649600}{2800 \times 0,8934 \times 36} = 7,22 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera: } \underline{3T20 = 9,42 \text{ cm}^2} \text{ (en haut et en bas).}$$

N.B: Le tranchant T est négligeable \rightarrow d'où on aura des armatures transversales de construction.

Disposition:



on a le même espacement que les poutres longitudinales du R.D.C.

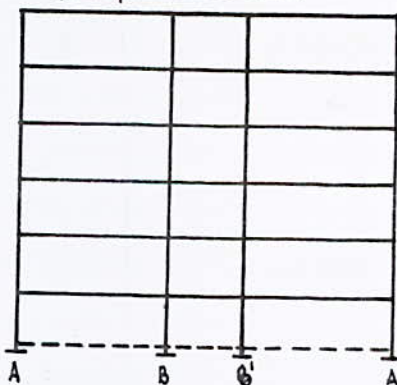
Sens transversal:

Dans le sens transversal; on distingue deux longrines:

- une longrine de 4,60m de portée libre. ($L_3 = L_1$)
- une longrine de 1,60m. (L_2)

la longrine (L_3) sera armée de la même façon que la longrine (L_1) puisqu'elles sont identiques.

portique transversal.

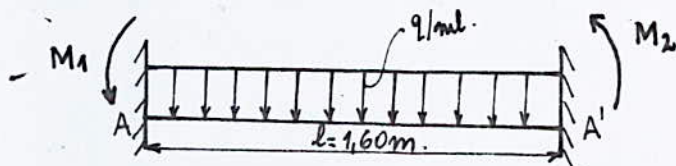


* Calcul des armatures longrine (L_2):

on armera la longrine (L_2) sous le moment le plus défavorable: $M = M_1 = M_2 = M_{\text{max}} \text{ SP}_2 = \frac{10,75}{1,5} = 7,17 \text{ t.m SP}_1$

N.B: les traits pointillés désignant la longrine.

$M = 7170 \text{ Kg.m}$



calcul de q:

- poids propre longrine: $0,40 \times 0,40 \times 2500 = 400 \text{ kg/ml}$
- réaction du sol: $0,40 \times 25 \cdot 10^{-4} = 1,0 \cdot 10^{-4}$ (ceci est négligeable)

on a: $q = q_{\text{poids}} = 400 \text{ kg/ml.}$

* moments:

• Appui: $M_a = \frac{q l^2}{12} + M = \frac{400 \times 1,60^2}{12} + 7170 = \underline{7256 \text{ kg.m}}$

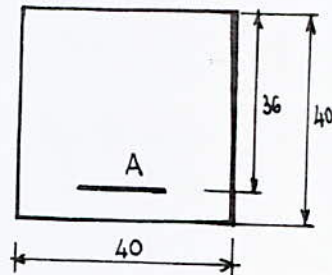
• travée: $M_t = q \frac{l^2}{24} - M = 400 \times \frac{1,60^2}{24} - 7170 = \underline{-7128 \text{ kg.m}}$

La longrine (L₂) sera armée symétriquement avec:

Max (M_a, M_t) = M_a = 7256 Kg.m

Le calcul sera fait en flexion simple: (méthode de P. CHARON.)

on sait: $M_a = 7256 \text{ kg.m}$
 $b = 40 \text{ cm.}$
 $h = 36 \text{ cm.}$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$



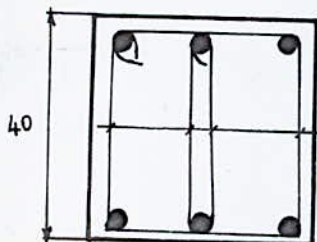
$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 725600}{2800 \times 40 \times 36^2} = 0,0750 \rightarrow \begin{cases} k = 29,8 \\ \xi = 0,8884 \end{cases}$

$k > k_0 = 20,4. \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{725600}{2800 \times 0,8884 \times 36} = 8,10 \text{ cm}^2$; on adoptera: $3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$.

De même; le tranchant est négligeable \rightarrow armatures transversales de construction.

• Disposition:



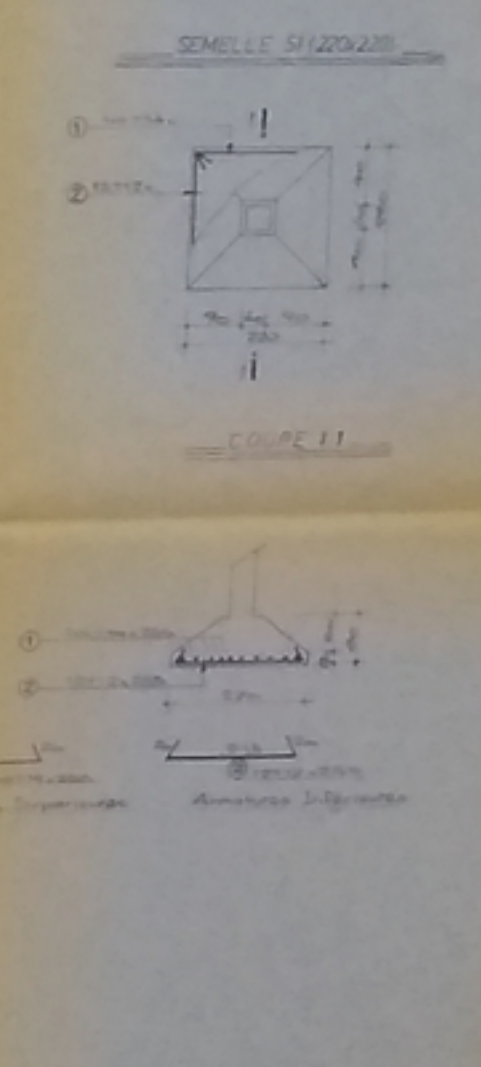
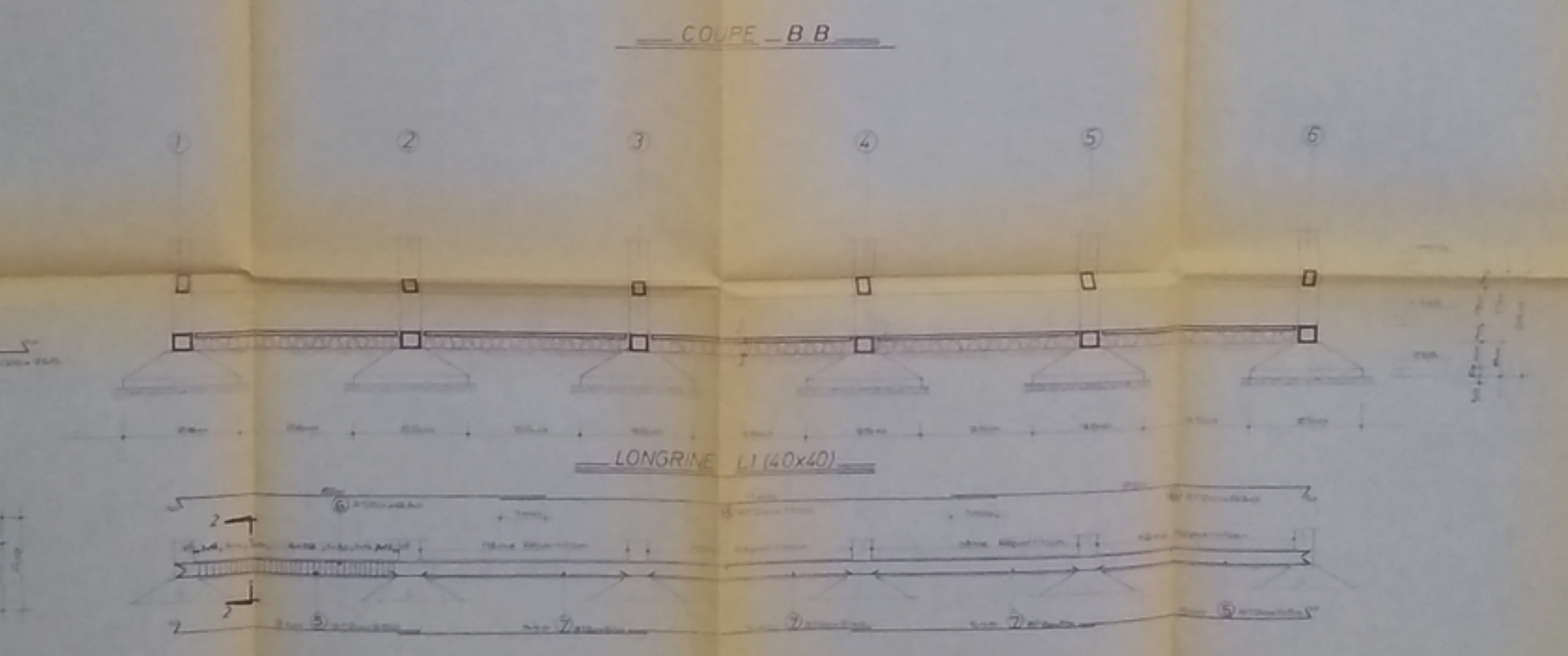
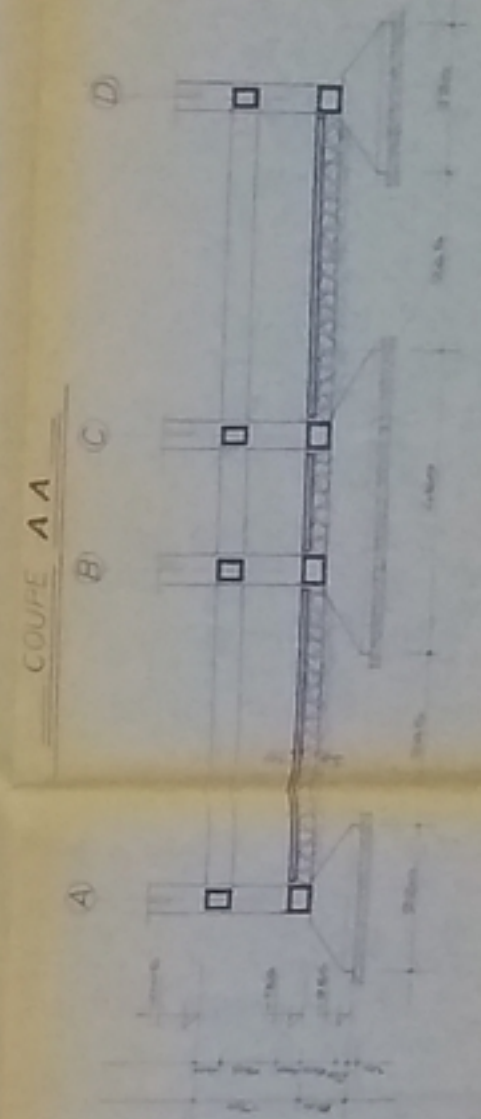
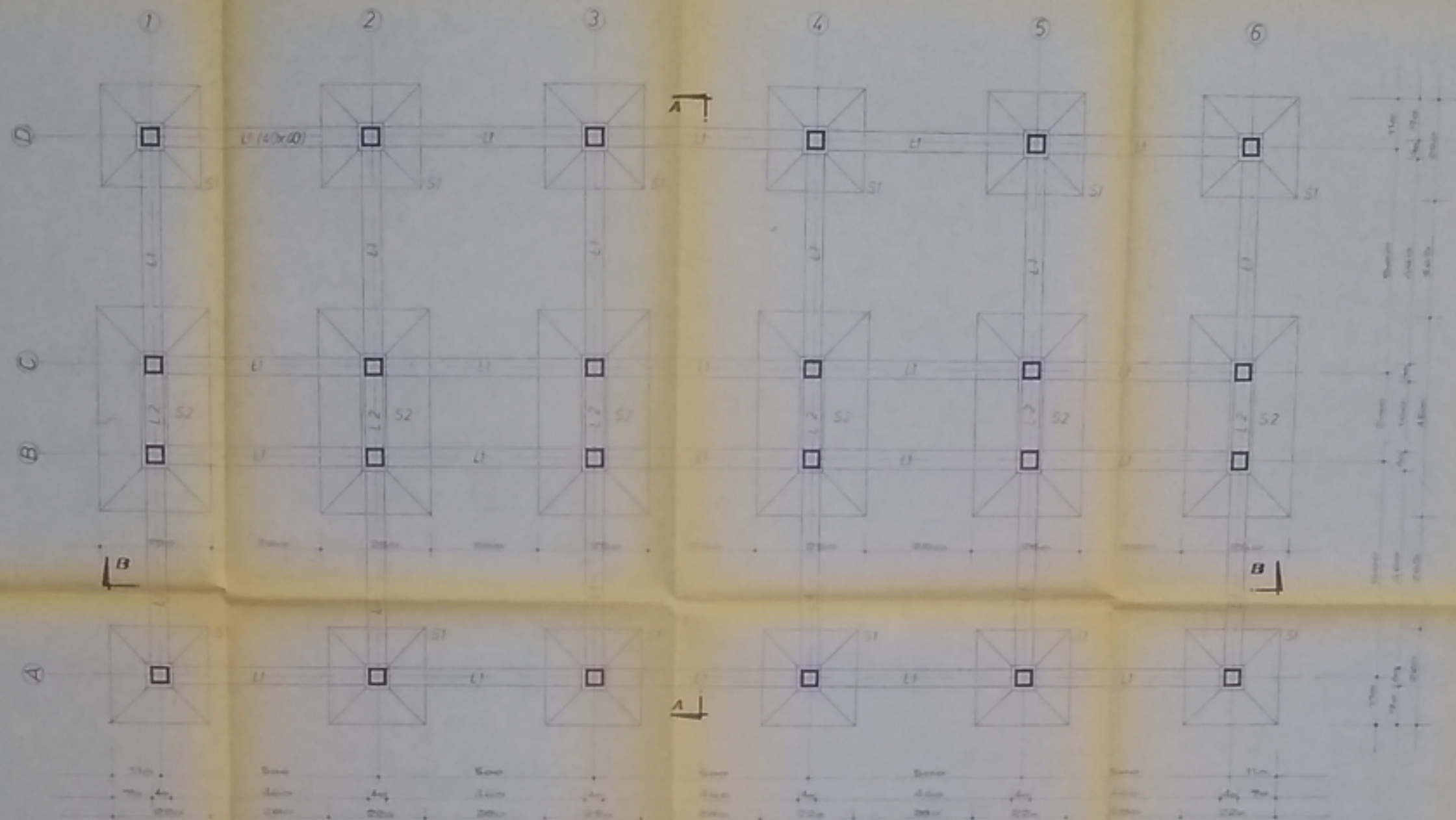
$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

on a le même espacement que les poutres transversales du R.D.C.

Bibliographie

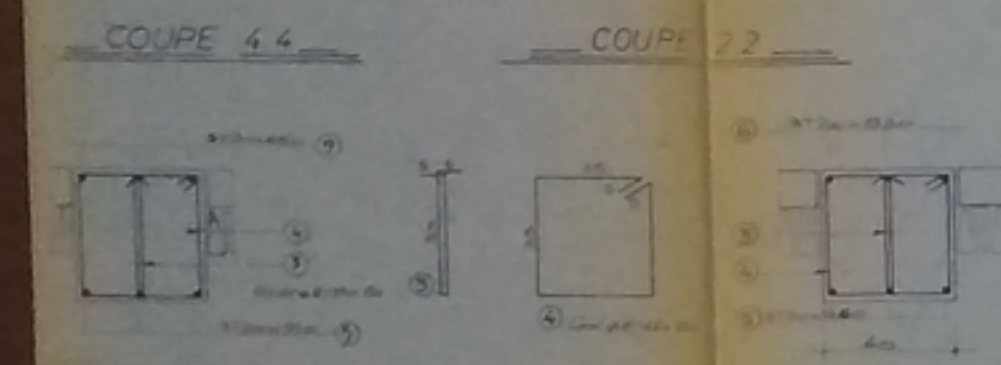
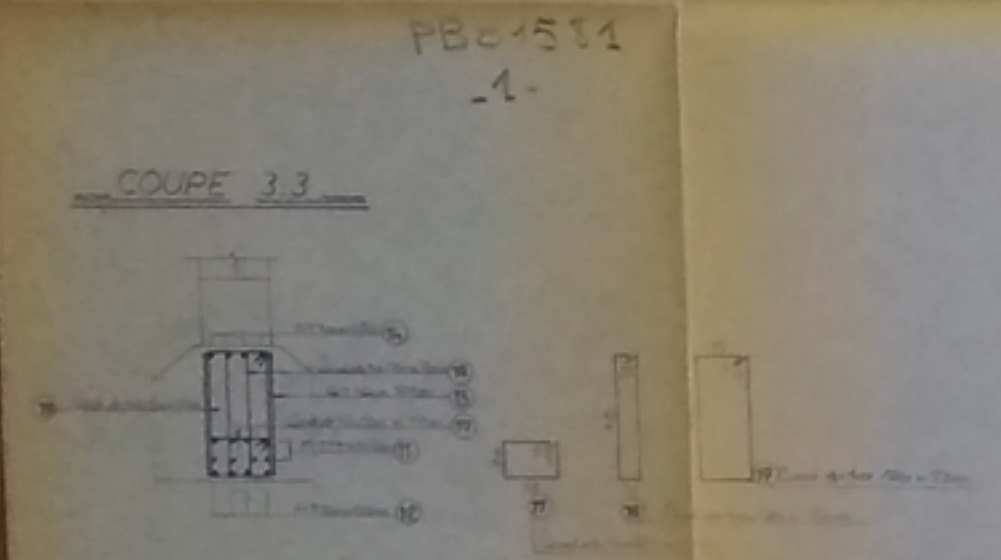
- RÈGLES TECHNIQUES CCBA 68
- CALCUL ET VÉRIFICATION DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ
- P. CHARRON.
- CALCUL DES SECTIONS DE BÉTON ARMÉ
- P. CHARRON.
- AIDE-MÉMOIRE DUNOD DE RDM
- TRAITÉ DE BÉTON ARMÉ - GUÉRRIN
- OSSATURES DE BATIMENTS EN BÉTON ARMÉ - A. FUMENTÉS.
- COURS de BÉTON II (ENPA) - MÉROUANI. C.
- RÈGLES TECHNIQUES P.S. 69

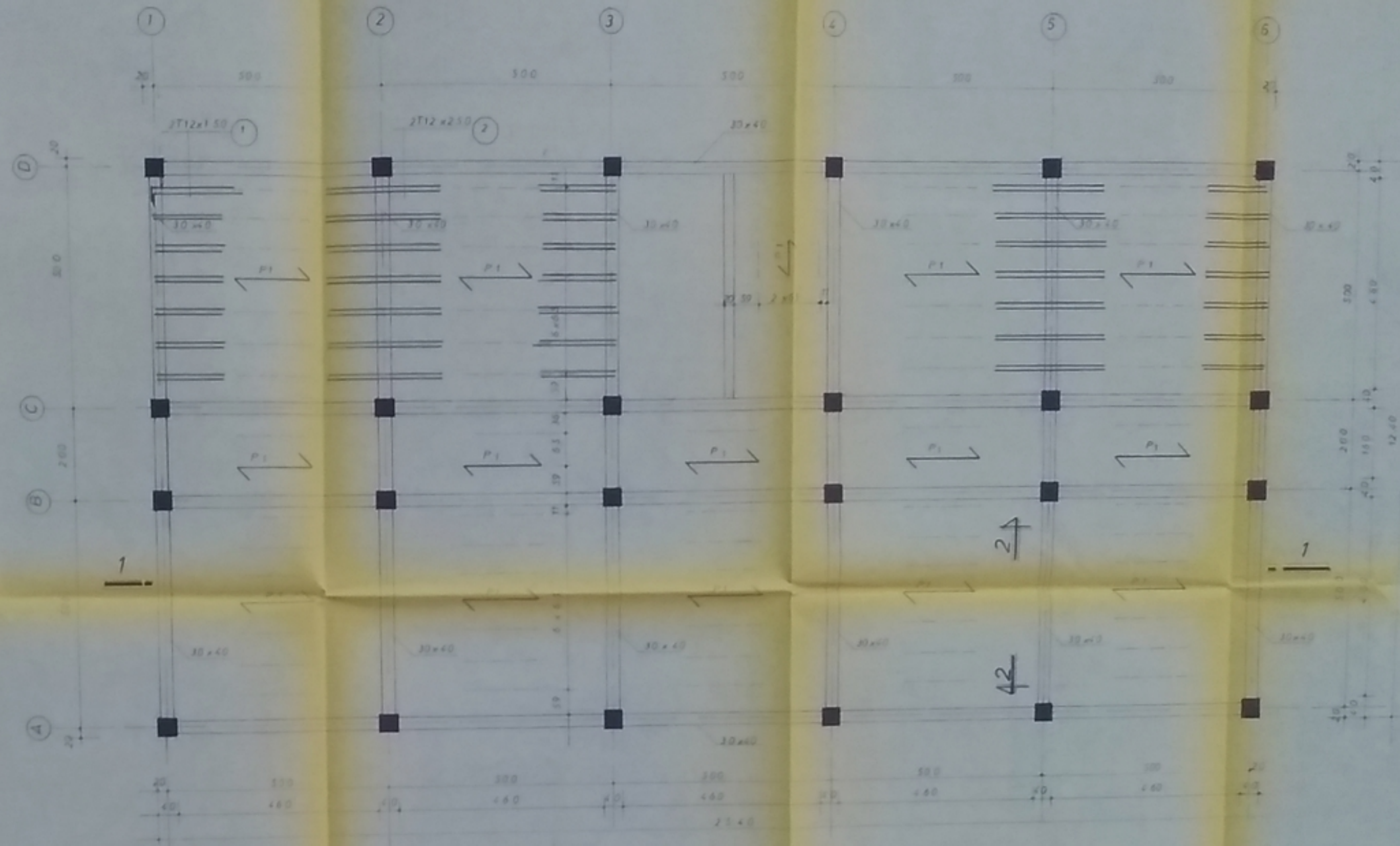
VUE EN PLAN FONDATIONS



USTHB
 Ecole Nationale Polytechnique
 Département Génie Civil
 Point de la d'Etudes
 Construction d'une Cité
 Universitaire
 (R.D.C.+4)

Titre du Plan
 FONDATIONS
 Coffrage - Ferrailage

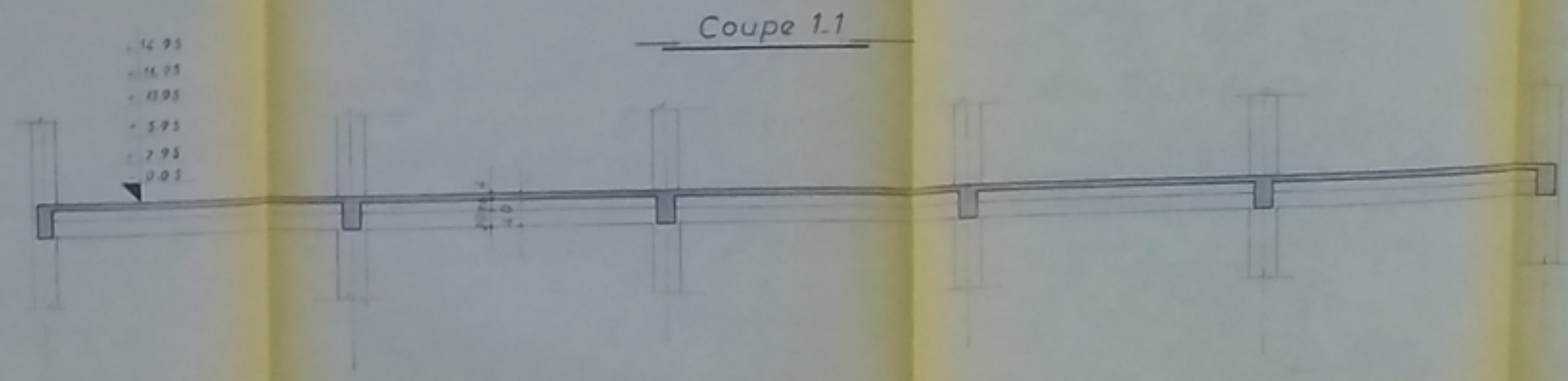
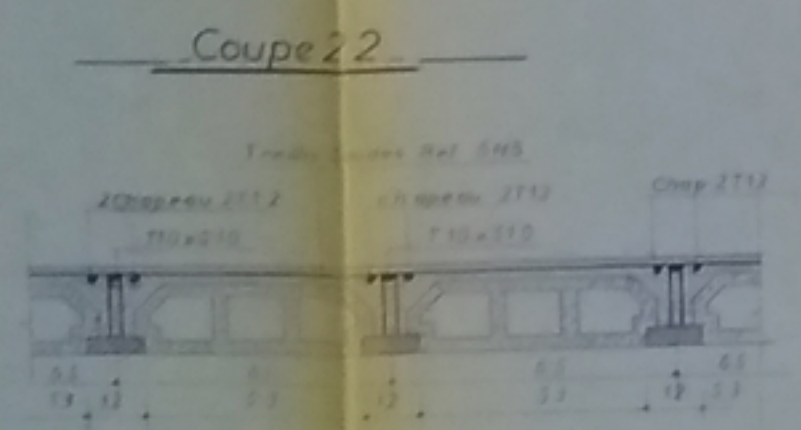




Projet par Sofiane	Dirige par Sofiane
Titre du Plan Plancher Etage de terrasse	Matériaux Acrotères
Charges Séisme	Calculs Coffrage
Approuvé par Cherifa	Approuvé par Cherifa

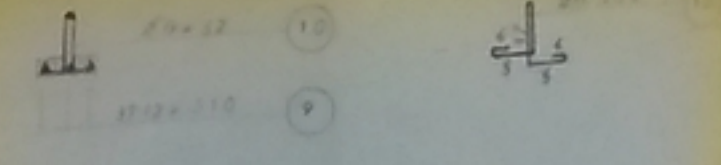
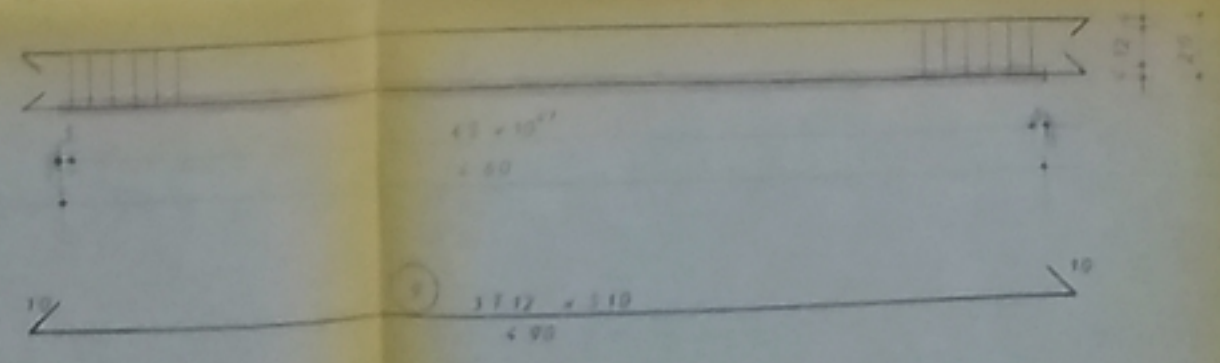
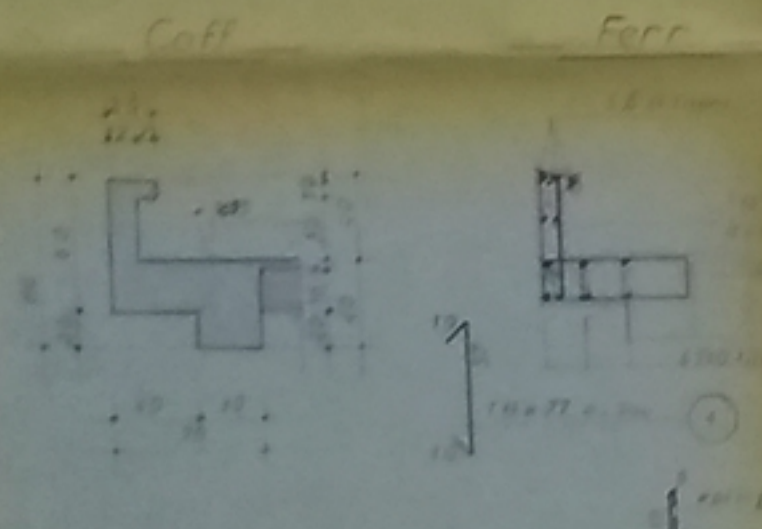
PS 01581
-2-

NOTA
 Béton dosé à 350kg/m³ CPA 325
 S_{ca} 270 bars
 Acier Tunsid ou tor S_{ca} 4120 bars
 Acier doux S_{ca} 2350 bars



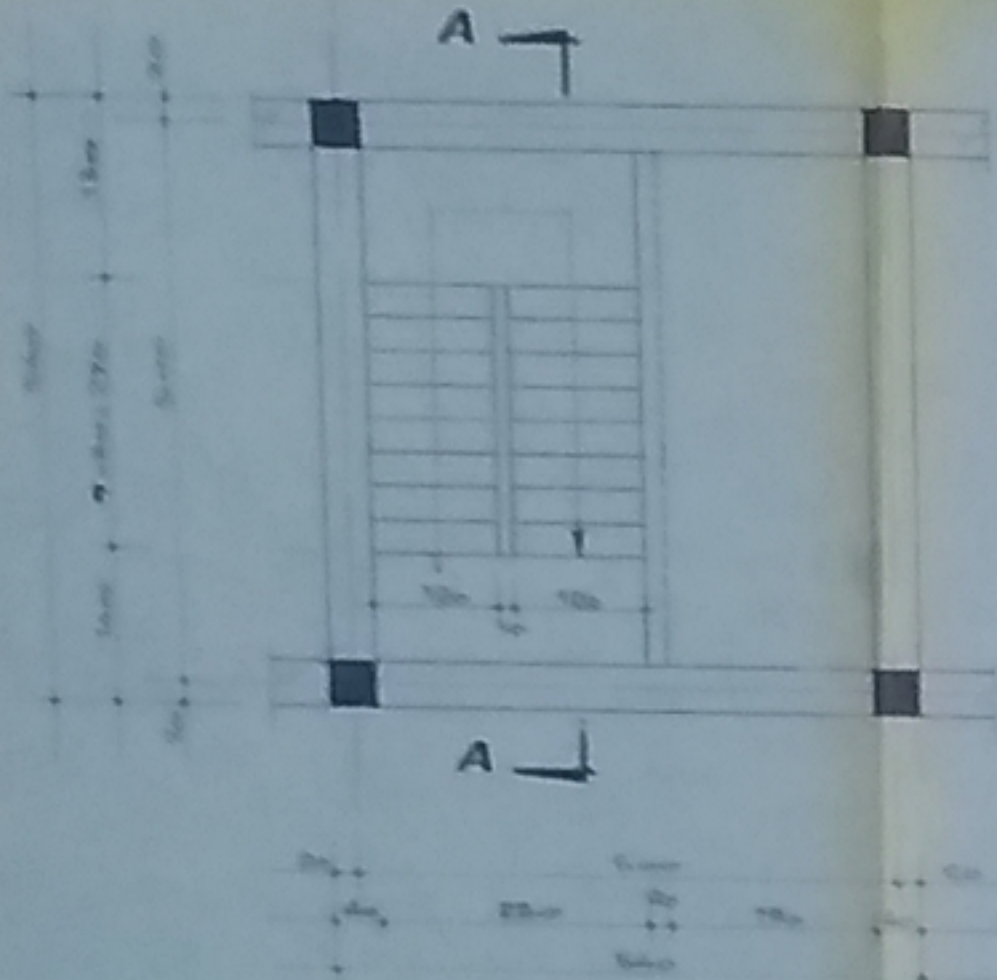
Acrotère

Poutrelle type Ferrailage

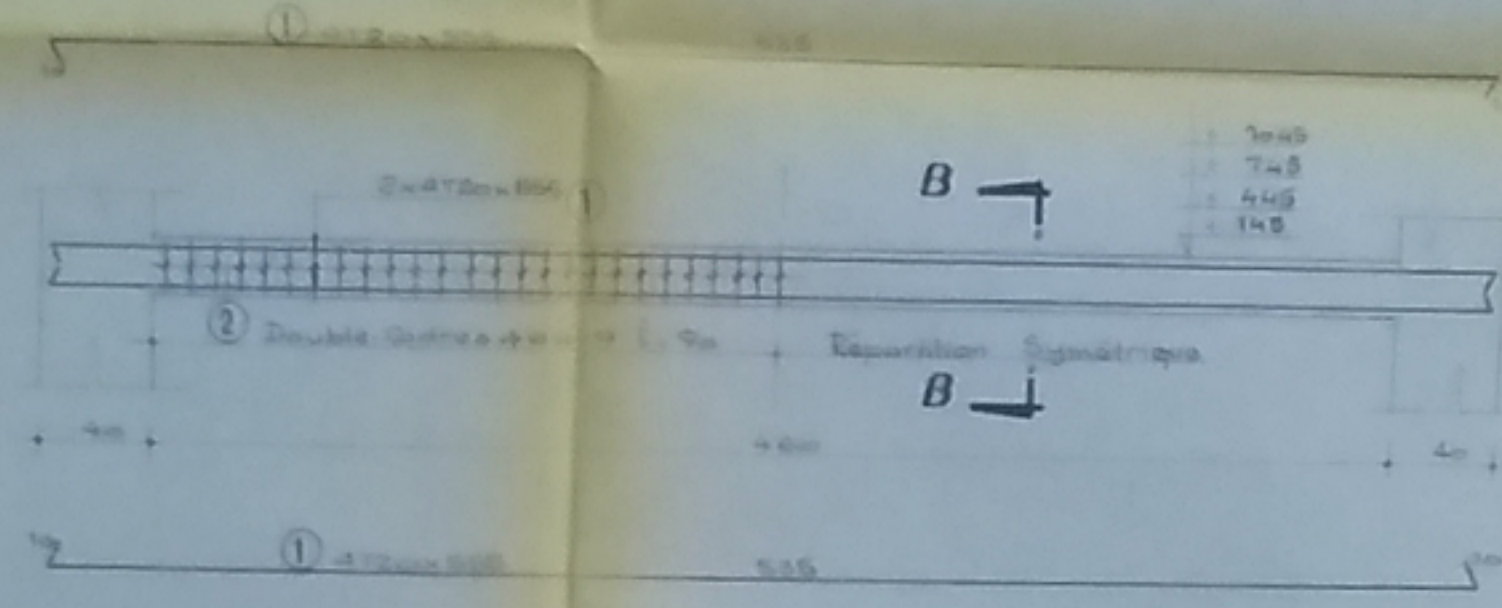


VUE EN PLAN ESCALIER

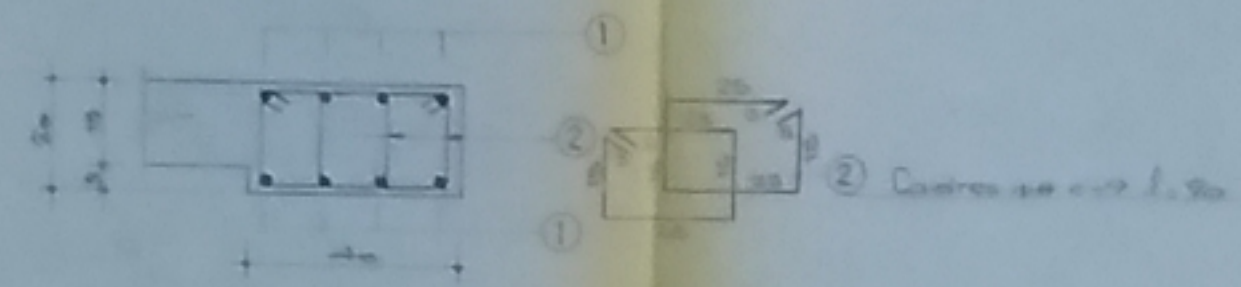
POUTRE NOYEE 20x40



COUPE A A



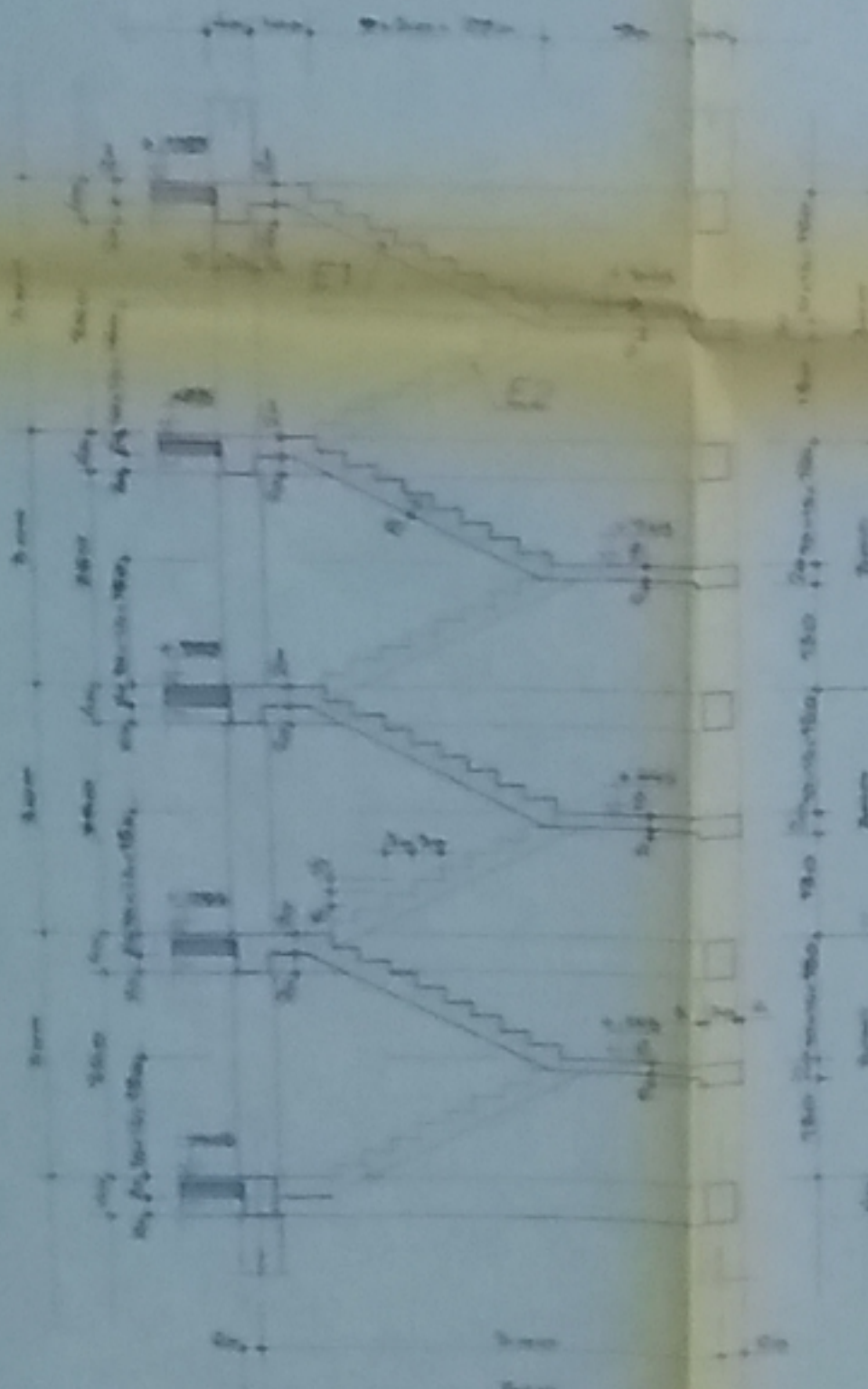
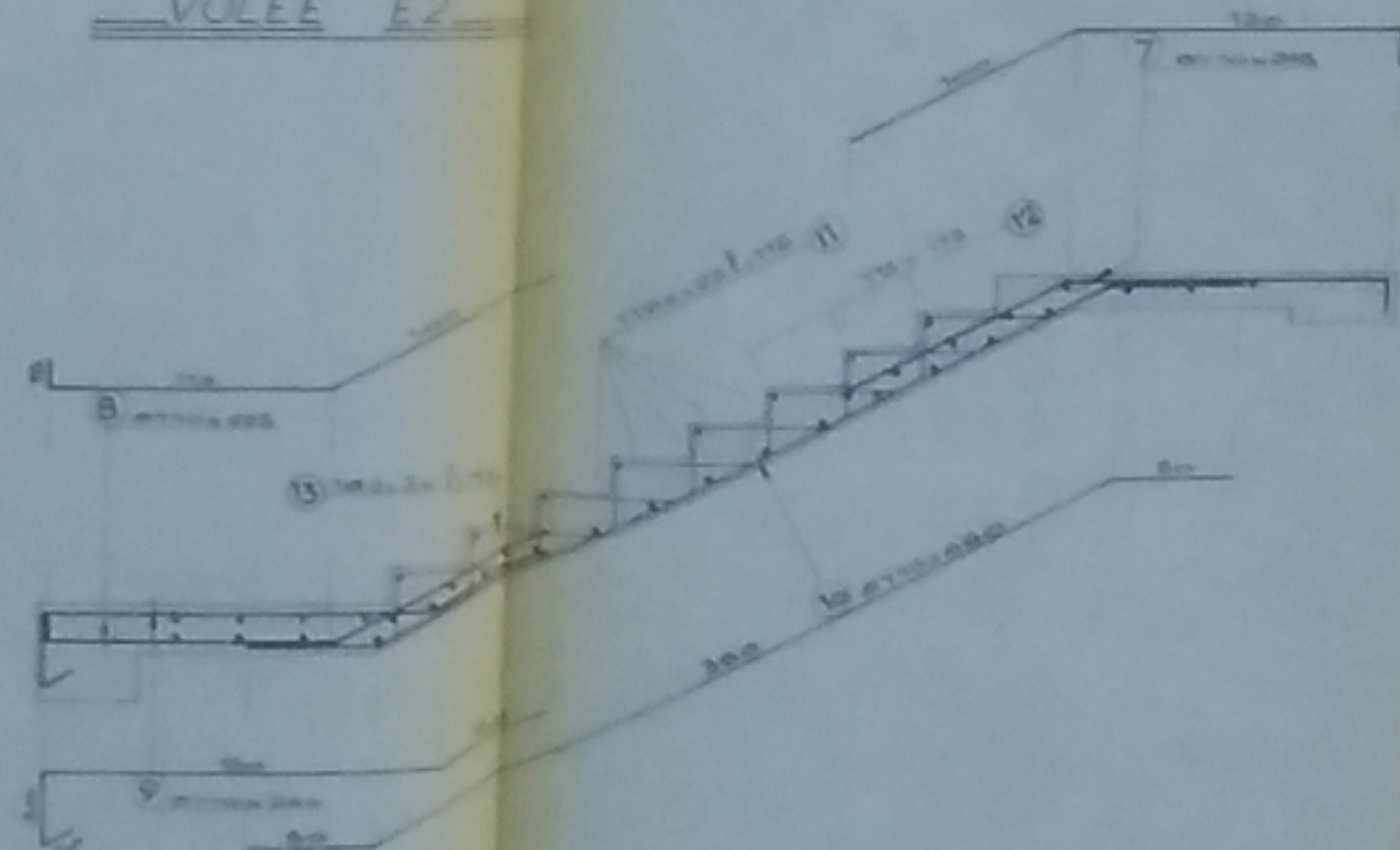
COUPE B B



VOLEE E1



VOLEE E2



PB 01581
-3-

USTHB

Ecole Nationale Polytechnique
Département Génie Civil

Projet de fin d'Etudes
Construction d'une Cité
Universitaire
(R.D.C.+4)

Préparé par: Sefran Dirigé par: Sefran

N°05

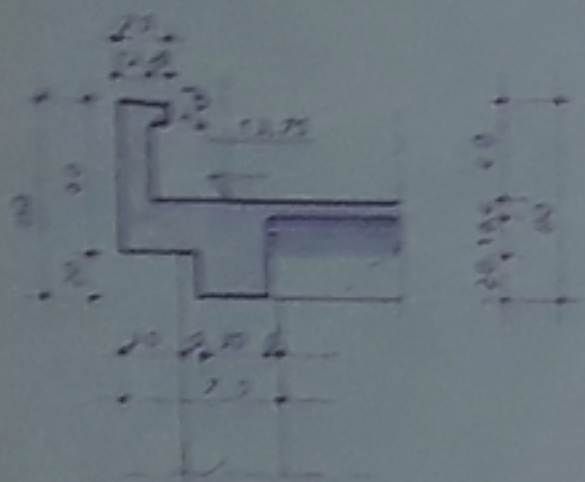
TITRE DU PLAN
ESCALIER
Coffrage Ferrailage

Travail par Section / Dirige par Section

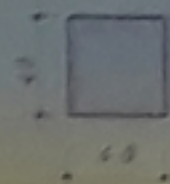
TITRE DU PLAN: PORTIQUE TRANSVERSAL Coffrage

PB 01501 - 4 -

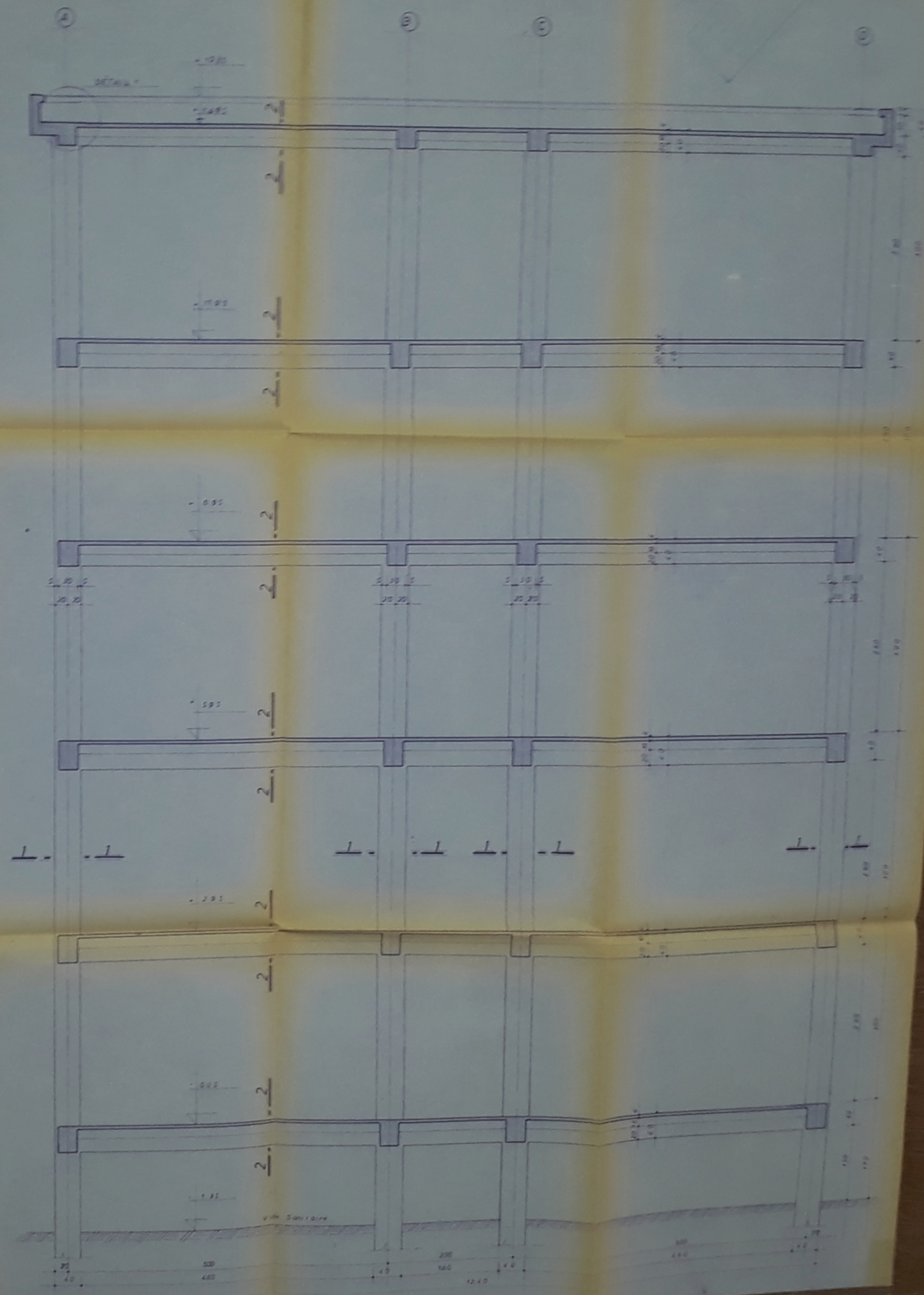
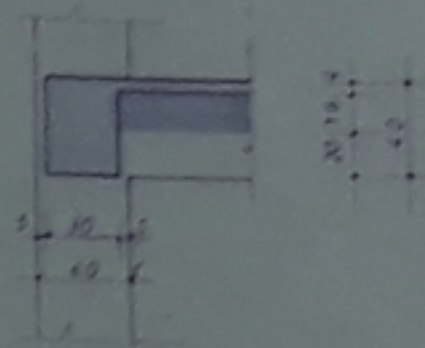
Détail Acrotère

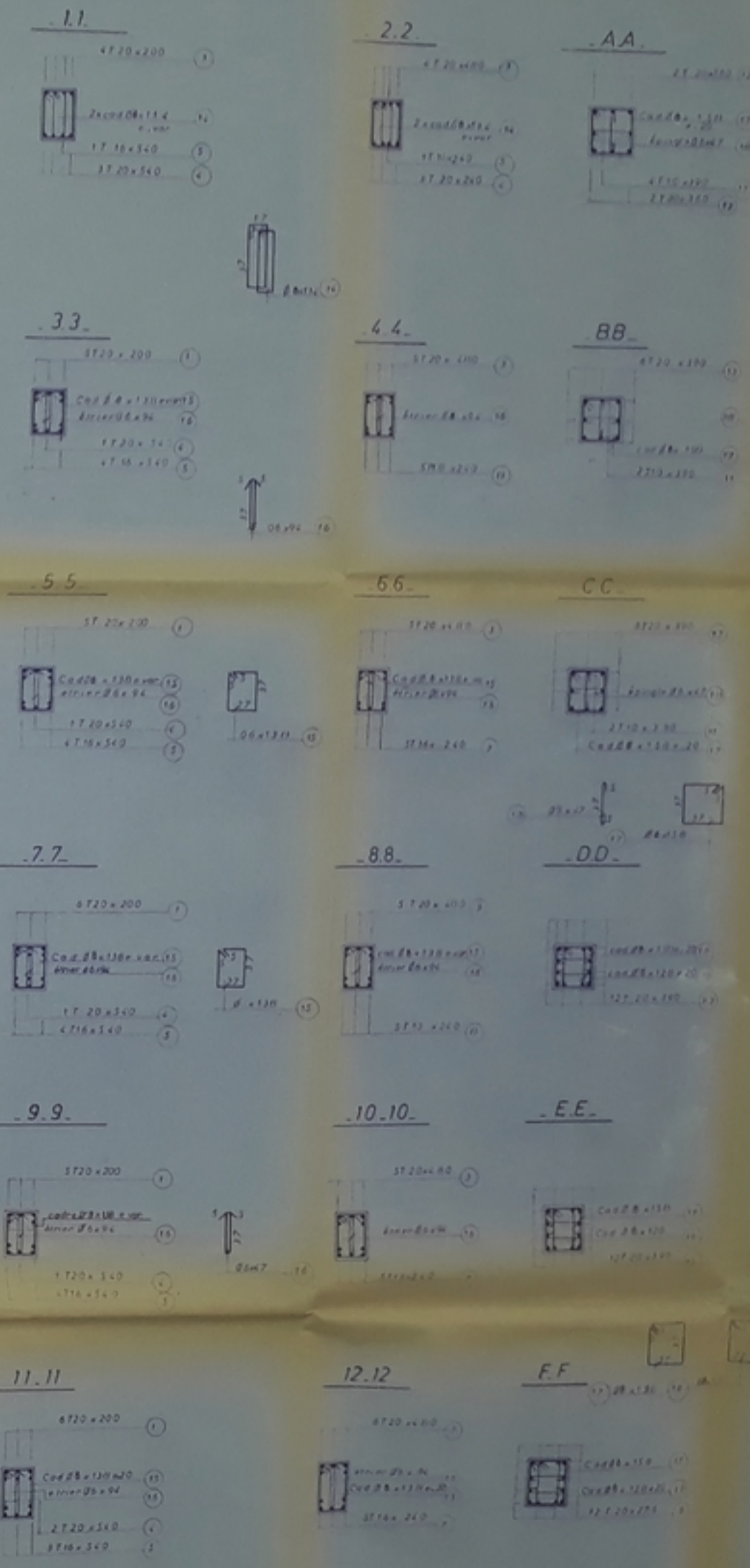
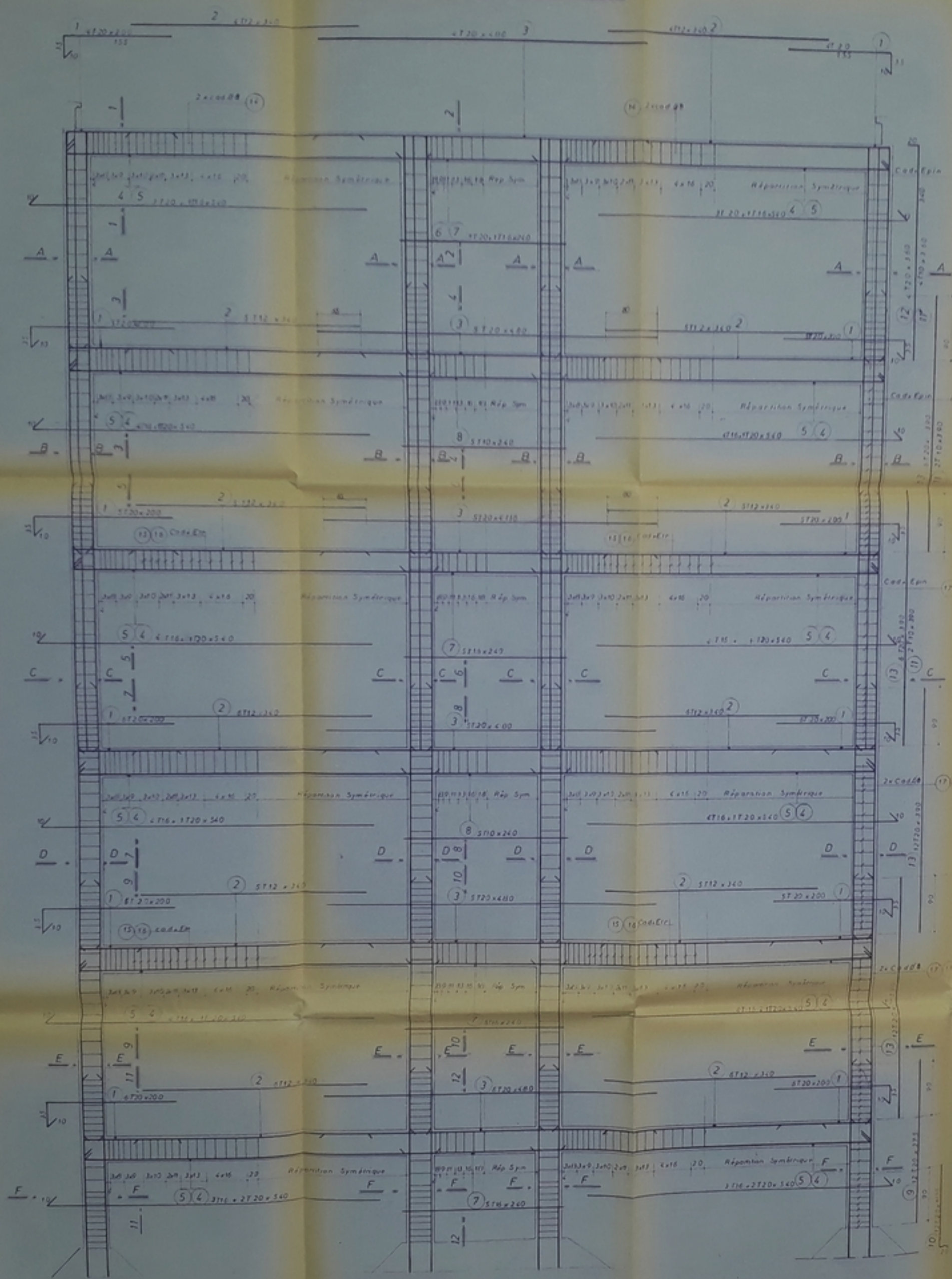


Coupe 11



Coupe 2.2

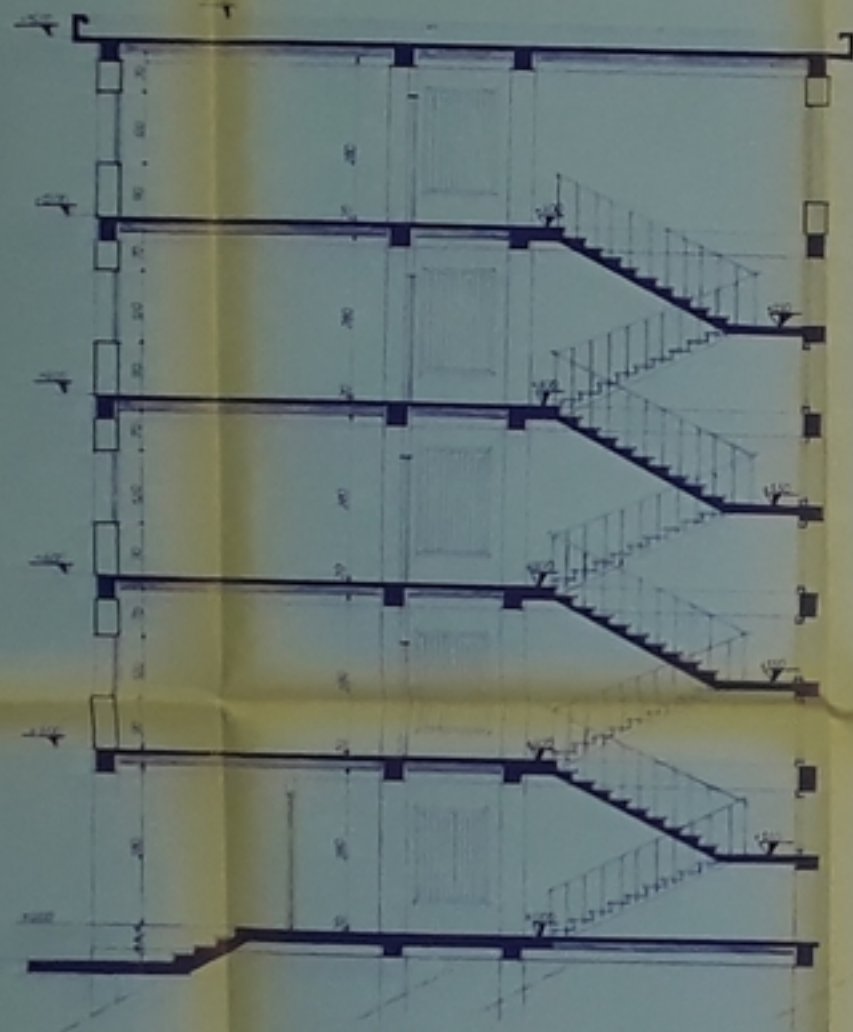




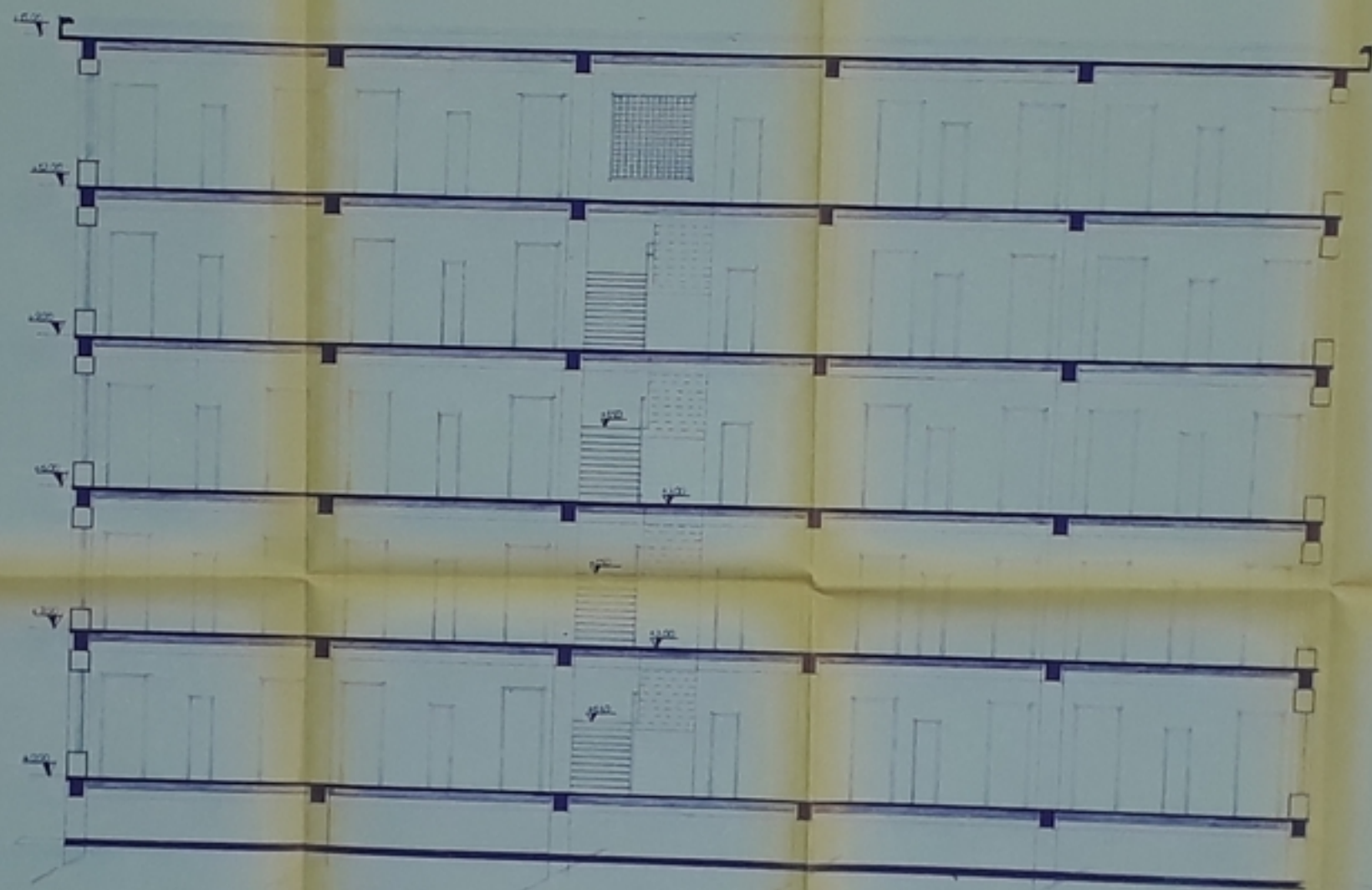
PB 1581 - 05

NOTA

Béton dosé à 350kg/m³ CPA 325
 f_{ctd} = 270bars
 Acier Tunsid ou Tor G₁₀ = 4120bars
 Acier Doux G₁₀ = 2350bars



— Coupe Transversale B.B. —



— Coupe Longitudinale A.A. —

— USTHB —

— Ecole Nationale Polytechnique —

— Département Génie Civil —

Projet de fin d'études

Construction d'une Cité

Universitaire

(R.D.C.+4)

Projet par Section Origine par Section

Mat. N° 02

Classe 1980

Projet de fin d'études

TITRE DU PLAN

Coupe Longitudinale A.A.

Coupe Transversale B.B.

9/20/81

- 05 -

— Plan de la structure —

Construction

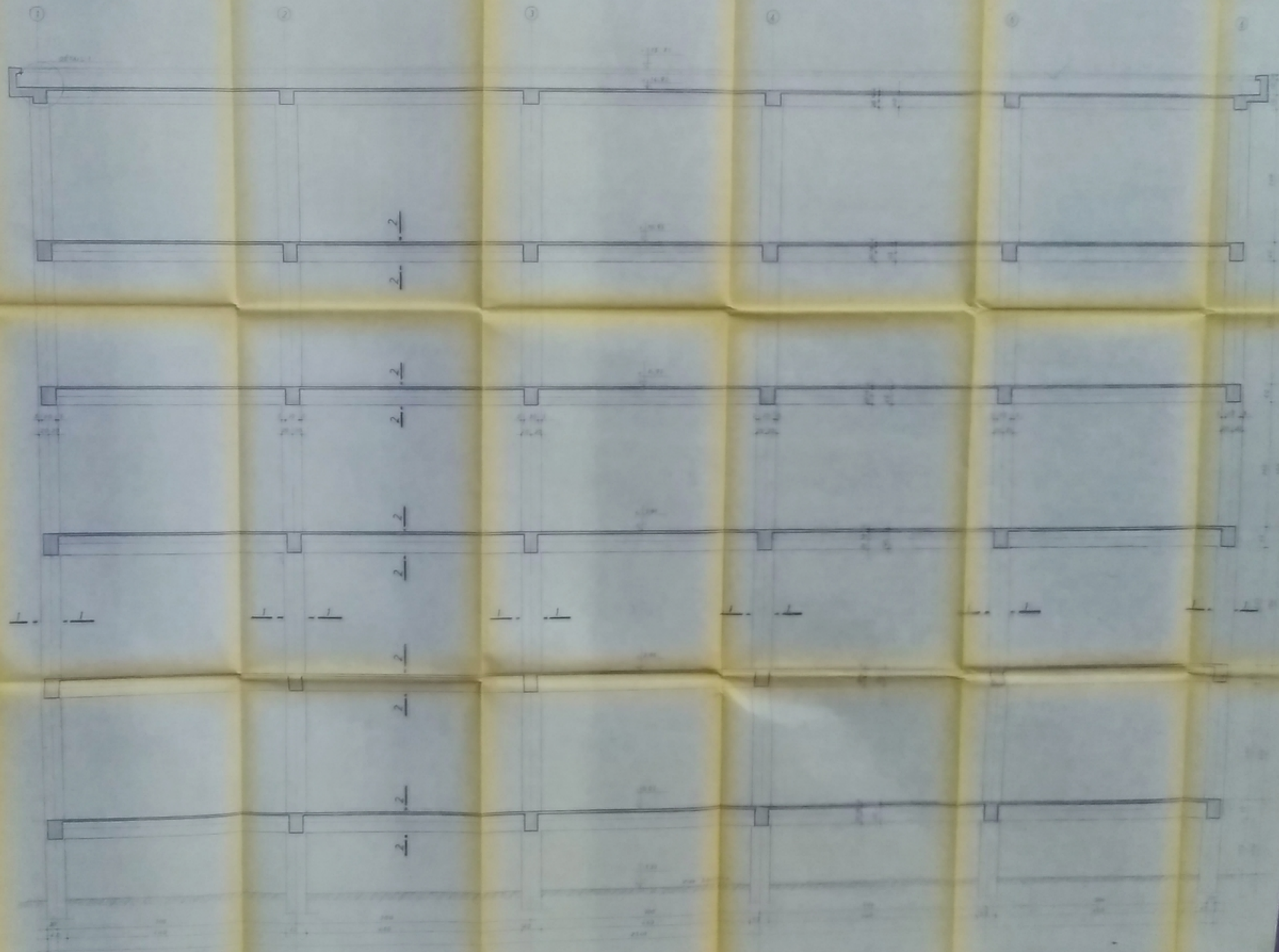
Construction

Construction

Construction

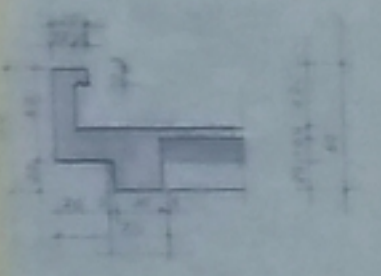
(P. 15/16)

— PORTIQUE LONGITUDINAL - Coffrage Echelle Z —



PB01584
-of-

Détail Acrotère



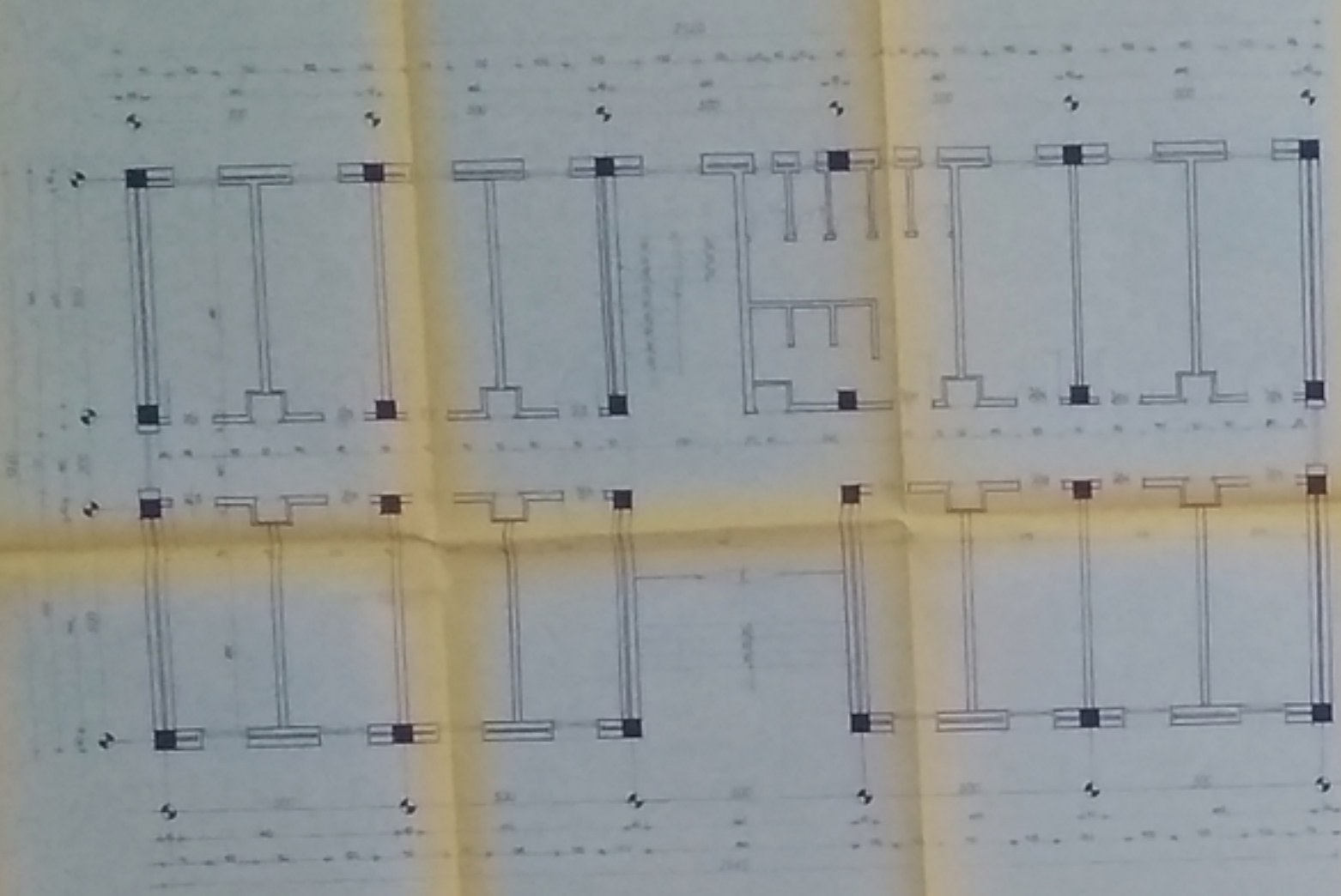
Coupe 11



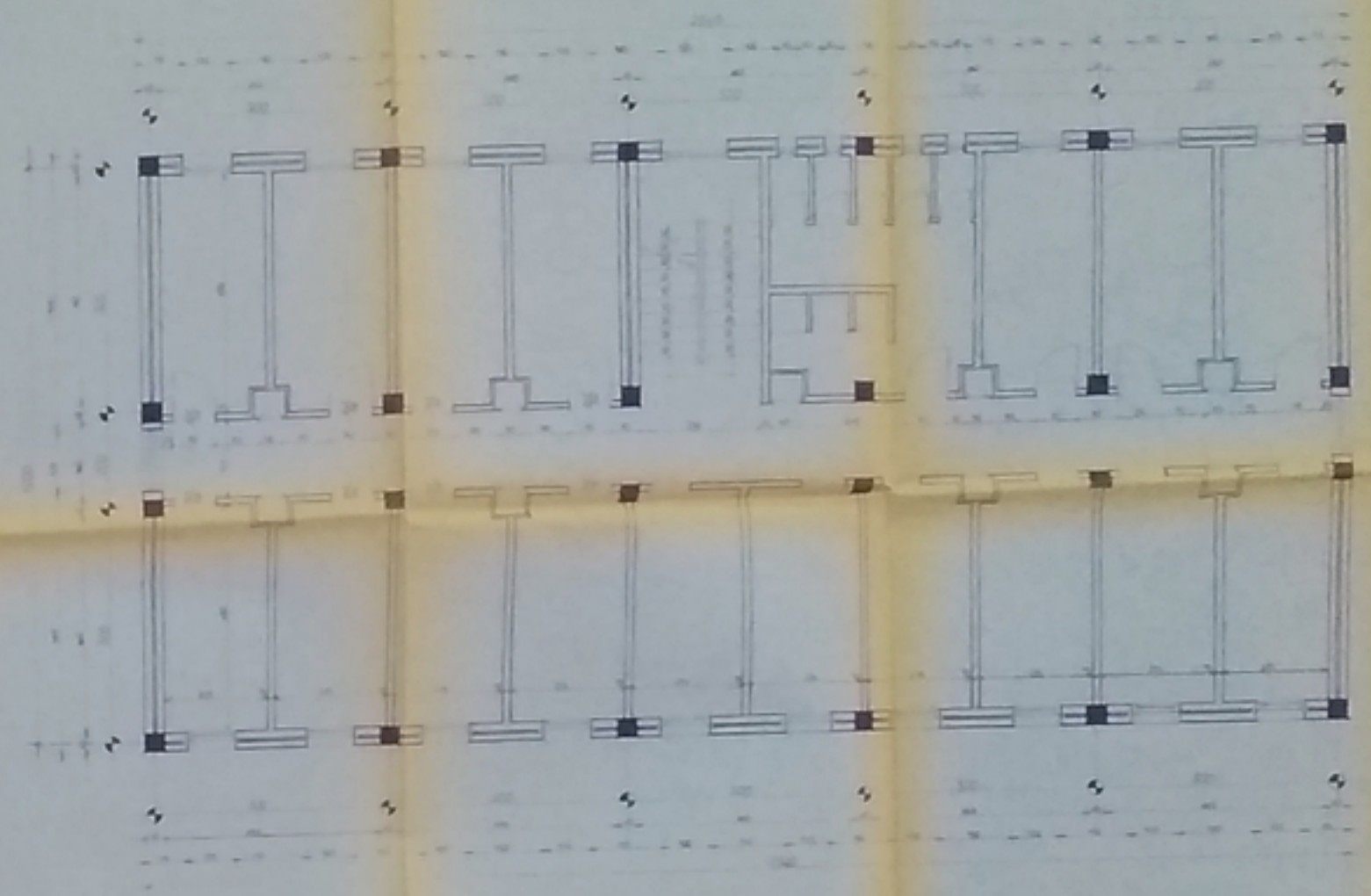
Coupe 22



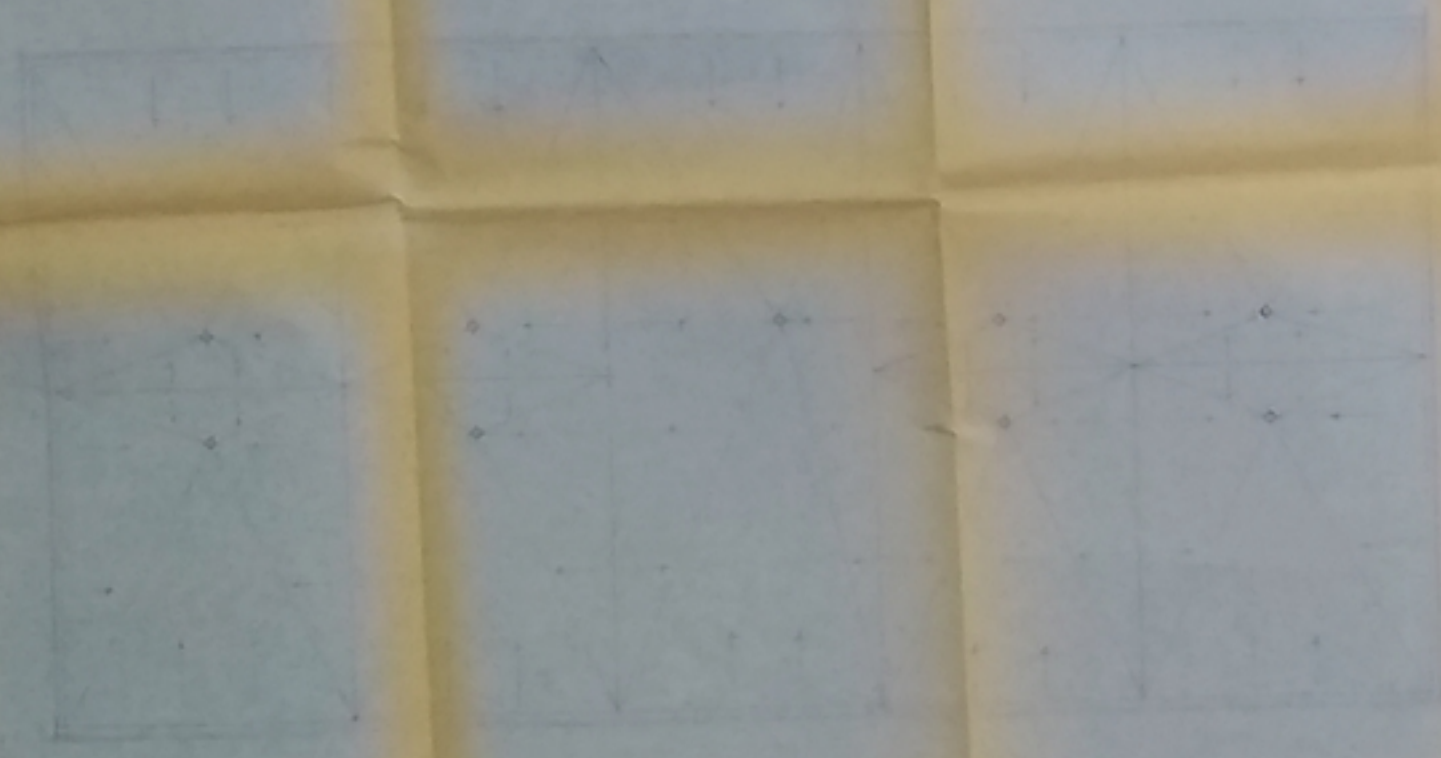
Plan de Rez de chaussée (ech.1/50)



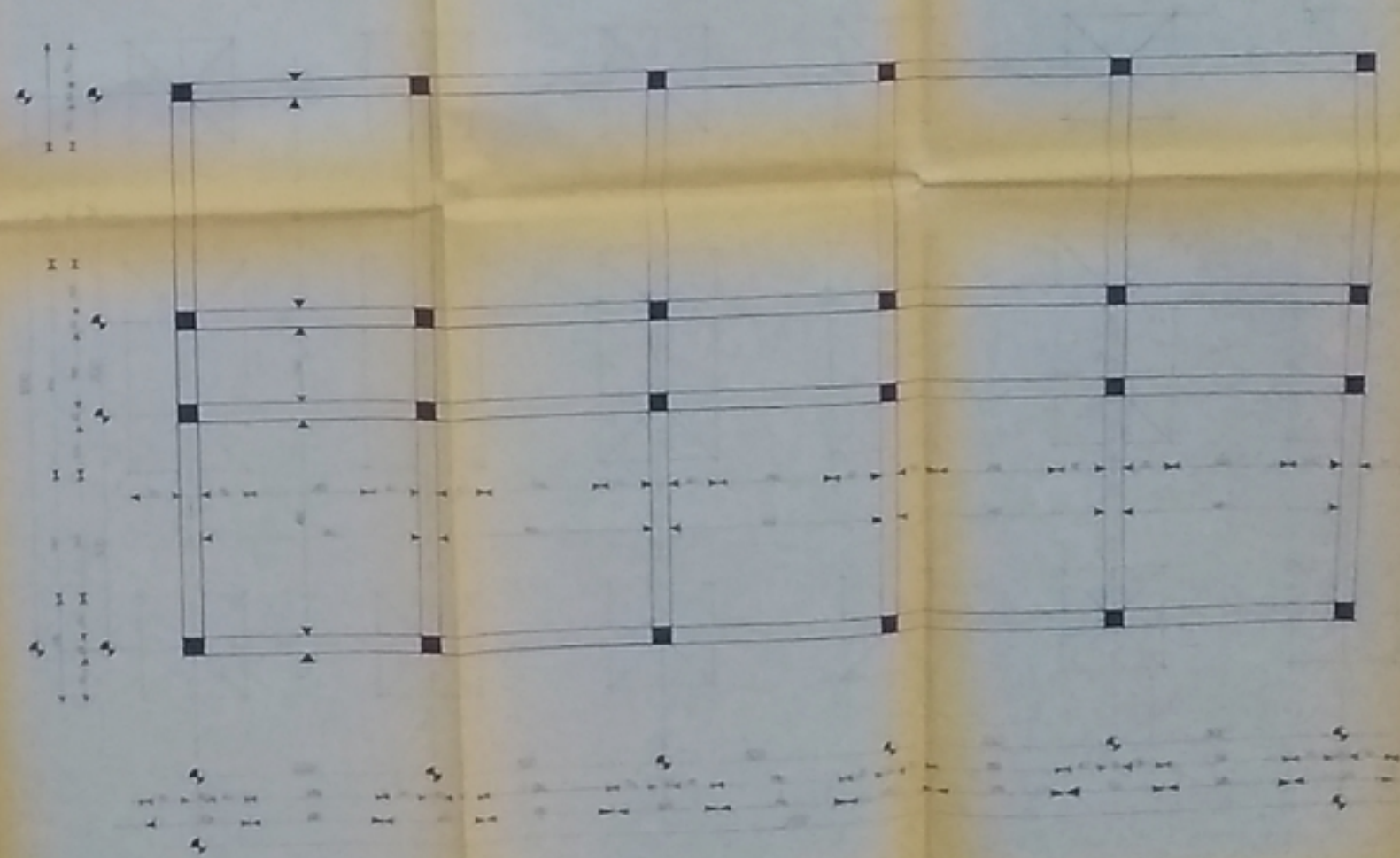
Plan Etage (ech.1/50)



Plan de Toiture (ech.1/50)



Plan de Fondations (ech.1/50)



PS 01571
-08

Ecole Nationale Supérieure
 de Technologie
 de l'Université
 de Technologie
 de l'Université
 (R.D.C. + 4)

Projet de	1/200
Etat	1/200
Projet de	1/200
Projet de	1/200

