

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

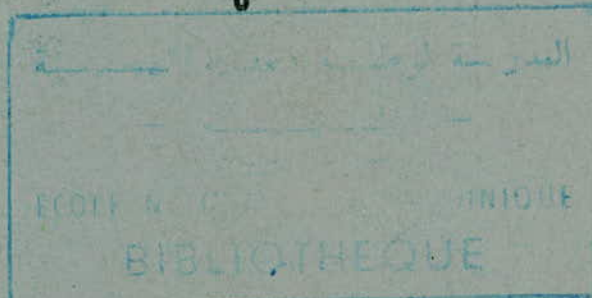
UNIVERSITE des SCIENCES et de la TECHNOLOGIE H. BOUMEDIENE.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE.

23/81

DEPARTEMENT GENIE CIVIL.

105



PROJET de FIN d'ETUDES.

# BATIMENT D'HABITATION R+3

Proposé par SNERI.

Dirigé par ILINSKY.

Etudié par:

KAK Mohamed.

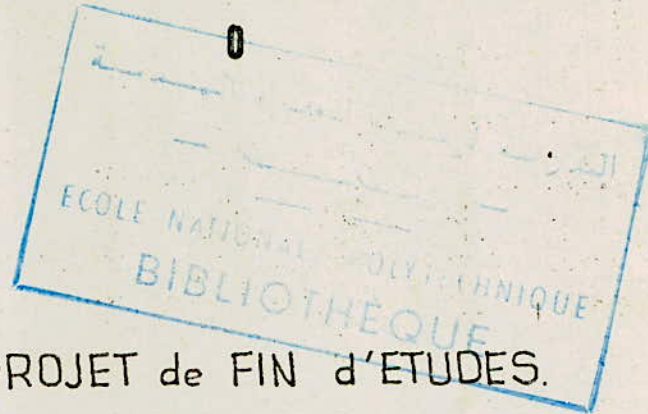
MAHIEDDINE Abdelhamid.

PROMOTION Juin 81.

0  
UNIVERSITE des SCIENCES et de la TECHNOLOGIE H. BOUMEDIENE.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE.

DEPARTEMENT GENIE CIVIL.



# BATIMENT D'HABITATION R+3

Proposé par SNERI.

Dirigé par ILINSKY.

Etudié par:

KAK Mohamed.

MAHIEDDINE Abdelhamid.

0  
PROMOTION Juin 81.  
0



Nous remercions notre promoteur Monsieur Ilinsky pour sa précieuse contribution à l'élaboration de cet ouvrage.

Que: - M<sup>or</sup> Madani chef de l'imprimerie.

- M<sup>or</sup> L'Ingénieur Daoud

- M<sup>me</sup> Ilinska

- M<sup>or</sup> L'architecte Teagen

- M<sup>ors</sup> Nasri et Bensaid responsables au sein de la S.N.E.R.T.

- ET les Techniciens du bureau d'étude Rabia - Omar

trouvant ici l'assurance de notre vive reconnaissance.

Nous remercierons toujours les professeurs et les assistants qui sont et resteront pour nous le symbole vivant de la connaissance.

Nous leurs souhaitons fraternellement bonheur et continuité.

Abdelhamid MAHIEDDINE.

Mohamed KAK.

Ma joie en ce jour est telle, que je desire vivement la faire partager avec toutes les personnes qui me sont si chères et auxquelles je dédie cette thèse.

— A mon père et à ma mère dont le mérite leur revient de droit

— A mon frère Touhami que j'aime tant

— A mes frères

— A ma sœur et à son mari Youcef

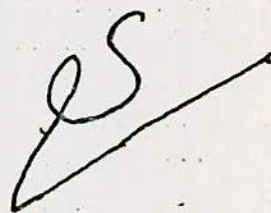
— A toute la famille

— Et à tous les Copains en particulier:

A. Moussuoui

A. LARIBI

R. GHAFFAR





En ce jour, sincère est ma joie, et je désire  
La partager avec tous ceux qui ont contribué  
à ce travail, de ce fait je la dédie :

A mon père et à ma mère qui me sont chers

- A mes frères et sœurs
- A toute la famille
- A tous les amis en particulier KAÏS Ali
- A la mémoire de mon oncle M'hamed
- A la mémoire de mon ami Chami Ahmed

A handwritten signature in black ink, consisting of the name 'Kaïs' followed by a stylized flourish, all enclosed within a large, hand-drawn oval.

# SOMMAIRE

## BLOC A

### Chapitre I      INTRODUCTION      (P.1)

1. Description
2. Charges et surcharges

### Chapitre II      CALCUL des ELEMENTS      (p.5)

1. Acrotère
2. Poutrelles

### Chapitre III      ETUDE de la STRUCTURE      (p.16)

#### (A) Etude sismique

- 1 Effet des séismes
- 2 Calcul sismique
- 3 Evaluation des charges et surcharges
- 4 Evaluation des forces sismiques horizontales

#### (B) CALCUL des EFFORTS      (sous les charges horizontales)

- 1 Exposé de la méthode de BOWMAN
- 2 Portique longitudinal
- 3 Portique transversal

#### (C) CALCUL des EFFORTS      (sous les charges verticales)

- 1 Portique longitudinal
- 2 Portique transversal



Chapitre IV EVALUATION des EFFORTS:MN,  
(sous les  $\neq$  sollicitations) (p.49)

(A) PORTIQUE LONGITUDINAL

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

(B) PORTIQUE TRANSVERSAL

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

Chapitre V FERRAILLAGE des PORTIQUES

(A) POUTRES (p.59)

1. Exposé de la methode
2. Verification des contraintes
3. Calcul des poutres du portique longitudinal
4. Calcul des poutres du portique transversal

(B) POTEAUX

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

(C) Calcul de la poutre de chainage

## CAGE d'ESCALIER (p.104)

1. Etude de l'escalier
2. Calcul du centre de torsion
3. Calcul Sismique
  - a. détermination des coefficients sismiques
  - b. évaluation des charges et surcharges
  - c. évaluation des forces sismiques horizontales
  - d. évaluation des forces sismiques verticales
4. Ferrailage du voile transversal  
et méthode de calcul
5. Ferrailage du voile longitudinal
6. Etude du Portique (sous les charges verticales)
  - a. évaluation des efforts (M, N, T)
  - b. calcul des poutres
  - c. ferrailage des poteaux

## FONDITIONS (p.136)

1. Calcul des longrines
2. Calcul des voiles
3. Calcul des fondations



1

CHAPITRE I

INTRODUCTION

# 1. Description

Generalités : Notre projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bloc dortoir de l'école de meunerie de La S.N.SEMPAC à BLIDA.

Ce bâtiment est composé d'un rez de chaussée et de 3 étages. Ce bloc est divisé en 2 parties A et B séparés par la cage d'escalier. Les parties A et B sont identiques. Elles ont comme dimensions :

- Longueur : 16 m
- Largeur : 14 m
- hauteur : 12 m

Taux de travail du sol : l'étude du sol a été faite par le Laboratoire national des travaux publics et bâtiments (L.N.T.P.B). Il préconise comme mode de fondation des semelles superficielles ancrées à partir de 1,50 m le taux de travail sera de 2 bars. Pour un tel taux de travail les tassements seront négligeables.

## Béton armé :

a) Le béton utilisé pour la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction (C.C.84 68) et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

b) Pour  $1 \text{ m}^3$  de béton, la composition sera en principe de :

- 800 l de gravillons  $D_g \leq 25 \text{ mm}$
- 400 l de sable  $D_s \leq 5 \text{ mm}$
- 350 kg de ciment CPA classe 325
- 175 l d'eau

Les Aciers : Les aciers utilisés sont de 2 types

- Aciers doux Fe E22 avec  $\sigma_{en} = 2160 \text{ bars}$
- aciers Tor Fe E40

$$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} \quad (\phi \leq 20 \text{ mm})$$

$$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars} \quad (\phi \geq 25 \text{ mm})$$



Plancher : tous Les planchers sont constitues par des corps creux et une dalle de compression reposant sur des poutrelles prefabriquees ou coulees sur place

Maçonnerie

- Murs extérieurs : \* 2 cloisons en briques creuses de 15cm  
\* Un vide d'air de 5cm
- Murs intérieurs : Il ya 2 sortes de murs
  - a) Murs ayant les memes caracteristiques que les murs extérieurs
  - b) Cloisons de separation en briques creuses de 10cm

## 2. Charges et surcharges

### 1. charges

#### \* plancher terrasse

1. protection solaire gravillons (5cm)	90 kg/m <sup>2</sup>
2. Complexe étanchéité	5 -"-
3. isolation Liège (3cm)	12 -"-
4. pare Vapeur	5 -"-
5. 1 <sup>ère</sup> Couche d'impregnation	10 -"-
6. 2 <sup>ème</sup> Couche d'impregnation	
7. dalle de compression (5cm)	300 -"-
8. Hourdis (20cm)	
9. Anduit (1,5cm)	30 -"-
10. forme de pente (5cm)	100 -"-

$$G = 552 \text{ kg/m}^2$$

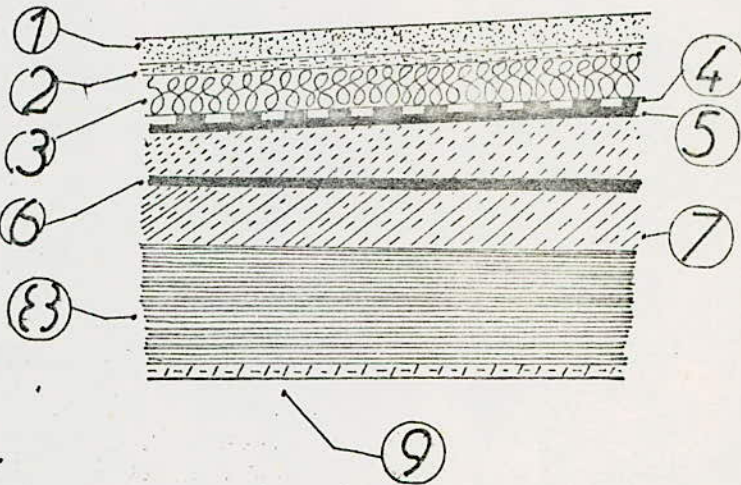
#### \* plancher courant

- Carrelage (2cm)	32 kg/m <sup>2</sup>
- mortier de pose (3cm)	60 -"-
- liège (3cm)	12 -"-
- Anduit (1cm)	20 -"-
- dalle de compression (5cm)	300 -"-
- Hourdis (20cm)	75 -"-
- Cloison	75 -"-

$$G = 500 \text{ kg/m}^2$$

### 2. surcharges

- terrasse inaccessible	100 kg/m <sup>2</sup>
- plancher niveau courant	250 -"-
- Escalier - Couloir	400 -"-
- Acrotère	100 kg/m <sup>2</sup>





5

CHAPITRE II

CALCUL des

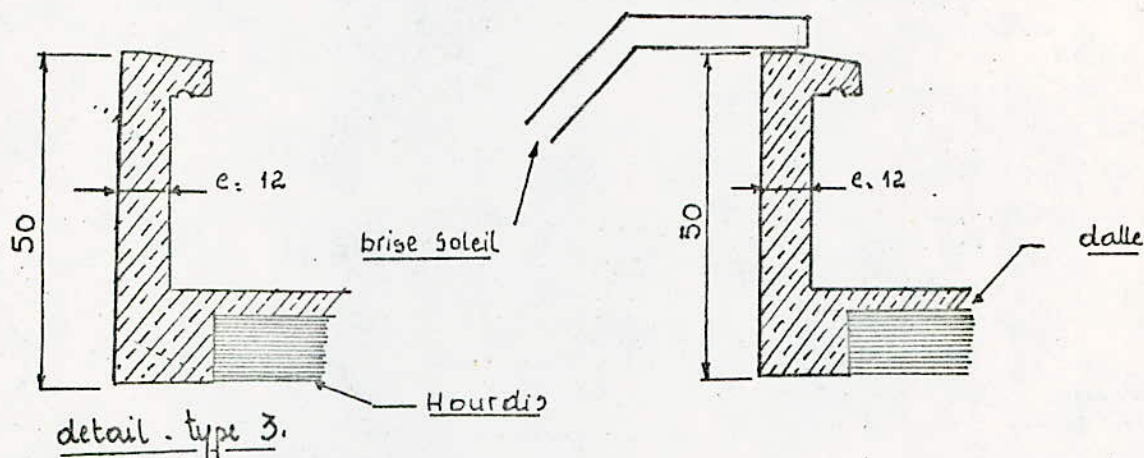
ELEMENTS

# 1. Acrotères:

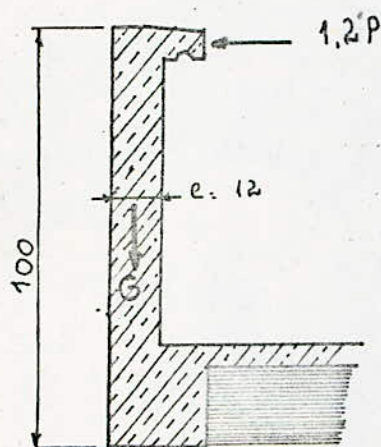
Nous avons 3 types d'acrotères, dont les caractéristiques sont les suivantes:

detail. type 1:

detail. type 2:



detail. type 3:



On calculera l'acrotère du type 3 qui va donner une section d'acier plus grande. Ainsi les autres acrotères sont armés d'une manière identique.

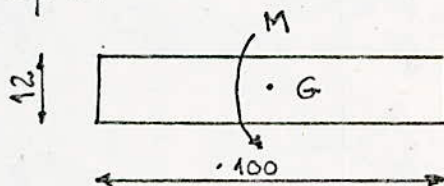
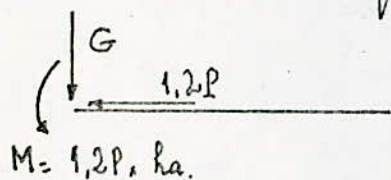
L'acrotère a comme épaisseur  $e = 12$  cm et une hauteur  $h_a = 100$  cm.

Elle est considérée, comme une console encasturée au niveau du plancher.

Poids propre:  $G = 1 \times 2500 \times 0,12 \times 1 = 300$  kg/ml

Surcharge majorée:  $1,2P = 1,2 \times 100 = 120$  kg/ml

Ce calcul est fait pour 1 m linéaire d'acrotère. On considère donc une section rectangulaire  $100 \times 12$  à l'encastement soumise à la flexion composée.



L'enrobage étant pris égal à 2 cm ( $d = 2$  cm)

Effort normal  $N = G = 300$  Kg

Moment de flexion:  $M = 1,2.P.h_a = 120$  Kg.m/m

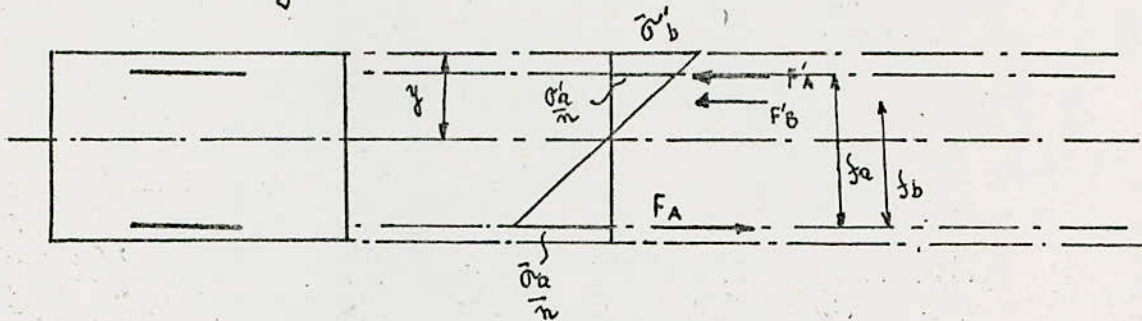


Excentricité:  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{120.00}{300} = 40 \text{ cm} > \frac{ht}{2} = 6 \text{ cm} \Rightarrow$  la section est par-  
tiellement comprimée

Le calcul de l'acier se fera par la méthode de Charon

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

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$



Moment résistant du béton

$$M_r = F'_b \times f_b = \frac{1}{2} b \cdot y \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot f_b$$

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

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

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

$$\alpha = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \cdot \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0.42$$

$$M_r = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 10^2 \cdot 137 \cdot 0.42 \left(1 - \frac{0.42}{3}\right) = 247422 \text{ Kg.cm}$$

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus

$$M_A = N \cdot y_A \quad y_A: \text{distance entre les aciers tendus et le centre de Pression.}$$

$$y_A = e_0 + \left(\frac{ht}{2} - d\right) = 40 + (6 - 2) = 44 \text{ cm}$$

$$M_A = 300 \times 44 = 13200 \text{ Kg.cm}$$

$$M_r \gg M_A$$

Calcul des Aciers tendus

On calculera la section en flexion simple sous l'effet du moment  $M_A$  (moment par rapport aux aciers tendus) puis on en déduit la section en flexion composée.

d'où la section

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 13200}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,007$$

É3

$$\mu = 0,007 \Rightarrow \varepsilon = 0,9621$$

$$h = 117$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{13200}{2800 \cdot 10 \cdot 0,9621} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,49 \cdot \frac{300}{2800} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Verification:

\* Condition de non fragilité: (C.C.B.A 68 Art: 52)

$$A > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,96 \text{ cm}^2$$

On adoptera 5T6 par mètre linéaire espacés de 20 cm Soit A: 1,41 cm<sup>2</sup>/ml

\* Condition de non fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{4 \cdot 100} = 3,53 \cdot 10^{-3} < 0,01 \Rightarrow \text{fissuration non Systematique}$$

k: 10<sup>6</sup>: fissuration préjudiciable

$\eta$ : 1,6 acier H.A

$\phi$ : 6 m.m

$\bar{\sigma}_b$ : 5,9 Kg/cm<sup>2</sup>

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

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b} = 3010,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a: \text{Min} \begin{cases} \bar{\sigma}_a: 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_f = \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2): \sigma_2: 3010,38 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

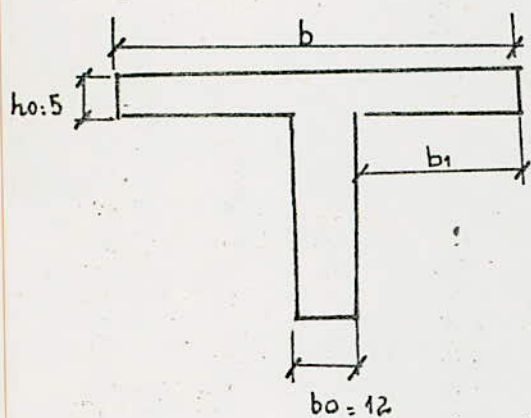
$$\Rightarrow \sigma_a = \bar{\sigma}_a: 2800 \text{ Kg/cm}^2$$



# 2. CALCUL DES POUTRELLES

Les poutrelles utilisées, sont en béton préfabriquées à la S.N.M.C.  
Elles seront calculées sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre soit sous  $G+1,2P$   
La poutrelle est considérée, comme poutre simplement appuyée  
avant le coulage de la table de compression, et après coulage  
cette dernière travaillera, comme poutre continue sur 4 appuis.  
Le calcul sera fait pour des poutrelles considérées comme  
continues.

## 2.1 Calcul de la largeur de la table de compression



$$b_1 \leq l/2$$

$$b_1 \leq L/10$$

$$b_1 \leq 6 \text{ à } 8 h_o$$

$l$ : 53 cm       $h_o$ : hau. de la table de compression

$L$ : portée libre de la poutre entre nus des appuis.

donc:

$$b_1 \leq 53/2 : 26,5 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq 570/10 : 57 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 6,5 : 30 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } b = 2 b_1 + b_o = 2 \times 26,5 + 12 : 65 \text{ cm.}$$

## 2.2 Calcul des efforts agissant sur la poutrelle

\* Charges et surcharges venant à la poutrelle

Il ya deux sortes de planchers:

- Un plancher terrasse.
- Un plancher courant

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

Plancher terrasse

$$G = 485 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$\Rightarrow G + 1,2 P : 960 \text{ Kg/m}^2$$

Plancher terrasse

$$G: 552 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$\Rightarrow G+1,2P = 672 \text{ Kg/m}^2$$

Donc le cas le plus défavorable est :

$$q = \text{Max}(672, 960) = 960 \text{ Kg/m}^2$$

Charge répartie en Kg/ml

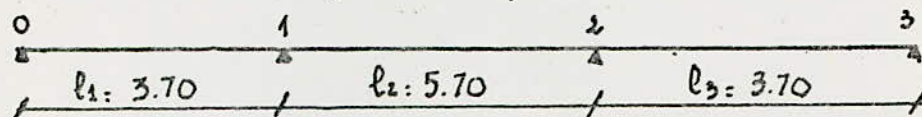
$$Q = 960 \times 0,65 = 624 \text{ Kg/ml}$$

### 2.3 Calcul des moments fléchissants

\* Moments Sur Appuis

On utilisera la méthode des 3 moments

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6EI (\varphi_{ie} + \varphi_{iw})$$



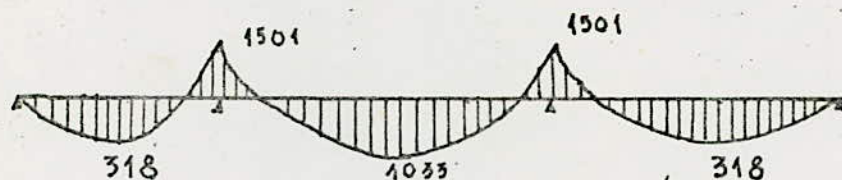
pour une charge uniformément répartie sur toute la travée

$$\varphi_{ie} = -\frac{q l^3}{24EI} \quad \varphi_{iw} = \frac{q l^3}{24EI}$$

Vu la symétrie on a  $M_1 = M_2$

$$2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -\frac{q}{4} (l_1^3 + l_2^3)$$

$$\text{d'où } M_1 = M_2 = -1501 \text{ Kg.m.}$$



\* Moment en travée

$M_w$ : moment à gauche de la travée

$M_d$ : moment à droite de la travée

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

Le moment en travée s'écrit

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



en mi travee on a les moments

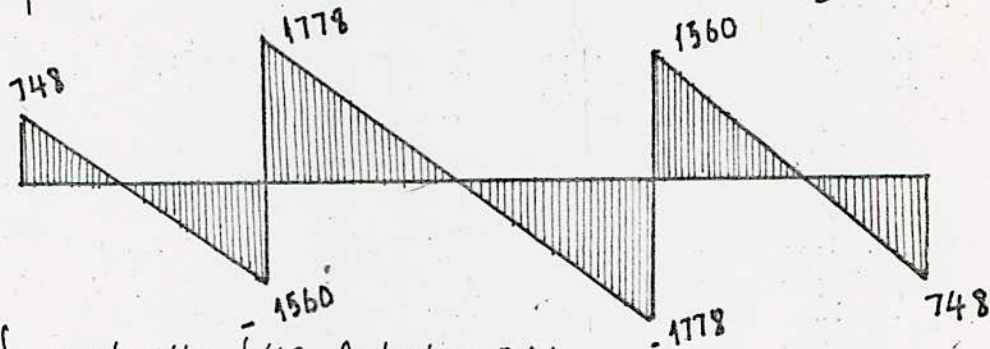
$$M(l/2) : M_0(l/2) + \frac{M_l + M_u}{2}$$

## 2.4 Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant sur appui est donne par

$$T_i : T_0 \pm \frac{M_l - M_u}{l_i}$$

$T_0$ : étant l'effort tranchant isostatique pour la premiere travee  $\Rightarrow T_0 = 1154 \text{ Kg}$   
pour la deuxieme travee  $\Rightarrow T_0 = 1778 \text{ Kg}$



La poutrelle sera calculée avec

- le moment en travee max : 1033 Kg.m
- le moment sur appui max : 1501 Kg.m
- l'effort tranchant max : 1778 Kg

## 2.5 Calcul des armatures longitudinales (methode P. CHARON)

\* En travee

on a  $h = 23 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

$d = 2 \text{ cm}$

$b_0 = 12 \text{ cm}$

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

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

$$\mu : \frac{\pi M_l}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1033 \cdot 10^2}{2800 \cdot 65 \cdot 23^2} = 0.0161$$

$$\Rightarrow \alpha : 0.1685$$

$$\xi : 0.9438$$

$$k : 74$$

position de l'axe neutre

$$y : \alpha \cdot h : 0.1685 \cdot 23 = 3.87 < 5 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression. Le calcul se fera comme dans le cas d'une section rectangulaire

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1033 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9437 \cdot 23} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend 2T12 Soit  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{74} = 37,83 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

\* Aux Appuis.

On calcule une section rectangulaire de  $25 \times 12$

$$\mu = \frac{m \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1501 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 23^2} = 0,1266$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,4144 \quad ; \quad \epsilon = 0,8619 \quad ; \quad k = 21,2$$

$$\text{d'où } A_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1501 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8619 \cdot 23} = 2,70 \text{ cm}^2$$

On 2T14  $\Rightarrow A_a = 3,08 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{21,2} = 132 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

2.6 Verification:

- Condition de non fragilité du beton.

\* En travée

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

$$b = 65 \text{ cm}; \quad h = 23 \text{ cm}; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \geq 0,69 \cdot 65 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

\* Aux Appuis

$$b = 12 \text{ cm} \quad h = 23 \text{ cm}$$

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,08 > 0,26 \quad \text{Vérifié}$$

- Verification des contraintes.

\* En travée

$$w = \frac{100 A}{b \cdot h}$$



$$\omega = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2.26}{65 \cdot 23} = 0.1512$$

pour  $\bar{\omega} = 0.1512$  on tire  $\varepsilon = 0.9363$  ;  $k = 63.5$   
 d'où  $\sigma_a = M_t : 1033 \cdot 10^2 = 2122.5 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$   
 $A \cdot \varepsilon \cdot k : 2.26 \cdot 0.9363 \cdot 23$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2122.5}{63.5} = 33.4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Aux Appuis

$$\omega = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3.08}{12 \cdot 23} = 1.159 \Rightarrow \varepsilon = 0.8551$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \varepsilon \cdot k} = \frac{1901 \cdot 10^2}{3.08 \cdot 0.8551 \cdot 23} = 2477.9 < 2800$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2477.9}{19.5} = 127 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Verification de la fleche

Ⓐ - pour la 2<sup>eme</sup> travée  $\frac{h_t}{l} \gg \frac{1}{225} \Rightarrow \frac{25}{570} \gg \frac{1}{22.5} \quad 0.04 \gg 0.04$  Verifie

pour la 1<sup>ere</sup> travée

$$\frac{h_t}{l} \gg \frac{1}{15} \Rightarrow \frac{25}{370} \gg \frac{1}{15} \Rightarrow 0.067 \gg 0.066 \quad \text{Verifie}$$

Ⓑ -  $\bar{\omega}_0 = \frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{fn}} \rightarrow \frac{2.26}{12 \cdot 23} < \frac{36}{4200} \rightarrow 0.0081 < 0.0085$  Verifie

Ⓒ -  $\frac{h_t}{l} \gg \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{25}{570} \gg \frac{1}{15} \frac{103300}{253422} \rightarrow 0.04 \gg 0.027$  Verifie

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 253422 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Conformément aux règles C.C.B.A 68, la justification de la rigidité de la poutrelle (fleche) n'est pas nécessaire

Contraintes de fissuration

4<sup>th</sup> travée

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2.26}{12.4} = 0.047$$

$$\eta = 1.6 ; k = 1.5 \cdot 10^6 ; \emptyset = 12 \text{ mm} ; \sigma_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$m = k \cdot \frac{\eta}{\emptyset} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1.5 \cdot 10^6 \times \frac{1.6}{12} \cdot \frac{0.047}{1 + 0.47} = 6394 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \eta}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{12}} = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 6394 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(\sigma_f, \bar{\sigma}_a) = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Verification adhesion Acier-beton.

Calcul de la contrainte d'adhérence

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{p \cdot z} \text{ avec } T = 1778 \text{ Kg.}$$

p: étant le périmètre des aciers tendus (2T12) p = 7,54 cm

z:  $\frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 23 = 20,12 \text{ cm.}$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{1778}{7,54 \cdot 20,12} = 10,28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d$$

2.7 Calcul des armatures transversales. (C.C. BA 68 Art 25.12)

Les armatures transversales seront calculées sous l'effort tranchant max

$$T_{\max} = 1778 \text{ Kg.}$$

pour le béton  $\rightarrow \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_{bo} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$

pour l'acier  $\rightarrow$  H.A  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$   
 Deux Fe E 24  $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1778}{12 \cdot 20,12} = 6,46 \text{ Kg/cm}^2$$

avec  $\sigma'_b = 132 \text{ Kg/cm}^2$  (aux appuis)

$$\bar{\sigma}'_{bo} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{132}{68,5}\right) 5,9 = 15,18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 6,46 < \bar{\sigma}_b = 15,18 \text{ Kg/cm}^2$$

On disposera des cotes successives avec un espacement  $t$ . On prend des  $\phi_6$   $A_t = 0,16 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement  $t$ :

Espacement admissible



$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 4,6 \text{ cm} \\ t_2 = h(1,0,3 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_b}) = 15,47 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend - comme espacement  $\bar{\sigma}_b$  - des cours d'armatures  $t = 15 \text{ cm}$ .

2.83 table de Compression (C.C.B.A 68 Art. 58.2)

L'épaisseur de la table de compression est égale à  $7 \text{ cm}$

distance entre axes des nervures  $l_n = 9,65 \text{ m}$

$70 \text{ cm} < l_n < 80 \text{ cm}$  la section en  $\text{cm}^2$  des armatures perpendiculaires aux nervures est au moins égale à

$$A \gg 0,02 l_n \cdot \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

Si on prend un treillis soudé de fils de diamètre  $\phi \leq 5 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{en} = 5300$

$$A \gg 0,02 \cdot 65 \times \frac{2160}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Armatures // aux nervures.  $A // \gg \frac{A L}{2} = 0,27 \text{ cm}^2$

On prend un treillis soudé  $\phi = 5 \text{ mm}$ , mailles espacées de  $20 \times 20$

donc 505 par m de dalle. soit  $A = 0,98 \text{ cm}^2$ .

CHAPITRE III

ETUDE de

la STRUCTURE



# (A). ETUDE SISMIQUE

1. Eff et des Seismes : Les Secousses Sismiques imposent aux constructions des accelerations particulieres pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravite  $9,81 \text{ m/s}^2$ . Les efforts qui en resultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut etre oblique sur la Verticale. On peut donc concevoir 2. Composantes, l'une Verticale, l'autre horizontale pour le calcul des coefficients sismiques et de stabilite d'ensemble il est permis que les charges soit ramenees au niveau des planchers.

## 2. Calcul Sismique

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques reels des Seismes des sollicitations resultant de la combinaison de systemes de forces fictives dont les effets sont quasiment equivalents a ceux de l'action sismique.

Les effets sismiques se composent:

- d'un systeme de forces elementaires horizontales (SH)
- d'un systeme de forces elementaires Verticales (SV)
- d'un systeme de couple de torsion d'axe Vertical (ST)

les sollicitations sismiques horizontales sont de direction quelconque. Cependant les regles permettent la verification dans 2 directions perpendiculaires envisagees successivement.

Le bloc a etudier presente une symetrie. la rigidite est uniforme dans l'ensemble. d'un ou etudie 2 portiques seulement.

- 1 portique longitudinal
- 1 portique transversal.

### 2.1 Calcul des Sollicitations sismiques:

Nous determinons d'abord les masses soumisees a l'action sismique pour chaque portique. Les regles parasismiques (P.S. 69) considerent que dans les cas de batiments courants, les sollicitations d'origine sismique prennent naissance a partir des charges  $G_i$ . apres.

- les charges permanents (G)
- le 1/5 des surcharges d'exploitation (E/S)



## 2.2 - Systemes Equivalents:

\* Forces horizontales S<sub>1H</sub>: L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction  $O_x$  est égale à  $\sigma_x W$   
 $W$ : poids des charges et surcharges propres à l'élément soumises à l'action sismique

$\sigma_x$ : Coef. sismique défini comme le produit de quatre autres coefficients  
 $\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$

\* Forces Verticales S<sub>1V</sub>: Ces forces peuvent être dirigées soit vers le haut soit vers le bas.

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

$\sigma_y$ : Coefficient sismique de l'élément pour la direction verticale.

### \* Torsion d'ensemble S<sub>T</sub>

Elle est à considérer quand l'éclatement  $\eta$  d'une section plane du bâtiment dans le sens perpendiculaire aux faces (S<sub>1H</sub>) considérées est supérieur à 2,5, c'est à dire que le quotient du carré de la plus grande dimension perpendiculaire à la direction des faces par l'aire de la section est supérieur à 2,5.

Dimensions du bâtiment:  $h$ : 13m.;  $L$ : 16m,  $l$ : 14m.

$$\eta = \frac{L^2}{L \cdot l} = \frac{L}{l} = \frac{16}{14} = 1,14 < 2,5$$

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

## 2.3 - Determination des Coef. Sismiques dans les directions horizontales

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

$\alpha$ : Coef d'intensité: Il dépend de l'intensité nominale "I.N". Comme notre bâtiment est implanté à Blida (zone de forte sismicité)  $\alpha = 1,5$

$\beta$ : Coef de réponse. Il caractérise l'importance de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Il dépend de

\*  $T$ : période du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée

\* du degré d'amortissement de l'ouvrage

\* Accessoirement de la nature du sol de fondation.



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

c'est le cas du contreventement par ossature de béton armé

H = 13 m (hauteur du bâtiment)

L = 16 m (longueur — " — " —)

l = 14 m (largeur du — " — " —)

d'où  $T_L = 0,2925$  Sens Longitudinal

$T_T = 0,3127$  Sens Transversal.

Degré d'amortissement: (PS 69 art: 3,112 - 13)

dans notre cas on a (amortissement normal)

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

Sens longitudinal.  $\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,2925}} = 0,0979$

Sens transversal  $\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,3127}} = 0,0957$

$\delta_r$ : Coef de distribution: Il ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière le comportement de la masse à laquelle il se rapporte. Pour les bâtiments d'habitation composé d'étages pouvant être considérés comme identiques;  $\delta_r$  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  $\delta_r = \frac{3r}{2n+1}$  dans notre cas  $n = 4$

N°	$\delta_r$
4	1,333
3	1,00
2	0,667
1	0,333

$\zeta$ : Coef de fondation: Il est indépendant des propriétés dynamiques de la construction. C'est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage  $\zeta = 1,15$

$$\text{d'où } \sigma_L = \alpha \cdot \beta_L \cdot \delta_r \cdot \delta \Rightarrow \sigma_L(r) = 0,169 \delta_r$$

$$\text{et } \sigma_T = \alpha \cdot \beta_T \cdot \delta_r \cdot \delta \Rightarrow \sigma_T(r) = 0,165 \delta_r$$

- Coefficient sismique dans la direction verticale (RS 69 art 3.112.2)

Pour un élément donné de construction ; le coefficient sismique vertical à prendre en compte dans le calcul de stabilité d'ensemble est égal à

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sigma_H(r) \quad \text{ou } \sigma_H(r) = \text{Max}(\sigma_L(r); \sigma_T(r)).$$

$$\rightarrow \sigma_H(r) = \sigma_L(r)$$

tableau récapitulatif:

Niveaux	$\delta_r$	$\delta_L$	$\sigma_T$	$\sigma_v$
4	1.33	0.224	0.219	0.183
3	1.00	0.169	0.165	0.138
2	0.667	0.113	0.110	0.092
1	0.33	0.056	0.054	0.044

### 3. Evaluation des charges et surcharges.

#### 3.1 portique longitudinal

- Niveau terrasse

*-plancher	38640	Kg
*-Acrotère	3000	"
*-poutres longitudinales	4200	"
*-poutres transversales	5250	"
*-1/2 poteau	2300	"
*-brise soleil	400	"

$$G = 53,8T$$

$$S = 8T$$

$$\text{d'où } W = G + S/5 = 55,4T$$

- Niveaux Courants III, II, I

* plancher	40000	kg
* poutre longitudinale	4200	"
* poutres transversales	5250	"
* poutre de chaînage	500	"
* poteau	4600	"



- murs extérieurs:	10725	Kg
- murs intérieurs:	15070	"
	<u>G = 80,4 T</u>	

Surcharge : S = 27,2 T  
 d'où W = G + S/5 = 85,84 T

portique transversal:

- Niveau terrasse:

plancher	38640	Kg
Acrotère	3000	"
poutres longitudinales	5250	"
poutre transversale	3675	"
1/2 poteaux	<u>2200</u>	"
	G = 52,8 T	

Surcharge S = 7 t  
 d'où W = G + S/5 = 54,2 T

Niveaux Courants:

* plancher	42000	Kg
* poutres longitudinales	6300	"
* poutre transversale	3675	"
* 1/2 poteaux	4660	"
* murs extérieurs	6435	"
* murs intérieurs	<u>17160</u>	"
	G = 80,2 T	

Surcharge S = 21 T  
 d'où W = 84,4 T

#### 4. Evaluation des forces Sismiques horizontales

Orientation	Niveau	$W(T)$	$\sigma_L$	$F_L = \sigma_L \cdot W$	répartition des forces Cumulées
Longitudinal	IV	55,4	0,224	12,4	12,4
	III	85,8	0,169	14,5	26,9
	II	85,8	0,113	9,7	36,6
	I	85,8	0,056	4,8	41,4

Orientation	Niveau	$W(T)$	$\sigma_T$	$F_T = \sigma_T \cdot W$	répartition des forces Cumulées
Transversal	IV	54,2	0,219	11,87	11,87
	III	84,4	0,165	13,93	25,8
	II	84,4	0,110	9,28	35
	I	84,4	0,054	4,56	39,6

#### Evaluation des forces Sismiques Verticales

Se référer au paragraphe C " Calcul des efforts sous les charges Verticales"  
CHA: III.



# (B) CALCUL DES EFFORTS DANS LES PORTIQUES

## Sous les charges horizontales

### 1. Exposé de la méthode de BOWMAN:

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

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

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

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

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

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

### Hypothèses de calcul (admisses par les règlements)

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes traverses (rapport de l'inertie à la longueur) des poutres portées de plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes supérieures ou  $1/5$  de la raideur du poteau le plus raide, on admet:

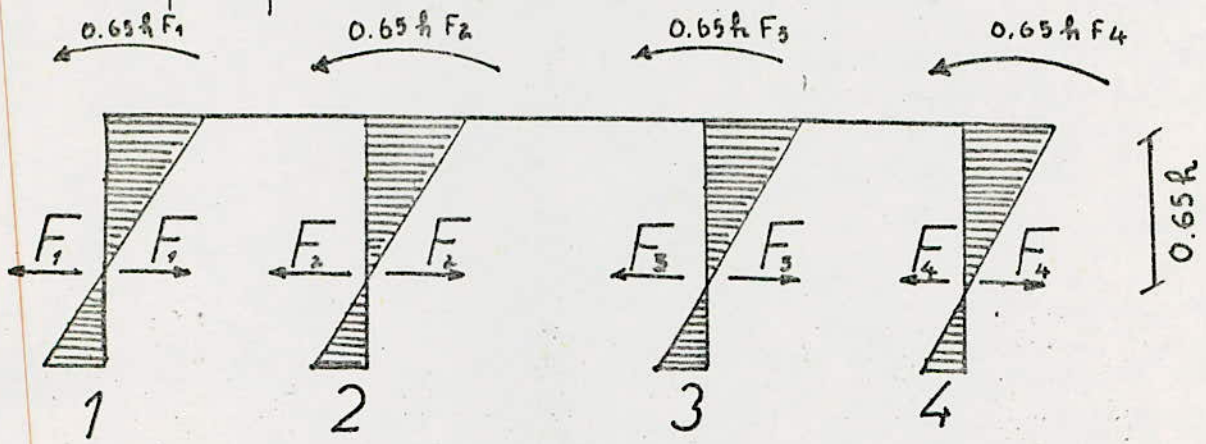
\* que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux.

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



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

Ainsi pour le dernier niveau on a:

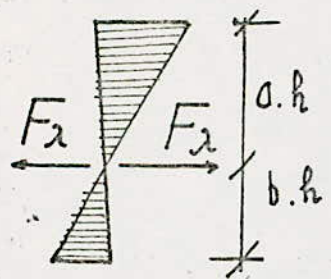


On a  $F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$

Avec  $F_1 = \frac{F \times 0.8 I_1}{0.8 I_1 + I_2 + I_3 + 0.8 I_4}$  idem pour  $F_4$

$F_2 = \frac{F \times I_2}{0.8 I_1 + I_2 + I_3 + 0.8 I_4}$  idem pour  $F_3$

Pour un poteau donné du portique



$a$ : définit les coef. de BOWMAN

$b = 1 - a$

moments en tête des poteaux

$M_x = - a \cdot h \cdot F_x$  avec  $x = 1, 2, 3, 4$

moments en pied des poteaux

Moments dans les traverses:

\* Pour un nœud de libe (Nœud 1)  $M_1 = a \cdot h \cdot F_1$

\* Pour un nœud intermédiaire (Nœud 2)  $M_{2g} = F_2 \cdot a \cdot h \cdot \frac{K_g}{K_g + K_d}$   
 et  $M_{2d} = F_2 \cdot a \cdot h \cdot \frac{K_d}{K_g + K_d}$

avec  $K_g = \frac{I_g}{L_g}$  et  $K_d = \frac{I_d}{L_d}$

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



pour le niveau intermédiaire on a:

au niveau du plancher de rang  $i$

$$\sum F_{ij} = F_i + F_{i+1} + \dots + F_{ij} + \dots + F_{in} \quad (\text{charges cumulées}).$$

$j=0$  ou  $i=n$  est le dernier plancher.

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

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

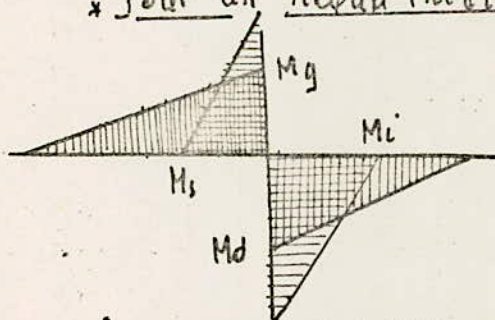
$$M_2 = -F_2 b \cdot h \quad \text{avec} \quad F_2 = \frac{(\sum F_{i+1}) \times I_2}{0,8I_1 + I_2 + I_3 + 0,8I_4}$$

On opère de même en ce qui concerne l'effort  $\sum F_i$

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

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

\* Pour un nœud intermédiaire



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

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

\* Pour un nœud de rive

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

## 2. PORTIQUE LONGITUDINAL

Moments, d'inertie des poutres

on a  $I_1 = I_4 = I$

$I_2 = I_3 = I'$

d'où  $0,8I_1 + I_2 + I_3 + 0,8I_4 = 2I + 1,6I'$

$F_1 = F_4 = \frac{0,8I}{1,6I + 2I'} \cdot F$  et  $F_2 = F_3 = \frac{I'}{1,6I + 2I'} \cdot F$

$I = \frac{35^3 \cdot 30}{12} = 107187 \text{ cm}^4$

$I' = \frac{45^3 \cdot 50}{12} = 379687 \text{ cm}^4$

$F_1 = F_4 = 0,09F$

$F_2 = F_3 = 0,4 \cdot F$

### 2.1 Valeurs Numériques des forces $F_1, F_2, F_3, F_4$ pour tous les niveaux

Niveau IV :  $F = 12,4 \text{ T}$  d'où  $F_1 = F_4 = 1,12 \text{ T}$

$F_2 = F_3 = 5,08 \text{ T}$

Niveau III :  $F = 26,9 \text{ T}$  d'où  $F_1 = F_4 = 2,42 \text{ T}$

$F_2 = F_3 = 11,0 \text{ T}$

Niveau II :  $F = 36,6 \text{ T}$  d'où  $F_1 = F_4 = 3,3 \text{ T}$

$F_2 = F_3 = 15 \text{ T}$

Niveau I :  $F = 41,4 \text{ T}$  d'où  $F_1 = F_4 = 3,73 \text{ T}$

$F_2 = F_3 = 16,97 \text{ T}$

Niveaux	$F_1 = F_4$	$F_2 = F_3$	$a \times R$	$b \times R$
IV	1,12	5,08	1,95	1,05
III	2,42	11	1,8	1,2
II	3,3	15	1,65	1,35
I	3,73	16,97	1,2	1,8



2.2. Calcul des moments en tête et en pied, des poteaux.

moment en tête  $M_{i\lambda} = -a \cdot h \cdot F_{\lambda}$

moment en pied  $M_{s\lambda} = -b \cdot h \cdot F_{\lambda}$

Niveau IV

$M_{i1} = M_{i4} = -2,18 \text{ T.m}$

$M_{i2} = M_{i3} = -9,9 \text{ T.m}$

Niveau III

$M_{i1} = M_{i4} = -4,36 \text{ T.m}$

$M_{i2} = M_{i3} = -19,8 \text{ T.m}$

$M_{s1} = M_{s4} = -1,18 \text{ T.m}$

$M_{s2} = M_{s3} = -5,33 \text{ T.m}$

Niveau II

$M_{i1} = M_{i4} = -5,45 \text{ T.m}$

$M_{i2} = M_{i3} = -19,8 \text{ T.m}$

$M_{s1} = M_{s4} = -2,9 \text{ T.m}$

$M_{s2} = M_{s3} = -13,2 \text{ T.m}$

Niveau I

$M_{i1} = M_{i4} = -4,48 \text{ T.m}$

$M_{i2} = M_{i3} = -20,36 \text{ T.m}$

$M_{s1} = M_{s4} = -4,46 \text{ T.m}$

$M_{s2} = M_{s3} = -20,25 \text{ T.m}$

Niveau fondation

$M_{s1} = M_{s4} = -6,74 \text{ T.m}$

$M_{s2} = M_{s3} = -30,55 \text{ T.m}$

2.3. Calcul des moments dans les traverses:

$I_g = I_d = I = \frac{30 \times 60^3}{12} = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$K_{1d} = K_{2d} = K_{2g} = K_{3g} = 9 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$

$K_{4g} = K_{3d} = 13,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^3$

Rappel : pour un nœud de rive  $M_g$  ou  $M_d = -(M_s + M_i)$

pour un nœud intermédiaire :

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

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

Niveau IV

$$Md1 = Mg4 = 2,18 \text{ T.m}$$

$$Mg2 = 4,95 \text{ T.m} = Md2$$

$$Mg3 = \frac{9,9 \times 9 \cdot 10^2}{(9+13,5) \cdot 10^2} = 3,96 \text{ T.m}$$

$$Md3 = \frac{9,9 \times 13,5}{(9+13,5) \cdot 10^2} = 5,94 \text{ T.m}$$

Niveau III

$$Mg4 = Md1 = 5,54 \text{ T.m}$$

$$Mg2 = Md2 = 12,56 \text{ T.m}$$

$$Mg3 = 10,1 \text{ T.m}$$

$$Md3 = 15 \text{ T.m}$$

Niveau II

$$Mg4 = Md1 = 8,35 \text{ T.m}$$

$$Mg2 = Md2 = 18,97 \text{ T.m}$$

$$Mg3 = 15,18 \text{ T.m}$$

$$Md3 = 22,76 \text{ T.m}$$

Niveau I

$$Mg4 = Md1 = 8,94 \text{ T.m}$$

$$Mg2 = Md2 = 20,3 \text{ T.m}$$

$$Mg3 = 16,24 \text{ T.m}$$

$$Md3 = 24,36 \text{ T.m}$$

pour le tableau récapitulatif suivant on prend

$$Mw = Mg$$

$$Me = Md$$

$$Ms = Minf$$

$$Mn = Msup.$$



tableau: des moments dus à  $\overrightarrow{SH}$

Niveau	Nœuds	$M_w$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_s$ (t.m)	$M_n$ (t.m)
IV	1	—	2.18	-2.18	—
	2	4.95	4.95	-9.9	—
	3	3.96	5.94	-9.9	—
	4	2.18	—	-2.18	—
III	1	—	5,54	-4,36	-1,18
	2	12.56	12,56	-19,8	-5.33
	3	10,1	15	-19,8	-5.33
	4	5,54	—	-4.36	-1,18
II	1	—	8,35	-5.45	-2.8
	2	18.97	18,97	-24.75	-13,2
	3	15,18	22,76	-24.75	-13,2
	4	8,35	—	-5.45	-2.8
I	1	—	8,94	-4.48	-4.46
	2	20,3	20,3	-20.36	-20,25
	3	16,34	24,36	-20.36	-20.25
	4	8,94	—	-4.48	-4,46
Fondation	1	—	—	—	-6,71
	2	—	—	—	-30,55
	3	—	—	—	-30,55
	4	—	—	—	-6,71

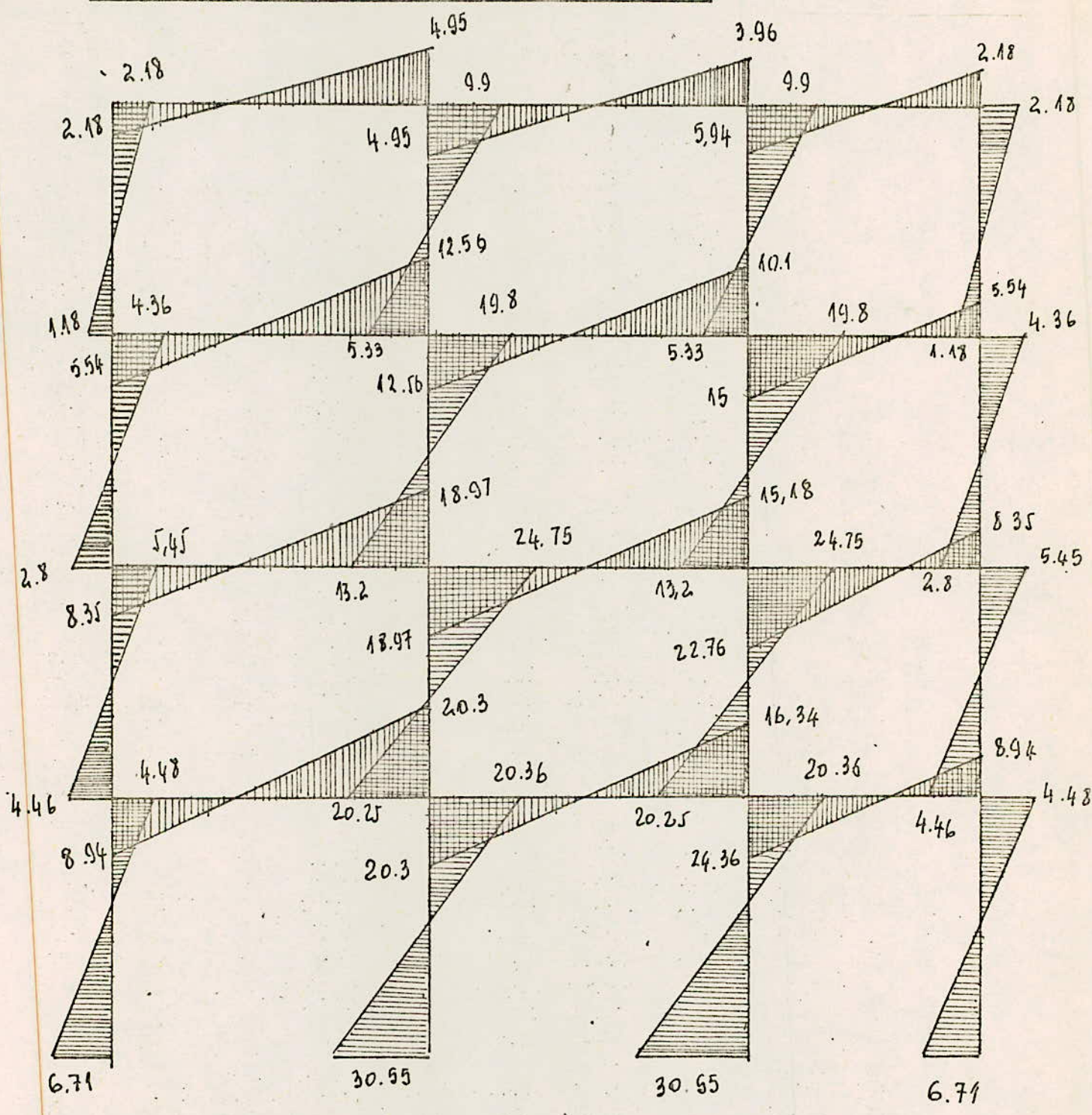
# EFFORT TRANCHANT DU A SIH

Niveau	traves	M <sub>q</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	T <sub>SIH</sub> <sup>→</sup> (t)	T <sub>SIH</sub> <sup>←</sup> (t)
IV	1-2	2,18	4,95	-1,19	1,19
	2-3	4,95	3,96	-1,49	1,49
	3-4	5,94	2,18	-2,03	2,03
III	1-2	5,54	12,56	-3,02	3,02
	2-3	12,56	10,1	-3,78	3,78
	3-4	15	5,54	-5,14	5,14
II	1-2	8,35	18,97	-4,56	4,56
	2-3	18,97	15,18	-5,69	5,69
	3-4	22,76	8,35	-7,78	7,78
I	1-2	8,94	20,3	-4,87	4,87
	2-3	20,3	16,34	-6,11	6,11
	3-4	24,36	8,94	-8,32	8,32

Avec  $T_{SIH}^{\rightarrow} = - \frac{M_w + M_q}{l}$  et  $T_{SIH}^{\leftarrow} = \frac{M_w + M_q}{l}$



Diagramme des moments:  $\overrightarrow{SIH}$



### 3. PORTIOUE TRANSVERSAL 32

Moments, d'inertie, des poteaux

$$I_1 = \frac{35 \times 30^3}{12} = 78750 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = I_3 = \frac{50^3 \cdot 45}{12} = 468750$$

$$I_4 = \frac{35^4}{12} = 125052$$

$$\text{d'où } F_2 = F_3 = \frac{F \times I_2}{2I_2 + 0,8I_1 + 0,8I_4} = 0,43F$$

$$F_1 = \frac{F \times I_1}{2I_2 + 0,8I_1 + 0,8I_4} = 0,072F$$

$$F_4 = \frac{F \times I_4}{2I_2 + 0,8I_1 + 0,8I_4} = 0,11F$$

Les valeurs numériques des forces  $F_1, F_2, F_3, F_4$  sont résumées dans le tableau:

Niveaux	$F_1$ (t)	$F_4$ (t)	$F_2, F_3$ (t)	$a \times h$ (cm)	$b \times h$ (m)
IV	0.85	1.31	5.10	1.95	1.05
III	1.86	2.84	11,1	1.8	1.2
II	2.52	3.85	15,1	1.65	1.35
I	2.85	4.36	17,03	1.2	1.8

De la même manière on donnera les moments en tête et en pied des poteaux sous forme de tableau récapitulatif.



33

tableau des moments dus à  $\vec{S}IH$   
Portique transversal

Niveau	Nœuds	$M_w$ (t.m)	$M_z$ (t.m)	$M_s$ (t.m)	$M_n$ (t.m)
IV	1	/	1.66	- 1.66	/
	2	5.97	3.98	- 9.95	/
	3	3.98	5.97	- 9.95	/
	4	2.55	/	- 2.55	/
III	1	/	4,25	- 3,35	- 0.9
	2	15.21	10,14	- 20	- 5.35
	3	10,14	15,21	- 20	- 5.35
	4	6,48	/	- 5,11	- 1,37
II	1	/	6,39	- 4,16	- 2,23
	2	22,94	15,29	24,91	- 13,32
	3	15,29	22,94	24,91	- 13,32
	4	9,76	/	- 6,35	- 3,41
I	1	/	6,82	- 3,42	- 3,40
	2	24,48	16,32	- 20,43	20,38
	3	16,32	24,48	20,43	- 20,38
	4	10,43	/	- 5,23	- 5,20
fondation	1	/	/	/	- 5,13
	2	/	/	/	- 30,65
	3	/	/	/	- 30,65
	4	/	/	/	- 7,85

34

Effort tranchant dû à  $\overrightarrow{S_{iH}}(P.T)$

	travées	$M_e(T.m)$	$M_w(T.m)$	$T_{siH}(\tau)$	$T_{siH}(\tau)$
IV	1-2	1,66	5,97	- 1,91	1,91
	2-3	3,98	3,98	- 1,33	1,33
	3-4	5,97	2,55	- 2,13	2,13
III	1-2	4,25	15,21	- 4,86	4,86
	2-3	10,14	10,14	- 3,38	3,38
	3-4	15,21	6,48	- 5,42	5,42
II	1-2	6,39	22,94	- 7,33	7,33
	2-3	15,29	15,21	- 5,1	5,1
	3-4	22,94	9,76	- 8,17	8,17
I	1-2	6,8	24,48	- 7,82	7,82
	2-3	16,32	16,32	- 5,44	5,44
	3-4	24,48	10,43	- 8,73	8,73

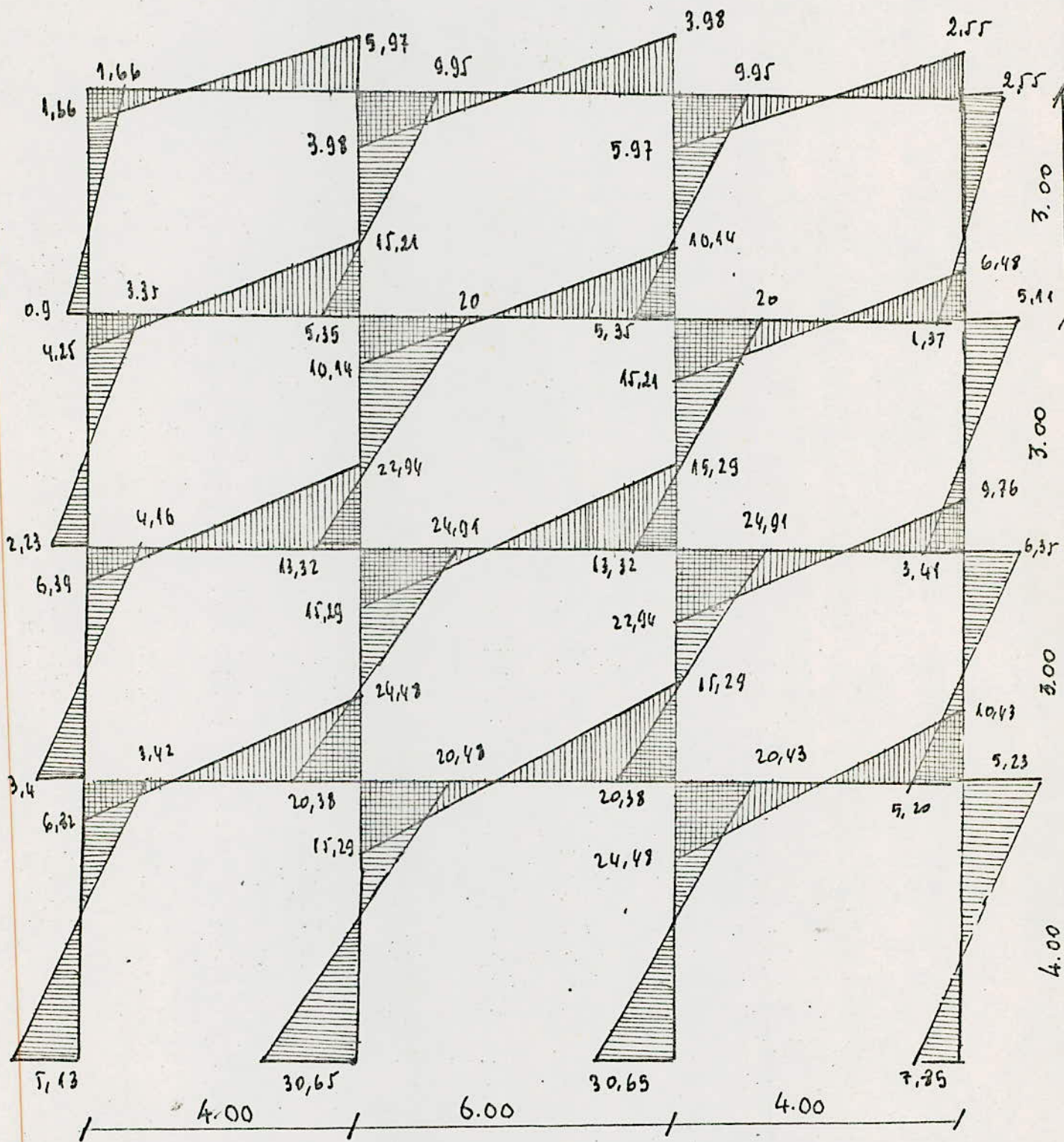
$$L_{w\&e} \quad T_{siH} = - \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$\text{et} \quad T_{siH} = \frac{M_w + M_e}{l}$$



# 35

## Diagramme des moments dus à $\vec{S}IH$ (P.T)



(C) CALCUL des EFFORTS(sous les charges verticales)1. Portique longitudinal

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

le calcul des charges verticales sera résumé dans le tableau suivant

Charge uniforme				
Niveaux	$W(t)$	$\sigma_v$	F	$F_v$ (t/ml)
IV	50,9	0,183	9,67	0,69
III	80,48	0,138	11,1	0,69
II	80,48	0,092	7,4	0,46
I	80,48	0,044	3,54	0,22

Charge concentrée			
Niveaux	$W(t)$	$\sigma_v$	F (t)
IV	3,01	0,183	0,55
III	5,36	0,138	0,74
II	5,36	0,092	0,49
I	5,36	0,044	0,23



## 2. Portique transversal

### \* Niveau terrasse

Charges permanentes : Poutres transversales :  $0,3 \times 0,35 \times 2,5 = 0,262 \text{ t/ml}$

P Lancher :  $0,552 \times 0,90 = 0,496 \text{ t/ml}$

$$G = 0,76 \text{ t/ml}$$

$$P = 0,09 \text{ t/ml}$$

Surcharge

$$P = 100 \times 0,90 = 0,09$$

### \* Niveau courant

Charges permanentes : Poutres transversales :  $0,3 \times 0,35 \times 2,5 = 0,262 \text{ t/ml}$

P Lancher :  $0,5 \times 0,9 = 0,45 \text{ t/ml}$

murs intérieurs :  $0,390 \times 2,75 = 1,07 \text{ t/ml}$

$$G = 1,78 \text{ t/ml}$$

$$P = 0,22 \text{ t/ml}$$

Surcharge

$$P = 250 \times 0,90 = 0,22$$

Les charges verticales sont resumées dans le tableau suivant

Niveau	W (t/ml)	$\sigma_v$	$F_v$ (t/ml)	G (t/ml)	P (t/ml)
IV	0,78	0,183	0,14	0,76	0,09
III	1,82	0,138	0,25	1,78	0,22
II	1,82	0,092	0,17	1,78	0,22
I	1,82	0,044	0,08	1,78	0,22

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

caracteristiques geometriques du portique longitudinal II-II

Niveaux	Nœuds	$l_w$ (m)	$l_e$ (m)	$h_n$ (m)	$h_s$ (m)	$I_w = I_e$ ( $10^4 m^4$ )	$I_n$ ( $10^4 m^4$ )	$I_s$ ( $10^4 m^4$ )	$l'_w$ (m)	$l'_e$ (m)	$h'_n$ (m)	$h'_s$ (m)	$K_w$ ( $10^4 m^3$ )	$K_e$ ( $10^4 m^3$ )	$K_s$ ( $10^4 m^3$ )	$K_n$ ( $10^4 m^2$ )	$D$ ( $10^4 m^3$ )
II	1	/	3,65	/	2,4	54	/	10,7	/	2,92	/	1,92	/	18,5	5,57	/	24,07
	2	3,65	5,55	/	2,4	54	/	38	2,92	4,44	/	1,92	18,5	12,16	19,79	/	50,45
	3	5,55	5,60	/	2,4	54	/	38	4,44	4,48	/	1,92	12,16	12,05	19,79	/	44
	4	5,60	/	/	2,4	54	/	10,7	4,48	/	/	1,92	12,05	/	5,57	/	17,62
III	5	/	3,65	2,4	2,4	54	10,7	10,7	/	2,92	2,16	1,92	/	18,5	5,57	4,95	29,02
	6	3,65	5,55	2,4	2,4	54	38	38	2,92	4,44	2,16	1,92	18,5	12,16	19,79	17,59	68,04
	7	5,55	5,60	2,4	2,4	54	38	38	4,44	4,48	2,16	1,92	12,16	12,05	19,79	17,59	61,59
	8	5,60	/	2,4	2,4	54	10,7	10,7	4,48	/	2,16	1,92	12,05	/	5,57	4,95	22,57
II	9	/	3,65	2,4	2,4	54	10,7	10,7	/	2,92	1,92	1,92	/	18,5	5,57	5,57	29,64
	10	3,65	5,55	2,4	2,4	54	38	38	2,92	4,44	1,92	1,92	18,5	12,16	19,79	19,79	70,24
	11	5,55	5,60	2,4	2,4	54	38	38	4,44	4,48	1,92	1,92	12,16	12,05	19,79	19,79	63,79
	12	5,60	/	2,4	2,4	54	10,7	10,7	4,48	/	1,92	1,92	12,05	/	5,57	5,57	23,19
I	13	/	3,65	2,4	3,4	54	10,7	10,7	/	2,92	1,92	2,72	/	18,5	3,93	5,57	28
	14	3,65	5,55	2,4	3,4	54	38	38	2,92	4,44	1,92	2,72	18,5	12,16	13,97	19,79	64,42
	15	5,55	5,60	2,4	3,4	54	38	38	4,44	4,48	1,92	2,72	12,16	12,05	13,97	19,79	57,97
	16	5,60	/	2,4	3,4	54	10,7	10,7	4,48	/	1,92	2,72	12,05	/	3,93	5,57	21,55



Moments sous G du portique Longitudinal II-II

Niveaux	Nœuds	$q_e$ (t/m)	$Q_e$ (t)	$q_w$ (t/m)	$Q_w$ (t)	$M'_e$ (t.m)	$M'_w$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_n$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
IV	1	3,64	/	/	/	3,64	/	0,84	/	/	0,84
	2	3,64	/	3,64	/	8,44	3,64	7,29	5,42	/	1,88
	3	3,64	2,28	3,64	/	9,36	8,44	9,11	8,69	/	0,41
	4	/	/	3,64	2,28	/	10,43	/	3,29	/	-3,29
III	5	4,65	/	/	/	4,65	/	1,68	/	0,79	0,79
	6	4,65	/	4,65	/	10,72	4,65	9,62	6,31	1,57	1,57
	7	4,65	5,86	4,65	/	12,95	10,72	12,58	11,16	0,64	0,63
	8	/	/	4,65	5,86	/	15,72	/	7,33	-3,87	-3,44
II	9	4,65	/	/	/	4,65	/	1,74	/	0,92	0,92
	10	4,65	/	4,65	/	10,72	4,65	9,70	6,25	1,71	1,71
	11	4,65	5,86	4,65	/	12,95	10,72	12,54	11,15	0,69	0,69
	12	/	/	4,65	5,86	/	15,72	/	7,55	-3,77	-3,77
I	13	4,65	/	/	/	4,65	/	1,57	/	0,93	0,65
	14	4,65	/	4,65	/	10,72	4,65	9,59	6,39	1,86	1,32
	15	4,65	5,86	4,65	/	12,95	10,72	12,45	11,21	0,803	0,56
	16	/	/	4,65	5,86	/	15,72	/	6,93	-4,06	-2,86



40

Moments sous P du portique longitudinal I-I

Niveaux	Nœuds	$q_e$	$Q_e$	$q_w$	$Q_w$	$M'_e$	$M'_w$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
IV	1	0,5	/	/	/	0,5	/	0,11	/	/	0,11
	2	0,5	/	0,55	/	1,16	0,50	1,00	0,74	/	0,26
	3	0,5	0,55	0,55	/	1,36	1,16	1,30	1,21	/	0,089
	4	/	/	0,55	0,55	/	1,62	/	0,51	/	-0,51
III	5	1,7	/	/	/	1,70	/	0,61	/	0,29	0,32
	6	1,7	/	1,7	/	3,94	1,70	3,54	2,31	0,58	0,65
	7	1,7	/	1,7	/	4,01	3,94	3,99	3,95	0,02	0,022
	8	/	/	1,7	/	/	4,01	/	1,87	-0,88	-0,99
II	9	1,7	/	/	/	1,70	/	0,64	/	0,32	0,32
	10	1,7	/	1,7	/	3,94	1,70	3,55	2,29	0,63	0,63
	11	1,7	/	1,7	/	4,01	3,94	3,99	3,95	0,02	0,021
	12	/	/	1,7	/	/	4,01	/	1,92	-0,96	-0,96
I	13	1,7	/	/	/	1,70	/	0,57	/	0,34	0,24
	14	1,7	/	1,7	/	3,94	1,70	3,52	2,34	0,69	0,48
	15	1,7	/	1,7	/	4,01	3,94	3,99	3,95	0,025	0,017
	16	/	/	1,7	/	/	4,01	/	1,77	-1,03	-0,73



Moments sous Siv du pontique longitudinal II-II

Niveaux	Noeuds	$q_e$	$Q_e$	$q_w$	$Q_w$	$M'_e$	$M'_w$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
IV	1	0,69	—	—	—	0,69	—	0,16	—	—	0,16
	2	0,69	—	0,69	—	1,60	0,69	1,38	1,02	—	0,35
	3	0,69	0,55	0,69	—	1,81	1,60	1,75	1,66	—	0,094
	4	—	—	0,69	0,55	—	2,07	—	0,65	—	-0,65
III	5	0,69	—	—	—	0,69	—	0,25	—	0,12	0,13
	6	0,69	—	0,69	—	1,60	0,69	1,44	0,94	0,23	0,26
	7	0,69	0,74	0,69	—	1,88	1,60	1,82	1,65	0,08	0,09
	8	—	—	0,69	0,74	—	2,23	—	1,04	-0,49	-0,55
II	9	0,46	—	—	—	0,46	—	0,17	—	0,086	0,086
	10	0,46	—	0,46	—	1,05	0,46	0,95	0,61	0,16	0,16
	11	0,46	0,49	0,46	—	1,25	1,05	1,21	1,09	0,06	0,06
	12	—	—	0,46	0,49	—	1,48	—	0,71	-0,35	-0,35
I	13	0,22	—	—	—	0,22	—	0,07	—	0,04	0,03
	14	0,22	—	0,22	—	0,5	0,22	0,45	0,30	0,086	0,06
	15	0,22	0,23	0,22	—	0,59	0,5	0,57	0,52	0,032	0,023
	16	—	—	0,22	0,23	—	0,73	—	0,32	-0,19	-0,13



Effort tranchant sous G

Niveaux	travers	q	Q	Mc	Mw	$T_{(x=0)}$	$T_{(x=l)}$
IV	1-2	3,64	—	0,84	5,42	5,27	-7,82
	2-3	3,64	—	7,29	8,69	9,85	-10,35
	3-4	3,64	2,28	9,11	3,29	11,97	-10,69
III	5-6	4,65	—	1,68	6,31	7,08	-9,65
	6-7	4,65	—	9,62	11,16	12,62	-13,18
	7-8	4,65	5,86	12,58	7,33	15,87	-16,03
II	9-10	4,65	—	1,74	6,25	7,12	-9,62
	10-11	4,65	—	9,70	11,15	12,64	-13,16
	11-12	4,65	5,86	12,54	7,55	15,82	-16,08
I	13-14	4,65	—	1,57	6,39	7,03	-9,71
	14-15	4,65	—	9,59	11,21	12,61	-13,19
	15-16	4,65	5,86	12,45	6,93	15,92	-15,99

Effort tranchant sous P

Niveaux	travers	q	Q	Mc	Mw	$T_{(x=0)}$	$T_{(x=l)}$
IV	1-2	0,5	—	0,11	0,74	0,72	-1,07
	2-3	0,5	—	1,00	1,21	1,35	-1,42
	3-4	0,5	0,55	1,30	0,51	1,72	-1,98
III	5-6	1,7	—	0,61	2,31	2,58	-3,53
	6-7	1,7	—	3,54	3,95	4,64	-4,79
	7-8	1,7	—	3,99	1,87	5,14	-4,38
II	9-10	1,7	—	0,64	2,29	2,60	-3,52
	10-11	1,7	—	3,55	3,95	4,64	-4,79
	11-12	1,7	—	3,99	1,92	5,13	-4,39
I	13-14	1,7	—	0,57	2,34	2,57	-3,55
	14-15	1,7	—	3,52	3,95	4,64	-4,79
	15-16	1,7	—	3,99	1,77	5,15	-4,36

Effort tranchant sous Six

Niveaux	travers	q	Q	Mc	Mw	$T_{(x=0)}$	$T_{(x=l)}$
IV	1-2	0,69	—	0,16	1,02	1,00	-1,48
	2-3	0,69	—	1,38	1,66	1,86	-1,95
	3-4	0,69	0,55	1,75	0,65	2,29	-2,10
III	5-6	0,69	—	0,25	0,94	1,05	-1,43
	6-7	0,69	—	1,44	1,65	1,87	-1,95
	7-8	0,69	0,74	1,82	1,04	2,31	-2,29
II	9-10	0,46	—	0,17	0,61	0,70	-0,95
	10-11	0,46	—	0,95	1,09	1,25	-1,30
	11-12	0,46	0,49	1,21	0,71	1,54	-1,34
I	13-14	0,22	—	0,07	0,30	0,33	-0,46
	14-15	0,22	—	0,45	0,52	0,59	-0,62
	15-16	0,22	0,23	0,57	0,32	0,73	-0,64



Caracteristiques geometriques du portique transversal r-f

Niveaux	Nœuds	$l_w$ (m)	$l_e$ (m)	$h_n$ (m)	$h_s$ (m)	$I_c: I_w$ $10^4 m^4$	$I_n$ $10^4 m^4$	$I_s$ $10^4 m^4$	$l'_w$ (m)	$l'_e$ (m)	$h'_n$ (m)	$h'_s$ (m)	$k_w$ $10^4 m^3$	$k_e$ $10^4 m^3$	$k_n$ $10^4 m^3$	$k_s$ $10^4 m^3$	D $10^4 m^3$
IV	1	/	3,6	/	2,4	54	/	7,87	/	2,88	/	1,92	/	18,75	/	4,1	22,85
	2	3,6	5,5	/	2,4	54	/	47	2,88	4,4	/	1,92	18,75	12,27	/	24,48	55,5
	3	5,5	3,6	/	2,4	54	/	47	4,4	2,95	/	1,92	12,27	18,30	/	24,48	55,05
	4	3,6	/	/	2,4	54	/	12,5	2,88	/	/	1,92	18,75	/	/	6,5	25,25
III	5	/	3,6	2,4	2,4	54	7,87	7,87	/	2,88	2,16	1,92	/	18,75	3,64	4,1	26,49
	6	3,6	5,5	2,4	2,4	54	47	47	2,88	4,4	2,16	1,92	18,75	12,27	21,76	24,48	77,26
	7	5,5	3,6	2,4	2,4	54	47	47	4,4	2,88	2,16	1,92	12,27	18,75	21,76	24,48	77,26
	8	3,6	/	2,4	2,4	54	12,5	12,5	2,88	/	2,16	1,92	18,75	/	5,78	6,5	31,03
II	9	/	3,6	2,4	2,4	54	7,87	7,87	/	2,88	1,92	1,92	/	18,75	4,1	4,1	26,95
	10	3,6	5,5	2,4	2,4	54	47	47	2,88	4,4	1,92	1,92	18,75	12,27	24,48	24,48	79,98
	11	5,5	3,6	2,4	2,4	54	47	47	4,4	2,88	1,92	1,92	12,27	18,75	24,48	24,48	79,98
	12	3,6	/	2,4	2,4	54	12,5	12,5	2,88	/	1,92	1,92	18,75	/	6,51	6,51	31,77
I	13	/	3,6	2,4	3,4	54	7,87	7,87	/	2,88	1,92	2,72	/	18,75	4,1	2,83	25,74
	14	3,6	5,5	2,4	3,4	54	47	47	2,88	4,4	1,92	2,72	18,75	12,27	24,48	17,28	72,78
	15	5,5	3,6	2,4	3,4	54	47	47	4,4	2,88	1,92	2,72	12,27	18,75	24,48	17,28	72,78
	16	3,6	/	2,4	3,4	54	12,5	12,5	2,88	/	1,92	2,72	18,75	/	6,51	4,6	29,86



# Moments sous G du portique transversal I-I

Niveaux	Nœuds	$q_e$ (tm)	$q_w$ (tm)	$M'_e$ (tm)	$M'_w$ (tm)	$M_e$ (tm)	$M_w$ (tm)	$M_n$ (tm)	$M_s$ (tm)
IV	1	0,76	/	0,74	/	0,13	/	/	0,13
	2	0,76	0,76	1,72	0,74	1,5	1,06	/	0,43
	3	0,76	0,76	0,77	1,72	1,08	1,51	/	-0,42
	4	/	0,76	/	0,77	/	0,19	/	-0,19
III	5	1,78	/	1,72	/	0,50	/	0,24	0,26
	6	1,78	1,78	4,03	1,72	3,66	2,28	0,65	0,73
	7	1,78	1,78	1,72	4,03	2,28	3,66	-0,65	-0,73
	8	/	1,78	/	1,72	/	0,68	-0,32	-0,36
II	9	1,78	/	1,72	/	0,52	/	0,26	0,26
	10	1,78	1,78	4,03	1,72	3,67	2,26	0,71	0,71
	11	1,78	1,78	1,72	4,03	2,26	3,67	-0,71	-0,71
	12	/	1,78	/	1,72	/	0,71	-0,35	-0,35
I	13	1,78	/	1,72	/	0,47	/	0,27	0,19
	14	1,78	1,78	4,03	1,72	3,64	2,32	0,77	0,55
	15	1,78	1,78	1,72	4,03	2,32	3,64	-0,77	-0,55
	16	/	1,78	/	1,72	/	0,64	-0,37	-0,26



Moments sous P du portique trans I-I

Niveaux	Nœuds	$q_e$ (t/m)	$q_w$ (t/m)	$M_e$ (tm)	$M_w$ (tm)	$M_e$ (tm)	$M_w$ (tm)	$M_n$ (tm)	$M_s$ (tm)
IV	1	0,09	/	0,09	/	0,016	/	/	0,016
	2	0,09	0,09	0,21	0,09	0,18	0,13	/	0,051
	3	0,09	0,09	0,09	0,21	0,13	0,18	/	-0,051
	4	/	0,09	/	0,09	/	0,022	/	-0,022
III	5	0,22	/	0,21	/	0,06	/	0,03	0,033
	6	0,22	0,22	0,50	0,21	0,45	0,28	0,08	0,091
	7	0,22	0,22	0,21	0,50	0,28	0,45	-0,08	-0,091
	8	/	0,22	/	0,21	/	0,08	-0,04	-0,044
II	9	0,22	/	0,21	/	0,06	/	0,03	0,032
	10	0,22	0,22	0,50	0,21	0,46	0,28	0,09	0,087
	11	0,22	0,22	0,21	0,50	0,28	0,46	-0,09	-0,087
	12	/	0,22	/	0,21	/	0,09	-0,04	-0,044
I	13	0,22	/	0,21	/	0,057	/	0,03	0,023
	14	0,22	0,22	0,50	0,21	0,45	0,08	0,096	0,067
	15	0,22	0,22	0,21	0,50	0,08	0,45	-0,096	-0,067
	16	/	0,22	/	0,21	/	0,08	-0,046	-0,032

Moments sous  $S_{IV}$  ↓ du portique trans I-I

Niveaux	Nœuds	$q_e$ (t/m)	$q_w$ (t/m)	$M'_e$ t.m	$M'_w$ t.m	$M_e$ t.m	$M_w$ t.m	$M_n$ t.m	$M_s$ t.m
IV	1	0,14	/	0,14	/	0,024	/	/	0,024
	2	0,14	0,14	0,32	0,14	0,28	0,197	/	0,081
	3	0,14	0,14	0,144	0,32	0,20	0,28	/	-0,078
	4	/	0,14	/	0,14	/	0,035	/	-0,035
III	5	0,25	/	0,244	/	0,072	/	0,033	0,036
	6	0,25	0,25	0,57	0,244	0,52	0,32	0,09	0,10
	7	0,25	0,25	0,244	0,57	0,32	0,52	-0,09	-0,10
	8	/	0,25	/	0,244	/	0,096	-0,045	-0,051
II	9	0,17	/	0,167	/	0,049	/	0,025	0,025
	10	0,17	0,17	0,39	0,167	0,35	0,22	0,068	0,068
	11	0,17	0,17	0,167	0,39	0,22	0,35	-0,068	-0,068
	12	/	0,17	/	0,167	/	0,068	-0,034	-0,034
I	13	0,08	/	0,077	/	0,021	/	0,012	0,008
	14	0,08	0,08	0,18	0,077	0,16	0,10	0,034	0,025
	15	0,08	0,08	0,077	0,18	0,10	0,16	-0,034	-0,025
	16	/	0,08	/	0,077	/	0,028	-0,016	0,012



Effort tranchant sous G

Niveaux	IV			III			II			I		
travées	1-2	2-3	3-4	5-6	6-7	7-8	9-10	10-11	11-12	13-14	14-15	15-16
$q$ (H/m)	0,76	0,76	0,76	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78
$M_e$ $t_m$	0,13	1,5	1,08	0,50	3,66	2,28	0,52	3,67	2,26	0,47	3,64	2,32
$M_w$ $t_m$	1,06	1,51	0,19	2,28	3,66	0,68	2,26	3,67	0,71	2,32	3,64	0,64
$T(x=0)$ $t$	1,11	2,11	1,61	2,71	3,20	3,64	2,72	3,20	3,64	2,69	3,20	3,67
$T(x=l)$ $t$	-1,63	-2,11	-1,12	-3,69	-3,20	-2,76	-3,69	-3,20	-2,77	-3,71	-3,20	-2,73

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

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

Effort tranchant sous P

Niveaux	IV			III			II			I		
travées	1-2	2-3	3-4	5-6	6-7	7-8	9-10	10-11	11-12	13-14	14-15	15-16
$q$ H/m	0,09	0,09	0,09	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
$M_e$ $t_m$	0,016	0,18	0,13	0,06	0,45	0,28	0,06	0,46	0,28	0,057	0,45	0,08
$M_w$ $t_m$	0,13	0,18	0,022	0,28	0,45	0,08	0,28	0,46	0,09	0,08	0,45	0,08
$T(x=0)$ $t$	0,13	0,24	0,19	0,33	0,60	0,45	0,33	0,60	0,45	0,33	0,60	0,45
$T(x=l)$ $t$	-0,19	-0,24	-0,13	-0,46	-0,60	-0,34	-0,45	-0,60	-0,34	-0,44	-0,60	-0,34

Effort tranchant sous  $S_{IV} \downarrow$  ( $S_{IV} \uparrow$ )

Niveaux	través	$q_{\frac{1}{2} \text{tr.}}$	$M_e$ $t_m$	$M_w$ $t_m$	$T_{(e \rightarrow)}$ $t$	$T_{(e \leftarrow)}$ $t$
IV	1-2	0,14	0,024	0,197	0,20 (-)	-0,30 (+)
	2-3	0,14	0,28	0,28	0,38 (-)	-0,38 (+)
	3-4	0,14	0,20	0,035	0,30 (-)	-0,20 (+)
III	5-6	0,25	0,072	0,32	0,38 (-)	-0,52 (+)
	6-7	0,25	0,52	0,52	0,69 (-)	-0,69 (+)
	7-8	0,25	0,32	0,096	0,51 (-)	-0,38 (+)
II	9-10	0,17	0,049	0,22	0,26 (-)	-0,35 (+)
	10-11	0,17	0,35	0,35	0,47 (-)	-0,47 (+)
	11-12	0,17	0,22	0,068	0,35 (-)	-0,26 (+)
I	13-14	0,08	0,021	0,10	0,12 (-)	-0,17 (+)
	14-15	0,08	0,16	0,16	0,22 (-)	-0,22 (+)
	15-16	0,08	0,10	0,028	0,16 (-)	-0,12 (+)



CHAPITRE *IV*  
EVALUATION des  
EFFORTS (M,N,T)  
sous les DIFFERENTES  
SOLLICITATIONS

# (A) PORTIQUE LONGITUDINAL

Calcul des moments isostatiques et evaluation des moments en travée sous

les charges verticales

Niveaux	travées	G+1,2 P c.u   c.c	M <sub>0</sub>	G+P+S <sub>1,2</sub> c.u   c.c	M <sub>0</sub>
IV	1-2	4,24   —	6,87	4,83   —	7,82
	2-3	4,24   —	16,32	4,83   —	18,60
	3-4	4,24   2,88	19,25	4,83   3,38	22,03
III	5-6	6,69   —	10,84	7,05   —	11,42
	6-7	6,69   —	25,76	7,05   —	27,14
	7-8	6,69   5,86	31,58	7,05   6,6	33,67
II	9-10	6,69   —	10,84	6,81   —	11,03
	10-11	6,69   —	25,76	6,81   —	26,22
	11-12	6,69   5,86	31,58	6,81   6,35	32,5
I	13-14	6,69   —	10,84	6,57   —	10,64
	14-15	6,69   —	25,76	6,57   —	25,29
	15-16	6,69   5,86	31,58	6,57   6,09	31,32

Niveaux	travées	$\lambda \cdot \frac{M_{0a} + M_{0b}}{2}$	M <sub>t</sub> (G+1,2P)	M <sub>t</sub> (G+P+S <sub>1,2</sub> )
IV	1-2	3,13	3,74	4,69
	2-3	7,99	8,33	10,61
	3-4	6,2	13,05	15,83
III	5-6	4	6,84	7,42
	6-7	10,39	15,37	16,75
	7-8	9,95	21,63	23,72
II	9-10	4	6,84	7,03
	10-11	10,4	15,36	15,82
	11-12	10	21,58	22,5
I	13-14	3,98	6,86	6,66
	14-15	10,4	15,36	14,89
	15-16	9,69	21,89	15,23

$$\lambda = \frac{M_{0G} + M_{0G}}{2}$$

Evaluation des moments en travée sous les charges horizontales

Niveaux	travées	S <sub>1,1</sub>		S <sub>1,2</sub>		M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)
		M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>w</sub> (t.m)		
IV	1-2	2,18	-5,94	-1,88	-2,18	5,94	1,88
	2-3	3,96	-4,95	-0,99	-3,96	4,95	0,99
	3-4	4,95	-2,18	2,77	-4,95	2,18	-2,77
III	5-6	5,54	-15	-4,73	-5,54	15	4,73
	6-7	10,1	-12,56	-1,23	-10,1	12,56	1,23
	7-8	12,56	-5,54	3,51	-12,56	5,54	-3,51
II	9-10	8,35	-22,76	-7,21	-8,35	22,76	7,21
	10-11	15,18	-18,97	-1,89	-15,18	18,97	1,89
	11-12	18,97	-8,35	5,31	-18,97	8,35	-5,31
I	13-14	8,94	-24,36	-7,71	-8,94	24,36	7,71
	14-15	16,34	-20,3	-1,98	-16,34	20,3	1,98
	15-16	20,3	-8,94	5,68	-20,3	8,94	-5,68



Niveaux	Travées	G		P		Siv ↓		S <sub>ih</sub> →		S <sub>ih</sub> ←		G + 1,2P			G + P + Siv ↓ + S <sub>ih</sub> →			G + P + Siv ↓ + S <sub>ih</sub> ←			G + P + S <sub>ih</sub> → + S <sub>ih</sub> ←		G + P + S <sub>ih</sub> → + S <sub>ih</sub> ←	
		Mc	Mw	Me	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw	Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw	Mc	Mt	Mw	Mc	Mw	Mc	Mw
IV	1-2	-0,84	-5,42	-0,11	-0,74	-0,16	-1,02	2,18	-5,94	-2,18	5,94	-0,97	3,74	-6,31	1,07	2,81	-13,12	-3,29	6,57	-1,24	+1,39	-11,08	-2,97	-0,8
	2-3	-7,29	-8,69	-1,00	-1,21	-1,38	-1,66	3,96	-4,95	-3,96	4,95	-8,49	8,33	-10,14	-5,71	9,62	-16,51	-13,63	11,6	-6,61	-2,95	-13,19	-10,87	-3,29
	3-4	-9,11	-3,29	-1,30	-0,51	-1,75	-0,65	4,95	-2,18	-4,95	2,18	-10,67	13,05	-3,9	-7,21	18,6	-6,63	-17,11	13,06	-2,27	-3,71	-5,33	-13,61	-0,97
III	5-6	-1,68	-6,31	-0,61	-2,31	-0,28	-0,94	5,54	-15	-5,54	15	-2,41	6,84	-9,1	2	2,67	-24,56	-8,08	12,15	5,44	+2,5	-22,68	-7,58	7,32
	6-7	-9,62	-11,16	-3,54	-3,95	-1,44	-1,65	10,1	-12,56	-10,1	12,56	-13,87	15,37	-15,9	-4,5	15,52	-29,32	-24,7	17,98	-4,2	-1,62	-26,02	-21,82	-0,9
	7-8	-12,58	-7,33	-3,99	-1,87	-1,82	-1,04	12,56	-5,54	-12,56	5,54	-17,37	21,63	-9,57	-5,83	27,23	-15,54	-30,95	20,21	-4,7	-2,19	-13,46	-27,31	-2,62
II	9-10	-1,74	-6,25	-0,64	-2,29	-0,17	-0,61	8,35	-22,76	-8,35	22,76	-2,48	6,84	-9,9	5,8	-0,18	-31,91	-10,9	14,24	13,61	+6,14	-30,69	-10,56	14,83
	10-11	-9,70	-11,25	-3,55	-3,95	-0,95	-1,09	15,97	-18,97	-15,97	18,97	-13,96	15,36	-16	1,77	13,93	-34,64	-30,17	17,71	2,68	+3,67	-32,46	-28,27	4,86
	11-12	-12,54	-7,55	-3,99	-1,92	-1,21	-0,71	18,97	-8,35	-18,97	8,35	-17,33	21,58	-9,85	1,2	27,81	-18,53	-36,71	17,19	-1,83	+3,62	-17,11	-34,29	-0,41
I	13-14	-1,57	-6,39	-0,57	-2,34	-0,07	-0,30	8,94	-24,36	-8,94	24,36	-2,25	6,86	-9,2	6,73	-1,05	-33,38	-11,15	14,37	15,33	6,87	-32,98	-11,01	15,93
	14-15	-9,59	-11,21	-3,52	-3,95	-0,45	-0,52	16,34	-20,3	-16,34	20,3	-13,8	15,36	-15,95	2,78	12,91	-35,98	-29,9	16,78	4,62	3,68	-34,94	-2,9	5,66
	15-16	-12,45	-6,93	-3,99	-1,77	-0,52	-0,32	20,3	-8,94	-20,3	8,94	-17,2	21,89	-9,054	3,54	27,31	-17,96	-37,06	15,95	-0,08	+1,58	-17,32	-36,02	0,56

## 1. Poutres : Moments flechissants



Niveaux	travées	G		P		S <sub>iv</sub> ↓		S <sub>iH</sub> →		G+1,2 P		G+P+S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>iH</sub> →		G+P+S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>iH</sub> →		G+P+S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>iH</sub> →		G+P+S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>iH</sub> →	
		T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
IV	1-2	5,27	-7,82	0,72	-1,07	1,00	-1,48	-2,26	-2,26	6,13	-9,10	4,73	-12,63	9,25	-8,11	2,7	-10,08	7,25	-5,15
	2-3	9,85	-10,35	1,35	-1,42	1,86	-1,05	-1,61	-1,61	11,47	-12,05	11,45	-15,33	14,67	-12,11	7,73	-11,43	10,95	-8,21
	3-4	11,97	-10,69	1,72	-1,98	2,29	-2,10	-1,27	-1,27	14,03	-13,06	14,71	-16,03	17,25	-13,49	10,13	-11,84	12,67	-9,30
III	5-6	7,08	-9,65	2,58	-3,53	1,05	-1,43	-5,71	-5,71	10,18	-13,89	5	-20,17	16,42	-8,75	2,9	-7,47	15,32	-5,89
	6-7	12,62	-13,18	4,64	-4,79	1,87	-1,95	-4,08	-4,08	18,17	-18,93	15,05	-24	23,21	-15,84	11,31	-20,1	19,47	-11,94
	7-8	15,87	-16,03	5,14	-4,38	2,31	-2,29	-3,23	-3,23	22,04	-21,29	20,09	-25,93	26,55	-19,47	15,47	-21,37	21,93	-14,89
II	9-10	7,12	-9,62	2,60	-3,52	0,70	-0,95	-8,64	-8,64	10,24	-13,84	1,78	-22,48	19,02	-5,45	0,38	-20,58	17,62	-3,55
	10-11	12,64	-13,16	4,64	-4,79	1,25	-1,30	-6,29	-6,29	18,21	-18,91	12,24	-25,54	24,82	-12,96	9,72	-22,94	29,32	-10,36
	11-12	15,82	-16,08	5,13	-4,39	1,54	-1,34	-4,88	-4,88	21,98	-21,35	17,61	-26,69	27,37	-16,93	14,53	-24,01	24,29	-14,25
I	13-14	7,03	-9,71	2,57	-3,55	0,33	-0,46	-9,25	-9,25	7,71	-13,97	0,68	-23,22	19,18	-4,47	0	-22,3	18,52	-3,55
	14-15	12,61	-13,19	4,64	-4,79	0,59	-0,62	-6,6	-6,6	18,18	-18,94	11,58	-25,54	24,44	-12	10	-24,3	23,26	-10,76
	15-16	15,92	-15,99	5,15	-4,36	0,73	-0,64	-5,22	-5,22	22,1	-21,22	16,58	-26,21	27,02	-15,77	15,12	-24,93	25,56	-14,49

2. Poutres : Efforts tranchants



FILES	Poteaux	G			P			Sivl (Sivl)			Sivl (Sivl)			G + P/5 + Sivl + min Sivl						G + P + Sivl + max Sivl						G + 1, 2 P						
		Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	
A	1-5	-0,84	0,79	5,27	-0,11	0,29	0,72	-0,16	0,12	1,00	-2,18	1,18	2,26	1,32	-0,45	2,15	2,15	4,34	4,34	-3,29	2,38	4,34	-3,29	2,38	4,34	0,97	1,14	6,13	6,13	0,97	1,14	6,13
	5-9	-0,79	0,92	7,08	-0,32	0,32	2,58	-0,13	0,086	1,05	-4,36	2,8	5,71	5,084	-2,3	0,836	2,98	16,42	20,76	-5,6	3,73	16,42	-5,6	3,73	16,42	-1,77	1,30	10,18	10,18	-1,77	1,30	10,18
	9-13	-0,92	0,93	7,12	-0,32	0,34	2,6	-0,086	0,04	0,70	-5,45	4,46	8,64	4,55	-3,5	1,7	1,28	19,06	39,82	-6,77	5,77	19,06	-6,77	5,77	19,06	-1,30	1,34	10,24	10,24	-1,30	1,34	10,24
	13-17	-0,65	0,65	7,03	-0,24	0,24	2,57	-0,03	0,03	0,33	-4,48	6,71	9,25	3,81	-6,042	-2,04	0,75	19,18	5,9	-5,4	7,63	19,18	-5,4	7,63	19,18	-0,94	0,94	7,71	7,71	-0,94	0,94	7,71
B	2-6	-1,88	1,57	17,67	-0,26	0,58	2,42	-0,35	0,23	3,34	-9,9	5,33	-0,65	-11,48	4,78	14,16	14,16	24,08	24,08	7,41	-2,95	24,08	7,41	-2,95	24,08	-1,18	2,27	20,27	20,27	-1,18	2,27	20,27
	6-10	-1,57	1,71	22,27	-0,65	0,65	8,21	-0,26	0,16	3,3	-11,8	13,2	-1,63	-13,76	15,2	18,98	33,14	35,41	59,49	9,32	-10,7	35,41	9,32	-10,7	35,41	-2,35	2,47	32,06	32,06	-2,35	2,47	32,06
	10-14	-1,71	1,86	22,26	-0,63	0,69	8,16	-0,16	0,086	2,2	-24,75	20,25	-2,35	-26,4	22,16	19,34	52,48	24,97	94,46	22,35	-17,61	24,97	22,35	-17,61	24,97	-2,47	2,69	32,05	32,05	-2,47	2,69	32,05
	14-18	-1,32	1,32	22,32	-0,48	0,48	8,19	-0,06	0,06	1,05	-20,36	30,55	-2,65	-21,66	31,9	20,26	72,74	34,21	128,67	18,5	-28,7	34,21	18,5	-28,7	34,21	-1,9	1,9	31,15	31,15	-1,9	1,9	31,15
C	3-7	-0,41	0,64	22,32	-0,09	0,02	3,14	-0,094	0,08	4,24	-9,9	5,33	-0,34	-10,23	5,89	18,37	18,37	30,04	30,04	9,3	-4,59	30,04	9,3	-4,59	30,04	-0,15	0,66	2,6	2,6	-0,15	0,66	2,6
	7-11	-0,63	0,69	29,05	-0,022	0,021	9,93	-0,09	0,06	4,26	-19,8	13,2	-0,85	-20,35	13,8	25,93	44,3	44,11	74,15	18,9	-12,43	44,11	18,9	-12,43	44,11	-0,66	0,71	10,97	10,97	-0,66	0,71	10,97
	11-15	-0,69	0,803	28,98	-0,021	0,025	9,92	-0,06	0,032	2,84	-24,75	20,25	-1,41	-25,4	21,03	26,7	71	43,15	117,3	24	-19,4	43,15	24	-19,4	43,15	-0,72	0,83	10,85	10,85	-0,72	0,83	10,85
	15-19	-0,56	0,56	29,11	-0,017	0,017	9,94	-0,023	0,023	1,35	-20,36	30,55	-1,38	-20,9	31,1	28,4	99,4	41,78	159,1	19,76	-29,95	41,78	19,76	-29,95	41,78	-0,58	0,58	4,94	4,94	-0,58	0,58	4,94
D	4-8	3,29	-3,44	10,69	0,51	-0,88	1,98	0,65	-0,49	2,10	-9,18	1,18	-1,27	0,56	-1,95	7,7	7,7	16,04	16,04	6,63	-5,99	16,04	6,63	-5,99	16,04	3,9	-4,5	13,06	13,06	3,9	-4,5	13,06
	8-12	3,44	-3,77	16,03	0,99	-0,96	4,38	0,55	-0,35	2,29	-4,36	2,8	-3,23	-1,3	-0,8	11,4	19,1	25,93	41,97	8,6	-7,88	25,93	8,6	-7,88	25,93	4,63	-4,9	21,29	21,29	4,63	-4,9	21,29
	12-16	3,77	-4,06	16,08	0,96	-1,03	4,39	0,35	-0,19	1,34	-5,45	4,46	-4,88	-1,8	0,4	10,74	20,8	26,7	68,67	10,53	-9,74	26,7	10,53	-9,74	26,7	4,92	-5,3	21,35	21,35	4,92	-5,3	21,35
	16-20	2,86	-2,86	15,94	0,73	-0,73	4,36	0,13	-0,13	0,64	-4,48	6,71	-5,22	-1,6	3,8	11	40,8	26,2	94,87	8,2	-10,43	26,2	8,2	-10,43	26,2	3,74	-3,74	21,22	21,22	3,74	-3,74	21,22

3. Poteaux: Moments et Efforts normaux



# (B) PORTIQUE TRANSVERSAL 54

## Calcul des moments isostatiques

Niveaux	travées	G+1,2P t/m	M <sub>0</sub> t.m	G+P+S <sub>v</sub> ↓ t/m	M <sub>0</sub> t.m	G+P+S <sub>v</sub> ↑ t/m	M <sub>0</sub> t.m
IV	1-2	0,87	1,41	0,99	1,60	0,71	1,15
	2-3	0,87	3,35	0,99	3,81	0,71	2,73
	3-4	0,87	1,41	0,99	1,60	0,71	1,15
III	5-6	2,04	3,30	2,25	3,64	1,75	2,83
	6-7	2,04	7,85	2,25	8,66	1,75	6,74
	7-8	2,04	3,30	2,25	3,64	1,75	2,83
II	9-10	2,04	3,30	2,17	3,51	1,83	2,96
	10-11	2,04	7,85	2,17	8,35	1,83	7,04
	11-12	2,04	3,30	2,17	3,51	1,83	2,96
I	13-14	2,04	3,30	2,08	3,37	1,92	3,11
	14-15	2,04	7,85	2,08	8,00	1,92	7,39
	15-16	2,04	3,30	2,08	3,37	1,92	3,11

## Evaluation des moments en travée sous les charges verticales

Niveaux	travées	$X = \frac{M_{G+1,2P} + M_{G+P+S_v \downarrow}}{2}$	M <sub>t</sub> (G+1,2P) t.m	M <sub>t</sub> (G+P+S <sub>v</sub> ↓) t.m	M <sub>t</sub> (G+P+S <sub>v</sub> ↑) t.m
IV	1-2	0,59	0,82	1,01	0,56
	2-3	1,5	1,85	2,31	1,23
	3-4	0,63	0,78	0,97	0,52
III	5-6	1,39	1,91	2,25	1,44
	6-7	3,66	4,19	5	3,08
	7-8	1,48	1,82	2,16	1,35
II	9-10	1,39	1,91	2,12	1,57
	10-11	3,67	4,18	4,68	3,37
	11-12	1,48	1,82	2,03	1,48
I	13-14	1,39	1,91	1,98	1,72
	14-15	3,64	4,21	4,36	3,75
	15-16	1,48	1,82	1,89	1,63

$$M_t(G+1,2P) = M_0(G+1,2P) - X \quad \text{avec } X = \frac{M_{G+1,2P} + M_{G+P+S_v \downarrow}}{2}$$



FILES	Poteaux	G			P			Siv↑ (Siv↑)			Siv↑ + min Siv			G + P + Siv↑ + max Siv			G + 1,2 P						
		Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N	Ms	Mh	N				
		cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum	cum				
A	1-5	-0,84	0,79	5,27	-0,11	0,29	0,72	-0,16	0,12	1,00	-2,18	1,18	2,26	1,32	-0,45	2,15	-3,29	2,38	4,34	0,97	1,14	6,13	
	5-9	-0,79	0,92	7,08	-0,32	0,32	2,58	-0,13	0,086	1,05	-4,36	2,8	5,71	5,084	-2,3	0,836	-5,6	3,73	16,42	-1,17	1,30	10,13	
	9-13	-0,92	0,93	7,12	-0,32	0,34	2,6	-0,086	0,04	0,70	-5,45	4,46	8,64	4,55	-3,5	-1,7	-6,77	5,77	19,06	-1,30	1,34	10,24	
	13-17	-0,65	0,65	7,03	-0,24	0,24	2,57	-0,03	0,03	0,33	-4,48	6,71	9,25	3,81	-6,042	-2,04	-5,4	7,63	19,18	-0,94	0,94	7,71	
	2-6	-1,88	1,57	17,67	-0,26	0,58	2,42	-0,35	0,23	3,34	-9,9	5,33	-0,65	-11,48	-6,78	14,16	7,41	-2,95	24,08	-2,18	2,27	20,57	
B	6-10	-1,57	1,71	22,27	-0,65	0,63	8,21	-0,26	0,16	3,3	-11,8	13,2	-1,63	-13,76	15,2	18,98	9,32	-10,7	35,41	-2,35	2,47	32,06	
	10-14	-1,71	1,86	22,26	-0,63	0,69	8,16	-0,16	0,086	2,2	-24,75	20,25	-2,35	-26,4	22,16	19,34	22,25	-17,61	34,97	-2,47	2,69	32,05	
	14-18	-1,32	1,32	22,32	-0,48	0,48	8,19	-0,06	0,06	1,05	-20,36	30,55	-2,65	-21,66	31,9	20,26	72,74	18,5	-28,7	-1,9	1,9	34,15	
	3-7	-0,41	0,64	22,32	-0,09	0,02	3,14	-0,094	0,08	4,24	-9,9	5,33	-0,34	-10,23	5,89	18,37	9,3	-4,59	30,04	-0,52	0,66	2,6	
	7-11	-0,63	0,69	29,05	-0,22	0,021	9,93	-0,09	0,06	4,26	-19,8	13,2	-0,85	-20,35	13,8	25,93	44,3	18,9	-12,43	44,11	-0,66	0,71	40,97
C	11-15	-0,69	0,803	28,98	-0,021	0,025	9,92	-0,06	0,032	2,84	-24,75	20,25	-1,41	-25,4	21,03	26,7	7,1	24	43,15	-0,72	0,83	40,89	
	15-19	-0,56	0,56	29,11	-0,017	0,017	9,94	-0,023	0,023	1,35	-20,36	30,55	-1,38	-20,9	31,1	28,4	99,4	19,76	-29,95	-0,58	0,58	41,04	
	4-8	3,29	-3,44	10,69	0,51	-0,88	1,98	0,65	-0,49	2,10	-2,18	1,18	-1,27	0,56	-1,95	7,7	6,63	-5,99	16,04	-4,5	4,5	13,06	
	8-12	3,44	-3,77	16,03	0,99	-0,96	4,38	0,55	-0,35	2,29	-4,36	2,8	-3,23	-1,3	-0,8	11,4	19,1	8,6	-7,88	25,93	-4,63	-4,9	21,29
	12-16	3,77	-4,06	16,08	0,96	-1,03	4,39	0,35	-0,19	1,34	-5,45	4,46	-4,88	-1,8	0,4	10,74	29,8	10,53	-9,74	26,7	-4,92	-5,3	21,35
D	16-20	2,86	-2,86	15,91	0,73	-0,73	4,36	0,13	-0,13	0,64	-4,48	6,71	-5,22	-1,6	3,8	11	40,8	8,2	-10,43	26,2	-3,74	-3,74	21,22



Evaluation des moments en travée sous les charges horizontales

Niveaux	travées	$S_{i,H} \rightarrow$			$S_{i,H} \leftarrow$		
		$M_e$	$M_w$	$M_t$	$M_e$	$M_w$	$M_t$
IV	1-2	1,66	-5,97	-2,15	-1,66	5,97	2,15
	2-3	3,98	-3,98	0	-3,98	3,98	0
	3-4	5,97	-2,55	1,71	-5,97	2,55	-1,71
III	5-6	4,25	-15,21	-5,48	-4,25	15,21	5,48
	6-7	10,14	-10,14	0	-10,14	10,14	0
	7-8	15,21	-6,48	4,36	-15,21	6,48	-4,36
II	9-10	6,39	-22,94	-8,27	-6,39	22,94	8,27
	10-11	15,29	-15,29	0	-15,29	15,29	0
	11-12	22,94	-9,76	6,59	-22,94	9,76	-6,59
I	13-14	6,82	-24,48	-8,83	-6,82	24,48	8,83
	14-15	15,29	-15,29	0	-15,29	15,29	0
	15-16	24,48	-10,43	7,02	-24,48	10,43	-7,02



# 1. Poutres : Moments flechissants

Niveaux	Travees	G		P		S <sub>v</sub> ↓		S <sub>v</sub> ↑		S <sub>H</sub> →		S <sub>H</sub> ←		G + 1/2 P		G + P + S <sub>v</sub> ↓ + S <sub>H</sub> →		G + P + S <sub>v</sub> ↑ + S <sub>H</sub> ←		G + P + S <sub>v</sub> ↓ + S <sub>H</sub> →		G + P + S <sub>v</sub> ↑ + S <sub>H</sub> ←			
		M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>
II	1.2	-0,13	-1,06	-0,016	-0,13	-0,024	-0,107	0,024	0,107	1,66	-5,97	-1,66	5,97	-1,22	0,82	1,49	-7,36	-1,14	-1,83	4,58	3,16	1,54	-6,96	-1,78	4,98
	2.3	-1,5	-1,51	-0,18	-0,18	-0,28	0,28	0,28	0,28	3,98	-3,98	-3,98	3,98	-1,73	1,85	2,02	-5,95	2,31	-5,94	2,01	2,31	2,58	-5,39	-5,38	2,57
	3.4	1,08	-0,19	-0,13	-0,022	-0,20	-0,025	0,20	0,035	5,97	-2,55	-5,97	2,55	-0,22	0,78	4,56	-2,80	2,68	-7,38	2,30	-0,74	4,96	-2,73	-6,98	2,37
III	5.6	-0,50	-2,28	-0,06	-0,28	-0,072	0,32	0,072	0,32	4,25	-15,21	-4,25	15,21	-2,62	1,91	3,62	-18,09	-3,23	-4,88	12,33	7,73	3,76	-17,45	-4,74	12,97
	6.7	-3,66	-3,66	-0,45	-0,45	-0,52	0,52	0,52	0,52	10,14	-10,14	-10,14	10,14	-4,2	4,19	5,51	-14,77	5	-14,77	5,51	5	6,55	-19,73	-19,73	6,55
	7.8	-2,28	-0,68	-0,28	-0,08	-0,32	-0,096	0,32	0,096	15,21	-6,48	-15,21	6,48	-2,62	1,82	12,33	-7,34	6,52	-18,09	5,62	-2,2	12,97	-7,14	-17,45	5,82
II	9.10	-0,52	-2,26	-0,06	-0,28	-0,049	0,22	0,049	0,22	6,39	-22,94	-6,39	22,94	-2,60	1,91	5,76	-25,7	-6,15	-7,02	20,18	10,39	5,86	-25,26	-6,92	20,62
	10.11	-3,67	-3,67	-0,46	-0,46	-0,35	0,35	0,35	0,35	15,29	-15,29	-15,29	15,29	-4,22	4,18	10,81	-19,77	4,68	-19,77	10,81	4,68	11,51	-19,06	-19,07	11,51
	11.12	-2,26	-0,71	-0,28	-0,09	-0,22	-0,068	0,22	0,068	22,94	-9,76	-22,94	9,76	-2,60	1,82	20,18	-10,63	8,62	-25,7	8,89	-4,56	20,62	-19,49	-25,26	9,03
I	13.14	-0,47	-2,32	-0,057	-0,08	-0,021	0,10	0,021	0,10	6,82	-24,48	-6,82	24,48	-2,42	1,91	6,27	-26,98	-6,85	-7,37	21,98	10,81	6,31	-26,78	-7,32	22,18
	14.15	-3,64	-3,64	-0,45	-0,45	-0,16	0,16	0,16	0,16	15,29	-15,29	-15,29	15,29	-4,18	4,21	11,04	-19,54	4,36	-19,54	11,04	4,36	11,36	-19,22	-19,22	11,36
	15.16	-2,32	-0,64	-0,08	-0,08	-0,10	0,028	0,10	0,028	24,48	-10,43	-24,48	10,43	-2,42	1,82	21,98	-11,18	8,91	-26,98	9,68	-5,13	22,18	-11,12	-26,78	9,74



## 2. Poutres : Efforts tranchants

Niveaux	Tranches	G		P		Sivd		Siv↑		Siv↓		G+1,2,P		G+P+S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub> +S <sub>4</sub>		G+P+S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub> +S <sub>4</sub>		G+P+S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub> +S <sub>4</sub>			
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw		
IV	1-2	1,11	-1,63	0,13	-0,19	0,20	-0,30	-0,20	0,30	-2,12	2,12	1,26	-1,66	-0,68	-4,24	3,56	0	-1,08	-3,64	3,16	0,6
	2-3	2,11	-2,11	0,24	-0,24	0,38	-0,38	-0,38	0,38	-1,43	1,43	2,40	-2,40	1,3	-4,16	4,16	-1,3	0,54	-3,4	3,4	-0,54
	3-4	1,61	-1,12	0,19	-0,13	0,30	-0,20	-0,30	0,20	-2,36	2,36	1,84	-1,27	-0,26	-3,81	4,46	0,91	-0,86	-3,41	3,76	1,31
III	5-6	2,71	-3,69	0,33	-0,46	0,38	-0,52	-0,38	0,52	-5,40	5,40	3,10	-4,24	-1,98	-10,07	8,82	0,73	-2,74	-9,03	8,06	1,77
	6-7	3,20	-3,20	0,60	-0,60	0,69	-0,69	-0,69	0,69	-3,65	3,65	3,92	-3,92	0,84	-8,14	8,14	-0,84	-0,54	-6,76	6,76	0,54
	7-8	3,64	-2,76	0,45	-0,34	0,51	-0,38	-0,51	0,38	-6,02	6,02	4,18	-3,17	-1,42	-9,5	10,62	2,54	-2,44	-8,74	9,6	3,3
II	9-10	2,72	-3,69	0,33	-0,45	0,26	-0,35	-0,26	0,35	-8,14	8,14	3,11	-4,23	-4,83	-12,63	11,45	3,65	-5,35	-11,93	10,93	4,35
	10-11	3,20	-3,20	0,60	-0,60	0,47	-0,47	-0,47	0,47	-5,51	5,51	3,92	-3,92	-1,24	-9,78	9,78	1,24	-2,18	-8,84	8,84	2,18
	11-12	3,64	-2,77	0,45	-0,34	0,35	-0,26	-0,35	0,26	-9,08	9,08	4,18	-3,18	-4,64	-12,45	13,52	5,71	-5,34	-11,93	12,82	6,23
I	13-14	2,69	-3,71	0,33	-0,46	0,12	-0,17	-0,12	0,17	-8,69	8,69	3,08	-4,26	-5,55	-13,03	11,83	4,35	-5,79	-12,69	11,59	4,69
	14-15	3,20	-3,20	0,60	-0,60	0,22	-0,22	-0,22	0,22	-5,51	5,51	3,92	-3,92	-1,49	-9,53	9,53	1,49	-1,93	-9,09	9,09	1,93
	15-16	3,67	-2,73	0,45	-0,34	0,16	-0,12	-0,16	0,12	-9,69	9,69	4,21	-3,14	-5,41	-12,88	13,97	6,5	-5,73	-12,64	13,65	6,74



### 3. Poteaux : Moments et Efforts normaux

Niveaux	G						P						S <sub>IV</sub> (S <sub>IV</sub> )						S <sub>IIH</sub> (S <sub>IIH</sub> )						G + $\frac{P}{5}$ + S <sub>IV</sub> + min S <sub>IIH</sub>						G + P + S <sub>IV</sub> + max S <sub>IIH</sub>						G + 1,2 P					
	Poteaux			N			M <sub>s</sub>			M <sub>n</sub>			N			M <sub>s</sub>			M <sub>n</sub>			N			M <sub>s</sub>			M <sub>n</sub>			N			M <sub>s</sub>			M <sub>n</sub>			N		
	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N						
1.5	0,13	0,24	1,11	-0,016	0,03	0,13	-0,024	0,033	0,20	0,9	-2,12	0,79	-1,77	1,11	0,39	-0,39	4,35	4,35	1,49	-0,60	4,35	4,35	1,49	-0,60	4,35	4,35	1,49	-0,60	4,35	4,35	1,49	-0,60	4,35	4,35	1,49	-0,60	4,35	4,35	1,26	1,26		
2.6	-0,43	0,65	3,74	-0,051	0,08	0,43	-0,081	0,09	0,68	1,37	0,69	1,69	2,19	0,79	4,15	4,15	2,19	2,19	-3,11	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	4,25	4,25			
3.7	0,42	-0,65	3,72	0,051	-0,08	0,43	0,078	-0,09	0,68	5,35	-0,93	1,69	-9,60	4,77	3,88	3,88	7,45	7,45	10,50	-6,17	7,45	7,45	10,50	-6,17	7,45	7,45	10,50	-6,17	7,45	7,45	10,50	-6,17	7,45	7,45	10,50	-6,17	7,45	7,45	4,23	4,23		
4.8	0,19	-0,32	1,12	0,022	-0,04	0,13	0,035	-0,045	0,20	5,35	2,36	0,92	10,11	-5,63	-0,49	-0,49	4,73	4,73	9,70	4,94	4,73	4,73	9,70	4,94	4,73	4,73	9,70	4,94	4,73	4,73	9,70	4,94	4,73	4,73	9,70	4,94	4,73	4,73	1,27	1,27		
5.9	-0,26	0,26	2,71	-0,033	0,03	0,33	-0,036	0,025	0,38	2,23	-5,40	0,79	-3,58	2,47	-2,21	-2,21	9,61	9,61	3,02	-1,91	9,61	9,61	3,02	-1,91	9,61	9,61	3,02	-1,91	9,61	9,61	3,02	-1,91	9,61	9,61	3,02	-1,91	9,61	9,61	3,10	4,36		
6.10	-0,73	0,71	6,89	-0,091	0,09	1,06	-0,10	0,068	1,21	3,41	1,75	1,69	4,46	-2,75	5,83	9,98	12,6	12,6	-6,03	4,28	12,6	12,6	-6,03	4,28	12,6	12,6	-6,03	4,28	12,6	12,6	-6,03	4,28	12,6	12,6	-6,03	4,28	12,6	12,6	8,16	12,44		
7.11	0,73	-0,71	6,84	0,091	-0,09	1,06	0,10	-0,068	1,20	13,32	-2,37	1,69	-19,35	12,66	-2,65	-2,65	13,15	13,15	20,92	-14,19	13,15	13,15	20,92	-14,19	13,15	13,15	20,92	-14,19	13,15	13,15	20,92	-14,19	13,15	13,15	20,92	-14,19	13,15	13,15	8,10	12,33		
8.12	0,36	-0,35	2,76	0,044	-0,04	0,34	0,051	-0,034	0,38	-20	6,02	0,92	20,32	-13,64	3,14	-3,14	10,42	10,42	-19,54	12,90	10,42	10,42	-19,54	12,90	10,42	10,42	-19,54	12,90	10,42	10,42	-19,54	12,90	10,42	10,42	-19,54	12,90	10,42	10,42	3,17	4,44		
9.13	-0,26	0,27	2,72	-0,032	0,03	0,33	-0,025	0,012	0,26	3,4	-8,14	0,79	-4,40	3,66	-4,82	-4,82	12,24	12,24	3,84	-3,1	12,24	12,24	3,84	-3,1	12,24	12,24	3,84	-3,1	12,24	12,24	3,84	-3,1	12,24	12,24	3,84	-3,1	12,24	12,24	3,11	7,47		
10.14	-0,71	0,77	6,89	-0,087	0,086	1,05	-0,068	0,034	0,82	5,20	2,63	1,69	+5,69	-4,44	5,34	15,32	13,08	13,08	-7,21	6,1	13,08	13,08	-7,21	6,1	13,08	13,08	-7,21	6,1	13,08	13,08	-7,21	6,1	13,08	13,08	-7,21	6,1	13,08	13,08	8,15	20,56		
11.15	0,71	-0,77	6,84	0,087	-0,086	1,05	0,068	-0,034	0,82	20,38	-3,57	1,69	-24,25	19,62	4,35	13,4	25,77	25,77	-21,28	19,95	25,77	25,77	-21,28	19,95	25,77	25,77	-21,28	19,95	25,77	25,77	-21,28	19,95	25,77	25,77	-21,28	19,95	25,77	25,77	8,10	20,43		
12.16	0,35	-0,37	2,77	0,044	-0,046	0,34	0,034	-0,016	0,26	20,38	9,08	0,92	25,23	-20,79	-5,58	-5,58	13,37	13,37	24,48	19,95	13,37	13,37	24,48	19,95	13,37	13,37	24,48	19,95	13,37	13,37	24,48	19,95	13,37	13,37	24,48	19,95	13,37	13,37	3,18	7,62		
13.17	-0,19	0,19	2,69	-0,023	0,023	0,33	-0,008	0,008	0,12	5,13	-8,69	1,05	-3,60	5,31	-5,00	-5,00	12,88	12,88	3,2	-4,91	12,88	12,88	3,2	-4,91	12,88	12,88	3,2	-4,91	12,88	12,88	3,2	-4,91	12,88	12,88	3,2	-4,91	12,88	12,88	3,08	10,56		
14.18	-0,55	0,55	6,91	-0,067	0,067	1,06	-0,025	0,025	0,39	7,85	3,18	2,25	4,69	-7,31	5,80	21,12	13,79	13,79	-5,87	8,49	13,79	13,79	-5,87	8,49	13,79	13,79	-5,87	8,49	13,79	13,79	-5,87	8,49	13,79	13,79	-5,87	8,49	13,79	13,79	8,18	28,74		
15.19	0,55	-0,55	6,87	0,067	-0,067	1,05	0,025	-0,025	0,38	30,65	-3,18	2,25	-13,89	30,11	5,77	19,17	13,73	13,73	21,07	-31,92	13,73	13,73	21,07	-31,92	13,73	13,73	21,07	-31,92	13,73	13,73	21,07	-31,92	13,73	13,73	21,07	-31,92	13,73	13,73	8,13	28,56		
16.20	0,26	-0,26	2,73	0,032	-0,032	0,34	0,012	-0,012	0,12	30,65	9,69	1,22	20,68	-30,90	-5,79	-14,51	14,1	14,1	-20,12	30,34	14,1	14,1	-20,12	30,34	14,1	14,1	-20,12	30,34	14,1	14,1	-20,12	30,34	14,1	14,1	-20,12	30,34	14,1	14,1	3,14	10,76		



CHAPITRE V

FERRAILLAGE

des

PORTIQUES



(A) POUTRES1. Exposé de la méthode

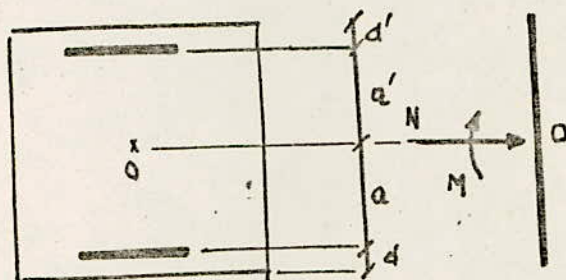
Les sections sont soumises à un moment  $M$  et un effort normal  $N$ .

$N$ : est positif s'il s'agit d'un effort de compression

$N$ : est négatif s'il s'agit d'un effort de traction.

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

$M_a^c$ : moment des forces extérieures par rapport aux armatures comprimées.



$$M_a^t = M + Na$$

$$M_a^c = M - Na'$$

On calculera tout d'abord

$$\mu_1 = \frac{\eta \cdot M_a^t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\text{et } \mu_2 = \frac{\eta \cdot M_a^c}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

pour les poutres celle-ci travaillent à la flexion simple

$$\text{d'où } M_a^t = M_a^c = M$$

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

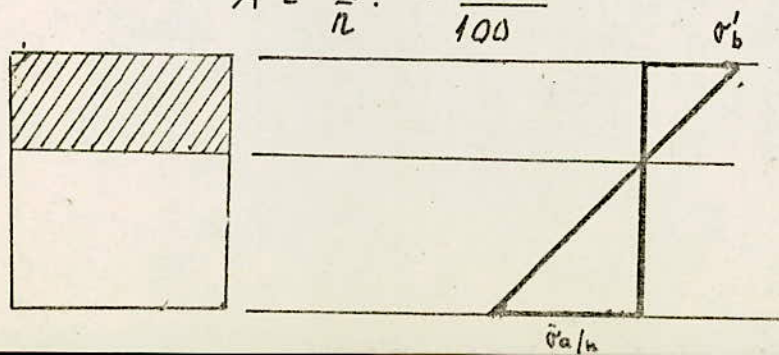
des tableaux de CHARON on tire la valeur  $k$ .

Section sans armatures comprimées.

$$k > k_0 = \frac{15}{\eta} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \Rightarrow w' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

d'où la section d'acier  $\bar{\sigma}_b$

$$A = \frac{15}{\eta} \cdot \frac{\bar{w} \cdot b \cdot h}{100}$$



$k < k_0$

- on calcul  $\mu_1 = \mu_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}$

et pour  $\mu_1$  et  $\mu_2$  et  $S' = \frac{\alpha'}{\rho}$  (choisi) on détermine  $k$  (d'après les abaques établies à partir de  $\bar{\sigma}'_b$ )

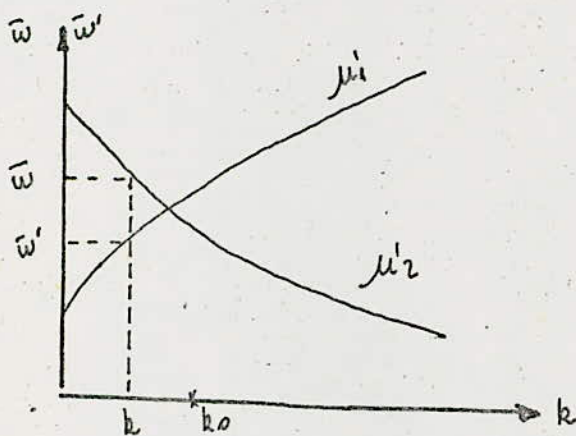
on calculera

$\bar{\sigma}'_a = \eta \left[ 1 - \left( 1 + \frac{k}{15} \right) S' \right] \bar{\sigma}'_b$

\* Si  $\bar{\sigma}'_a > \bar{\sigma}'_b$  on devra diminuer la valeur adoptée précédemment pour  $\bar{\sigma}'_b$  ( $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b$ ) et on refera le même processus, de calcul jusqu'à obtenir  $\bar{\sigma}'_a < \bar{\sigma}'_b$ .

\* Si  $\bar{\sigma}'_a < \bar{\sigma}'_b$ ; la valeur de  $k$  étant donnée par l'abaque comme précédemment, 2 situations peuvent se présenter.

-  $k < k_0$  : la solution est admissible et l'on obtiendra immédiatement sur l'abaque relatif à la valeur de  $S'$  choisie les valeurs  $\bar{w}$  et  $\bar{w}'$  aux intersections de la verticale d'abscisse  $k$  avec les courbes  $\mu_1$  et  $\mu_2$



$A = \frac{15}{\eta} \bar{w} \frac{b \cdot h}{100}$

$A' = \frac{15}{\eta} \bar{w}' \frac{b \cdot h}{100}$

-  $k > k_0 = \frac{15}{\eta} \cdot \bar{\sigma}'_a$  on prendra alors  $k = k_0$  et les valeurs de  $\bar{w}$  et  $\bar{w}'$   $\bar{\sigma}'_b$  se trouveront alors aux intersections de la verticale d'abscisse  $k_0$  avec les courbes  $\mu_1$  et  $\mu_2$

$A = \frac{15}{\eta} \bar{w} \frac{b \cdot h}{100}$

$A' = \frac{15}{\eta} \bar{w}' \frac{b \cdot h}{100}$



## 2. Vérification des Contraintes

### a/ Section sans armatures comprimées.

A étant connu, on calcule  $\bar{w} = \frac{\eta}{15} \cdot \frac{100}{b \cdot h}$   
pour cette valeur de  $\bar{w}$  les tableaux

donnent  $\epsilon$  et  $k$  d'où  $\bar{\sigma}'_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h}$  ;  $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$

On vérifie alors  $\bar{\sigma}'_a \leq \bar{\sigma}_a$   
 $\bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_b$

### b/ Section avec armatures comprimées.

A et A' étant connus, on calcule

$$D = \frac{15}{b} (A + A') \quad ; \quad E = \frac{30}{b} (A' d' + A h)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad ; \quad I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2 \quad ; \quad K = \frac{M}{I}$$

on vérifie alors que

$$\bar{\sigma}'_b : K y_1 \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_a : 15 K (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}'_a$$

$$\bar{\sigma}_a : 15 K (h - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$$

Remarques: La détermination des sections d'armatures sera effectuée :

\* Sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre G+1,2P (S.P.1)  
avec  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

\* Sous les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (S.P.2)  
G+P+SiV<sub>1</sub>+SiH<sub>1</sub> ; G+P+SiV<sub>2</sub>+SiH<sub>2</sub> ; G+P+SiV<sub>3</sub>+SiH<sub>3</sub> ; G+P+SiV<sub>4</sub>+SiH<sub>4</sub>  
avec  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

### 3. Calcul des poutres du portique longitudinal 63

Introduction: Un calcul détaillé sera fait pour le dernier niveau (IV) pour tous les autres niveaux; les résultats seront résumés dans des tableaux puisque les contraintes du 1<sup>er</sup> genre et celles du 2<sup>ème</sup> genre sont dans un rapport de 1,5, on armera comme suit:

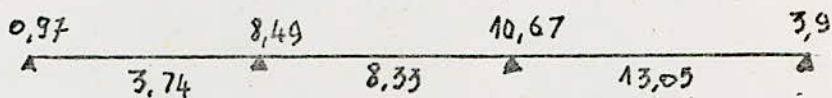
$$1,5 M(1^{er} \text{ genre}) > M(2^{ème} \text{ genre}) \Rightarrow \text{prendre } M(1^{er} \text{ genre})$$

$$1,5 M(1^{er} \text{ genre}) < M(2^{ème} \text{ genre}) \Rightarrow \text{prendre } M(2^{ème} \text{ genre})$$

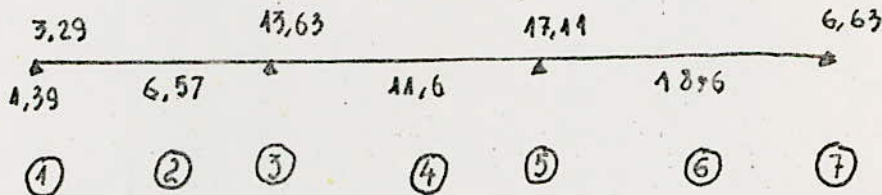
Section des poutres

$$b = 30 \text{ cm} ; h_t = 60 \text{ cm} ; h = 56 \text{ cm} ; d = d' = 4 \text{ cm}.$$

SP<sub>1</sub>



SP<sub>2</sub>



		Moment à prendre		Origines
sur appui	1	- 3,29	1,39	SP <sub>2</sub>
	3	- 13,63	—	SP <sub>2</sub>
	5	- 17,11	—	SP <sub>2</sub>
	7	- 6,63	—	SP <sub>2</sub>
en travée	2	—	6,57	SP <sub>2</sub>
	4	—	8,33	SP <sub>1</sub>
	6	—	13,05	SP <sub>1</sub>



Section 1

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \quad 64$

\*  $M = -3,29 \text{ T.m}$

d'ou  $\mu = 0,0145$

$k = 78,5 > k_0 = 20,4 \Rightarrow \bar{w}' = 0$

$\varepsilon = 0,9465$

$A = 1,6 \text{ cm}^2$

\*  $M = 1,39 \text{ T.m}$

$\mu = 0,00616$

$k = 152 > k_0 = 20,4 \Rightarrow \bar{w}' = 0$

$A = 0,66 \text{ cm}^2$

Section 3

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

\*  $M = 13,63 \text{ T.m}$

$\mu = 0,06$

$k = 34,2 > k_0 = 20,4 \Rightarrow \bar{w}' = 0$

$\varepsilon = 0,898$

$A = 6,95 \text{ cm}^2$

Section 5

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

\*  $M = 17,11 \text{ T.m}$

$\mu = 0,0758$

$k = 29,6 > k_0 = 20,4 \Rightarrow \bar{w}' = 0$

$\varepsilon = 0,888$

$A = 8,72 \text{ cm}^2$

Section 7

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

$\mu = 0,029$

$k = 52,5 > k_0$

$\varepsilon = 0,9259$

$A = 3,22 \text{ cm}^2$

Section 2:

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

\*  $M = 6,57 \text{ T.m}$

$\mu = 0,0287$

$k = 53 > k_0$

$A = 3,19 \text{ cm}^2$

$\varepsilon = 0,926$

Section 6

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

$$* M = 13,05 \text{ T.m}$$

$$\mu = 0,086$$

$$k = 27,3 > k_0$$

$$\epsilon = 0,88$$

$$A = 10,18 \text{ cm}^2$$

Section 4

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

$$* M = 8,33 \text{ T.m}$$

$$\mu = 0,055$$

$$k = 36 > k_0$$

$$\epsilon = 0,902$$

$$A = 6,34 \text{ cm}^2$$

Résumé des sections d'acier calculées

① - aux appuis :

$$1 - A_1^{sup} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_1^{inf} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$3 - A_3 = 6,95 \text{ cm}^2$$

$$5 - A_5 = 8,72 \text{ cm}^2$$

$$7 - A_7 = 3,22 \text{ cm}^2$$

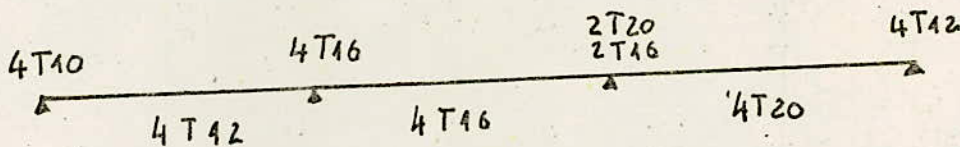
② - en traveses :

$$2 - A_2 = 3,19 \text{ cm}^2$$

$$4 - A_4 = 6,34 \text{ cm}^2$$

$$6 - A_6 = 10,18 \text{ cm}^2$$

On adoptera le ferrailage suivant :



Remarque : Les sections d'armatures adoptées ne sont pas définitives; elles doivent être modifiées si elles ne vérifient pas les différentes conditions ci-après :

Vérifications

\* Condition de flèche : (c.c.BA 68, art 61,21)

$$\bullet \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{an}} \Rightarrow A \leq 43 \cdot \frac{b \cdot h}{\sigma_{an}} = \frac{43 \times 30 \times 56}{4200} = 17,2 \text{ cm}^2$$

toutes les sections d'armatures tendues, en traveses vérifient cette condition



$$\frac{\pi t}{\ell} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{60}{600} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

→ La justification de la flèche n'étant pas nécessaire.

\* - condition de non fragilité

$$A > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{an}} \Rightarrow A > 0,69 \times 30 \times 56 \times \frac{5,9}{4200} = 1,63 \text{ cm}^2$$

toutes les sections adoptées vérifient cette condition.

\* - condition de non entraînement. (C.C. BA 68 art 29.1)

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \text{ pour les aciers H.A} \Rightarrow \psi_d = 1,5$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \times 1,5 \times (1,5 \times 5,9) = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot \bar{\sigma}} \quad T = T_{\max} = 17,25 T \text{ (appui 3 section 5)}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{17,25}{22,6 \cdot 49} \times 10^3 = 15,57 \text{ kg/cm}^2 \quad n \cdot p \cdot \bar{\sigma} = 2 \pi \cdot 1,6 + 2 \pi \cdot 2 = 22,6 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 56 = 49 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = 15,57 < \bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifié})$$

\* Conditions aux appuis

pour les aciers:

1<sup>ère</sup> section: Cas le plus défavorable

$$M = 1,39 T \cdot m \Rightarrow T = 2,7 T$$

$$T + \frac{M}{\bar{\sigma}} = 2,7 + \frac{1,39 \cdot 10^2}{49} = 5,54 T$$

$$A > \frac{5,54 \cdot 10^3}{4200} = 1,32 \text{ cm}^2$$

2<sup>ème</sup> section: Cas le plus défavorable

$$M = -1,24 T \cdot m \rightarrow T = 8,11 T$$

$$T + \frac{M}{\bar{\sigma}} = 8,11 - \frac{124 \cdot 10^2}{49} = 5,57 T$$

$$A > \frac{5,57 \cdot 10^3}{4200} = 1,33 \text{ cm}^2$$

3<sup>ème</sup> section: Cas le plus défavorable

$$M = -0,97 T \cdot m \rightarrow T = 9,30 T$$

$$T + \frac{M}{\bar{\sigma}} = 9,30 - \frac{0,97 \cdot 10^3}{49} = 7,32 T$$

$$A > \frac{7,32 \cdot 10^3}{4200} = 1,74 \text{ cm}^2$$

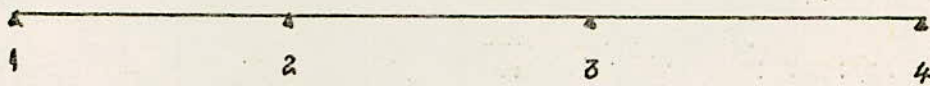
toutes les sections inférieures - adoptées sont plus <sup>67</sup> grandes que les valeurs imposées par les conditions d'appuis.

Vérification des contraintes

	S.U.P ①	Inf ②	③	④	⑤	⑥	⑦	
M (t.m)	3,29	1,39	6,57	13,63	8,33	17,11	13,05	6,63
A (cm <sup>2</sup> )	3,39	4,59	4,59	8,04	8,04	10,5	12,56	4,52
$\bar{\omega} = \frac{100A}{S \cdot h}$	0,22	0,29	0,29	0,51	0,51	0,625	0,8	0,29
$\epsilon$	0,925	0,915	0,915	0,893	0,893	0,888	0,872	0,915
k	51,5	44	44	31,6	31,6	29,6	24,1	44
$\sigma_a$	2017	591	3008	3650	2230	3276	2291	3035
$\sigma'_b$	39,16	13,43	68,36	115,5	70,56	110	95	68,9

Vérifications à la fissuration: toutes les sections adoptées vérifient cette condition, toutefois - on ne présentera pas les calculs.

Calcul des armatures transversales:



\* pour la travée 1-2

$T = 12,63 \text{ T}$  (Section 2) sous S.P.2  $\sigma'_b = 68,36 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b < \sigma'_{b0} = 103 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 3,5 \times \sigma'_b = 3,5 \times 1,5 \times 5,9 = 30,97 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 8,49$  on prend 1 cadre + 1 étier  $\phi 8$

$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_b}{T} = \frac{2,01 \times 4,9 \times 1600}{12,63 \cdot 10^3} = 12,48 \text{ cm}$

$t_{\max} = \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 11,2 \text{ cm} \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b}) \cdot h = (1 - 0,3 \cdot \frac{30,97}{68,36}) \cdot 56 = 39,9 \text{ cm} \end{cases}$

- on prend  $t = 12 \text{ cm}$   $t/2 = 6 \text{ cm}$

- on prend ensuite la suite de Caquot.



travaux 3. A T: 14,67 Section (2) sans Spz  $\sigma'_b: 68,36 < \bar{\sigma}'_{b0}: 103 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b: 30,97 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b: 9,98 \text{ Kg/cm}^2$$

- on prend 1 cadre + 1 étrier  $\phi 8$

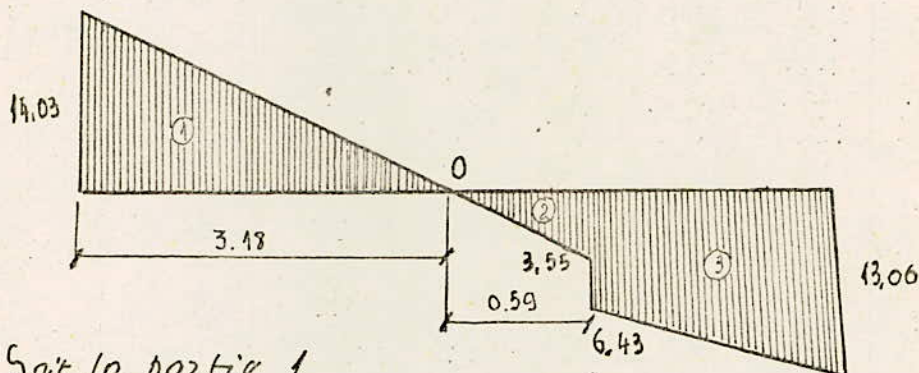
$$t = \frac{At \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T} = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{14,67 \times 10^3} = 10,74 \text{ cm}$$

$$t_{\max} = \begin{cases} t_1: 0,2 h = 11,2 \text{ cm} \\ t_2: \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) h = \left(1 - 0,3 \times \frac{9,98}{8,85}\right) \times 56 = 37 \text{ cm} \end{cases}$$

- on prend  $t = 10 \text{ cm}$

$t/2 = 5 \text{ cm}$   $\rightarrow$  on suivra ensuite la suite de Coquot.

travaux 2-3 : Comme cette travée comporte une charge concentrée (due à la poutre de chaînage) les armatures transversales seront déterminées à partir du diagramme de l'effort tranchant.



Les efforts tranchants max sont du 1<sup>er</sup> genre

Soit la partie 1

$$T_{\max} = 14,03 T \quad \sigma'_b: \frac{110}{1,5} = 73,3 \quad \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\sigma}_b: \frac{T}{b \cdot z} = 9,54 \quad \bar{\sigma}_b: \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = 19 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend 1 cadre + 1 étrier  $\phi 8$ .  $t = \frac{At \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T} = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{14,03 \cdot 10^3}$

$$t = 11,22 \text{ cm}$$

$$t = \max \begin{cases} t_1: 0,2 h = 11,2 \text{ cm} \\ t_2: \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) h = 28,8 \text{ cm} \end{cases}$$

- on prend  $n = 3$

$$t = 6 \text{ cm}$$

Pour la partie 2 : L'écartement des armatures transversales de la partie 2 sera le même que celui de la partie 1 et cela sur une longueur de 59 cm.

\* pour la partie 3.

$T_{max} = 13,06T$

$\sigma'_b = \frac{68,9}{1,5} < \bar{\sigma}'_b$

$\bar{\varphi}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$

$\varphi_b = \frac{T}{b \cdot z} = 8,88 \text{ Kg/cm}^2$

$t = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{13,06 \times 10^3} = 12,05 \text{ cm}$   $\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 11,2 \text{ cm} \\ t_2 = 30,7 \text{ cm} \end{cases}$

on prend  $t/2 = 6 \text{ cm}$  on appliquera ensuite la suite de Caquot.

$T_{max} = 6,43T$

$\sigma'_b = 95 \text{ Kg/cm}^2$

$\varphi_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6,43 \cdot 10^3}{30 \times 49} = 4,37 \text{ Kg/cm}^2$

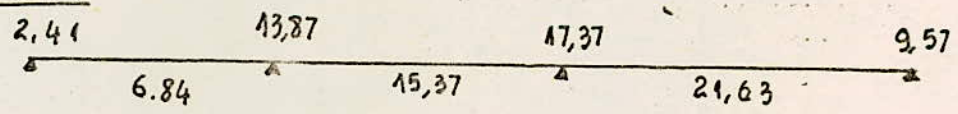
$\bar{\varphi}_b = (4,5 - \frac{95}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}'_b = 18,36 \text{ Kg/cm}^2$

$t = \frac{A \cdot E \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{2,01 \times 49 \times 1600}{6,43 \cdot 10^3} = 24 \text{ cm}$   $t/2 = 12 \text{ cm}$

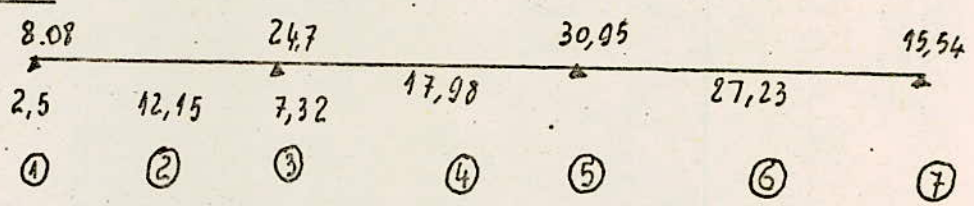
$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 11,2 \text{ cm} \\ t_2 = 43 \text{ cm} \end{cases}$

NIVEAU III

Sous SP1



Sous SP2



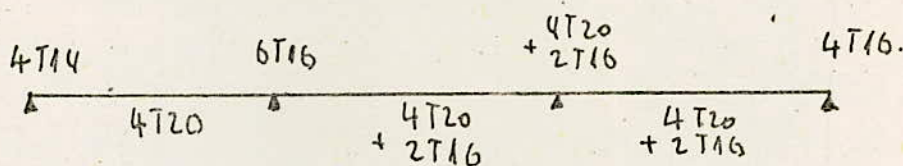


	Sections	moment à prendre		origine
Sur Appui	1	- 8,08	2,5	SP <sub>2</sub>
	3	- 24,7	7,32	SP <sub>2</sub>
	5	- 30,95	—	SP <sub>2</sub>
	7	- 15,54	—	SP <sub>2</sub>
En travée	2	—	12,15	SP <sub>2</sub>
	4	—	15,54	SP <sub>1</sub>
	6	—	24,63	SP <sub>1</sub>

### Calcul des armatures

	Sections	Ar. Supérieure	Ar. inférieure
Sur Appui	1	3.71	1,11
	3	12.03	3.35
	5	15.17	—
	7	7.33	—
En travée	2	—	5.67
	4	—	13.13
	6	—	15.96

### Section d'armature adoptée



### Vérifications:

- \* les conditions de flèche et non fragilité sont vérifiées
- \* - Condition de non entraînement.

- Section 1       $T = 16,42$  (SP<sub>2</sub>)       $\bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_d = 16,67 < 26,55 \text{ Kg/cm}^2$

	sup <sup>1</sup>	Inf	2	sup <sup>3</sup>	Inf	4	5	6	7
M (t.m)	8,08	5,2	12,15	24,7	7,32	15,37	30,95	29,63	15,54
A (cm <sup>2</sup> )	6,15	12,56	12,56	12,56	12,56	16,58	16,58	16,58	8,04
$\tilde{\omega}$	0,366	0,747	0,747	0,747	0,747	0,98	0,98	0,98	0,478
$\tilde{\epsilon}$	0,9064	0,8753	0,8753	0,8753	0,8753	0,8615	0,8615	0,8615	0,8954
k	38,4	25,1	25,1	25,1	25,1	21,1	21,1	21,1	32,8
$\sigma_a$	2588	844	1973	4012	1189	1921	3869	2704	3854
$\tilde{\sigma}_b$	67,4	33,6	78,6	159,8	47,3	91	183	128	117,5
origine	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>

\* - Condition de non entrainement.

	Appui: 1	Appui: 2	Appui: 3
T (T)	18,17	22,04	21,29
origine	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>
$\eta_p$ (cm)	20,1	35,18	35,18
$\tilde{z}$ (cm)	49	49	49
$\tilde{\sigma}_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	14,75	12,78	12,35
$\tilde{\sigma}_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	17,7	17,7	17,7

\* - Condition aux appuis

	Appui: 1	Appui: 2	Appui: 3
T (T)	2,9	5,89	11,94
M (T.m)	2,5	-7,32	-0,9
$\tilde{z}$ (cm)	49	49	49
T + M/ $\tilde{z}$ (T)	8	20,8	10,1
$\tilde{\sigma}_a$	4200	4200	4200
T + M/ $\tilde{z}$ / $\tilde{\sigma}_a$ (cm)	1,9	4,95	2,4



\* Vérifications:

- les conditions de non fragilité, de flèche, de non fissuration sont vérifiées.

\* Vérification des contraintes.

	1	2	3	4	5	6	7				
M	11,15	6,87	14,37	33,38	15,93	16,78	37,06	5,66	27,31	17,96	0,56
A	6,15	8,04	8,04	16,58	8,04	12,06	18,84	12,06	16,56	12,56	16,56
A'	/	/	/	/	/	/	12,06	/	/	/	/
$\bar{\omega}$	0,366	0,478	0,478	0,98	0,478	0,711	/	0,711	0,98	0,73	0,98
R	38,4	25,1	25,1	21,1	25,1	25,8	/	25,8	21,1	25,4	21,1
E	0,9064	0,8753	0,8753	0,8615	0,8753	0,8774	/	0,8774	0,8615	0,8762	0,8615
D	/	/	/	/	/	/	15,44	/	/	/	/
E	/	/	/	/	/	/	1110	/	/	/	/
y'	/	/	/	/	/	/	21,77	/	/	/	/
I	/	/	/	/	/	/	4,9.10 <sup>5</sup>	/	/	/	/
K	/	/	/	/	/	/	7,54	/	/	/	/
$\sigma_a$	1970	1743	3646	4173	4042	2832	3871	955	3418	2914	70
$\sigma_a'$	/	/	/	/	/	/	2009	/	/	/	/
$\sigma_b$	51,3	69,44	145,2	197,7	161	109,7	164,2	37	162	114,7	3,31

\* Condition de non entraînement.

	Section 1	Section 3	Section 5	Section 7
T (T)	19,18	18,18	22,1	21,22
Origine	SP2	SP1	SP1	SP1
$r_p$ (cm)	17,58	37,68	37,68	25,12
$z$ (cm)	49	49	49	49
$\bar{\sigma}_d$ (ks/cm <sup>2</sup> )	22,26	10,55	11,97	17,23
$\bar{\sigma}_s$ (ks/cm <sup>2</sup> )	26,55	17,7	17,7	17,7

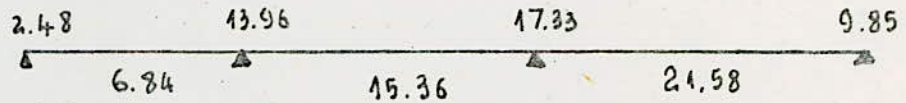


\* Calcul des armatures transversales.

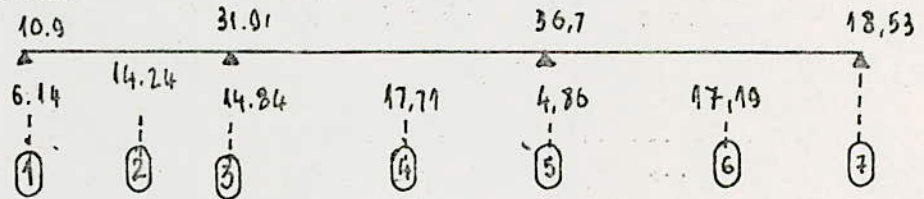
	1 - 2	2 - 3	3 - 4		
			-partie ①	-partie ②	
T (T)	20,17	24	22,04	21,29	9,04
$\sigma'_b$	67,4	183	122	78,3	128
$\sigma_b$	13,72	16,33	15	14,48	6,15
$\bar{\sigma}_b$	20,65	25,2	17,11	20,27	15,95
$t_1$	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2
$t_2$	16,9	25	13,3	14,77	38
t	13,67	11,49	12,51	12,95	30
$t_L$ adopté	6	5	6	6	—

Niveau II

\* Sous S.P1



\* Sous S.P2



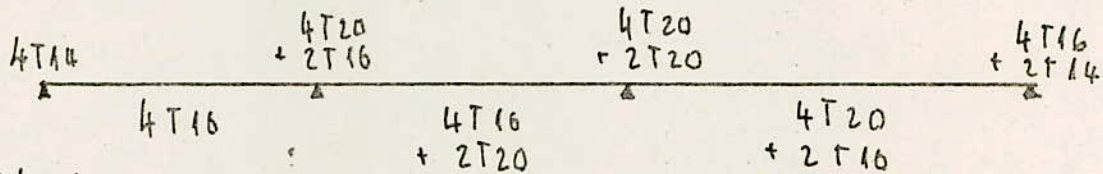
	Moment à prendre		Origine
1	- 10,9	6,14	S.P2
3	- 31,91	14,84	S.P2
5	- 36,7	4,86	S.P2
7	- 18,53	—	S.P2
2	—	14,24	S.P2
4	—	15,36	S.P1
6	—	21,58	S.P1



\* Calcul des armatures :

	Sections	Armatures Sup	Armatures Inf.
Sur appui	1	5,07	2,8
	3	15,68	7
	5	18,1	2,2
	7	8,72	—
En travée	2	—	6,7
	4	—	11,1
	6	—	16

\* Sections d'armatures adoptées :



Verifications

- Les conditions de flexion et non fragilité sont vérifiées
- Vérifications des contraintes.

	1	2	3	4	5	6	7			
M (t.m)	10,9	6,14	14,24	31,91	14,84	15,36	36,7	4,86	21,58	18,53
A (cm <sup>2</sup> )	6,15	8,04	8,04	16,58	8,04	14,32	18,84	14,32	16,58	11,12
A' (cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	14,32	—	—	—
$\bar{\omega}$	0,366	0,478	0,478	0,986	0,478	0,85	—	0,85	0,916	0,667
$\bar{h}$	38,4	25,1	25,1	21,1	25,1	23,1	—	23,1	21,1	27
$\bar{\epsilon}$	0,9064	0,8753	0,8753	0,8615	0,8753	0,8699	—	0,8688	0,8615	0,8910
D	—	—	—	—	—	—	16,58	—	—	—
E	—	—	—	—	—	—	1112	—	—	—
$\gamma_1$	—	—	—	—	—	—	20,66	—	—	—
I	—	—	—	—	—	—	5,105	—	—	—
K	—	—	—	—	—	—	7,32	—	—	—
$\sigma_a$	3492	1558	3613	3989	3765	2204	3880	697	2698	3371
$\sigma'_a$	—	—	—	—	—	—	1829	—	—	—
$\sigma'_b$	90,94	62	143,9	189	150	95,4	151,2	30,4	127,8	125



\* - Condition de non entrainement

	Section 1	Section 3	Section 5	Section 7
T (T)	19,02	18,21	21,98	21,35
Origine	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>
$\bar{n}_p$ (cm)	20,1	32,66	32,66	35,18
$\bar{z}$ (cm)	49	49	49	49
$\bar{\sigma}_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	19,31	11,38	13,73	12,24
$\bar{\sigma}_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	26,55	17,7	17,7	17,7

\* - Condition aux appuis

	Section 1	Section 3	Section 5	Section 7
T (T)	0,38	10,36	10,36	14,25
M (T.m)	6,14	3,55	4,86	-0,41
$\bar{z}$ (cm)	49	49	49	49
$T + M/\bar{z}$ (T)	12,91	17,60	20,27	13,41
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200
$T + M/\bar{z} / \bar{\sigma}_a$ (cm)	3,07	4,19	4,8	3,2

\* - Calcul des armatures transversales

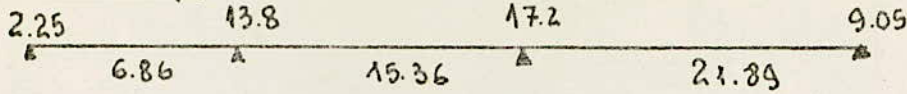
	1-2	2-3	3-4		
			partie 1	partie 3	
T (T)	22,48	25,54	21,98	21,35	4,53
$\sigma'_b$	143,9	151,2	100,8	83,3	127,8
$\sigma_b$	15,3	12,38	14,95	14,61	3,1
$\bar{\sigma}_b$	26,37	25,77	17,86	20,6	15,54
$t_1$	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2
$t_2$	26,7	20,7	13,43	14,4	47
$t$	7	8,7	12,54	12	30
$t$ (adopté)	5	5	6	6	—



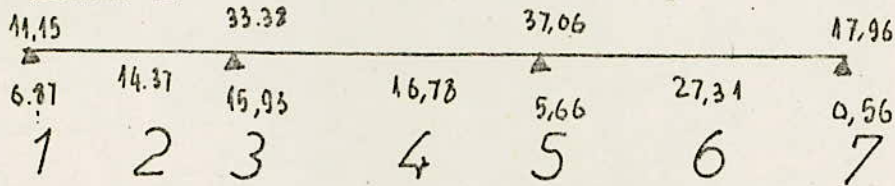
# niveau 1

76

Sous Sp1



Sous Sp2

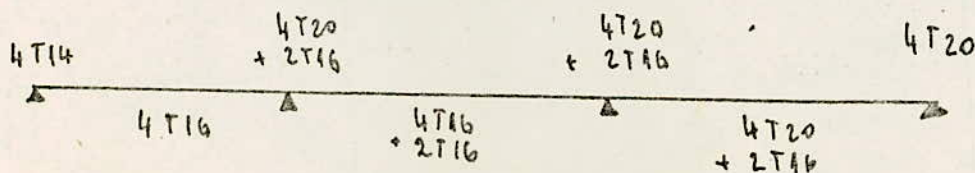


	Moment à prendre		Origine
1	-11,15	6,87	Sp2
3	-33,38	15,93	Sp2
5	-37,06	15,66	Sp2
7	-17,96	0,56	Sp2
2		14,37	Sp2
4		16,78	Sp1
6		27,31	Sp1

\* Calcul des armatures

	Sactions	Armatures Sup.	Arm. Inf.
Sur appui	1	5.26	3.15
	3	16.50	7.6
	5	18.27	2.57
	7	8.55	0.56
En travée	2		6.81
	4		11.13
	6		16.23

\* Sections d'armatures adoptées



	Section 1	Section 3	Section 5	Section 7
T (T)	0,02	3,55	10,76	14,49
M (T.m)	6,87	15,93	5,66	0,56
z (cm)	49	49	49	49
$T + M/z$	14,04	36,06	22,31	15,63
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200
$T + M/z / \bar{\sigma}_a (cm^2)$	3,34	8,58 cm <sup>2</sup>	5,31	3,72

\* - Calcul des armatures transversales.

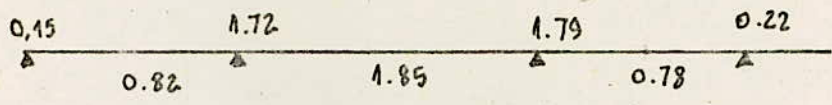
	1-2	2-3	3-4		
			- partie ①	- partie ②	
T (T)	23,22	25,54	22,1	21,2	5,9
$V_b$	107,7	164,2	109	76	108
$\phi_b$	15,8	17,4	15	14,4	4,01
$\bar{\phi}_b$	23	25,7	16,3	19,2	17,3
$e_1$	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2
$e_2$	26	21,6	15	15	44,6
$e$	19	10,8	12,5	13	30
$t/2$ adopte	5	5	6	6	-



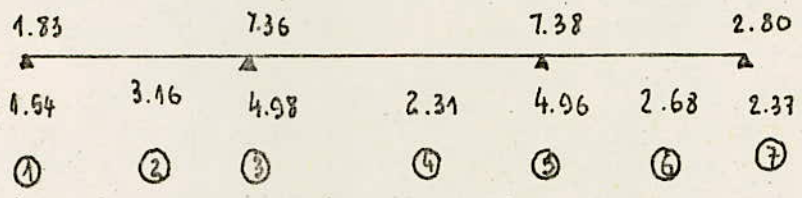
# 4. Calcul des poutres: portique transversal

## Niveau IV

Sous SP1



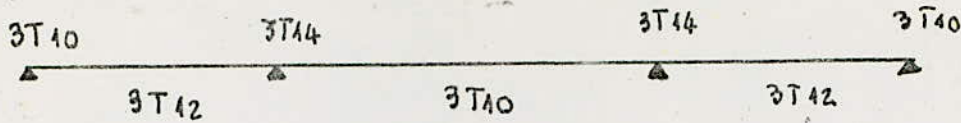
Sous SP2



	Moment à prendre		Origine
1	- 1.83	1,54	SP2
3	- 7,38	4.98	SP2
5	- 7,38	4.98	SP2
7	- 2.80	2.37	SP2
2		3.16	SP2
4		1.85	SP1
6		2.68	SP2

\* Calcul des armatures.

	Sections	Armatures. Sup	Armatures Inf
Sur appui	1	0,81	0,68
	3	3.38	2.25
	5	3.38	2.25
	7	1.25	1.05
En travée	2		1.41
	4		1.24
	6		1.19



\* Verifications:

- Verification de la fleche

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq 17,2 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Sa justification, de la fleche n'est pas necessaire

$$\frac{f_t}{\rho} = \frac{60}{600} = 0,1 > 1/16.$$

- Condition de non fragilite.

$$A > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

toutes les sections adoptees Verifient cette condition.

- Condition de non entrainement.

	Section 1	Section 3	Section 5	Section 7
T (T)	3,56	4,24	4,46	3,81
origine	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>
n <sub>p</sub>	9,4	9,42	9,42	11,3
z	49	49	49	49
$\bar{\sigma}_d$	7,71	9,18	9,66	6,88
$\bar{\sigma}_d$	26,55	26,55	26,55	26,55

- Condition aux appuis.

	Section 1	Section 3	Section 5	Section 7
T (T)	1,08	0,86	0,86	0,91
M (T.m)	1,54	4,98	4,98	2,37
z (cm)	49	49	49	49
T + M/z (T)	4,22	11,02	11,02	5,74
$\bar{\sigma}_a$	4204	4200	4200	4200
T + M/z / $\bar{\sigma}_a$	1,00	2,62	2,62	1,37



\* Verification, des, contraintes.

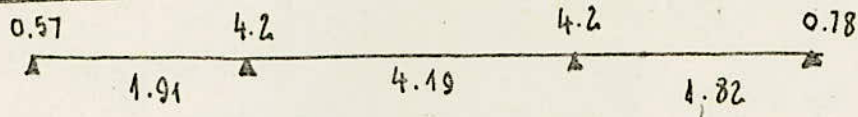
	1	2	3	4	5	6	7				
M	1,83	1,54	3,16	7,38	4,98	1,85	7,38	4,98	2,68	2,80	2,37
A	2,35	3,39	3,39	4,62	2,35	2,35	4,62	2,35	3,39	2,35	3,39
$\tilde{w}$	0,139	0,201	0,201	0,273	0,139	0,139	0,273	0,139	0,201	0,139	0,201
$\xi$	0,9383	0,9275	0,9275	0,9172	0,9383	0,9383	0,9172	0,9383	0,9275	0,9383	0,9275
k	66	54	54	45,4	66	66	45,4	66	54	66	54
$\sigma_a$	1482	874	1793	3110	4033	1498	3110	4033	1522	2267	1346
$\sigma'_b$	22,45	16,18	33,2	68,35	61,1	22,7	68,5	61,1	28,1	34,35	24,92
Origina	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>

\* Armatures transversales.

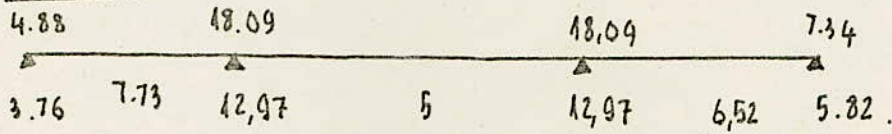
	1 — 2	2 — 3	3 — 4
T (T)	4,46	4,16	4,46
$\sigma'_b$	68,5	68,5	68,5
$\sigma_b$	3,03	2,83	3,03
$\tilde{\sigma}_b$	30,97	30,97	30,97
t <sub>1</sub>	11,2	11,2	11,2
t <sub>2</sub>	50,24	50,62	50,24
t	19,68	21,1	19,68
t/2 adopte	9	10	9

# Niveau III

Sous  $SP_1$



Sous  $SP_2$

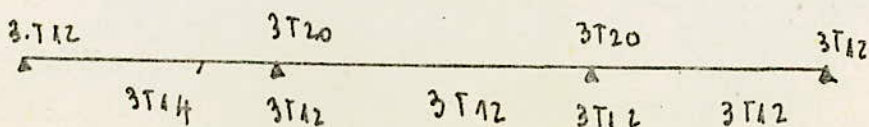


	Moment - à prendre		Origine
1	- 4,88	3,76	$SP_2$
3	- 18,09	12,97	$SP_2$
5	- 18,09	12,97	$SP_2$
7	- 7,34	5,82	$SP_2$
2		7,73	$SP_2$
4		4,19	$SP_1$
6		6,52	$SP_2$

\* - Calcul des armatures

	Sections	Armature Sup	Armature Inf.
Sur appui	1	2.21	1.69
	3	8.62	6.08
	5	8.62	6.08
	7	3.36	2.64
En travee	2		3.55
	4		2.86
	6		2.97

\* Sections adoptées.





- Les conditions de flexion, de non fragilité, sont vérifiées.
- Condition de non entraînement.

	Section 1	Section 3	Section 5	Section 7
T (T)	8,82	10,04	10,62	9,5
Origine	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>
$n_p$	13,19	24,5	22,6	11,3
$\delta$	49	49	49	49
$\bar{\sigma}_d$	6,8	8,38	9,59	17,15
$\bar{\sigma}_d$	26,55	26,55	26,55	26,55

- Condition aux appuis

	Section 1	Section 3	Section 5	Section 7
T (T)	2,74	2,44	2,44	2,54
M (T.m)	3,76	12,97	12,97	5,82
$\delta$ (cm)	49	49	49	49
$T+M/\delta$ (T)	10,41	28,9	28,9	14,41
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200
$T+M/\delta / \bar{\sigma}_a$	2,48	6,88	6,88	3,4

- Vérification des contraintes.

	1	2	3	4	5	6	7				
M (T.m)	4,88	3,76	7,73	18,09	12,97	4,19	18,09	12,97	6,62	7,34	5,82
A (cm <sup>2</sup> )	3,39	4,62	4,62	9,42	6,78	3,39	9,42	6,78	3,39	3,39	3,39
$\bar{\omega}$	0,201	0,273	0,273	0,56	0,402	0,201	0,56	0,402	0,201	0,201	0,201
$\epsilon$	0,9275	0,9172	0,9172	0,8886	0,9027	0,9275	0,8886	0,9027	0,9275	0,9275	0,9275
k	54	45,4	45,4	29,9	36,4	54	29,9	36,4	54	54	54
$\bar{\sigma}_a$	2772	1584	3256	3859	3784	2380	3859	3784	3703	4168	3304
$\sigma'_b$	51,3	35	71,7	12,9	104	44	12,9	104	68,6	77,2	61,2
origine	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>



	1 — 2	2 — 3	3 — 4
T (T)	10,62	6,14	10,62
P'b	120	120	120
Gb	7,22	5,54	7,22
$\bar{G}b$	28,74	28,74	28,74
t <sub>1</sub>	11,2	11,2	11,2
t <sub>2</sub>	42,3	55,8	42,3
t	11,2	19,35	11,2
t/2 adopté	5	9	5

## Niveau II

Sous SP1

0,59                      4,22                      4,22                      0,12


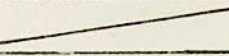
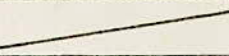
▲                      4,01                      ▲                      4,18                      ▲                      1,82                      ▲

Sous SP2

7,02                      25,7                      25,7                      10,63

▲                      5,86                      10,39                      ▲                      20,62                      4,68                      20,62                      8,62                      9,03

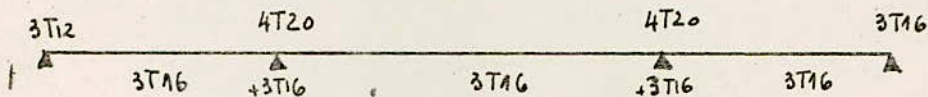
①                      ②                      ③                      ④                      ⑤                      ⑥                      ⑦

	Moment à prendre		Origine
1	- 7,02	5,86	SP <sub>2</sub>
3	- 25,7	20,62	SP <sub>2</sub>
5	- 25,7	20,62	SP <sub>2</sub>
7	- 10,63	9,03	SP <sub>2</sub>
2		10,39	SP <sub>2</sub>
4		4,18	SP <sub>1</sub>
6		8,62	SP <sub>2</sub>



\* Calcul des armatures

	Sections	Armatures sup	Armatures inf.
Sur appui	1	3,21	2,66
	3	12,48	9,89
	5	12,48	9,89
	7	4,94	4,17
En travée	2		4,82
	4		2,86
	6		3,97

\* Sections d'armatures adoptées\* Vérifications

La vérification de la flèche est satisfaite

- Condition de non entraînement

	section 1	section 3	section 5	section 7
T (t)	11,45	12,63	13,52	12,45
origine	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>
$\eta p$	15,08	30,16	30,16	15,08
$\gamma$	49	49	49	49
$\tau_d$	15,49	8,54	9,15	16,85
$\bar{\tau}_d$	26,55	26,55	26,55	26,55

- Condition aux appuis

	section 1	section 3	section 5	section 7
T (t)	5,35	5,34	5,34	5,71
M (t.m)	5,86	20,62	20,62	9,03
$\gamma$ (cm)	49	49	49	49
T + M/3 (t)	17,31	47,42	47,42	24,14
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200
$\frac{T + M/3}{\bar{\sigma}_a}$ (cm <sup>2</sup> )	4,12	11,29	11,29	5,74



\* Verification des contraintes

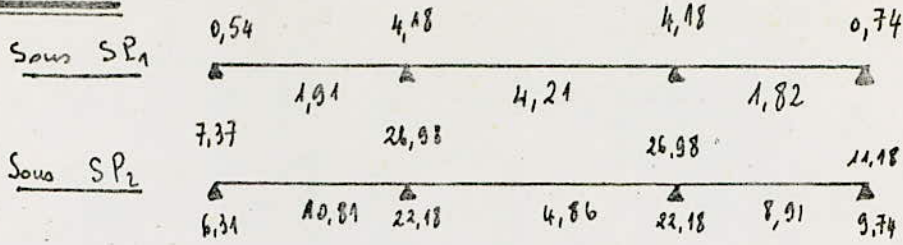
	1		2		3		4		5		6		7	
M (t.m)	7,02	5,86	10,39	25,7	20,62	4,18	25,7	20,62	8,62	10,63	9,03			
A (cm <sup>2</sup> )	3,39	6,03	6,03	12,56	12,06	6,03	12,56	12,06	6,03	6,03	6,03			
$\bar{\omega}$	0,202	0,359	0,359	0,747	0,718	0,359	0,747	0,718	0,359	0,359	0,359			
$\varepsilon$	0,9275	0,9071	0,9071	0,8750	0,8771	0,9071	0,8750	0,8771	0,9071	0,9071	0,9071			
k	54	38,8	38,8	25	25,7	38,8	25	25,7	38,8	38,8	38,8			
$\sigma_a$	3987	1914	3392	4176	3481	1365	4176	3481	2814	3470	2948			
$\sigma'_b$	73,8	49,33	87,42	167,04	135,46	35,18	167,04	135,45	72,52	89,43	75,98			
origine	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>			

\* Armatures transversales

	1-2	2-3	3-4
T (t)	13,52	9,78	13,52
$\sigma'_b$	167,04	167,04	167,04
$\tau_b$	9,19	6,65	9,19
$\bar{\tau}_b$	25,47	25,47	25,47
$t_1$	11,2	11,2	11,2
$t_2$	38,55	43,37	38,55
t	11,65	16,10	11,65
$t/2$ adopté	5	8	5



# Niveau I

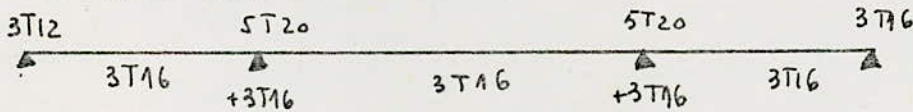


	Moment à prendre		Origine
1	- 7,37	6,31	SP <sub>2</sub>
3	- 26,98	22,18	SP <sub>2</sub>
5	- 26,98	22,18	SP <sub>2</sub>
7	- 11,18	9,74	SP <sub>2</sub>
2	/	10,81	SP <sub>2</sub>
4	/	4,21	SP <sub>1</sub>
6	/	8,91	SP <sub>2</sub>

## \* Calcul des armatures

	Sections	Armatures sup <sup>o</sup>	Armatures inf.
Sur appui	1	3,38	2,88
	3	13,14	10,68
	5	13,14	10,68
	7	5,21	4,51
En travee	2	/	5,03
	4	/	2,88
	6	/	4,11

## \* Sections d'armatures adoptes



\* Vérifications: les conditions de la flèche, de nos fragilité sont vérifiées.

Condition de non entrainement

	section 1	section 3	section 5	section 7
T (t)	11,83	12,69	13,97	12,88
origine	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>
np	15,08	30,16	30,16	15,08
z	49	49	49	49
$\bar{\sigma}_d$	16,00	8,58	9,45	17,43
$\bar{\sigma}_d$	26,55	26,55	26,55	26,55

Condition aux appuis

	section 1	section 3	section 5	section 7
T (t)	5,79	4,35	4,35	6,50
M (t.m)	6,31	22,18	22,18	9,74
z (cm)	49	49	49	49
T + M/z (t)	18,66	49,61	49,61	26,37
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200
$\frac{T+M/z}{\bar{\sigma}_a}$ (m <sup>2</sup> )	4,44	11,80	11,80	6,27

Verification de contraintes

	1	2	3	4	5	6	7				
M (tm)	7,37	6,31	10,81	26,98	22,18	4,21	26,98	22,18	8,91	11,18	9,74
A (cm <sup>2</sup> )	3,39	6,03	6,03	15,70	12,06	6,03	15,70	12,06	6,03	6,03	6,03
$\tilde{w}$	0,202	0,359	0,359	0,934	0,718	0,359	0,934	0,718	0,359	0,359	0,359
$\varepsilon$	0,9275	0,9071	0,9071	0,8641	0,8771	0,9071	0,8641	0,8771	0,9071	0,9071	0,9071
R	54	38,8	38,8	21,8	25,7	38,8	21,8	25,7	38,8	38,8	38,8
$\sigma_a$	4186	2060	3529	3551	3744	1374	3551	3744	2909	3650	3180
$\sigma'_b$	77,5	53,1	90,95	162,89	145,68	35,41	162,89	145,68	74,97	94,07	81,96
origine	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>2</sub>



\* Armatures transversales

	1-2	2-3	3-4
$T(t)$	13,97	9,53	13,97
$\sigma'_b$	162,89	162,89	162,89
$\sigma_b$	9,50	6,48	9,50
$\bar{\sigma}_b$	25,83	25,83	25,83
$t_1$	11,2	11,2	11,2
$t_2$	38	43,7	38
$t$	11,28	16,53	11,28
$t/2$ adopté	5	8	5

(B) POTEAUX1. Exposé de la méthode

Les poteaux seront calculés en flexion composée, car soumis à

- M: moment de flexion établi précédemment (Voir tableaux de moments fléchissants)
- N: Effort normal, de compression ou de traction.

On armera les poteaux d'une manière symétrique ( $A = A'$ )

Méthode de calcul: Les calculs seront faits par la méthode de CHARON

\* pour une section partiellement comprimée.

$h_0$ : point d'application de l'effort normal N

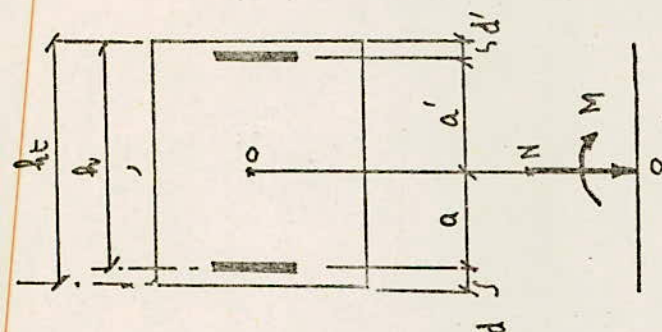
$\zeta$ : limite du noyau central.

pour  $h_0 > \zeta \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

Pour une section donnée, on aura:

$M_a^t$ : moment des forces extérieures; situées à gauche de la section par rapport aux armatures tendues.

$M_a^c$ : moment des forces extérieures par rapport aux armatures comprimées



$$M_a^t = M + N a$$

$$M_a^c = M - N a'$$

avec N positif (effort de compression)

N négatif (effort de traction)

$$\mu_1 = \frac{\eta M_a^t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \quad ; \quad \mu_2 = \frac{\eta \cdot M_a^c}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

- puis au moyen d'abaques ou lire k.

2. Cas peuvent se présenter:

\* k)  $h_0 < \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$   $\Rightarrow$  section sans armatures comprimées

on détermine la section  $A_1$  de la section rectangulaire, de mêmes dimensions et soumise à la flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif  $M_a^t$  de 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 la flexion composée



$$A : A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$* k < k_0 : \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \quad \text{on calcule}$$

$$\mu'_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2} ; \mu'_2 = \frac{M_{ac}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2} ; \tilde{\omega}' = \frac{100 A'}{b \cdot h} ; \tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h}$$

$$k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} ; \delta' = \frac{d'}{h}$$

pour le calcul des sections d'armatures telles que  $(A+A')$  soit minimale  
 - on cherche la valeur  $k$  en utilisant les abaques de CHARON  
 (calcul pratique des sections en béton armé)

\* si  $k < \bar{k}$  - on retiendra  $k$  pour la suite des calculs.

\* si  $k > \bar{k}$  on prend  $k = \bar{k}$

on calcule ensuite  $\tilde{\omega}$  et  $\tilde{\omega}'$

$$\tilde{\omega} = \frac{\mu'_1 - \mu'_2}{f} \quad \tilde{\omega}' = \frac{100 (\mu'_2 + g)}{k(1 - \delta')}$$

$\mu'_2, f, g$  - sont données en fonction de  $k$  et  $\delta'$  ; d'où

$$A' = \frac{\tilde{\omega}' \cdot b \cdot h}{100} ; A = \frac{\tilde{\omega} \cdot b \cdot h}{100}$$

la contrainte des armatures comprimées est donnée par

$$\bar{\sigma}'_a = 15 \left[ 1 - \left( 1 + \frac{k}{15} \right) \delta' \right] \bar{\sigma}'_b$$

\* pour une section entièrement comprimée

Ce cas se présente quand  $e_0 = \frac{M}{N} < \frac{ht}{6} = e_1$

on arme la section d'une manière symétrique. on utilisera

les formules suivantes.

$$\beta = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot ht} ; \nu = \frac{6 e_0 \beta}{ht} ; \epsilon = 12 (0,9 - ht)^2$$

$$\mu = \frac{2 \cdot n \cdot A'}{b \cdot ht} ; c = \frac{1 - \beta - \nu}{\epsilon} ; D = 0,9 \left[ 1 - \beta + \frac{\beta}{\epsilon} + c \right]$$

$$e_0 = \frac{M_0}{N}$$

57  
M<sub>0</sub>: étant le moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport, au centre de gravité de la section homogène confondue avec le centre de gravité du rectangle.

ou - Calcule  $\mu$  avec  $\mu = -D + \sqrt{D^2 - C}$  et la section comprimée sera donnée par

$$A' = \frac{\mu \cdot b \cdot h t}{2 \cdot n}$$

- Cas de la Compression Simple: la section des armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions.

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}}$$

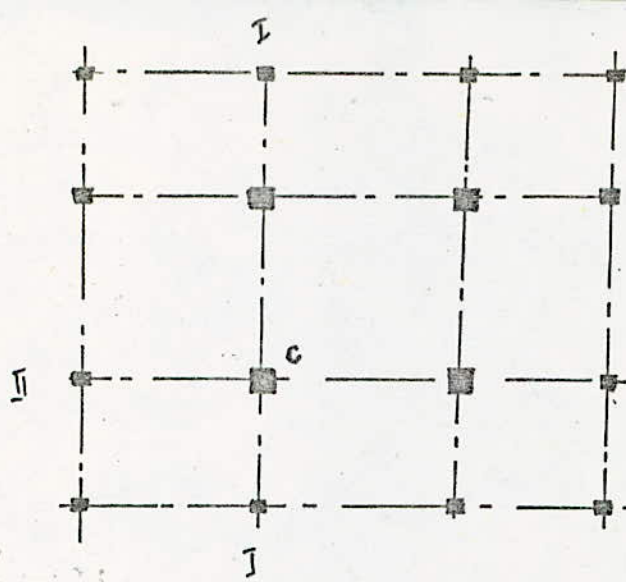
$$A_L \geq \frac{1}{n} \left[ \frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}} - B \right]$$

$$\frac{A_L}{B} \leq 5\%$$

Le marque: pour le calcul de la contrainte admissible  $\bar{\sigma}_b$  en flexion composée le facteur  $S$  étant égal à

$$S = \min \left( 0,6 ; 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right)$$





Pour dimensionner tous les poteaux correctement il faut calculer 2 portiques, dans chaque sens. Toutefois comme nous avons calculé que 2 portiques (1 longitudinal et 1 transversal) on n'armera que le poteau c, les autres poteaux centraux seront ferrillés de la même façon.

## 2. Portique longitudinal

	3 - 7	7 - 11	11 - 15	15 - 19
M (t.m)	0.66	0.71	0.83	0.58
N (t)	26	66.97	107.86	148.9
$Q_0$	2.54	1.06	0.77	0.39
$h_t / 6$	7.5	7.5	7.5	7.5
$\bar{\sigma}'_b$	76.6	72.1	71.2	70

toutes les sections sont entièrement comprimées.

pourcentage minimal d'armatures.

$$\frac{A}{B} = w_e \gamma_s \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{bo}}$$

$\sigma'_m$ : Contrainte moyenne de compression de la pièce sous SPe calculée pour la section de béton seul.

•  $\theta_1 = 1,4$       fils A, D  
 $\theta_1 = 1$         fils B, C

•  $\theta_2 = 1 + \frac{e_c}{4a - 2c}$

lc: 0,76.

- lc: 0,7x3 = 2,10m

- pour le niveau inférieur

lc: 0,7x4 = 2,8m.

potreaux D-A

A2 = 1 + (2,10 / (4x0,3 - 2x0,02)) = 2,81

potreaux C-B

A2 = 1 + (2,10 / (4x0,45 - 2x0,02)) = 2,19.

pour le niveau inférieur

potreaux D-A

A2 = 1 + (2,80 / (4x0,3 - 2x0,02)) = 3,41

potreaux C-B

A2 = 1 + (2,80 / (4x0,45 - 2x0,02)) = 2,54

\* A3 = 1 + (2160 / 1400) = 1 + (2160 / 1400) = 1,52

pour une section partiellement comprimée sigma'm = N / (b.y1)

Avec y1 = h x (sigma'b / (sigma'b + sigma'a/n))

tableau donnant le pourcentage minimal d'armatures.

	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
sigma'b	76,6	72,1	71,2	70
N	26	66,97	107,86	148,9
y1	/			
AL	1,58	4,07	6,55	10,7

\* Sous SP1



	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
M	0,66	0,71	0,83	0,58
N	26	66,97	107,86	148,9
$e_0$	2,54	1,06	0,77	0,39
$\bar{\sigma}'_b$	76,6	72,1	71,2	70
$\beta$	0,151	0,39	0,628	0,867
$\gamma$	0,05	0,055	0,06	0,045
$\epsilon$	2,02	2,02	2,02	2,02
C	0,34	0,275	0,154	0,043
D	0,656	0,635	0,51	0,302
$\mu$	-0,61	-0,25	-0,18	-0,08
A'	< 0	< 0	< 0	< 0
A <sub>min</sub>	1,58	4,07	6,55	10,7

\* Sous  $SP_2$ :

- Combinaison N max et M correspondant

	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
N (T)	31,73	77,5	122,4	165,9
M (T.M)	9,3	18,9	24	29,95
$e_0$ (cm)	29,3	24,4	19,6	18
$h_t/6$ (cm)	7,5	7,5	7,5	7,5
$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	205,5	205,5	199	186

toutes les sections sont partiellement comprimées.

- Combinaison N min et M correspondant

	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
N (T)	18,37	44,3	71	99,4
M (T.M)	10,23	20,35	25,4	31,1
$e_0$ (cm)	55,68	45,9	35,77	31,29
$h_t/6$ (cm)	7,5	7,5	7,5	7,5
$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	205,5	205,5	205,5	205,5

toutes les sections sont partiellement comprimées.

Calcul des sections d'armatures pour la 1<sup>ère</sup> Combinaison (N max → M comp)

	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
M	9,3	18,9	24	29,95
N	31,73	77,5	122,4	165,9
Q <sub>0</sub>	29,3	24,4	19,6	18
$\bar{r}'_b$	205,5	205,5	193	186
M <sub>d</sub> <sup>t</sup>	15,2	33,2	46,6	60,6
$\mu$	0,0644	0,141	0,198	0,257
K	32,7	19,7	15,5	12,9
$\bar{K}$	20,4	20,4	21,76	22,58
M <sub>d</sub> <sup>c</sup>	/	4,56	1,35	-0,74
$\epsilon$	0,8952	0,8559	0,7361	0,8208
$\omega'_1$	/	0,1922	0,287	0,3876
$\omega'_2$	/	0,026	0,0083	-0,0047
K	/	13	14	10
$\tilde{\omega}'$	/	-0,253	0,4838	1,23
$\tilde{\omega}$	/	0,402	0,352	0,281
A <sub>1</sub>	9,86	/	/	/
A	2,3	8,24	7,22	5,76
A'	/	<0	10	25,12
A <sub>min</sub>	1,58	4,07	6,55	10,7



96

Calcul des sections d'armatures pour la 2<sup>ème</sup> Combinaison (N min → M max)

	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
M	10,23	20,35	25,4	31,1
N	18,37	44,3	71	99,4
$R_0$	55,68	45,9	35,77	31,1
$\bar{F}_b$	205,5	205,5	205,5	205,5
$M_0^t$	13,26	28,54	38,53	49,49
$\mu$	0,0563	0,1211	0,1637	0,2102
K	35,61	21,82	17,76	14,9
$\bar{K}$	20,4	20,4	20,4	20,4
$M_0^c$	/	/	12,26	12,71
$\epsilon$	0,4012	0,8642	0,8474	0,8328
$\mu'_1$	/	/	0,223	0,286
$\mu'_2$	/	/	0,0704	0,0735
K	/	/	18	15
$\tilde{\omega}'$	/	/	0,1175	0,719
$\tilde{\omega}$	/	/	0,595	0,668
$A_1$	8,54	14,18	/	/
A	4,16	8,63	12,2	13,69
A'	/	/	2,4	14,74
A <sub>min</sub>	1,58	4,07	6,55	10,7

Choix des Sections d'armatures sous les différentes sollicitations.

	S P 2				S P 1	A <sub>min</sub>	Sect. Zotanuz
	A		A'		A = X'		
	1 <sup>ère</sup> Comb.	2 <sup>ème</sup> Comb.	1 <sup>ère</sup> Comb.	2 <sup>ème</sup> Comb.	/	/	/
3 - 7	2,3	4,16	/	/	< 0	1,58	4,16
7 - 11	8,24	8,63	/	/	< 0	4,07	8,64
11 - 15	7,22	12,2	10	2,41	< 0	6,55	12,2
15 - 19	5,76	13,69	25,12	14,74	< 0	10,7	25,12



### 3. Portique transversal

	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
M	0,74	0,84	0,88	0,63
N	27,69	70,35	112,93	156,22
$Q_0$	2,67	1,19	0,78	0,40
$Q_1 = ht/6$	8,33	8,33	8,33	8,33
$\bar{\sigma}'_b$	76,2	72,13	71	69,95

pourcentage minimal d'armature.

	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
$\bar{\sigma}'_b$	76,20	72,13	71	69,95
N	27,69	70,35	112,93	156,22
$A_L$	2,16	5,48	8,8	14,77

Suctions d'armatures Sous S.P.1

	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
M	0,74	0,84	0,88	0,63
N	27,69	70,35	112,93	156,22
$Q_0$	2,67	1,19	0,78	0,40
$\bar{\sigma}'_b$	76,2	72,13	71	69,95
$\beta$	0,16	0,43	0,70	0,99
$\nu$	0,051	0,061	0,066	0,047
$\epsilon$	11,616	1,616	1,616	1,616
C	0,79	0,31	0,23	-0,023
D	0,96	0,57	0,48	0,30
$\mu$	—	-0,45	-0,46	0,036
$A'$	—	<0	<0	2,7
$A_{min}$	2,16	5,48	8,80	14,77



\* Sous 5 Pz

- Combinaison N max et M correspondant

	3 — 7	7 — 11	11 — 15	15 — 19
N (T)	26,25	62,55	99,55	136,46
M	10,50	20,92	25,77	31,92
e <sub>0</sub>	40	33,44	25,88	23,39
k <sub>1</sub> = ht/6	8,33	8,33	8,33	8,33
$\bar{\sigma}_b$	205,5	205,5	205,5	199,6

toutes Les sections sont partiellement comprimées

Calcul des sections d'armatures

	3 - 7	7 - 11	11 - 15	15 - 19
M	10,5	20,92	25,77	31,92
N	26,25	62,55	99,55	136,4
e <sub>0</sub>	40	33,44	25,88	23,39
$\bar{\sigma}_b$	205,5	205,5	205,5	199,6
Mat	16,01	34,05	46,67	60,56
$\mu$	0,06	0,127	0,175	0,227
K	34,2	21,1	16,9	14,1
$\bar{K}$	20,44	20,44	20,44	21,04
Mac	/	/	4,86	3,28
$\epsilon$	0,8984	0,8615	0,8433	0,8282
$\mu'_1$	/	/	0,2018	0,2696
$\mu'_2$	/	/	0,021	0,0146
K	/	/	13	12
$\tilde{w}'$	/	/	-0,155	0,366
$\tilde{w}$	/	/	0,396	0,396
A <sub>1</sub>	9,22	20,46	/	/
A	2,97	5,57	8,19	8,19
A'	/	/	< 0	7,57

Calcul des sections d'armatures dans la combinaison Nmin  $\rightarrow$  M<sub>corro</sub>

	3 - 7	7 - 11	11 - 15	15 - 19
M	9,60	19,35	24,25	30,11
N	23,03	52,18	80,44	110,23
$e_0 = \frac{M}{N}$	41,68	37,08	30,14	27,31
$e_1 = \frac{h_t}{6}$	8,33	8,33	8,33	8,33
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	205,5	205,5	205,5

toutes les sections sont partiellement comprimées.

	3 - 7	7 - 11	11 - 15	15 - 19
M	9,60	19,35	24,25	30,11
N	23,03	52,18	80,44	110,23
$e_0$	41,68	37,08	30,14	27,31
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	205,5	205,5	205,5
Mat	14,4	30,31	41,14	53,26
$\mu$	0,054	0,113	0,154	0,1997
K	36,4	22,8	18,5	15,5
$\bar{K}$	20,4	20,4	20,4	20,4
Mac	/	/	7,36	6,96
$\epsilon$	0,9027	0,8677	0,8508	0,8361
$\mu'_1$	/	/	0,1779	0,230
$\mu'_2$	/	/	0,0318	0,030
K	/	/	15	14
$\tilde{\omega}'$	/	/	-0,254	0,142
$\tilde{\omega}$	/	/	0,49	0,40
$A_1$	8,25	18,08	/	/
A	2,76	5,65	10,14	8,28
A'	/	/	< 0	2,94



100

Choix des sections d'armatures sous Les différentes sollicitations.

/	SP <sub>2</sub>				SP <sub>1</sub>	A <sub>min</sub>	section retenue
	A		A'		A = A'		
	1 <sup>er</sup> Comb	2 <sup>e</sup> Comb	1 <sup>er</sup> Comb	2 <sup>e</sup> Comb	<del>X</del>	<del>X</del>	<del>X</del>
3-7	2,97	2,76	/	/	<0	2,16	2,97
7-11	5,57	5,65	/	/	<0	5,48	5,65
11-15	8,19	10,14	<0	<0	<0	8,8	10,14
15-19	8,19	8,28	7,57	2,94	<0	14,77	14,77

Nota : L'ecartement des armatures transversales a été chois  
conformément aux prescriptions du CTC  
(voir ferrailage des portiques)

# (C) Calcul de la poutre de chaînage

Introduction: La poutre de chaînage supporte, au niveau de la terrasse l'acrotère; au niveau des planchers courants elle supporte un mur de maçonnerie de 370 Kg/m<sup>2</sup> (15-5-10). Elle est placée parallèle aux poutrelles ces dernières ne peuvent supporter un poids pareil sous une grande flèche. La poutre de chaînage repose sur les poutres du portique longitudinal, dans l'étude de calcul-ci, on doit en tenir compte de la charge concentrée apportée par celle-ci.

## Surcharges et charges ⊕ terrasse 1/ Surcharges

- \* - brise soleil: 100 x 1,5 = 150 Kg/ml.
- \* - terrasse : 100 x 0,53 = 53 Kg/ml.
- ∴ = 203 Kg/ml.

## 2/ Charges

- \* - poids propre de la poutre : 250 Kg/ml.
- \* - Acrotère 150 - " -
- \* - Onduit 10 - " -
- \* - brise soleil 55 - " -
- \* - plancher terrasse 293 - " -
- 758 Kg/ml

## ⊕ plancher Courant

- calcul du poids du mur de maçonnerie.

- \* - briques creuses (15cm) : 210 Kg/m<sup>2</sup>
- \* - Vide d'air (5 cm)
- \* - briques creuses (10cm) 133 Kg/m<sup>2</sup>
- \* - Onduit face Extérieur : 14 - " -
- \* - Onduit face Intérieur : 14 - " -
- 370 Kg/m<sup>2</sup>

## 1/ Surcharge

- \* plancher: 140 Kg/ml
- \* poutre 90 - " -
- P = 230 Kg/ml



2 - Charge:

* mur de maçonnerie :	1020 Kg/ml.
+ poids de la poutre :	250 -- --
* plancher	350 -- --
	<u>1620 Kg/ml.</u>

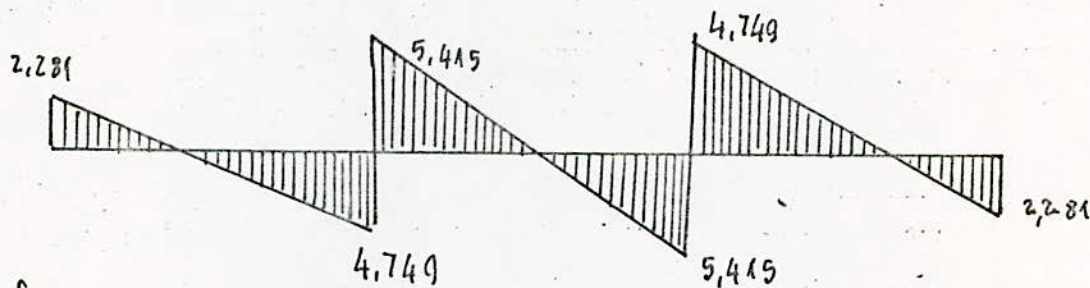
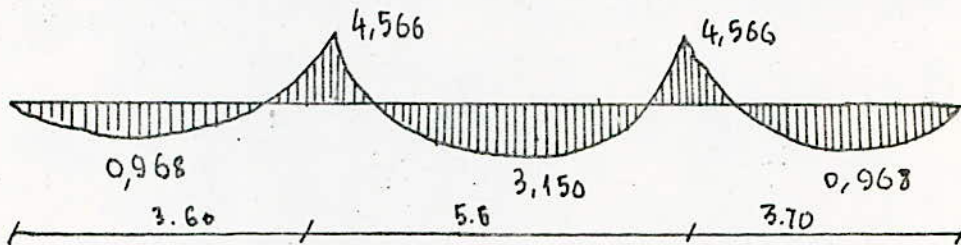
pour le niveau terrasse.

G + 1,2 P : 1 T/ml

pour les planchers courants

G + 1,2 P : 1,9 T/ml.

On prend la plus défavorable soit la poutre de chaînage de l'étage courant. Celle du plancher terrasse sera armée de la même manière. En appliquant la méthode des 3 moments on aura le diagramme suivant



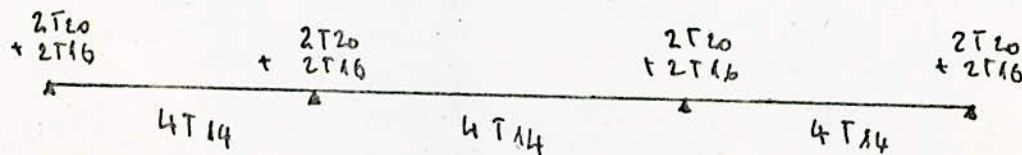
La poutre sera calculée avec

- Le moment en travée max : 3,15 T.m.
- Le moment sur appui max : 4,56 T.m.
- L'effort tranchant max : 5,41 T

Le calcul donne

- En travée : A : 5,52 cm<sup>2</sup>
- Sur appui : A : 8,18 cm<sup>2</sup>.

On adopte comme Sections.



NB: La poutre de chaînage est noyée dans le plancher, elle  
- a - Comme dimensions: 25 x 40  
- toutes les conditions sont vérifiées.

Les armatures transversales, sont disposées de la manière suivante:

Aux appuis on prend  $t/2 = 5\text{cm}$  - on appliquera ensuite la  
Suite de Caquot.

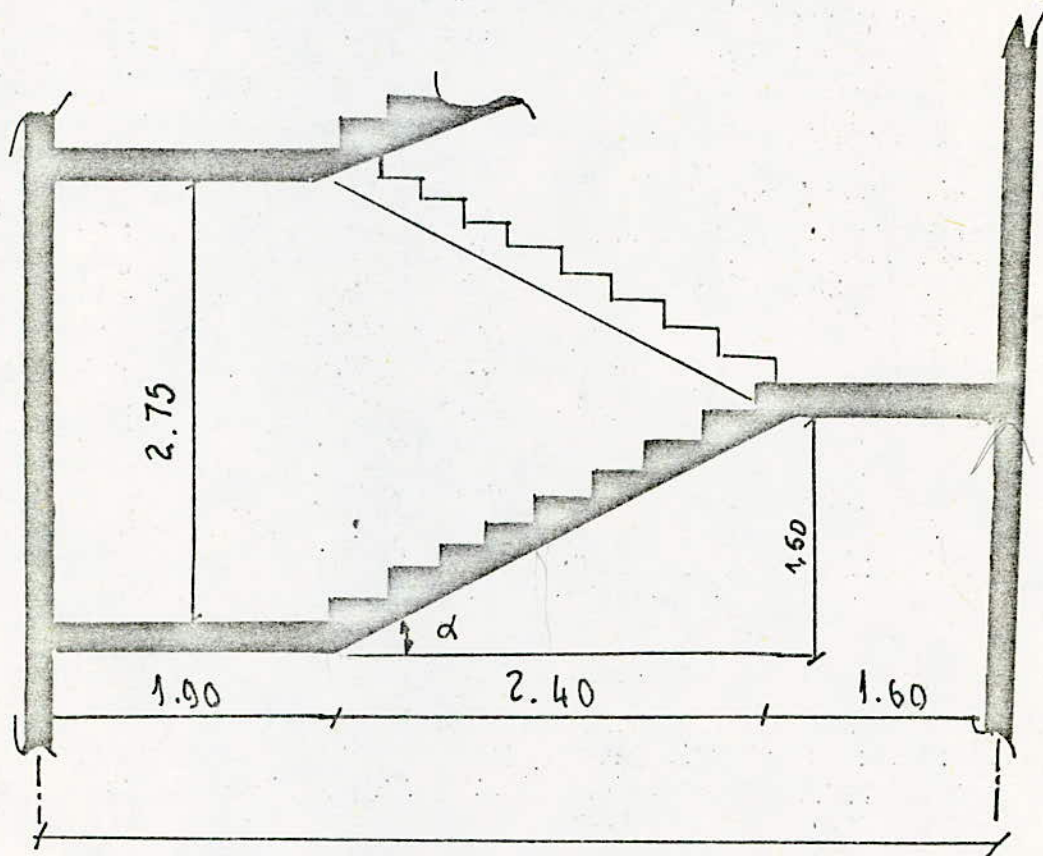


CAGE

d'ESCALIER

# 1. Etude de l'escalier

L'étude de l'escalier se fera, comme, une poutre-dalle. On considère toutefois, qu'il y a semi encastrement, au niveau, des appuis (voiles).



les dimensions des marches et contre-marches vérifient la condition de BLONDE.  $\Rightarrow 59 \leq g + 2h \leq 64 \quad g > h.$

$h = 16^{64}$  c'est la hauteur de la contremarche  
 $g = 30$  c'est la largeur de la marche.

épaisseur du palier et de la paillasse.  
 $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$   $l$  etant la portée

$\Rightarrow 20 \leq e \leq 30$  on prend  $e = 25$  cm pour le palier et la paillasse.



# Charges et Surcharges

\* paillasse :

- paillasse elle meme:  $\frac{0,25 \times 2500}{\cos \alpha} = 744 \text{ Kg/m}^2$
- marche:  $\frac{0,16 \times 2500}{2} = 208 \text{ Kg/m}^2$

- Revêtement:

- + Carrelage (2cm)  $44 \text{ Kg/m}^2$
- + Sable (3cm)  $60 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation:  $400 \text{ Kg/m}^2$   
d'm  $Q + 1,2 P = 1536 \text{ Kg/m}^2$

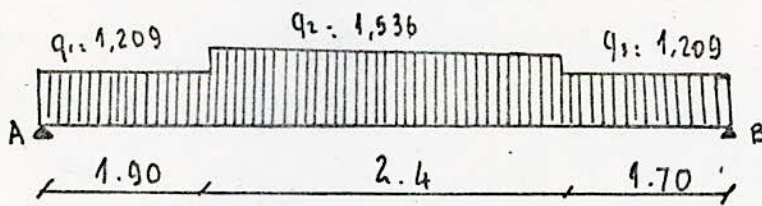
\* palier :

- poids propre:  $0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2$
- Revêtement

- + Carrelage  $44 \text{ Kg/m}^2$
- + Sable  $60 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation:  $400 \text{ Kg/m}^2$   
d'm  $Q + 1,2 P = 1209 \text{ Kg/m}^2$

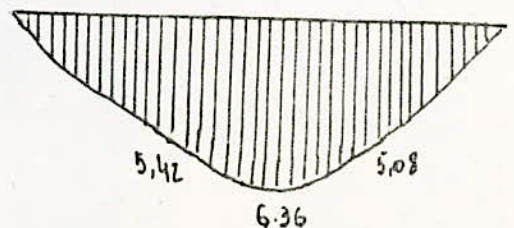
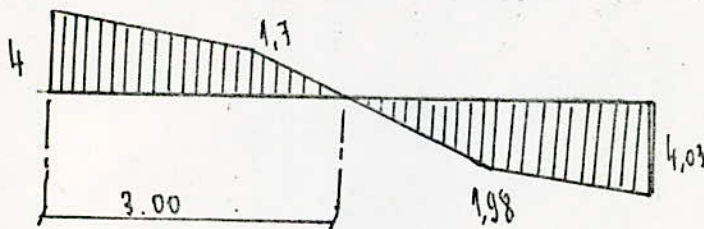
## Schema Statique et Calcul



Le calcul etant fait  
- pour une bande de 1 m.

Le calcul se fait par la methode de la R.D.M.  
diagramme des efforts tranchants

diagramme des moments



on prendra aux appuis comme moments  $M_A = M_B = 0,2 M_0 = 1,27 \text{ tm}$ .

### Ferraillage de la poutre (Palier - Pailleuse - Palier)

$$M = 6,36 \text{ tm} \quad h_t = 25 \text{ cm} \quad d = 2 \text{ cm (enrobage)} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 6,36 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 23^2} = 0,064 \rightarrow \begin{cases} K = 32,8 \\ \epsilon = 0,8954 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{6,36 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8954 \times 23} = 11,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 10 \text{ T12} = 11,3 \text{ cm}^2$$

Pour la pailleuse on aura 1 barre T12 tous les 10cm

et pour le palier on prendra 1 barre T12 tous les 15cm.

Armaturs constructives voir planche

### verifications

condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b \cdot h = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 100 \times 23 = 2,23 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifié})$$

verification de la fleche

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{11,3}{10^2 \cdot 23} = 0,491 \cdot 10^{-2} < 0,01 \quad (\text{verifié})$$

verification des contraintes

$$A = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{11,3 \cdot 10^2}{10^2 \times 23} = 0,491 \rightarrow \begin{cases} K = 32,3 \\ \epsilon = 0,8943 \end{cases}$$

\* à l'appui

$$M_A = 0,2 M_0 = 0,2 \times 6,36 = 1,27 \text{ tm}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{1,27 \cdot 10^5}{11,3 \times 0,8943 \times 23} = 547,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{547,26}{32,3} = 16,94 \leq \bar{\sigma}'_b$$



\* En travée

$$M = 6,36 \text{ tm}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot e} = \frac{6,36 \cdot 10^5}{11,3 \times 0,8943 \times 23} = 2736,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2736,32}{32,3} = 84,71 < \bar{\sigma}'_b$$

Verification à l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$$T = 4,00 \text{ t}$$

$$M = 1,27 \text{ tm}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 11,3 \times 2800 > T + \frac{M}{z} = 4 \cdot 10^3 + \frac{1,27 \cdot 10^5}{\frac{z}{8} \cdot 23} = 10320$$

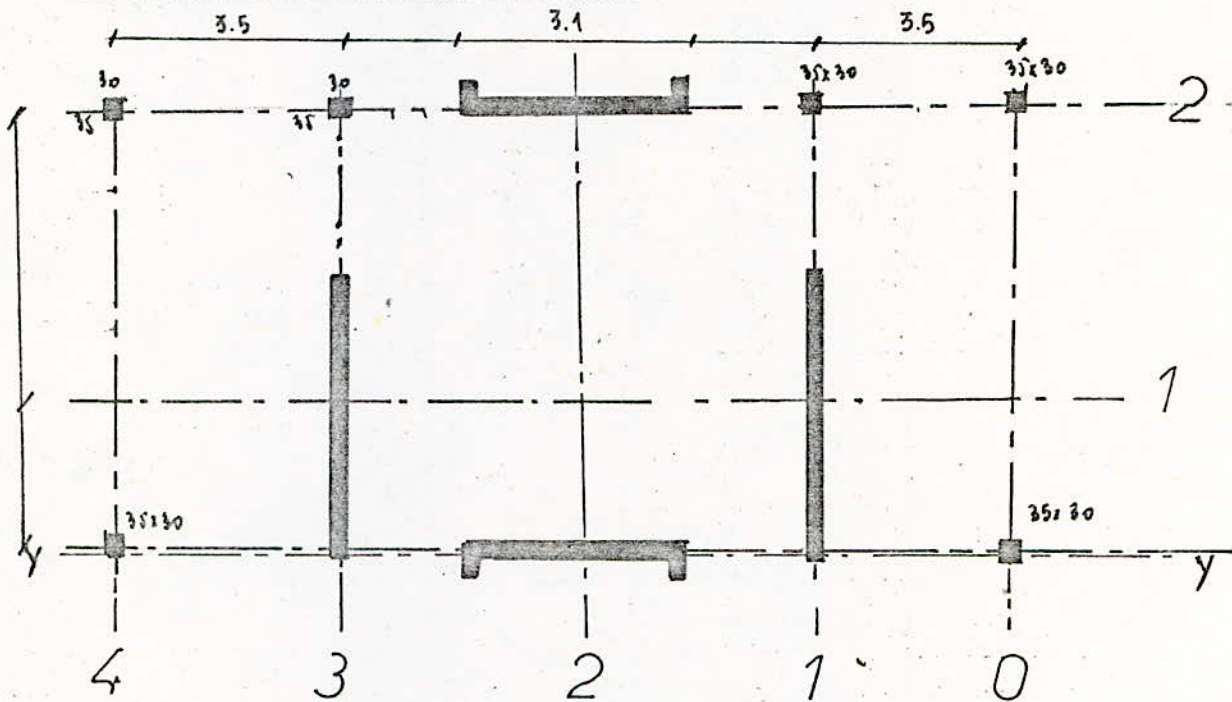
$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$$

(Vérifié)

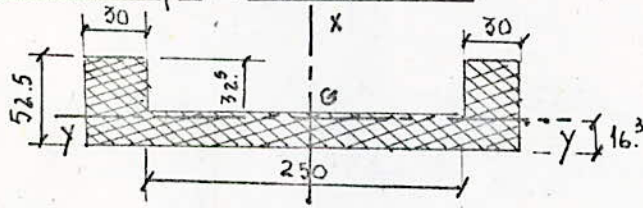
Présentation: - Ce bloc, comporte la cage d'escalier et des couloirs reliant les parties A et B. Il est soutenu par des voiles pleines et parfaitement symétriques.

Dans cette étude, on se présentera par les méthodes de calcul des poteaux, des acrotères. Vu que celles-ci ont été présentées précédemment.

## 2. Calcul du contre de fusion.



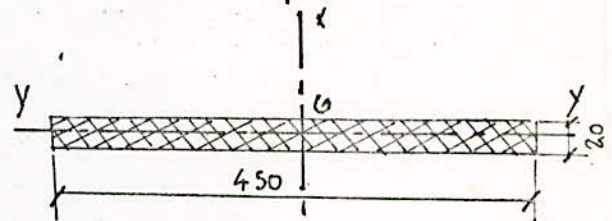
Caractéristiques du Voile en U



$$I_{x-x} = 0,88 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 0,0293 \text{ m}^4$$

Caractéristiques du 2<sup>ème</sup> Voile



$$I_{x-x} = 1,52 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 0,003 \text{ m}^4$$



$$X_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_{yi}}$$

1. Calcul de  $X_T$

\* pour  $X = 0,14$  m

	potreau	Inertie
File 0	0 - 4	0,001
	0 - 0	0,001

$$\sum I_{xi} = 0,001 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{xi} \cdot x_i = 28 \cdot 10^{-5} \text{ m}^5$$

\* pour  $X = 2,21$  m

	vile	Inertie
File 1	1 - 1	0,003
	1 - 3	0,003

$$\sum I_{xi} = 0,006 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{xi} \cdot x_i = 1326 \cdot 10^{-5} \text{ m}^5$$

\* pour  $X = 6,10$  m

	potreau	Inertie
File 2	2 - 4	0,001
	2 - 3	0,001
	2 - 1	0,001
	2 - 0	0,001

$$\sum I_{xi} = 0,004 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{xi} \cdot x_i = 244 \cdot 10^{-4} \text{ m}^5$$

\* pour  $X = 6,24$  m

$$I = 0,88 \cdot \text{m}^4$$

$$I_{xi} \cdot x_i = 5,49 \cdot \text{m}^5$$

$$\Rightarrow X_T = \frac{25 \cdot 10^{-5} + 1326 \cdot 10^{-5} + 244 \cdot 10^{-4} + 5,49}{0,002 + 0,006 + 0,004 + 0,88 + 0,88} = 3,13 \text{ m}$$

2. Calcul de  $Y_T$

\* pour  $Y = 3,5$  m

	potreau	vile	Inertie
file 1	/	1 - 1	1,52
	1 - 2	/	$7,9 \cdot 10^{-4}$

$$\sum I_{yi} = 1,52079 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{yi} \cdot y_i = 5,32 \text{ m}^5$$

$$x - y = 6,55 \text{ m}$$

	Voile	Inertie
file 2	2-0	0,0293
	2-2	0,0293

$$\sum I_{yi} = 0,0586 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{yi} \cdot y_i = 0,384 \text{ m}^5$$

$$x - y = 9,6 \text{ m}$$

	Poteau	Voile	Inertie
file 3	3-2	/	$7,9 \cdot 10^{-4}$
	/	3-1	1,52

$$\sum I_{yi} = 1,52079 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{yi} \cdot y_i = 14,6 \text{ m}^5$$

$$x - y = 13,1 \text{ m}$$

	Poteau	Inertie
file 4	4-0	$7,9 \cdot 10^{-4}$
	4-2	$7,9 \cdot 10^{-4}$

$$\sum I_{yi} = 15,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sum I_{yi} \cdot y_i = 0,0207 \text{ m}^5$$

$$d'axe \quad y_T = \frac{5,32 + 0,384 + 14,6 + 0,0207}{1,52079 + 0,0586 + 1,52079 + 0,00158 + 0,00158} = 6,556 \text{ m}$$

le Centre de gravite du plancher est situe a :

$$x_0 = 3,15 \text{ m}$$

$$y_0 = 6,55 \text{ m}$$

le Centre de Torsion est situe a

$$x_T = 3,13 \text{ m}$$

$$y_T = 6,55 \text{ m}$$

On peut dire qu'il n'y a pas de Torsion.



### 3. Calcul sismique

Introduction: Vu que notre bloc présente un contreventement en voiles dans les 2 sens; les portiques 4-4 et 0-0 (voir schéma précédent) ne supportent qu'une très faible partie des forces sismiques transversales; dans le sens longitudinal les forces sismiques sont totalement reprises par les voiles longitudinaux. Ainsi les portiques 4-4 ou 0-0 (ils sont symétriques) seront calculés sous S.P.I seulement.

#### a. Détermination des coefficients sismiques:

$$P_z: \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot S$$

$$\alpha = 1,5$$

calcul de T: pour un contreventement par voile en B.A

$$T = 0,08 \cdot \frac{H}{L_x} \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

dans le sens longitudinal:

$$T = 0,08 \cdot \frac{14}{13,4} \sqrt{\frac{14}{13,4 + 14}} = 0,2187$$

- dans le sens transversal:

$$T = 0,08 \cdot \frac{14}{6,3} \sqrt{\frac{14}{13,4 + 14}} = 0,3705$$

Degrés d'amortissement:

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

$$\Rightarrow \text{Sens longitudinal: } \beta = 0,078 \text{ prendre } \beta = 1$$

$$\Rightarrow \text{Sens transversal } \beta = 0,0939$$

Calcul du coefficient de distribution:

Les planchers ne sont pas chargés d'une manière symétrique

$$\delta (h) = h \cdot \frac{\sum Z_x M(x)}{\sum Z_x^2 M(x)}$$

	Niveau I	Niveau II	Niveau III	Niveau IV
M (T)	86,6	86,6	73	45,9
h (m)	4	7	10	14
$\delta(h) = h \frac{\sum z M(z)}{\sum z^2 M(z)}$	0,424	0,742	1,06	1,48

Le Coefficient de fondation est toujours égal à 1,15 d'ou

$$\sigma_h(m) = 0,1725 \delta(m)$$

$$\sigma_T(m) = 0,1619 \delta(m)$$

- Coefficient sismique - dans la direction verticale:

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{d}} \times \sigma_H(m)$$

$$\sigma_H(m) = \max(\sigma_L(m); \sigma_T(m))$$

$$\sigma_H(m) = \sigma_L(m)$$

tableau récapitulatif:

	$\sigma_r$	$\sigma_L$	$\sigma_T$	$\sigma_v$
4	1,48	0,2553	0,239	0,209
3	1,06	0,1828	0,171	0,149
2	0,742	0,128	0,12	0,104
1	0,424	0,073	0,068	0,0596

## B. Evaluation des Charges et Surcharges

Voile transversal:

- Niveaux Courants : I, II, III

Charges permanentes : 22,75 T

Surcharges : 11 T

d'ou  $G + P/5 = 25 T$

- Niveau terrasse : IV

Charges permanentes : 9,5 T

Surcharges : 0,68 T

d'ou  $G + P/5 = 9,6 T$



Niveau I :

Charges permanentes

- Uniforme : 7,2T
  - Concentrées :  $2 \times 0,47 = 0,94T$
- $$G = 8,2T$$

- pas de surcharge

Niveau II , I

Charges permanentes

- Uniforme : 6,2T
  - Concentrées :  $2 \times 0,47 = 0,94T$
- $$G = 7,2T$$

- pas de surcharge

Niveau terrasse IV :

Charges permanentes :

- Uniforme : 11,06 T
  - Concentrées :  $2 \times 5,03 = 10,06T$
- $$G = 21,1T$$

Surcharges :

- Uniforme : 0,91 T
  - Concentrées :  $2 \times 0,2 = 0,4T$
- $$P = 1,31T$$

d'où  $G + P/5 = 21,38T$ c. Evaluation des forces Sismiques horizontales : Voile transversal

	W (t)	$\sigma_T$	F <sub>T</sub> : $\sigma_T \cdot W$	répart. des forces Cumulées
4	9,6	0,239	2,29	2,29
3	2,5	0,171	4,27	6,56
2	2,5	0,12	3	9,56
1	2,5	0,068	1,7	11,26

	W (T)	$\sigma_L$	$F_L = \sigma_L \cdot W$	Zépart. des forces Cumulées
4	21,38	0,2553	5,46	5,46
3	7,2	0,1828	1,31	6,77
2	7,2	0,128	0,92	7,69
1	8,2	0,073	0,60	8,29

d. Evaluation des forces sismiques Verticales:

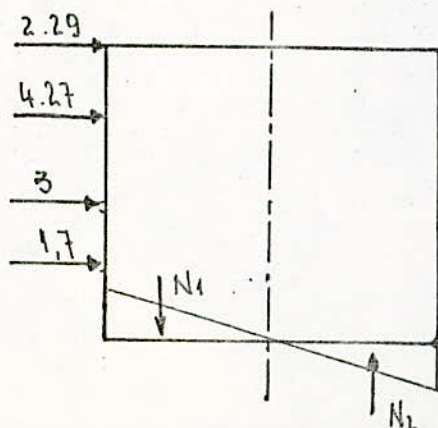
\* Voile transversal

	W (T)	$\sigma_V$	$F_V = \sigma_V \cdot W$
4	9,6	0,209	2
3	25	0,149	3,72
2	25	0,104	2,6
1	25	0,0596	1,49

\* Voile longitudinal:

	W (T)	$\sigma_V$	$F_V = \sigma_V \cdot W$
4	21,38	0,209	6,81
3	7,2	0,149	2,32
2	7,2	0,104	2,32
1	8,2	0,0596	2,64

4. façonnage du voile transversal:





Niveau base: Calcul des efforts normaux dus aux forces horizontales  
- pour la combinaison déchargée:  $G + P/5 + Siv^p + (Siv^H)$

$$N_1 \times \frac{2}{3} \cdot \frac{l}{2} + N_2 \times \frac{2}{3} \cdot \frac{l}{2} = 2,29 \times 14 + 4,27 \times 10 + 3,17 + 1,7 \times 4 = 102,5 \text{ T.m.}$$

$$02 \quad N_1 = N_2$$

$$\Rightarrow N_1 = N_2 = \frac{3 \times 102,5}{2 \times 4,5} = 34,17 \text{ T.}$$

Calcul des Contraintes

- dus aux forces horizontales

$$\sigma = \frac{2 \times N_1}{225 \times 20} = \frac{3 \times 34,17 \cdot 10^3}{225 \times 20} = 15,18 \text{ Kg/cm}^2$$

- dus aux forces Verticales:

$$G = 77,1 + 5,6 = 82,7 \text{ T}$$

$$P/5 = \frac{33,75}{5} = 6,75 \text{ T}$$

$$Siv^p = 9,8 \text{ T} \quad \text{d'ui}$$

$$G + P/5 + Siv^p = 82,7 + 6,75 + 9,8 = 99,25 \text{ T}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{99,25 \cdot 10^3}{450 \times 20} = 11,03 \text{ Kg/cm}^2$$

d'ui les Contraintes:

$$\sigma_1 = 11,03 - 15,18 = -4,15 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{il y a une zone tendue dans la voûte}$$

$$\sigma_2 = 11,03 + 15,18 = 26,21 \text{ Kg/cm}^2$$

- Pour la combinaison chargée:  $G + P + Siv^d + (Siv^H)$

calcul des Contraintes:

- dus aux forces horizontales

$$\sigma = 15,18 \text{ Kg/cm}^2$$

- des axes Verticales:

$$N = 82,7 + 33,75 + 9,8 = 126,25 \text{ T}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{126,25}{20 \times 450} = 14,02 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où les contraintes

$$\sigma'_1 = 14,02 - 15,18 = -1,16 \text{ Kg/cm}^2$$

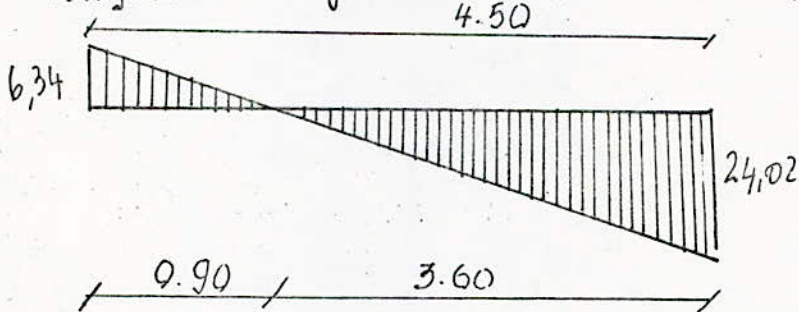
$$\sigma'_2 = 14,02 + 15,18 = 29,20 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification des contraintes:  $29,20 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$ .

Calcul des armatures:

Armatures Verticales:

longueur de la zone tendue sous la chargeante.



nous adopterons dans nos calculs la méthode du C.T.C.

article 4.3.3.3 du C.T.C.: Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces horizontales et verticales, l'effet de traction doit être pris en totalité par les armatures. Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.

or

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{6,34}{4200} = 0,15\% \quad \text{on prend}$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = 0,5\% \quad \Rightarrow \quad A = \frac{0,5}{100} \times 20 \times 100 = 10 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$



On zone non tendue on prend le ferrailage minimum donné par l'article 4.3.3.2 bit

$$\frac{0,25 \times 20}{100} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes.

$$S_{\max} \leq 1,5 t \quad \text{ou } t \text{ est la largeur du voile}$$

$$S_{\max} \leq 30 \text{ cm}$$

Comme  $t = 20 \text{ cm}$  les 2 conditions précédentes sont ramenées à une seule valeur  
 $t \leq 30 \text{ cm.}$

Armatures horizontales: Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule donnée par le C.T.C

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{f_{en}} \cdot 100$$

ou  $\tau$  est la contrainte de cisaillement

$$\tau = 1,1 \frac{\bar{T}}{b \cdot h}$$

$\bar{T}$  étant l'effort tranchant total majoré (40%)

Le pourcentage  $\tilde{\omega}_t$  doit être supérieur à la valeur minimal indiquée par l'article 4.3.3.2 soit 0,25%

$$T = 11,26 T \quad \bar{T} = 1,4 \times 11,26 = 15,76 T$$

$$\tau = 1,1 \times \frac{15,76 \cdot 10^3}{20 \times 450} = 1,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_t = \frac{1,92 \cdot 8}{4200} \cdot 100 \quad \text{soit } \rightarrow \text{on prend 14 pourcentage minimal.}$$

Armatures Verticales:

En zone tendue:  $10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En zone non tendue:  $5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Armatures horizontales.

A:  $5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à 30cm.

Quelques recommandations:

• à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur le  $1/10$  de la largeur du voile

• les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles  $\phi 6$  par mètre linéaire. Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

• le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des barres placées dans les talons) ne devrait pas dépasser le  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

Calcul de fondation - Vérification à la stabilité du voile.

La fondation sera calculée sous  $G + 1,2P$

L'effort normal par m est:

$$N = \frac{82,7 + 1,2 \times 33,75}{4,5} = 27,4 \text{ T}$$

$\sigma_{is}$ :  $\sigma_{os}$  -  $\sigma_{moy. h} = 2 - 0,2 \times 1,5 = 1,7$  bars  
(méthode exposée dans le calcul des fondations)

$$\frac{N}{A \cdot B} \leq \sigma_{is} \quad \text{avec } B = 100 \text{ cm.}$$

$$A \geq \frac{27,4 \cdot 10^3}{1,7 \times 100} = 161 \text{ cm}$$

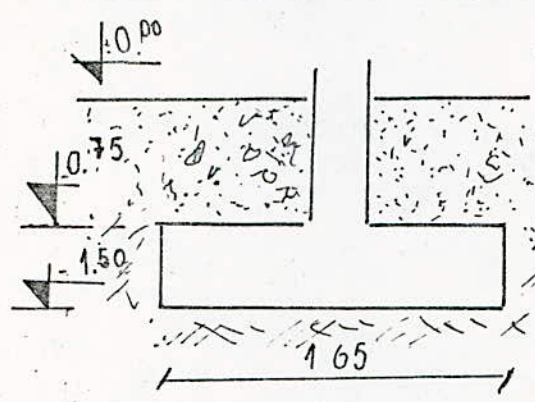
- On prend  $A = 165 \text{ cm}$



$h_y, \frac{165 - 20}{4} = 36,25 \text{ cm}$

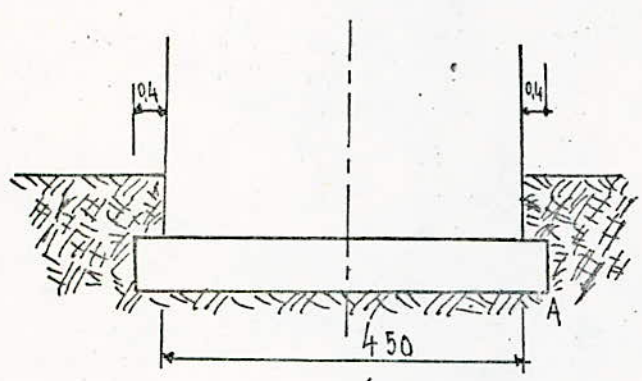
on prend  $h = 75 \text{ cm}$

Calcul du poids de la semelle et des terres.



poids des terres:  
 $2 \times 0,75 \times 0,73 \times 1,8 \times 4,5 = 8,9 \text{ T}$   
poids de la fondation:  
 $0,75 \times 1,65 \times 2,5 \times 4,5 = 14 \text{ T}$

La verification de la stabilité se fera par rapport au point A



moment renversant  
 $M_r = 102,5 \text{ T.m.}$

moment stabilisant:  
 $(79,6 + 8,9 + 10) \times 2,65 = 271,6 \text{ T.m}$

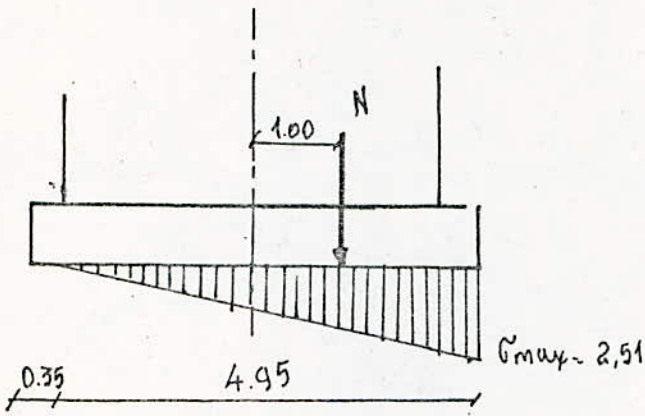
Le Moment stabilisant est supérieur au moment renversant  $\Rightarrow$  la stabilité au renversement est assurée.  $\frac{M_s}{M_r} = \frac{271,6}{102,5} = 2,64$

Verifications des contraintes au niveau du sol:

$\sigma = \frac{M}{N} = \frac{102,5}{102,5} = 1,00 \text{ m.}$

$\sigma_0 = \frac{e}{6} = \frac{5,3}{6} = 0,883 \quad \Rightarrow \sigma > \sigma_0$

On suivra dans nos calculs la méthode suivante



$$\sigma_{max} = \frac{2 N}{3 \left(\frac{l}{2} - e\right) b} = \frac{2 \times 102,5 \times 10^3}{3 \left(\frac{5,30}{2} - 1,00\right) \times 165}$$

$$\sigma_{max} = 2,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} \leq 0,85 \sigma_{rup}$$

$\sigma_{rup} = C \times \sigma_{ad}$  d'après Caquot  $C = \frac{1}{0,28} = 3,57$

$\sigma_{rup} = 3,57 \times 2 = 7,14 \Rightarrow \sigma_{max} = 2,51 \leq 0,85 \times 7,14 = 6,07 \text{ Kg/cm}^2$   
 la longueur de la partie tendue est de 35cm  $\leq \frac{l}{4} = 132 \text{ cm}$ .

pour diminuer la section d'acier, dans le voile on pourra calculer au niveau + 6° le nouveau ferrailage, dans la partie tendue si elle existe.

On cherchera la longueur de la zone tendue suivant la combinaison la plus défavorable.

Niveau + 6°°

- Contraintes dues aux forces verticales: 3,2 Kg/cm<sup>2</sup>

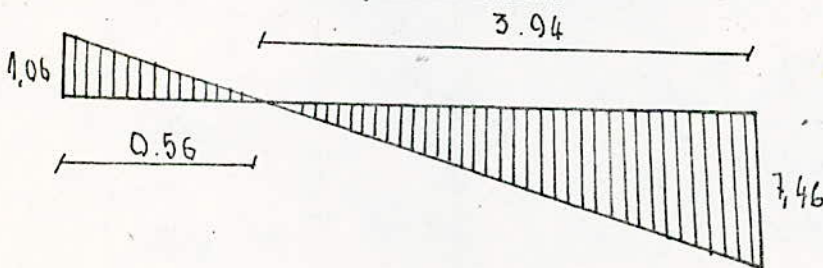
- Contraintes dues aux forces horizontales: 4,26 Kg/cm<sup>2</sup>

- ainsi on a:

$\sigma_1 = 1,06 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 7,46 \text{ Kg/cm}^2$

longueur de la zone tendue





Armatures Verticales :

$$\frac{A}{b \cdot h} = 1,06 \quad (0,5\%)$$

→ le minimum d'armatures Verticales, sur toute la zone tendue est de 0,5%

$$A = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

pour la zone non tendue le ferrailage est le même que celui du niveau base.

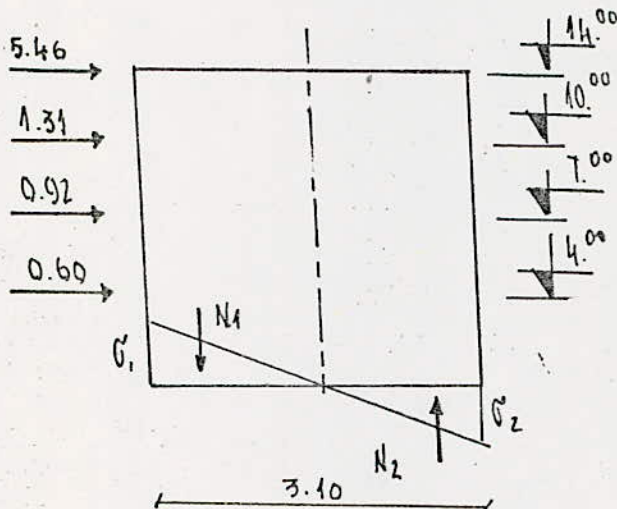
↳ Armatures horizontales étant aussi les mêmes.

## 5. Ferrailage du voile longitudinal.

Niveau base :

Suivant la chargeante :

- Calcul des contraintes dues aux forces horizontales :



$$N_1 = N_2 = 47,60 \text{ T.}$$

$$\sigma = \frac{2 N_1}{155 \times 20} = \frac{2 \times 47600}{155 \times 20} = 30,71 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes dues aux forces Verticales :

$$G + P/5 + SIVP = 40,26 \text{ T}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{40,26 \cdot 10^3}{6575} = 6,12 \text{ kg/cm}^2$$

d'où

$$\sigma_1 = 6,12 - 30,71 = -24,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 6,12 + 30,71 = 36,83 \text{ kg/cm}^2$$

pour la chargeante

Contraintes dues aux forces horizontales

- Contraintes dues aux forces Verticales

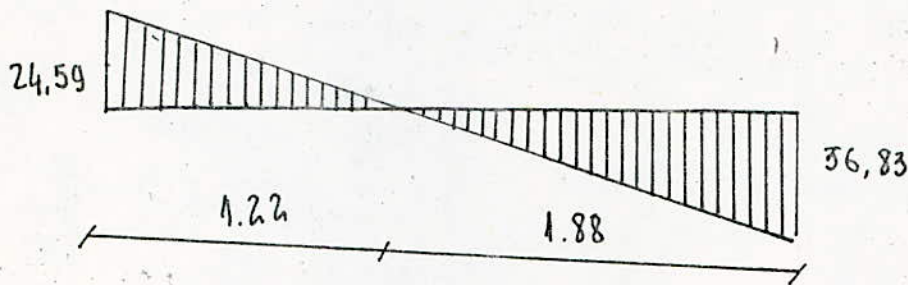
$$\sigma = 30,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 8,85 - 30,71 = -21,86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 8,85 + 30,71 = 39,56 \text{ Kg/cm}^2$$

- Calcul de la longueur de la zone tendue:



Armatures Verticales:

- pour la zone tendue:

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{24,59 \times 10^3}{4200} = 0,58\% \Rightarrow A = 11,6 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- pour la zone non tendue: on prend le ferrailage minimal soit  $5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

l'espacement étant de 30 cm au maximum.

- Calcul de fondation — Vérification à la Stabilité.

Le calcul de la fondation se fait sous  $G + 1,2P$ .

$$N = 15,6 \text{ T / ml.}$$

la Contrainte du sol étant.

$$\sigma_{is} = \sigma_{os} - \sigma_{moy} \cdot h = 1,7$$

$$A \gg \frac{N}{\sigma_{is} \times B} = \frac{15,6 \times 10^3}{1,7 \times 100} = 89,65 \text{ cm}$$

on prend  $A = 380 \text{ cm}$

$$h \gg \frac{380 - 20}{4} = 90 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 95 \text{ cm}$$

$$h_t = 100 \text{ cm}$$

Remarque: Le choix des dimensions a été fait afin de donner une masse assez importante au vile vu que celui-ci n'est pas beaucoup chargé.



calcul du poids de la semelle et des terres:

- poids de la fondation:

$$1 \times 3,90 \times 2,5 \times 3,8 = 37,1$$

- poids des terres

$$2 \times 1,6 \times 0,5 \times 1,8 \times 3,90 = 11,37$$

Moment Stabilisant:

- du aux charges uniformes

$$(30,66 + 48,3 - 4,35) \times 1,95 = 145,5 \text{ T.m}$$

- du aux charges concentrees

$$5,34 (0,4 + 3,9) = 22,9 \text{ T.m}$$

Moment renversant:

Il a été calculé auparavant:  $M_R = 98,38 \text{ T.m}$ .

on a  $M_S = 168,4 \text{ T.m}$   $\gamma$   $M_R = 98,38 \text{ T.m}$

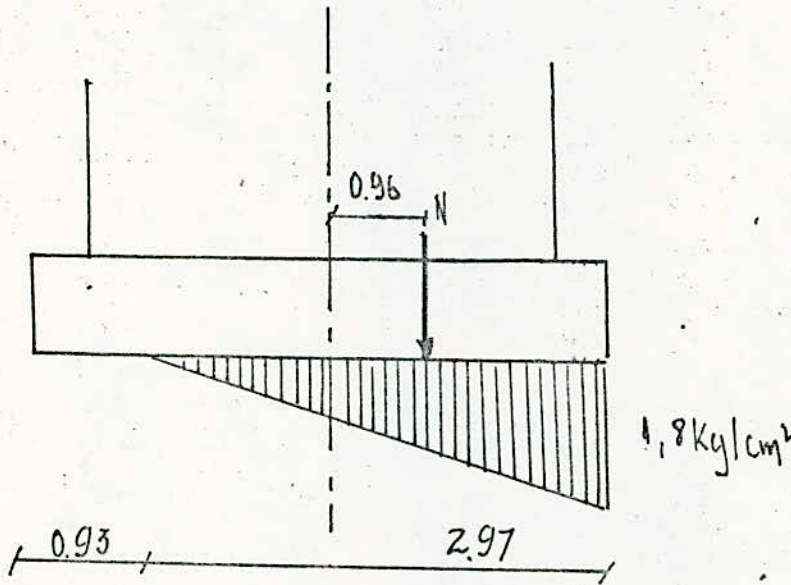
$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{168,4}{98,38} = 1,71$$

donc la stabilité au renversement est assurée.

Verification des contraintes.

$$\sigma = \frac{M}{N} = \frac{98,38}{102,3} = 0,96 \text{ cm}$$

$$\sigma_0 = \frac{p}{s} = \frac{3,90}{6} = 0,65 \text{ cm}$$



$$\sigma_{max} = \frac{2 N}{3 \left(\frac{l}{2} - a\right) \cdot b} = \frac{2 \times 102,3 \cdot 10^3}{3 \left(\frac{390}{2} - 96\right) \times 380} = 1,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} \leq 0,85 \sigma_{sup.} = 6,07 \text{ Kg/cm}^2$$

La longueur de la partie tendue de la semelle doit être inférieure ou égale au quart ( $l/4$ ) de la dimension de la fondation

Niveau + 6<sup>00</sup>

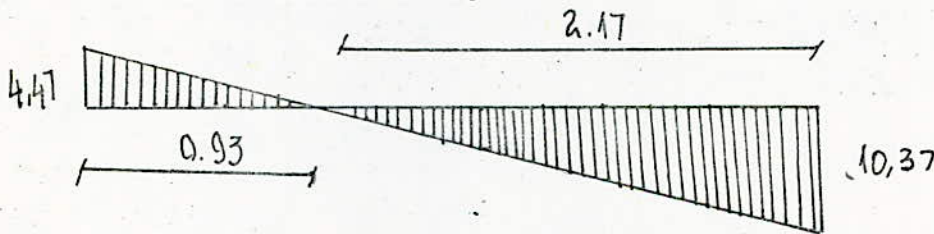
- on prend toujours la déchargeante
- Contraintes dues aux forces horizontales:  $7,42 \text{ Kg/cm}^2$
- Contraintes dues aux forces verticales:  $2,95 \text{ Kg/cm}^2$

on a alors:

$$\sigma_1: 2,95 - 7,42 = -4,47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2: 2,95 + 7,42 = 10,37 \text{ Kg/cm}^2$$

longueur de la zone tendue



Armatures Verticales:

pour la zone tendue:  $\frac{A}{b \cdot h} = \frac{4,47}{4200} = 0,1\% < 0,5\%$

Le minimum d'armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5% soit  $A: 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

pour la zone non tendue: Le ferrailage étant le même que celui du niveau base

les armatures horizontales sont aussi les mêmes que celles du niveau base.



## 6. Etude du portique

### charges verticales :

#### Niveau III

charges permanentes :

plancher :  $(0,02 + 0,03 + 0,06 + 0,3) \times 1,62 = 0,66 \text{ t/ml}$

poutre :  $0,3 \times 0,25 \times 2,5 = 0,19 \text{ t/ml}$

charge concentrée apportée par la poutre de chaînage

brise soleil :  $0,2 \times 0,1 \times 2,5 \times 9,6 \times \frac{3}{2} = 0,36 \text{ t}$

barrière (garde corps) :  $0,2 \times 1 \times 1,62 = 0,33 \text{ t}$

Surcharges :

$0,400 \times 1,62 = 0,65 \text{ t/ml}$

charge concentrée (apportée par le brise soleil)

$4 \times 1,62 \times 0,1 = 0,65 \text{ t}$

#### Niveaux II, I

charges permanentes

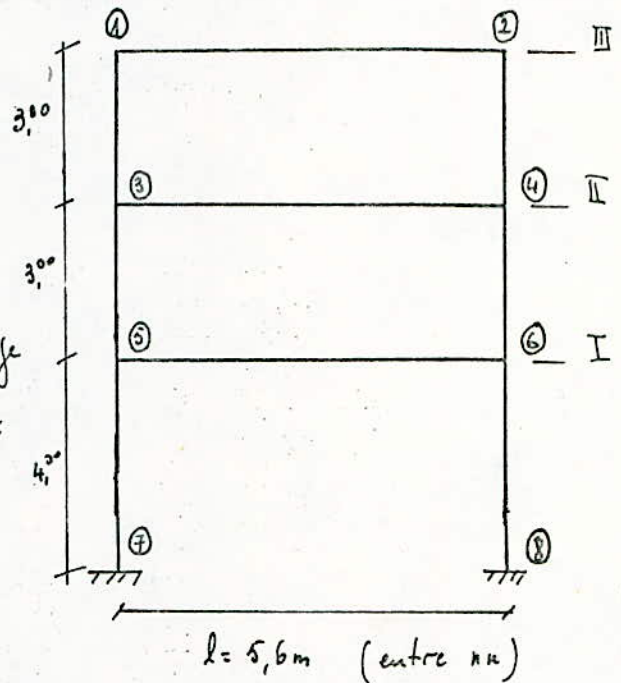
plancher :  $0,66 \text{ t/ml}$

p. p. :  $0,19 \text{ t/ml}$

charge concentrée (garde corps) :  $0,33 \text{ t}$

Surcharges :

$0,4 \times 1,62 = 0,65 \text{ t/ml}$



# Caracteristiques geometriques du portique

Niveaux	Nœuds	$R_w$	$l_e$	$h_n$	$h_s$	$I_w \cdot 10^4$	$I_n \cdot 10^4$	$I_s \cdot 10^4$	$J'_w$	$l'_e$	$h'_n$	$h'_s$	$K_w \cdot 10^4$	$K_e \cdot 10^4$	$K_n \cdot 10^4$	$K_s \cdot 10^4$	$D \cdot 10^4$
III	1	/	5,6	/	2,4	31,2	/	10,7	/	4,48	/	1,92	/	6,96	/	5,57	12,53
	2	5,6	/	/	2,4	31,2	/	10,7	4,48	/	/	1,92	6,96	/	/	5,57	12,53
II	3	/	5,6	2,4	2,4	31,2	10,7	10,7	/	4,48	2,16	1,92	/	6,96	4,95	5,57	17,48
	4	5,6	/	2,4	2,4	31,2	10,7	10,7	4,48	/	2,16	1,92	6,96	/	4,95	5,57	17,48
I	5	/	5,6	2,4	3,2	31,2	10,7	10,7	/	4,48	2,16	2,56	/	6,96	4,95	4,18	16,09
	6	5,6	/	2,4	3,2	31,2	10,7	10,7	4,48	/	2,16	2,56	6,96	/	4,95	4,18	16,09

## Moments dans les nœuds sous G

Niveaux	Nœuds	$q_e$	$Q_e$	$q_w$	$Q_w$	$M'_e$	$M'_w$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
III	1	0,85	0,69	/	/	2,00	/	0,89	/	/	0,89
	2	/	/	0,85	0,69	/	2,00	/	0,89	/	-0,89
II	3	0,85	0,33	/	/	2,00	/	1,20	/	0,56	0,63
	4	/	/	0,85	0,33	/	2,00	/	1,20	-0,56	-0,63
I	5	0,85	0,33	/	/	2,00	/	1,13	/	0,61	0,52
	6	/	/	0,85	0,33	/	2,00	/	1,13	-0,61	-0,52



Moments dans les nœuds sous P

Niveaux	Nœuds	$q_e$	$Q_e$	$q_w$	$Q_w$	$M'_e$	$M'_w$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
III	1	0,65	0,65	—	—	1,53	—	0,68	—	—	0,68
	2	—	—	0,65	0,65	—	1,53	—	0,68	—	-0,68
II	3	0,65	—	—	—	1,53	—	0,92	—	0,43	0,48
	4	—	—	0,65	—	—	1,53	—	0,92	-0,43	-0,48
I	5	0,65	—	—	—	1,53	—	0,87	—	0,47	0,39
	6	—	—	0,65	—	—	1,53	—	0,87	-0,47	-0,39

Effort tranchant sous P

Niveaux	Travées	$q$	$Q$	$M_e$	$M_w$	$T_{(x=0)}$	$T_{(x=l)}$
III	1-2	0,65	0,65	0,68	0,68	2,00	-2,28
II	3-4	0,65	—	0,92	0,92	1,82	-1,82
I	5-6	0,65	—	0,87	0,87	1,82	-1,82

Effort tranchant sous G

Niveaux	Travées	$q$	$Q$	$M_e$	$M_w$	$T_{(x=0)}$	$T_{(x=l)}$
III	1-2	0,85	0,69	0,89	0,89	2,58	-2,87
II	3-4	0,85	0,33	1,20	1,20	2,47	-2,61
I	5-6	0,85	0,33	1,13	1,13	2,47	-2,61

# a. évaluation des efforts (M, N, T) 129

## Calcul des moments isostatiques

Niveaux	Travées	G+1,2P (Q)	G+1,2P (Q)	M <sub>0</sub> (tm) (Q)	M <sub>0</sub> (t.m) Q	M <sub>0</sub> (tm)
III	1-2	1,63	1,47	1,17	6,39	7,56
II	3-4	1,63	0,33	0,25	6,39	6,64
I	5-6	1,63	0,33	0,25	6,39	6,64

## Évaluation des moments en travée sous les charges verticales

Niveaux	Travées	$f = \frac{M_{0c} + M_{0e}}{2}$	M <sub>f</sub> (G+1,2P)
III	1-2	0,89	6,67
II	3-4	1,20	5,44
I	5-6	1,20	5,44

$$M_f(G+1,2P) = M_0(G+1,2P) - X$$

# POUTRES

## Moments fléchissants

Niveaux	Travées	G		P		G+1,2P		
		M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>
III	1-2	-0,89	-0,89	-0,68	-0,68	-1,70	-1,70	6,67
II	3-4	-1,20	-1,20	-0,92	-0,92	-2,30	-2,30	5,44
I	5-6	-1,13	-1,13	-0,92	-0,92	-2,23	-2,23	5,44

## Efforts tranchants

Travées	G		P		G+1,2P	
	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
1-2	2,58	-2,87	2,00	-2,28	4,98	-5,60
3-4	2,47	-2,61	1,82	-1,82	4,65	-4,79
5-6	2,47	-2,61	1,82	-1,82	4,65	-4,79

## Moments et efforts normaux dans les poteaux

Niveaux	Poteaux	P			G			G+1,2P			
		M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N	N <sub>cumulé</sub>
III	1-3	-0,68	0,43	2,00	-0,89	0,56	2,58	-1,70	1,07	4,98	4,98
	2-4	0,68	-0,43	2,28	0,89	-0,56	2,87	1,70	-1,07	5,60	5,60
II	3-5	-0,48	0,47	1,82	-0,63	0,61	2,47	-1,20	1,17	4,65	9,63
	4-6	0,48	-0,47	1,82	0,63	-0,61	2,61	1,20	-1,17	4,79	10,39
I	5-7	-0,39	0,39	1,82	-0,52	0,52	2,47	-0,99	0,99	4,65	14,27
	6-8	0,39	-0,39	1,82	0,52	-0,52	2,61	0,99	-0,99	4,79	15,17

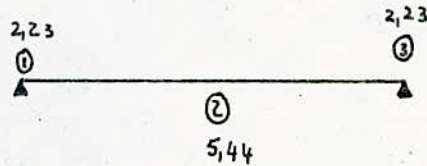


## b. Calcul des poutres

Section des poutres

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ h_t &= 50 \text{ cm} \\ d = d' &= 4 \text{ cm} \\ h &= 46 \text{ cm} \end{aligned}$$

Niveau: II, I



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

$$\bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

Section ① et ③

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2,23 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 46^2} = 0,01882 \rightarrow \begin{cases} K = 68 \\ \varepsilon = 0,9398 \end{cases}$$

$$k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137,5} = 20,4$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{2,23 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9398 \times 46} = 1,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{3T12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$

Section ②

$$M = 5,44 \cdot 10^5 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 5,44 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 46^2} = 0,04591 \rightarrow \begin{cases} K = 40,2 \\ \varepsilon = 0,9094 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{5,44 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9094 \times 46} = 4,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{3T16 = 6,03 \text{ cm}^2}$$

Vérifications:

Condition de non fragilité

$$A \geq \frac{0,69 \bar{\sigma}_b b \cdot h}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0,69 \cdot 1,9}{2800} \times 30 \times 46 = 1,33 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

toutes les autres conditions sont vérifiées.

Armatures transversales

$$T = 4,79 \text{ t (Section ③)}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4,79 \cdot 10^3}{30 \times \frac{7}{8} \cdot 46} = 3,96 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow$  on utilise des armatures (étriers + cadres)  $\perp$  à la ligne moyenne

On choisit un cadre + acier  $\phi_6$  de section:  $1,13 \text{ cm}^2 = A_t$

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

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot \frac{7}{8} \cdot 46 \times 1600}{4,79 \cdot 10^3} = 15,19 \text{ cm.}$$

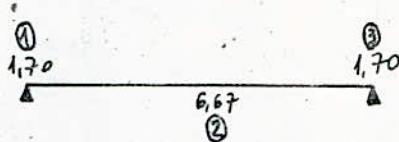
$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 0,2 \times 46 = 9,2 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_s}\right) h = \left(1 - 0,3 \frac{3,96}{5,9}\right) \cdot 46 = 36,75 \text{ cm.} \end{cases}$$

on prend un espacement  $t = 13 \text{ cm}$ , le 1<sup>er</sup> cours d'armatures sera à  $\frac{t}{2}$  du no de l'appui, les autres espacements seront déterminés par la méthode de CARROU

$$\frac{l}{2} = \frac{5,6}{2} = 2,8 \rightarrow n = 3.$$

$$6,5 + 3 \cdot 16 + 4 \cdot 20 + 3 \cdot 25 + 2 \cdot 35 = 2,8 \text{ m}$$

### Niveau III



Sections 1 et 3

$$M = 1,70 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1,70 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 46^2} = 0,01434 \rightarrow \begin{cases} K = 79 \\ \varepsilon = 0,9468 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,70 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9468 \times 46} = 1,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{3T10 = 2,35 \text{ cm}^2}$$

toutes les conditions sont vérifiées.

Section 2

$$M = 6,67 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 6,67 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 46^2} = 0,0562 \rightarrow \begin{cases} K = 35,6 \\ \varepsilon = 0,9012 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{6,67 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9012 \times 46} = 5,74 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{3T16 = 6,03 \text{ cm}^2}$$

toutes les conditions sont vérifiées.



Armatures transversales

$$T = 5,60 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5,60 \cdot 10^3}{30 \times \frac{7}{8} \cdot 46} = 4,64 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow$  on utilise des armatures (étriers + cadres)  $\perp$  à la ligne moyenne.

on choisit 1 cadre + 1 étrier  $\phi_6$  de section  $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ .

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{1,13 \times \frac{7}{8} \cdot 46 \times 1600}{5,60 \cdot 10^3} = 13 \text{ cm.}$$

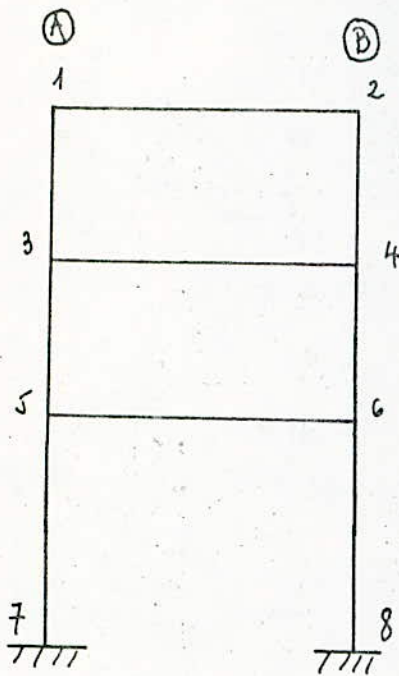
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 \cdot h = 0,2 \times 46 = 9,2 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot h = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{4,64}{5,9}\right) 46 = 35,14 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

on prend un espacement  $t = 12 \text{ cm}$ .

$$\frac{l}{2} = \frac{5,6}{2} = 2,8 \rightarrow n = 3.$$

$$6 + 13 + 3 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 3 \cdot 25 + 2 \cdot 35 = 2,82$$

# c. Ferrailage des poteaux



File	A			B		
	Poteaux	1-3	3-5	5-7	2-4	4-6
M (t.m)	1,7	1,20	0,99	1,70	1,20	0,99
N (k)	4,98	9,63	14,28	5,60	10,39	15,18
$e_0 = \frac{M}{N}$ (m)	34,13	12,46	6,93	30,35	11,55	6,52
$e_1 = \frac{h_f}{6}$ (m)	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83
$\bar{\sigma}'_b$	137,5	117,72	96	137,5	114,15	94,38

$$\bar{\sigma}'_b = \int_f \delta \varepsilon \sigma'_{28} \quad \text{avec } \varepsilon = 1$$

$$\delta = \min \begin{cases} 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \\ 0,6 \end{cases}$$

$e_0 > e_1$  tous les sections sont partiellement comprimés.

## Pourcentage minimal d'armatures

$$\frac{A}{B} = w_l \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b0}}$$

$\sigma'_m$  = contrainte moyenne de compression de la piece sous SL, calculée pour la section du beton seul.

$\theta_1 = 1,4$  ( poteaux de rive)

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$        $l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3 = 2,10 \text{ m}$

pour poteaux inf: 5-7 et 6-8       $l_c = 0,7 \times 4 = 2,8 \text{ m}$ .

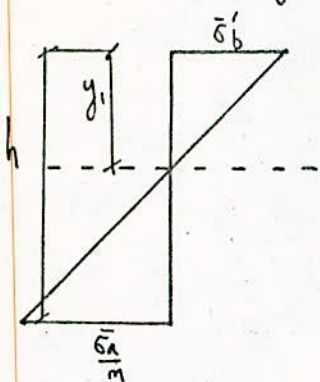
$l_c = 2,1 \rightarrow \theta_2 = 1 + \frac{2,1}{4 \cdot 0,3 - 2 \cdot 0,02} = 2,81$

$l_c = 2,8 \rightarrow \theta_2 = 1 + \frac{2,8}{4 \cdot 0,3 - 2 \cdot 0,02} = 3,41$

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4117,64} = 1,52$



Pour une section partiellement comprimée : le diagramme de Navier nous donne la valeur de  $y_1$  pour pouvoir calculer la section de béton comprimée  $B'$ .



$$y_1 = \frac{h \cdot \bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}_a}{n}}$$

$$B' = b y_1$$

$$\sigma'_m = \frac{N}{B'} = \frac{N}{b y_1}$$

$$h = h_c - 4 = 35 - 4 = 31 \text{ cm.}$$

File	A			B		
	Poteaux	1-3	3-5	5-7	2-4	4-6
$\bar{\sigma}'_b$	137,5	117,72	96	137,5	114,15	94,38
N (t)	4,98	9,63	14,28	5,60	10,39	15,18
$y_1$ (cm)	13,15	11,98	10,53	13,15	11,75	10,41
AP (cm <sup>2</sup> )	1,24	1,88	5,39	1,39	2,89	5,79

Donc 234

Calcul des sections d'armatures

poteaux	1-3	3-5	5-7	2-4	4-6	6-8
M	1,7	1,20	0,99	1,7	1,20	0,99
N	4,98	9,63	14,28	5,60	10,39	15,18
$e_0$	34,13	12,46	6,93	30,35	11,55	6,52
$\bar{\sigma}'_b$	137,5	117,72	96	137,5	114,15	94,38
$M_a^t$	2,37	2,50	2,92	2,45	2,60	3,04
$\mu$	0,044	0,046	0,054	0,045	0,048	0,056
K	41,2	40,2	36,4	40,8	39,2	35,6
R	20,36	23,78	29,16	20,36	24,53	29,66
$M_a^c$	—	—	—	—	—	—
$\varepsilon$	0,9111	0,9094	0,9027	0,9104	0,9077	0,9012
$\mu'_1$	—	—	—	—	—	—
$\mu'_2$	—	—	—	—	—	—
K	—	—	—	—	—	—
$\bar{\omega}'$	—	—	—	—	—	—
$\bar{\omega}$	—	—	—	—	—	—
$A_1$	2,99	3,16	3,72	3,10	3,30	3,98
A	1,21	<0	<0	1,1	<0	<0
A'	—	—	—	—	—	—
A <sub>min</sub>	1,24	1,88	5,39	1,39	2,89	5,79

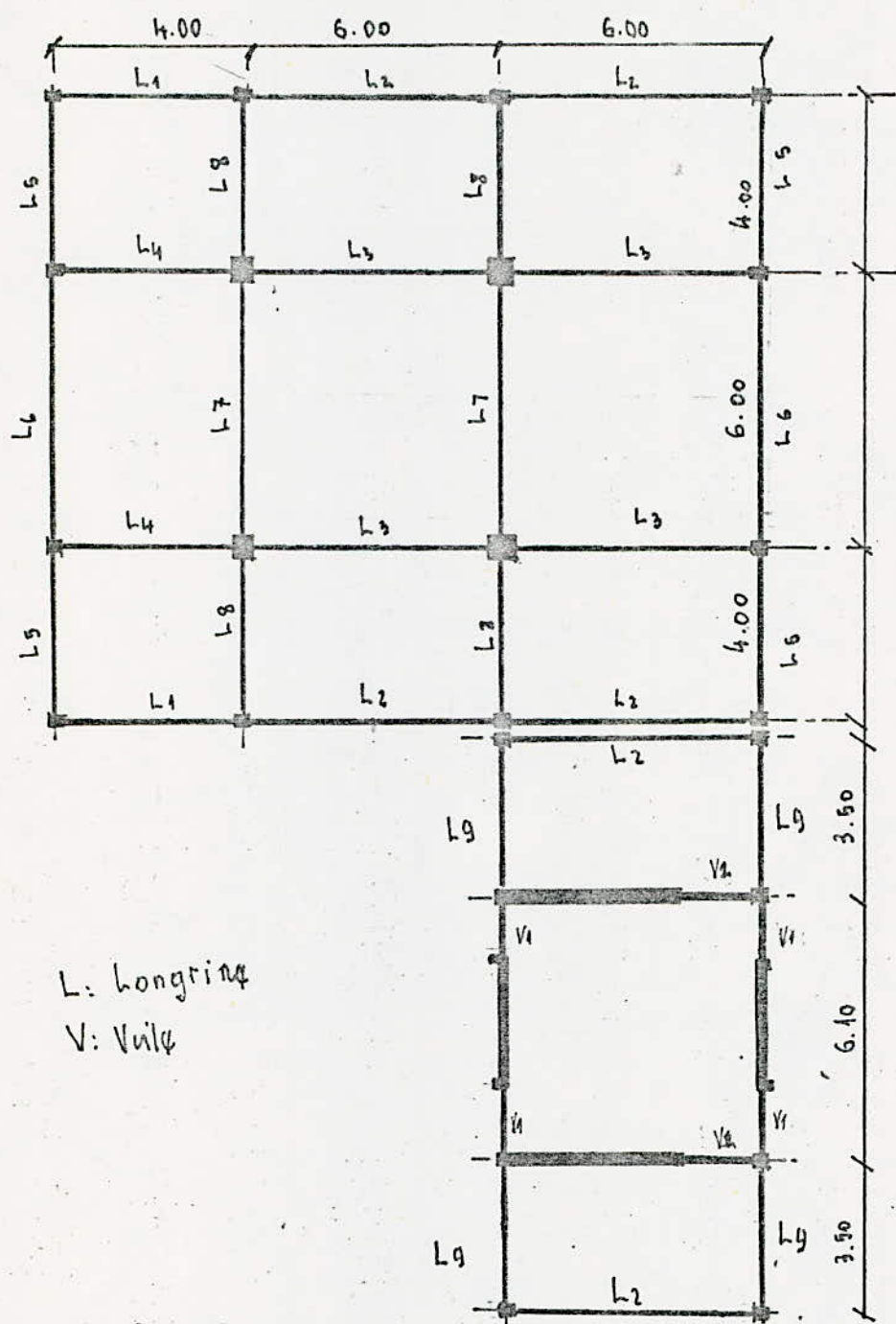
Armatures transversales : l'écartement a été choisi suivant les prescriptions du C.T.C.





*FONDATIONS*

# 1. Calcul des longrines



L: Longrine  
 V: Vile

Principe de Calcul: (Art 22.5 du C.T.C)

a/ role des longrines: en l'absence d'un systeme rigide d'infrastructure toutes les fondations isolees sur sols de consistence moyenne et sur sols meubles seront chainees dans les 2 directions avec les longrines suffisamment rigides.

b/ principe de calcul: les longrines auront comme dimensions minimales indiquees ci. apres:



25 x 30 : pour sols de fondation de consistance moyenne TSCS

30 x 30 : pour sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à  $N/10$

où  $N$  est la force axiale du poteau en question. A cette sollicitation il faut ajouter le cas échéant les effets des charges et moments appliqués directement à la longrine.

Le ferrailage minimum doit être 4 Ø 14 ou 4 T12, avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

- On prendra comme dimensions : 50 x 30

Les moments apportés par les poteaux seront repris par les fondations.

On ne calculera qu'un seul type de longrines les autres seront présentées dans les dessins.

\* Charges uniformes :

mur intérieur reposant sur la longrine

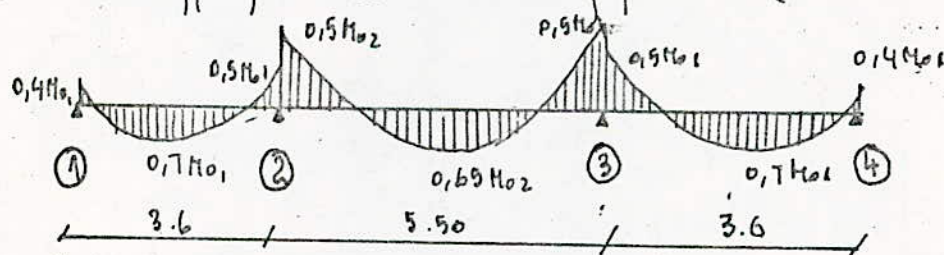
$$0,39 \times 2,75 = 1,07 \text{ T/ml.}$$

poids propre :

$$0,15 \times 0,3 \times 2,7 = 0,12 \text{ T/ml.}$$

$$q = 1,44 \text{ T/ml.}$$

- On appliquant la méthode forfaitaire.



\* Effort de traction :

L'effort normal dans le poteau  $N_{\max} = 156,2 \text{ T}$

L'effort de traction dans la longrine sera  $N/10 = 15,6 \text{ T}$

\* Calcul des sections d'armatures :

• Soit l'appui 1 :  $M = 0,4 M_{o1}$

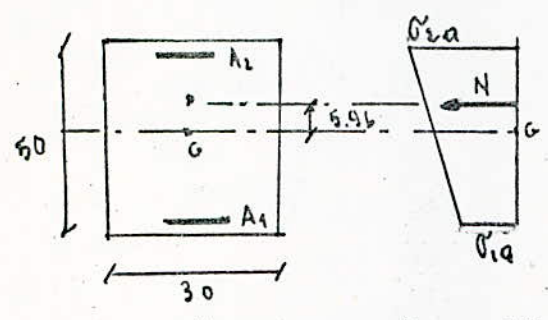
$$M_{o1} = q \frac{l^2}{8} = 2,33 \Rightarrow M = 0,4 \times 2,33 = 0,93 \text{ T.m.}$$

$M = 0,93 \text{ T.m}$

$N = 15,6 \text{ T} \Rightarrow \sigma_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,93 \cdot 10^2}{15,6} = 5,96 \text{ cm.}$

La section est entièrement tendue.

On dit qu'une section est entièrement tendue si l'effort normal appliqué est un effort de traction et qu'en outre la résultante des forces extérieures passe entre les armatures.



$A_1 = \frac{N \cdot l}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15,6 \times 15,04}{42 \times 2800} \times 10^3 = 2 \text{ cm}^2$

$l = R/2 - \sigma_0 - d = 25 - 5,96 - 4 = 15,04 \text{ cm.}$

$A_2 = \frac{N(Z-l)}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15,6 \cdot 10^3 (42 - 15,04)}{42 \times 2800} = 3,57 \text{ cm}^2$

• Appui 2:  $M = 0,5 M_{02} \quad M_{02} = \zeta \frac{l^2}{8} = 5,44 \text{ T.m}$   
 $M = 0,5 \times 5,44 = 2,72 \text{ T.m.}$

$M = 2,72 \text{ T.m}$

$N = 15,6 \text{ T.} \Rightarrow \sigma_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,72 \times 10^2}{15,6} = 17,43 \text{ cm.}$

⇒ la section est entièrement tendue.

d'où:

$A_1 = \frac{N \cdot l}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,47 \text{ cm}^2$

$A_2 = \frac{N(Z-l)}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = 5,09 \text{ cm}^2$

• travée 1:

$M = 1,63 \text{ T.m}$

$N = 15,6 \text{ T} \Rightarrow \sigma_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,63 \cdot 10^2}{15,6} = 10,4$

$A_2 = \frac{N \cdot l}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = 1,38 \text{ cm}^2$

$A_1 = \frac{N(Z-l)}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = 4,19 \text{ cm}^2$



travaux 2.

140

$$M: 3,53$$

$$N: 15,6 \Rightarrow \sigma_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,53 \cdot 10^2}{15,6} = 22,62$$

⇒ la section est partiellement comprimée.  
d'où le moment par rapport aux axes tendus.

$$Mat: M - N \left( \frac{h}{2} - d \right)$$

$$Mat = 3,53 - 15,6 \left( \frac{0,50}{2} - 0,04 \right) = 0,156 \text{ t.m.}$$

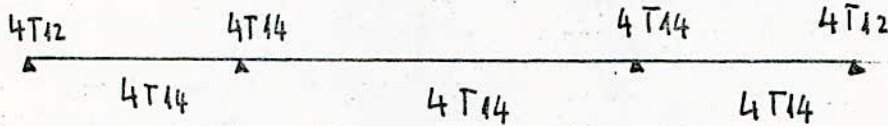
$$\mu = 0,00315 \Rightarrow k = 180 \gamma k_0 \quad (A' \text{ non nécessaire})$$

$$\xi = 0,9744$$

$$A_1: \frac{Mat}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{0,156 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9744 \times 46} = 0,446$$

$$A: A_1 + \frac{N}{\sigma_a} = 6,01 \text{ cm}^2$$

On prendra comme armatures.



Verifications:

- Condition de non fragilité
- Condition aux appuis
- Verification de la fleche
- Condition de non entraînement
- Verification des contraintes
- Verification de la non fissuration

toutes les conditions ont été satisfaites

Armatures transversales:

\* pour la travée 1-2  $e/2 = 6 \text{ cm}$  ou appliquera la suite de Casot

\* pour la travée 2-3  $e/2 = 5 \text{ cm}$ .

toutefois l'écartement ne doit pas dépasser 20 cm.

## 2. Voiles

Le C.T.C recommande de prévoir des voiles continus au droit de chaque file intérieure transversale et longitudinale comportant des voiles de contreventement plans ou avec ouvertures.

Chacun de ces voiles doit être prolongé de façon à se raccorder à un autre voile perpendiculaire.

Les prescriptions constructives sont :

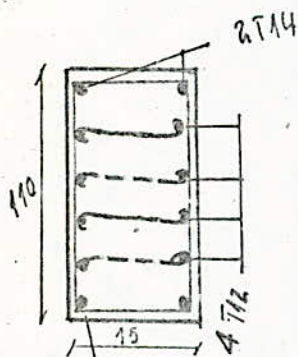
Le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- hauteur  $\geq$  Max ( 1/10 de la hauteur du bâtiment , 80 cm )
- épaisseur  $\geq$  Max ( 1/10 de la hauteur ; 0,15 m )

les armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section plus grande que 0,2% de la section transversale totale du béton avec recouvrement  $\geq$  50  $\phi$  d'angle de renforcement dans les angles

les armatures longitudinales de peau de section plus grande que 2 cm<sup>2</sup> par face et par m de hauteur.

### Dimensionnement et ferrailage des voiles :



$$b \times h : 15 \times 110 = 1650 \text{ cm}^2 \text{ (Section de béton)}$$

Les sections d'armatures supérieures et inférieures

sont données par

$$\frac{0,2}{100} \times b \cdot h : \frac{0,2}{100} \times 1650 = 3,3 \text{ cm}^2$$

On prend 2 T14 en haut et en bas

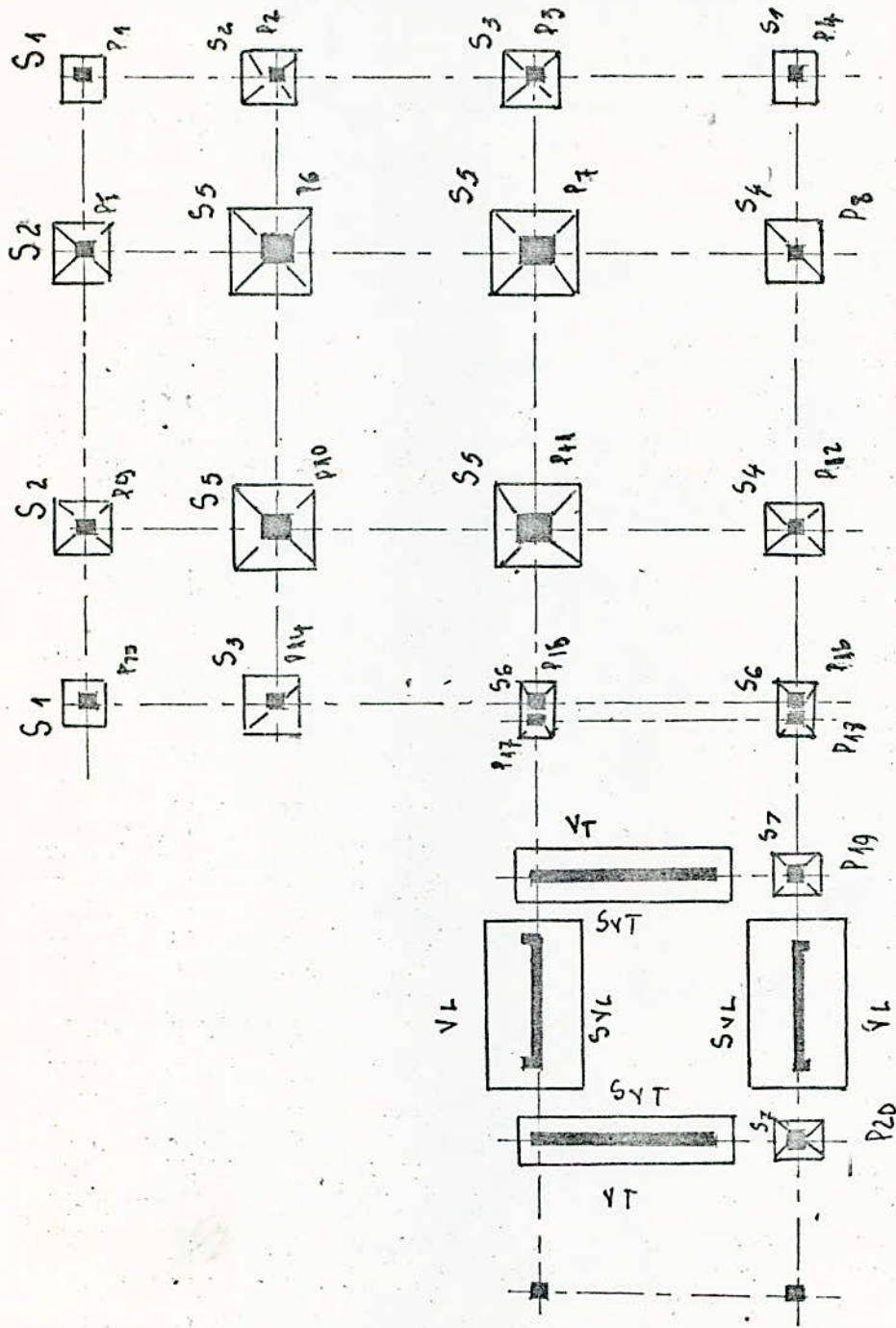
les armatures de peau auront comme section minimale égale à 2 cm<sup>2</sup>

On prend 4 T12.

Toutes les vérifications ont été satisfaites.



### 3. Calcul des fondations



principe de calcul: les poteaux appartenant aux portiques étudiés, auront leurs semelles calculées, d'après les efforts normaux déterminés auparavant. Exemple: Semelles 6 - 7 - 10 - 11 (ces poteaux auront le même type de fondation)  
 les autres poteaux auront leurs fondations déterminées à partir de la descente de charge.

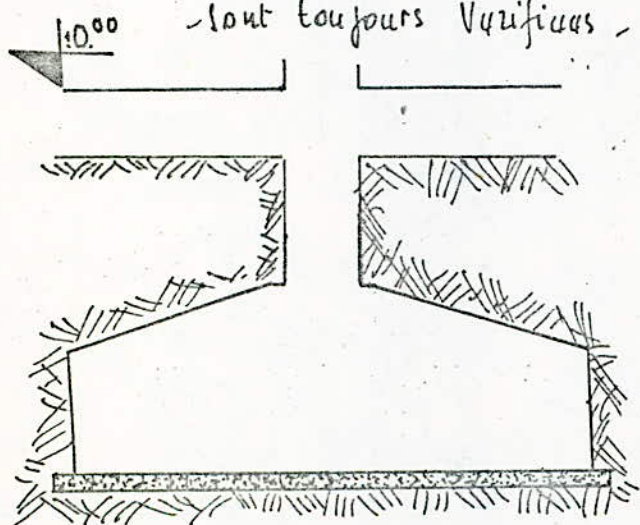
- les poteaux 15 et 17 (de même que 16 et 18) ont une fondation commune.

- Nous rappelons que les dimensions des fondations des Viles ont été déterminées dans la partie "Vérification à la stabilité des Viles".

Exemple de calcul: Semelle 6 (ou 7, 10, 11) type 55

- on calcule la fondation sous le 1<sup>er</sup> genre. Sous le 2<sup>ème</sup> genre les poteaux transmettent aux fondations des moments importants mais on doit vérifier la semelle par rapport à la contrainte de rupture du sol.

On remarque que les dimensions choisies, sous le 1<sup>er</sup> genre sont toujours vérifiées, sous le 2<sup>ème</sup> genre.



$$N = 156,2 T$$

$$M_x = 0,58 T.m$$

$$M_y = 0,63 T.m$$

Comme on a des moments très petits on peut les négliger.

Dimensionnement: pour ne pas refaire le calcul en faisant intervenir le poids de la fondation et des terres dans le dimensionnement de celle-ci on procédera de la manière suivante:

1. - on prend une moyenne des  $\delta$  du béton et du terrain on prend  $\delta_{\text{moy}} = 2 T/m^3$

2. La nouvelle contrainte admissible devient

$$\bar{\rho}_{is} = \bar{\rho}_{os} - \delta_{\text{moy}} \cdot h$$

ou  $h$ : est l'ancrage de la fondation



Semelle type 51:

\* poteaux 1 et 13 N: 33,3T , on calcule A et B.  
 - on prend A: 120 cm h: 30 cm  
 B: 140 cm. ht: 35 cm

$$d'ui \quad Ax: \frac{33,3 \cdot 10^3 (120 - 30)}{8 \cdot 30 \cdot 2800} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$Ay: \frac{33,3 \cdot 10^3 (140 - 35)}{8 \cdot 30 \cdot 2800} = 5,2 \text{ cm}^2$$

- on prend - Comme section:  
 suivant Ax - on prend 9 T10 soit  $Ax = 7,06 \text{ cm}^2$   
 suivant Ay - on prend 9 T10 soit  $Ay = 7,06 \text{ cm}^2$

\* poteaux 4: N: 28,1T  
 - on trouve

A: 110 cm mais pour avoir le même type de  
 B: 130 cm semelle on choisira les mêmes

- dimensions et le même ferrailage - que les poteaux 1 et 13.

Semelle type 2 \* poteaux 5-9-2 N: 50,2T  
 - on calcule A: 150 cm h: 35 cm  
 B: 175 cm ht: 40 cm

- d'ui

$$Ax = \frac{50,2 \cdot 10^3 (150 - 30)}{8 \cdot 2800 \cdot 35} = 7,68 \text{ cm}^2$$

$$Ay = \frac{50,2 \cdot 10^3 (175 - 35)}{8 \cdot 2800 \cdot 35} = 8,96 \text{ cm}^2$$

\* - On prendra - Comme section:  
 suivant Ax: 10 T12 soit  $Ax = 11,31 \text{ cm}^2$   
 suivant Ay: 12 T12 soit  $Ay = 13,57 \text{ cm}^2$

145  
Samelle type 3: \* poteau 14

- On a A: B: 160 cm

N = 50,2 T  
h = 35 cm  
ht = 40 cm

$$A_x = A_y = \frac{50,2 \times 10^3 (160 - 35)}{8 \times 35 \times 2800} = 8,00 \text{ cm}^2$$

- On prendra comme section

Suivant les 2 sens : 12 T10 = 9,42 cm<sup>2</sup>

\* poteau 3

N = 46,8 T

par le calcul ou trouve

A = B = 155 cm.

- On prend les mêmes dimensions et le même ferrailage que le poteau 14

Samelle type 4

\* poteaux 8 et 12

N = 66,7 T

A = 170 cm

h = 45 cm

B = 200 cm

ht = 50 cm.

Soit

$$A_x = \frac{66,7 \times 10^3 (170 - 30)}{8 \times 45 \times 2800} = 9,26 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{66,7 \times 10^3 (200 - 35)}{8 \times 45 \times 2800} = 10,92 \text{ cm}^2$$

- On prend comme section.

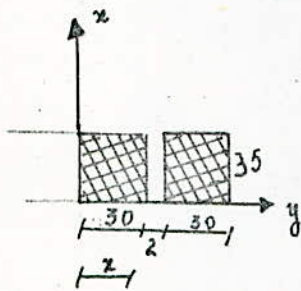
Suivant A\_x 10 T12 Soit 11,31 cm<sup>2</sup>

Suivant A\_y 12 T12 Soit 13,57 cm<sup>2</sup>



Semelle 6

2 poteaux 16 avec 18 et 15 avec 17



recherche du centre de gravité des charges.

$$N_1: 28,1 \text{ T} \quad ; \quad N_2: 15,18 \text{ T.}$$

$$x: \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$y: \frac{28,1 \times 15 + 15,18 \times 47}{28,1 + 15,18} = 26,22 \text{ cm}$$

- on centre ensuite la fondation.

$$\text{Soit } N_T: 28,1 + 15,18 = 43,28 \text{ T}$$

$$\text{donc } A = 125 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$B = 205 \text{ cm}$$

$$h_t = 45 \text{ cm}$$

et

$$A_y = \frac{43,28 (205 \cdot 60)}{40 \times 8 \times 2800} = 7,00 \text{ cm}^2$$

$$A_x = \frac{43,28 (125 \cdot 35)}{8 \times 40 \times 2800} = 4,35 \text{ cm}^2$$

- on prend comme section:

$$A_y = 10,11 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 12 \text{ T}10$$

$$A_x = 6,28 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8 \text{ T}10$$

Semelle 72 poteaux 19 et 20.  $N = 22 \text{ T}$ 

$$\text{donc } A = 110 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$B = 125 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

et

$$A_x = \frac{22 \times 10^3 \times (110 - 30)}{8 \times 35 \times 2800} = 2,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T}10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{22 \times 10^3 \times (125 - 35)}{8 \times 35 \times 2800} = 2,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T}10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

Semelle du Vite transversal:

$$N = 27,4 T / ml$$

les dimensions ont été données dans le calcul des Vites

$$\text{Soit } A = 165 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } B = 100 \text{ cm.} \quad h_t = 75 \text{ cm}$$

- Après calcul on trouve

$$A = 2,53 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } 5 T 10 / ml \quad \text{d'm } A = 3,92 \text{ cm}^2$$

- dans le sens longitudinal de la Semelle, des armatures de repartition égales

$$= \frac{A}{4}$$

Semelle du Vite longitudinal:

$$N = 15,6 T / ml$$

$$A = 380 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$h = 95 \text{ cm} \quad \text{et } h_t = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } A = \frac{15,6 \times 10^3 (380 - 20)}{8 \times 95 \times 2800} = 2,63 \quad \Rightarrow 5 T 10 / ml \quad \text{d'm } A = 3,92 \text{ cm}^2$$

les armatures de repartition seront prises égales à  $A/4$ .

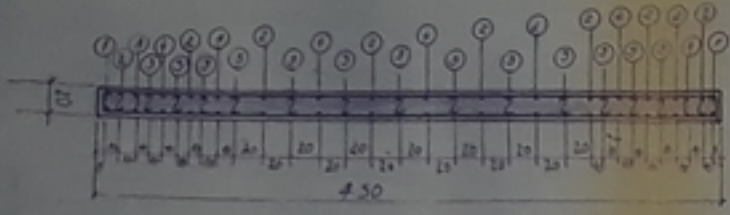
Remarque générale sur le type de Semelle Choisie:

La diffusion des Charges, au niveau -1,50 n'aura aucune conséquence sur les fondations vu que l'espacement minimal qui est d'environ 30cm entre les Semelles a été respecté.

Mais une fondation commune entre S<sub>V</sub>L, S<sub>V</sub>T, S<sub>19</sub>, S<sub>20</sub> sera plus valable.

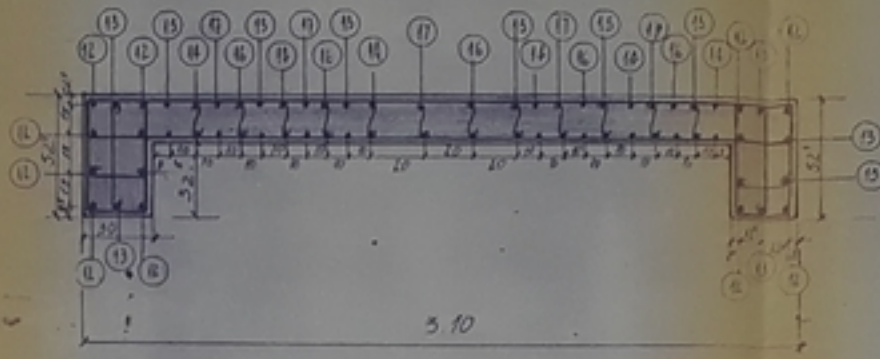


COUPE A A

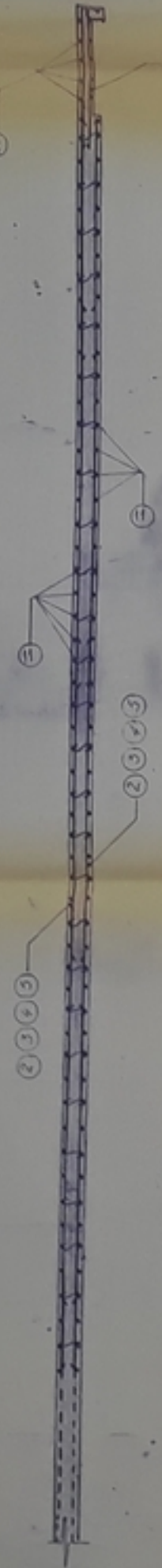


VOILE TRANSVERSAL

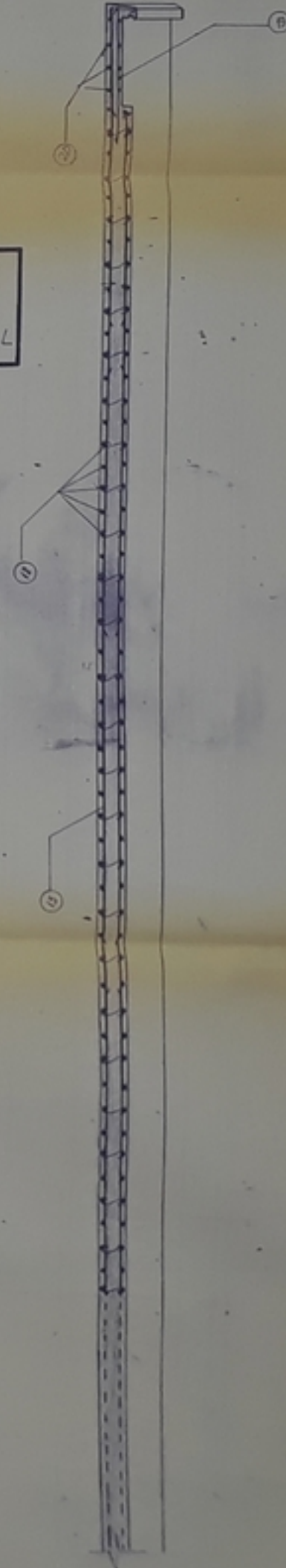
COUPE D.D



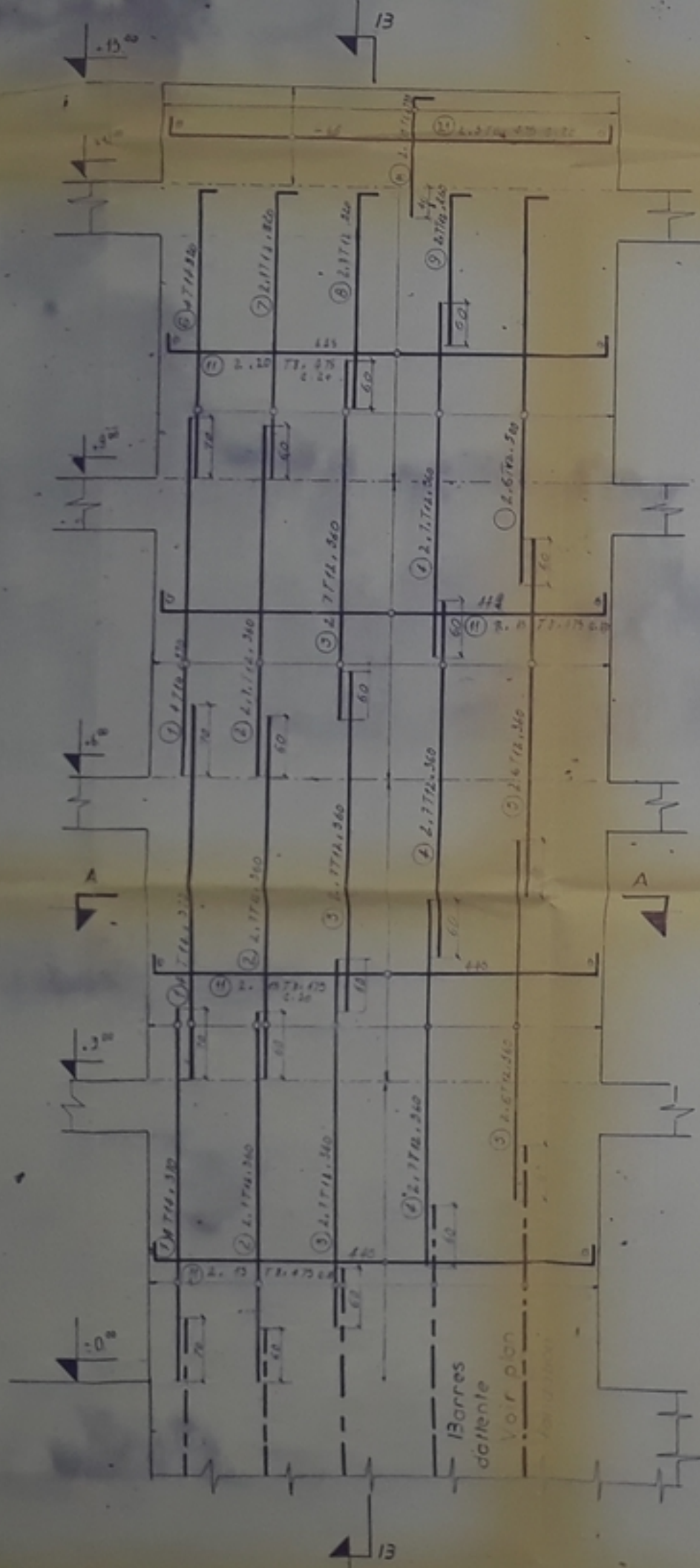
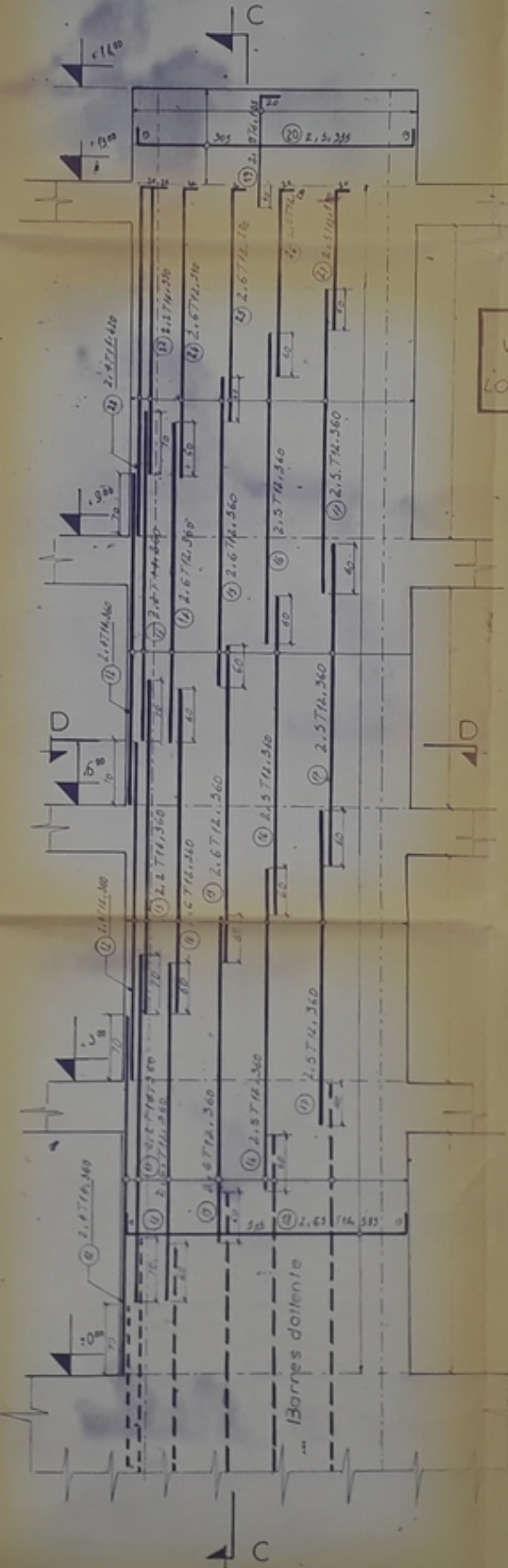
COUPE B B



COUPE C C



VOILE LONGITUDINAL



PB 02381  
1

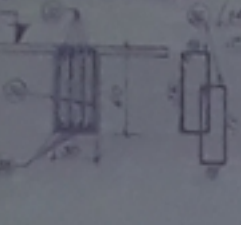
Proposé Sneri

COFFRAGE et FERRAILLAGE

des VOILES



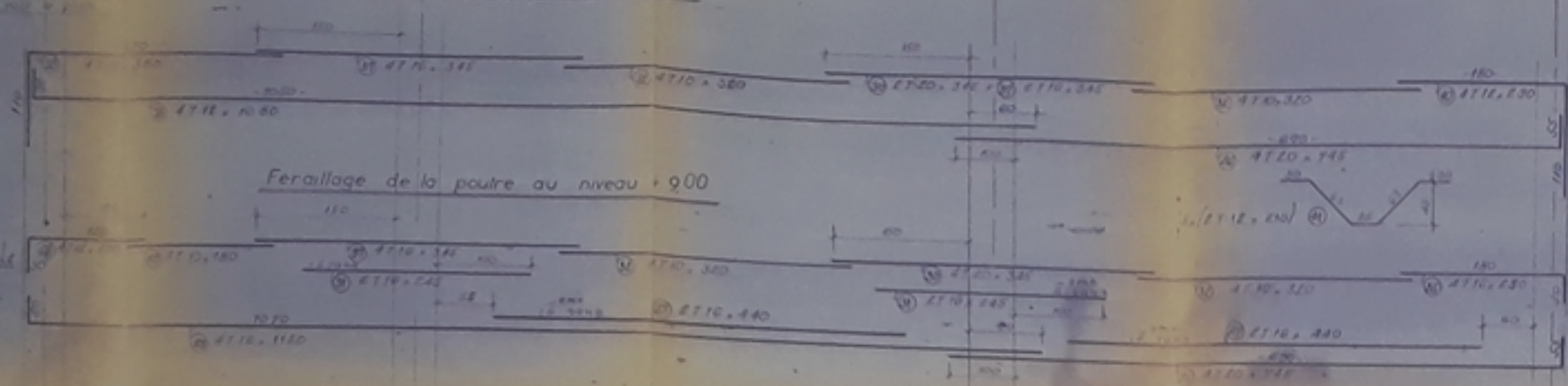
COUPE 12-12



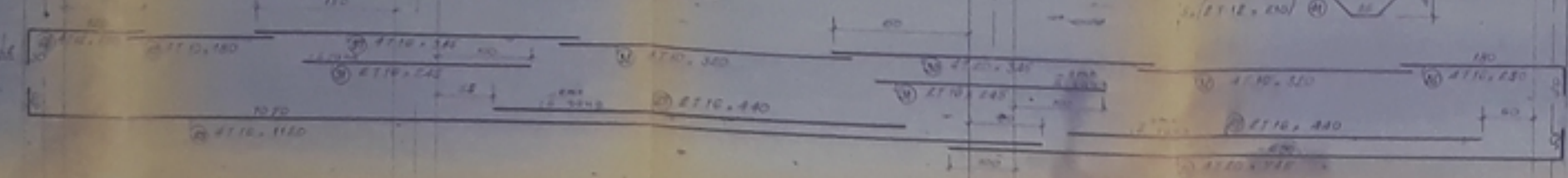
COUPE 11-11



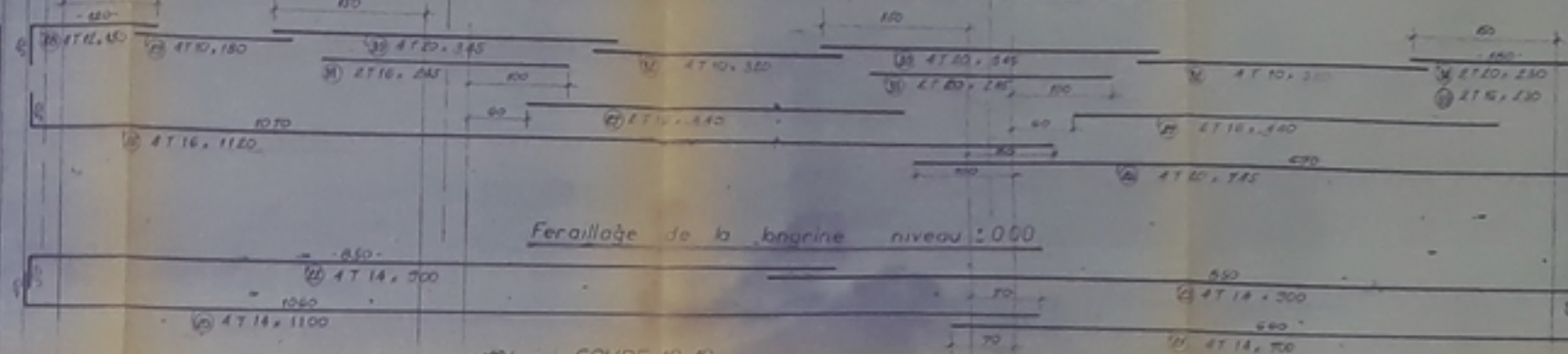
Ferailage de la poutre au niveau +12.00



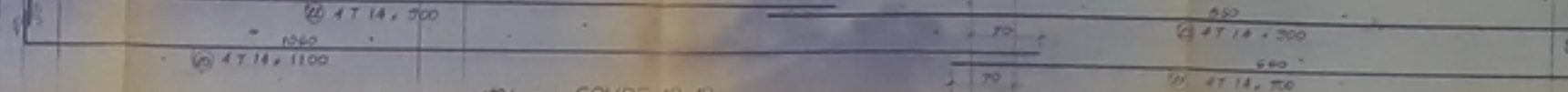
Ferailage de la poutre au niveau +9.00



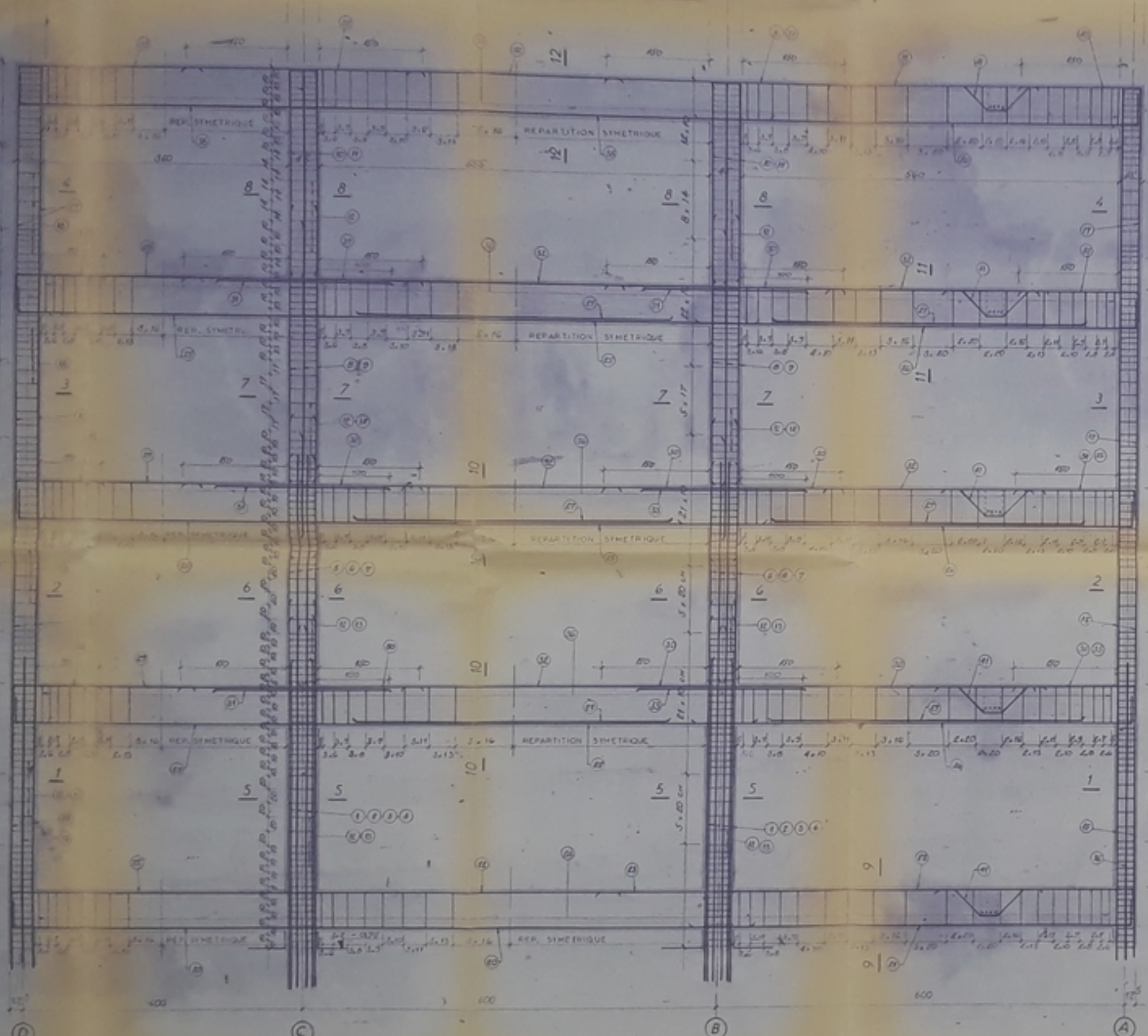
Ferailage des poutres aux niveaux +100 et +600



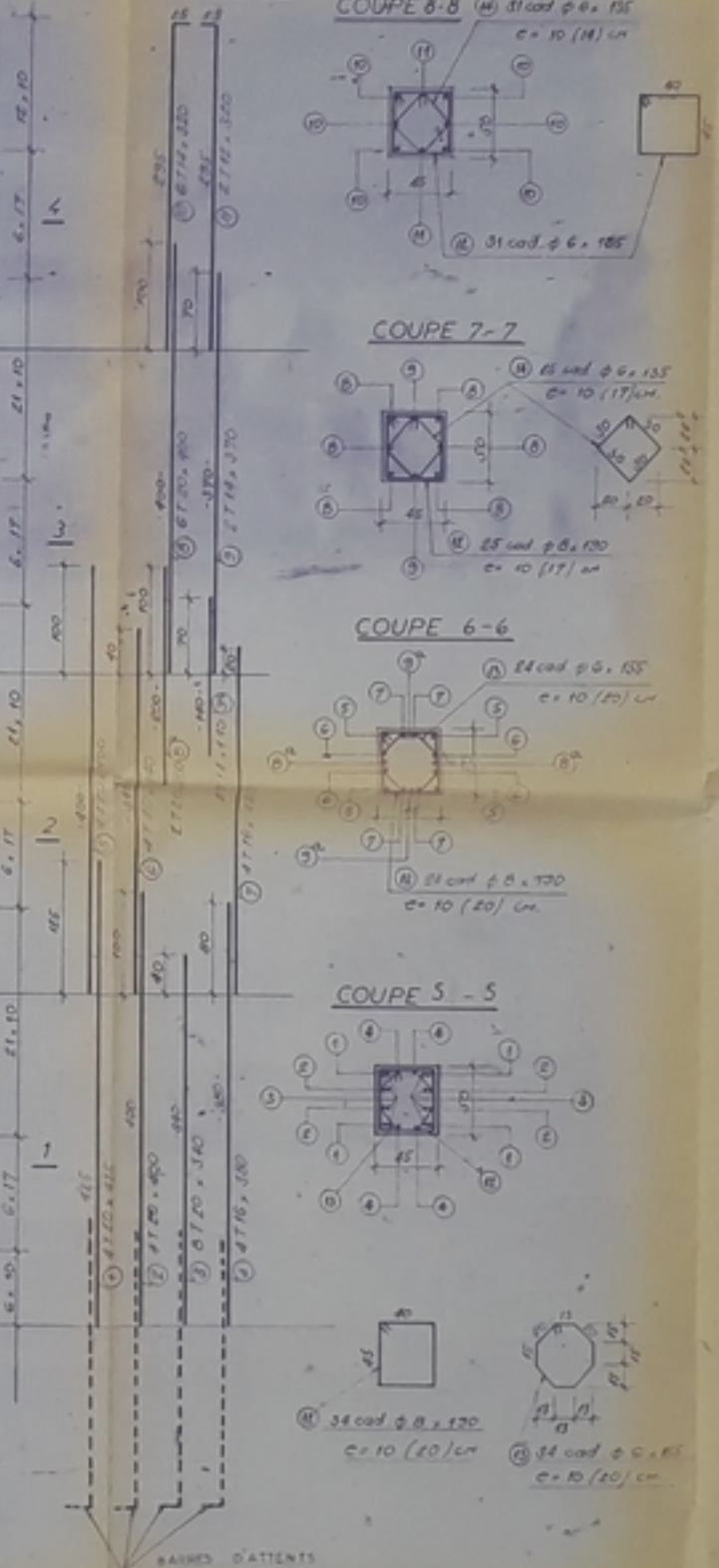
Ferailage de la longrine niveau : 0.00



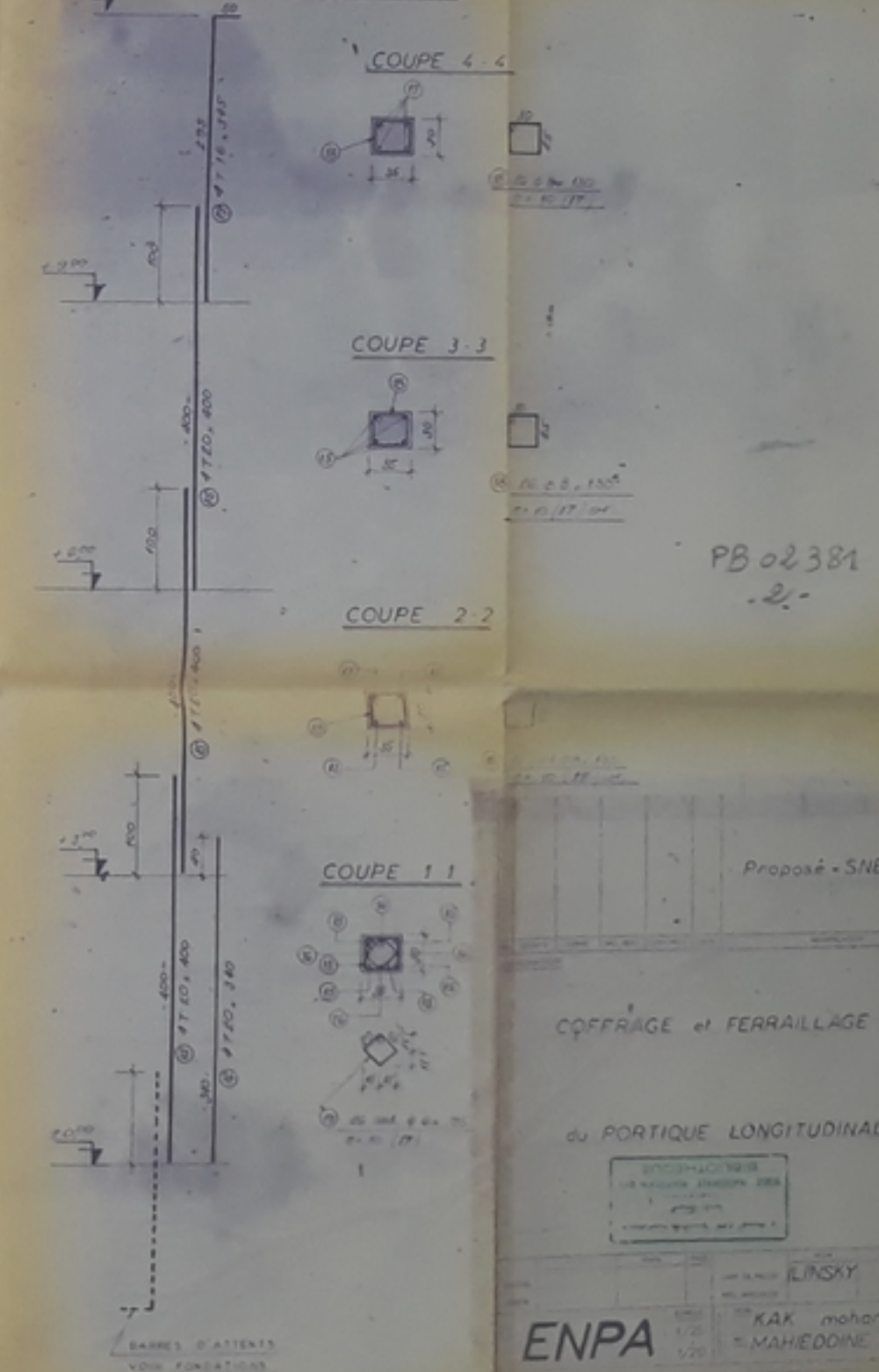
PORTIQUE N°2 sur axes 2 et 3



ferailage des poteaux sur axes B et C



ferailage des poteaux sur axes A et D



PB 02381  
-2-

Proposé - SNERI -

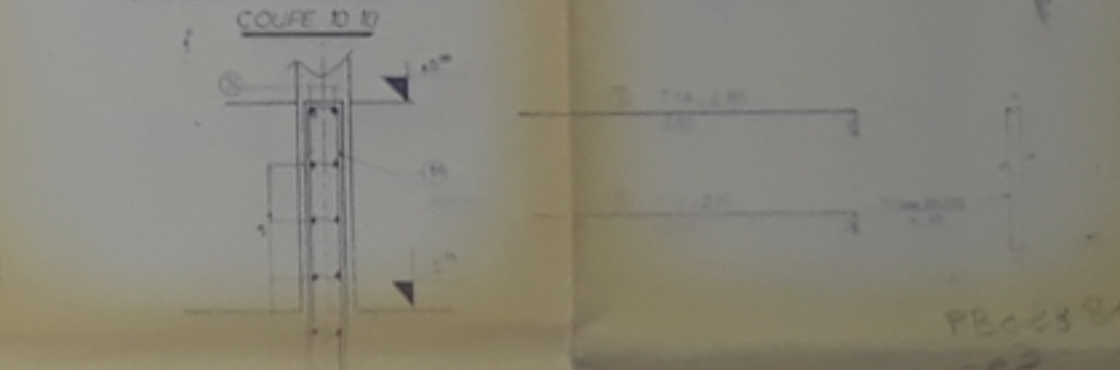
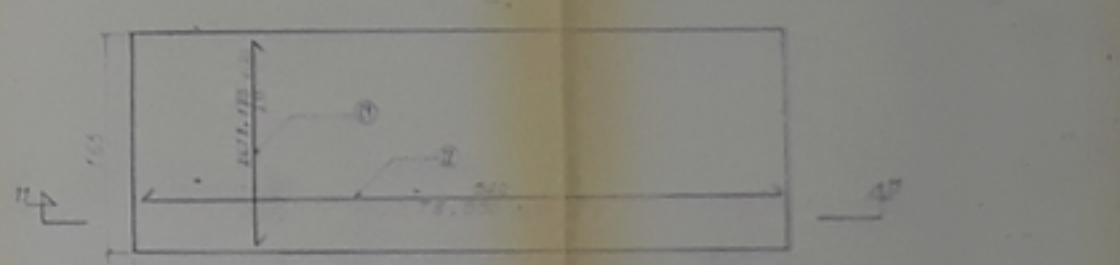
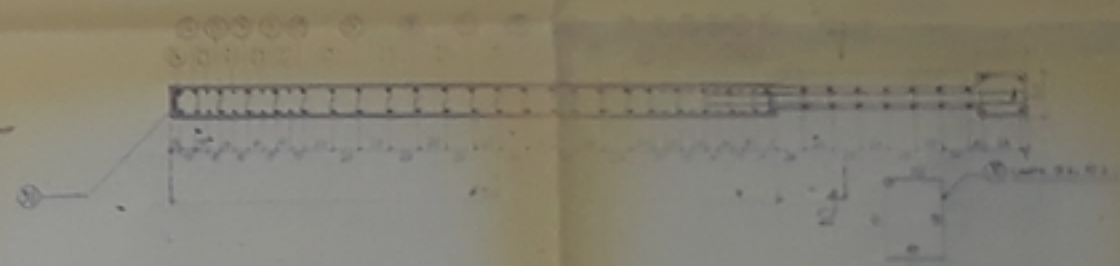
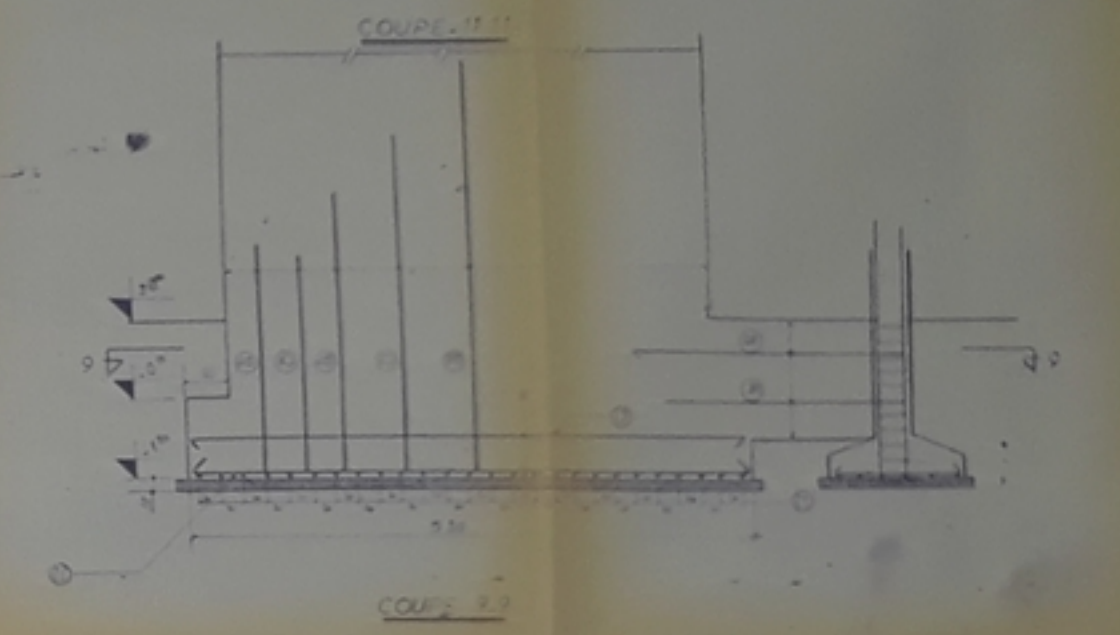
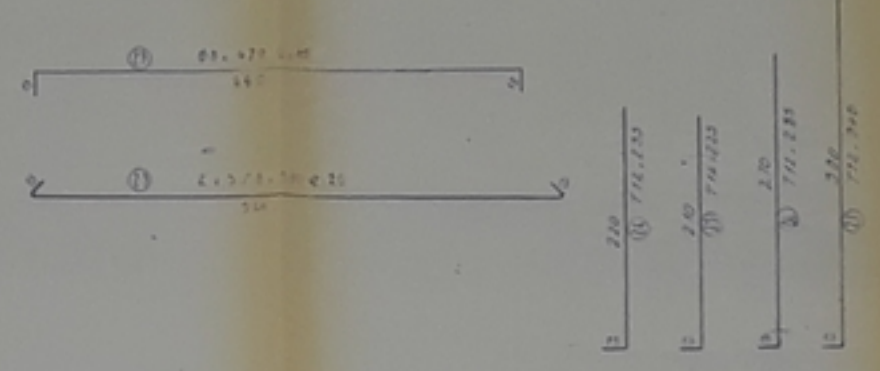
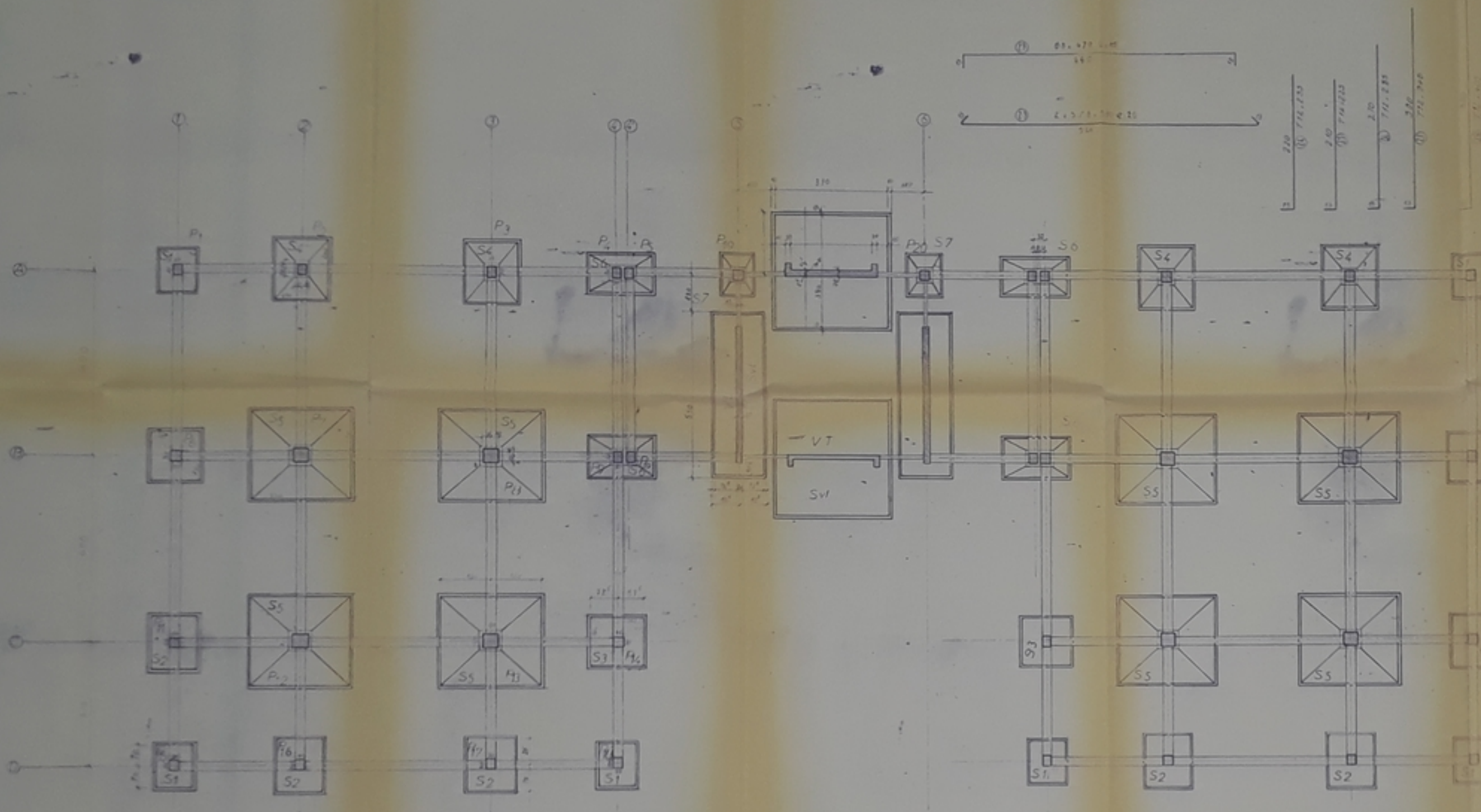
COFFRAGE et FERRAILAGE  
du PORTIQUE LONGITUDINAL 22

ENPA

de FIN D'ETUDES  
3, OC DORTOIR A-3

ENSKY  
KAK mohamed  
MAHEDDINE hamid



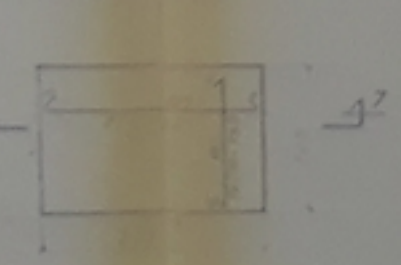
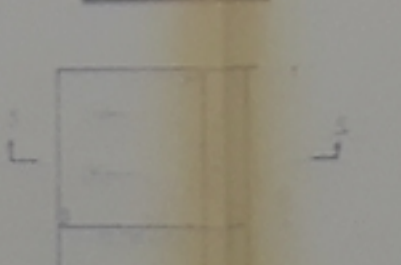
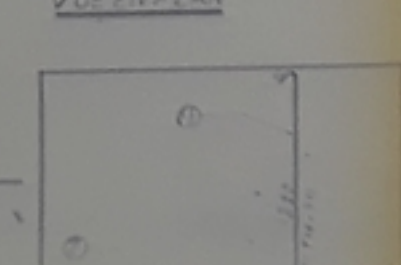
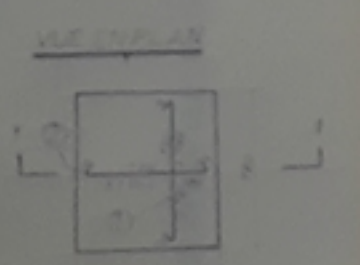
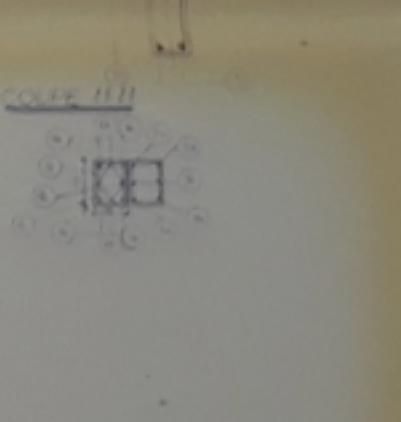
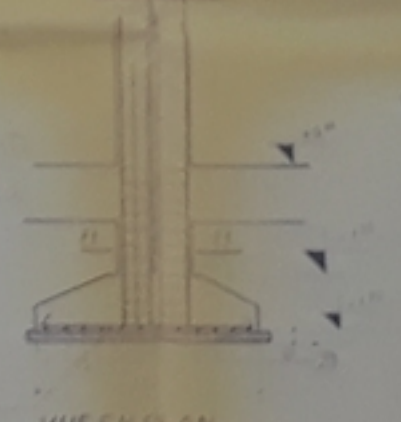
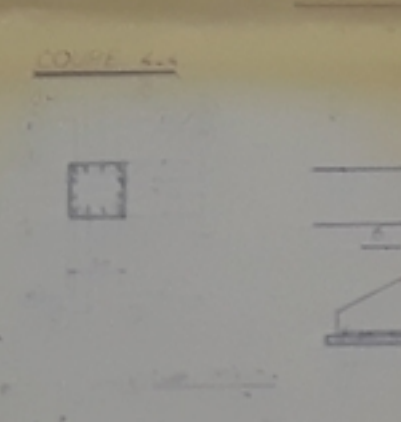
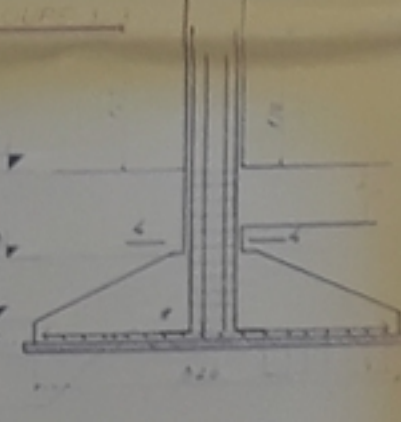
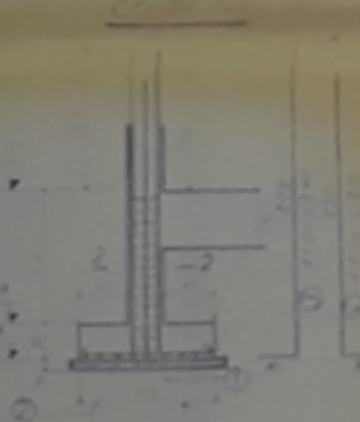


SEMELLE TYPE (S1)

SEMELLE TYPE (S2)

SEMELLE TYPE (S3)

SEMELLE TYPE (S4)



Propose - SNERI

COFFRAGE et FERRAILLAGE

des FONDATIONS

ENPA

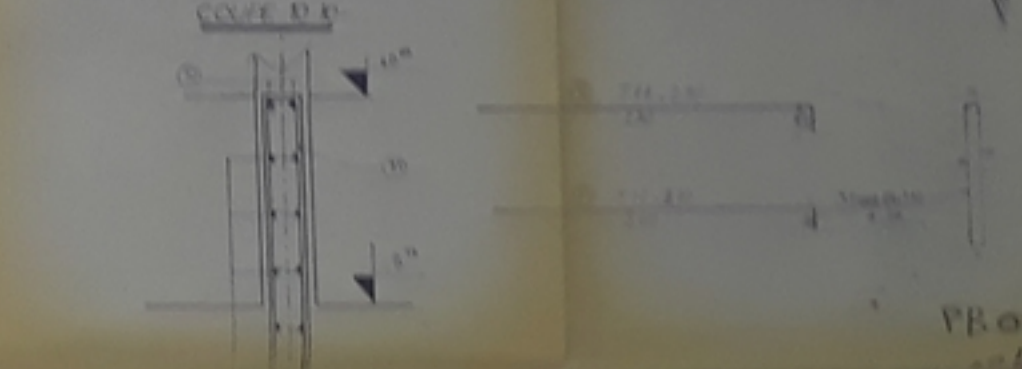
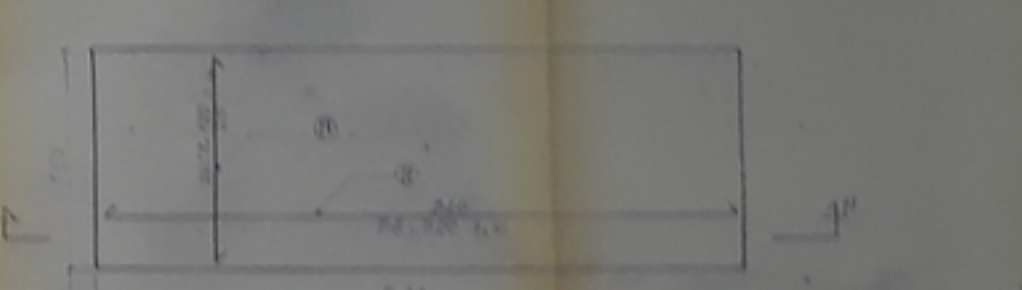
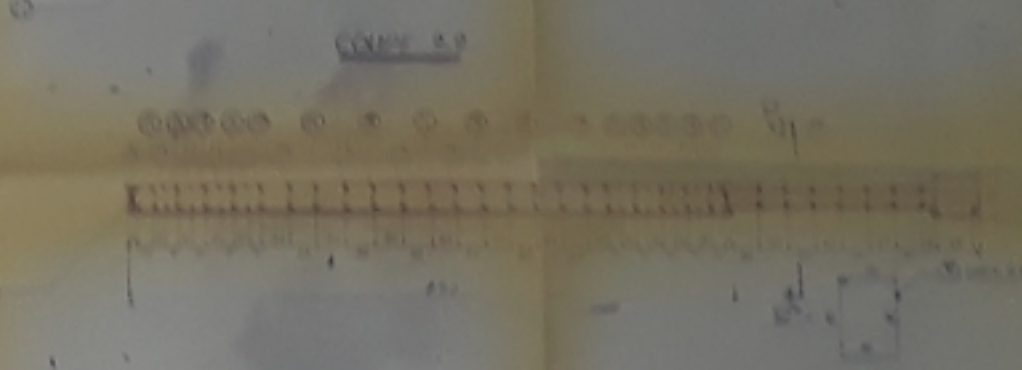
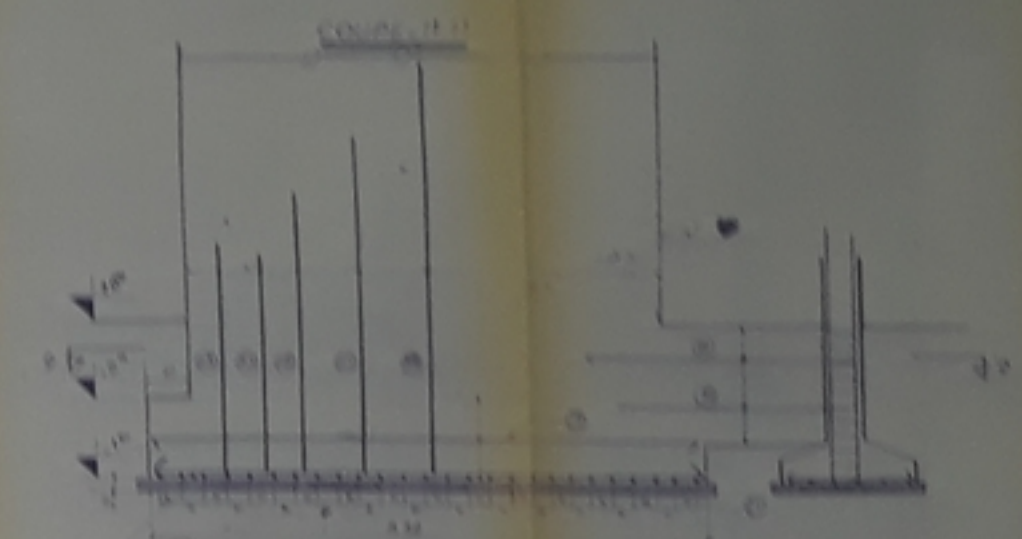
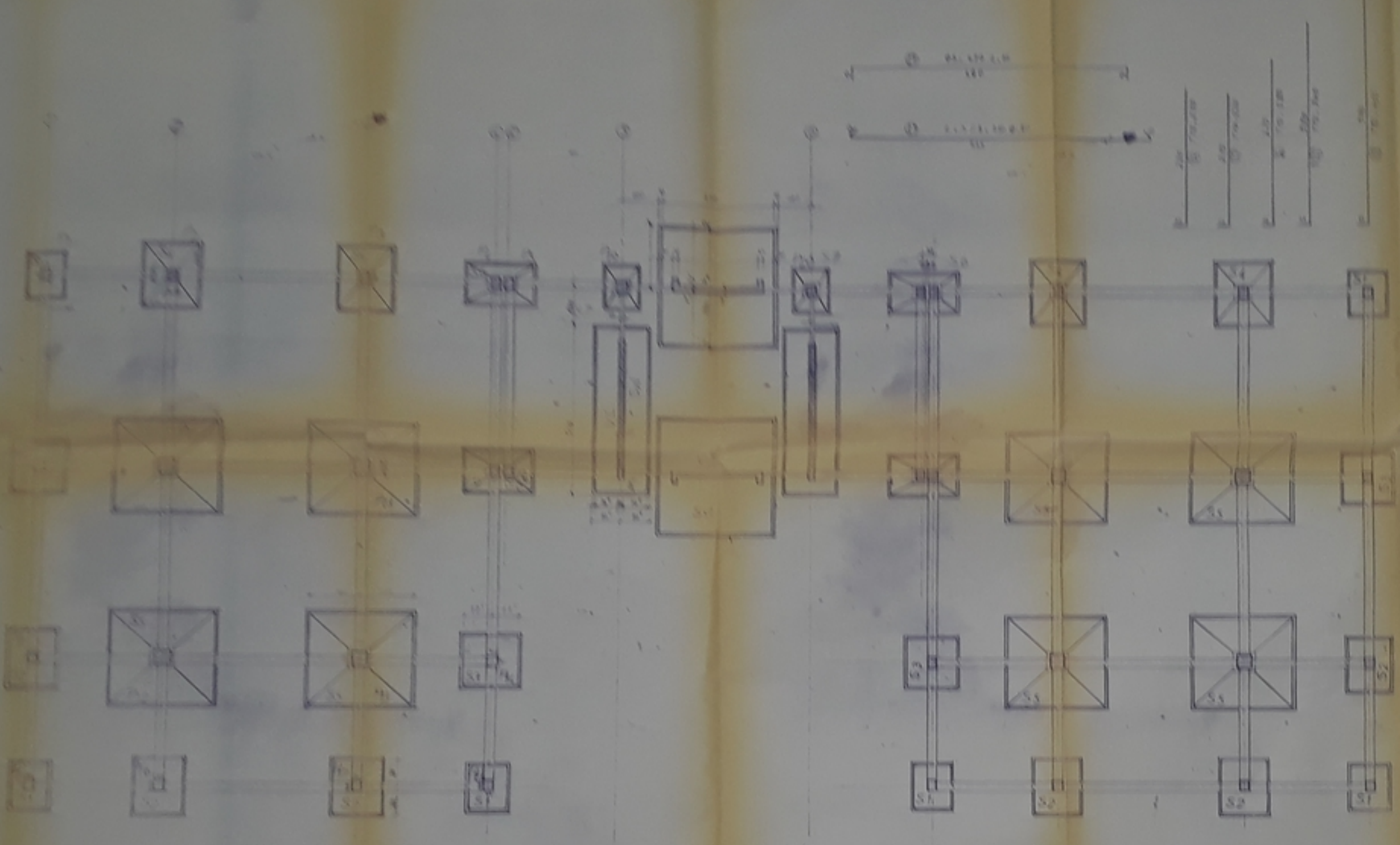
KAR Mohamed

MAHEDDIE

FIN DETUDES

BLOC DORTOIR B.3

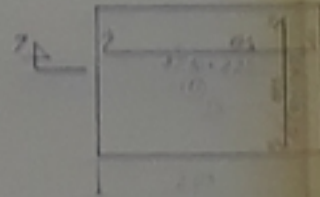
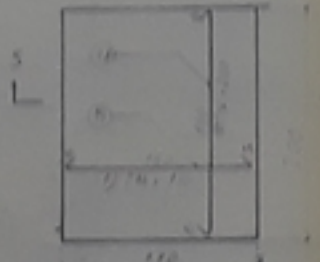
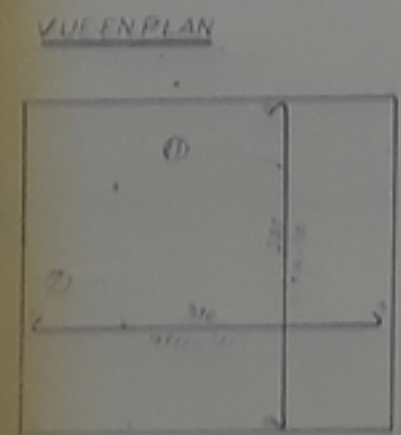
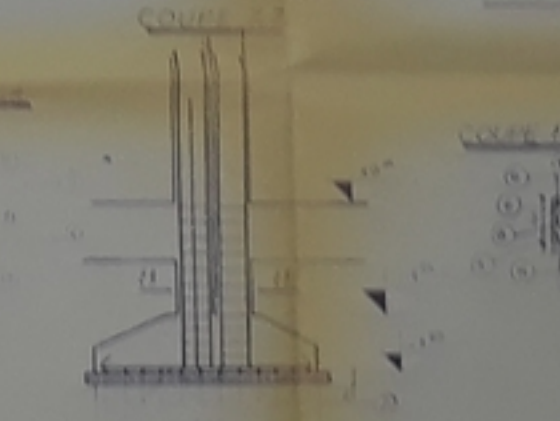
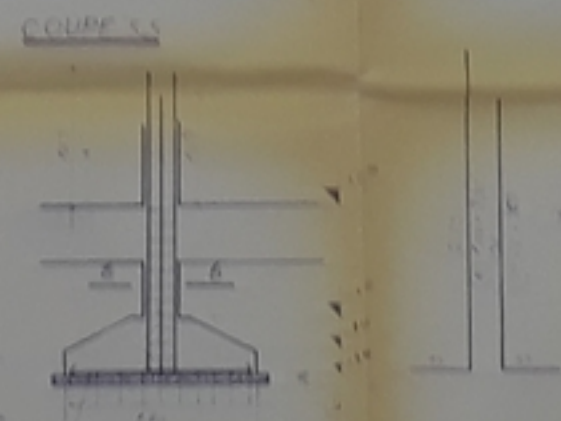
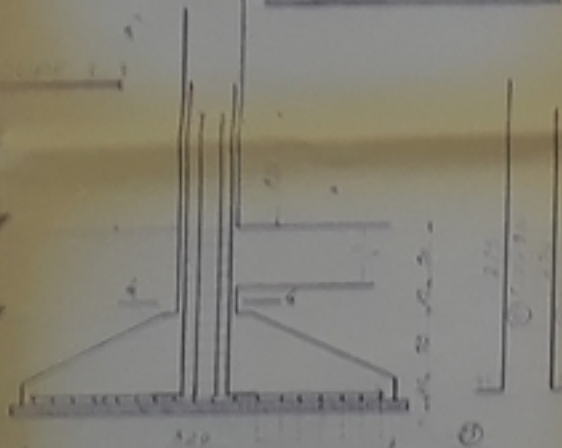




SEMELLE TYPE (S<sub>1</sub>)

SEMELLE TYPE (S<sub>2</sub>)

SEMELLE TYPE (S<sub>3</sub>)



PBo 83/77

Propose SNERI

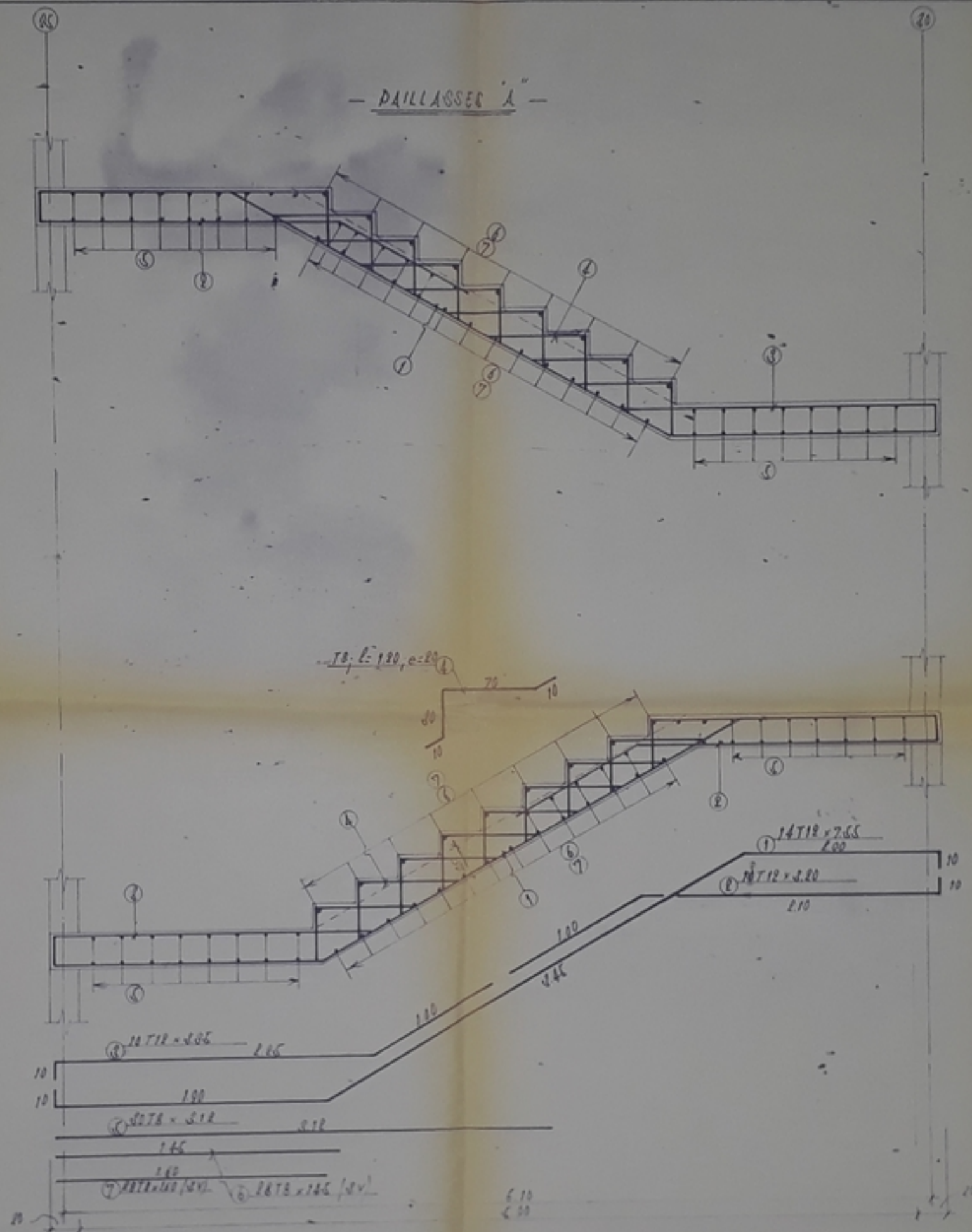
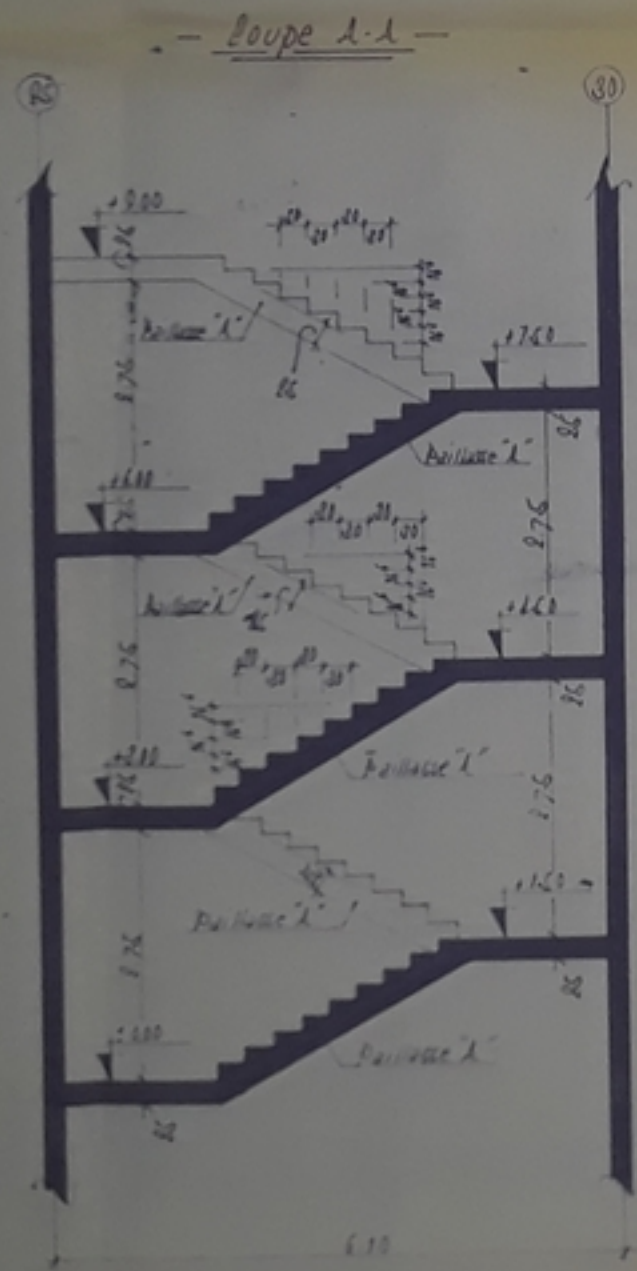
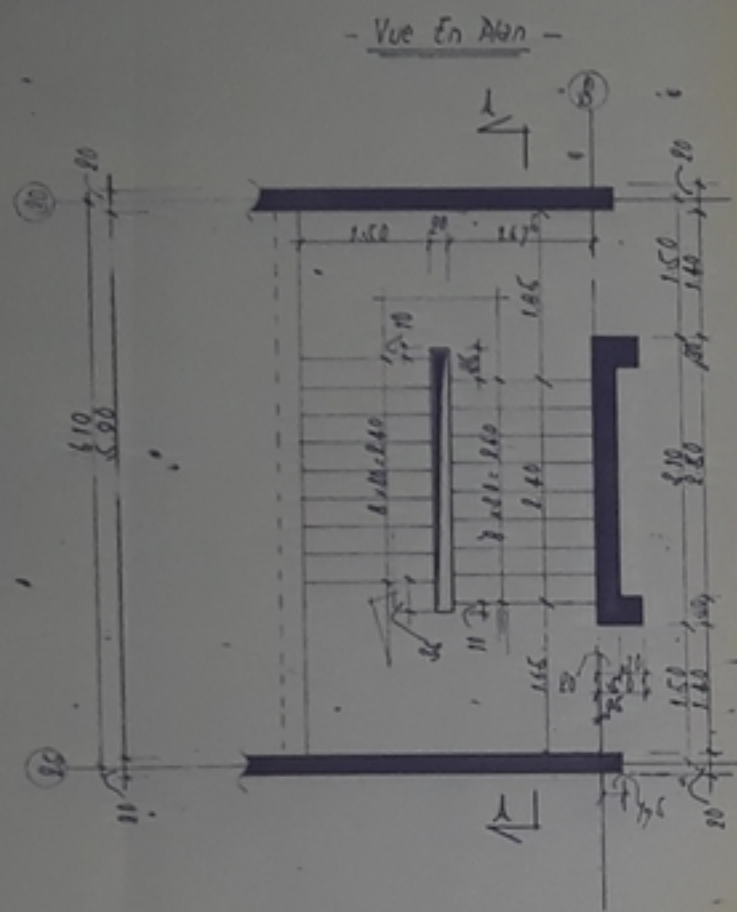
COFFRAGE et FERRAILLAGE

des FONDATIONS

ENPA

10 FIN ETUDES  
BLOC DORTOIR R.3





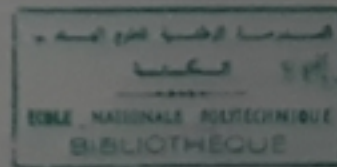
PB023 81

-05-

Proposé - SNERI -

COFFRAGE et FERRAILLAGE

de L'ESCALIER



ENPA

1/30  
1/20

ILINSKY

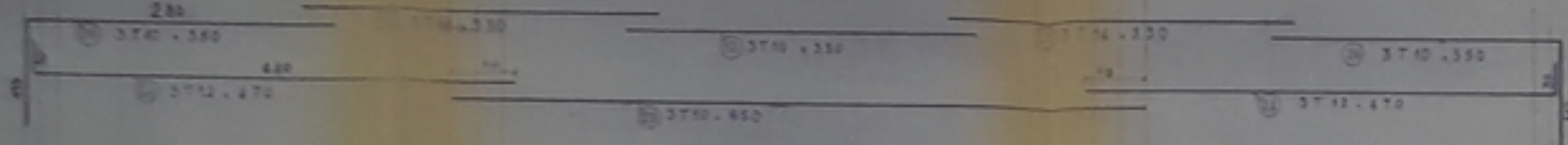
KAK mohamed  
MAHIEDDINE hamid

de FIN D'ETUDES

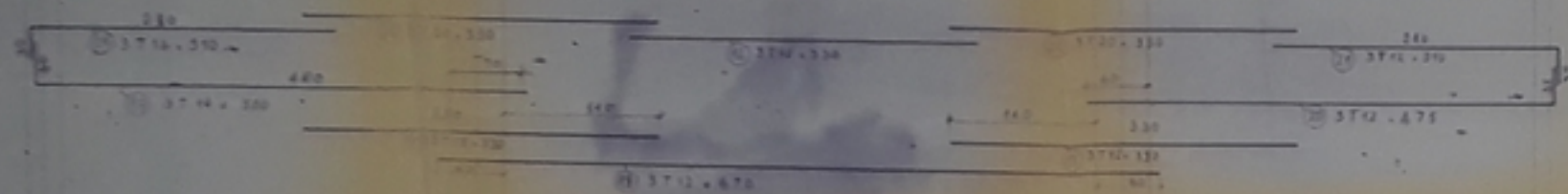
BLOC DORTOIR R+3



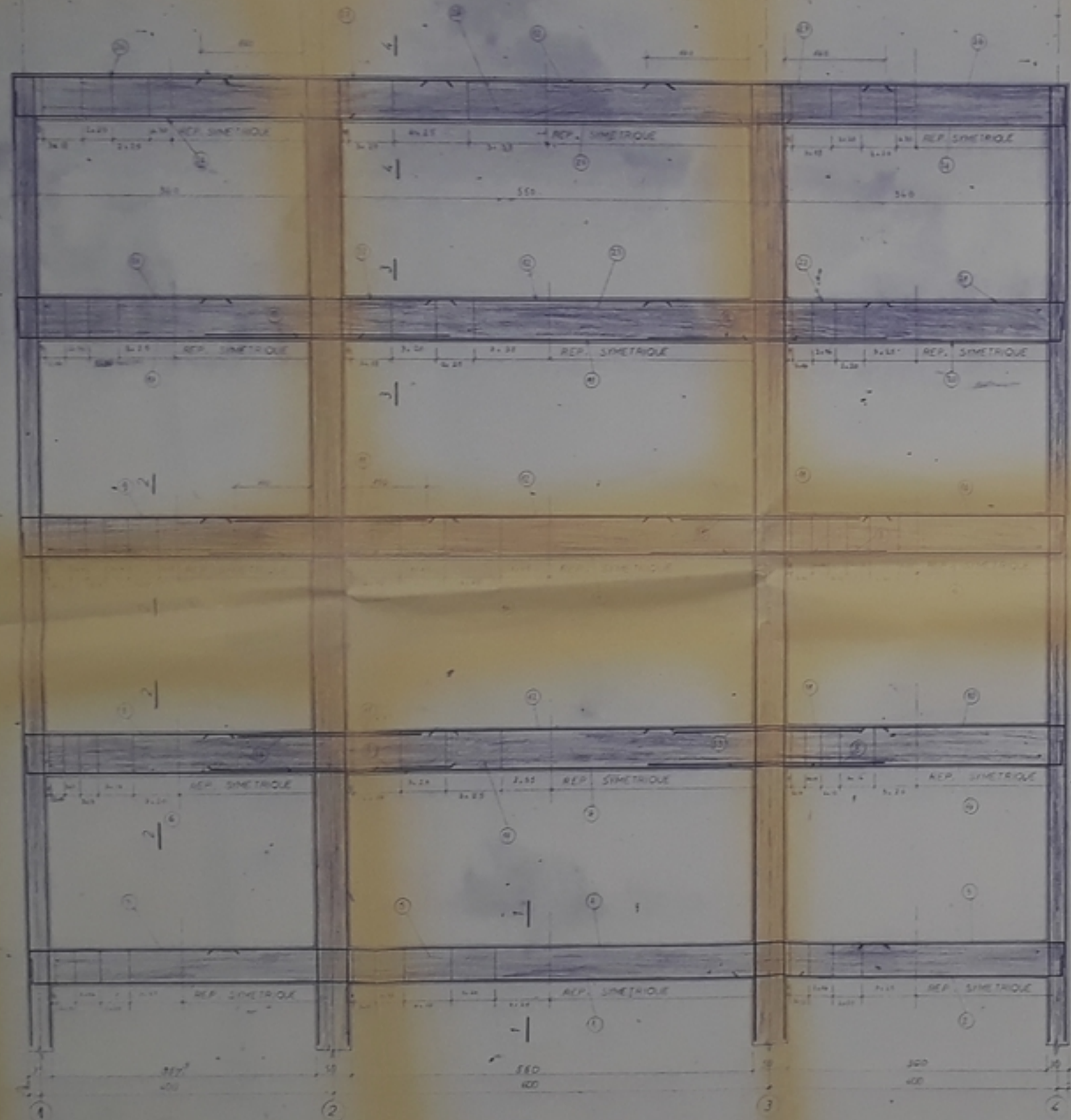
Ferailage de la poutre au niveau +200



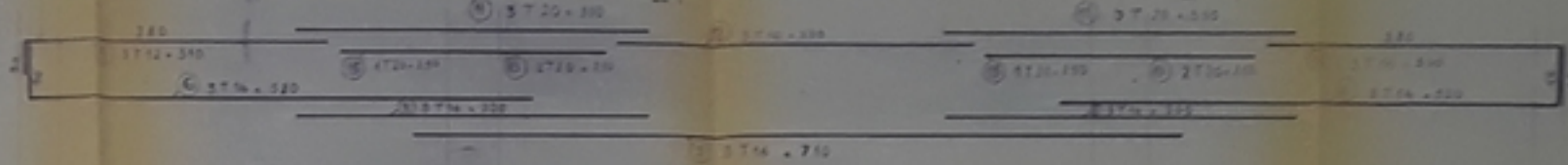
Ferailage de la poutre au niveau +500



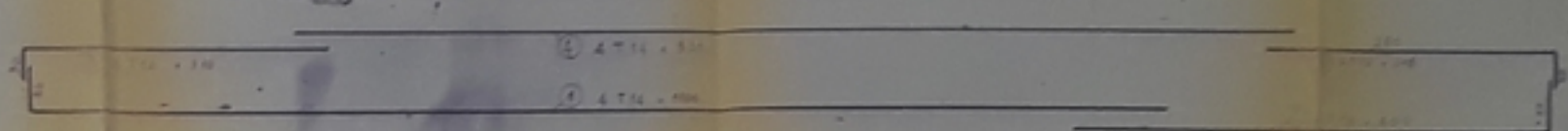
portique N°1 sur axes B et C  
échelle: 1:25



Ferailage de la poutre aux niveaux +200 et +300



Ferailage de la longrine au niveau +000



Ferailage des Poteaux voir Portique n° 2

1808321  
.06-

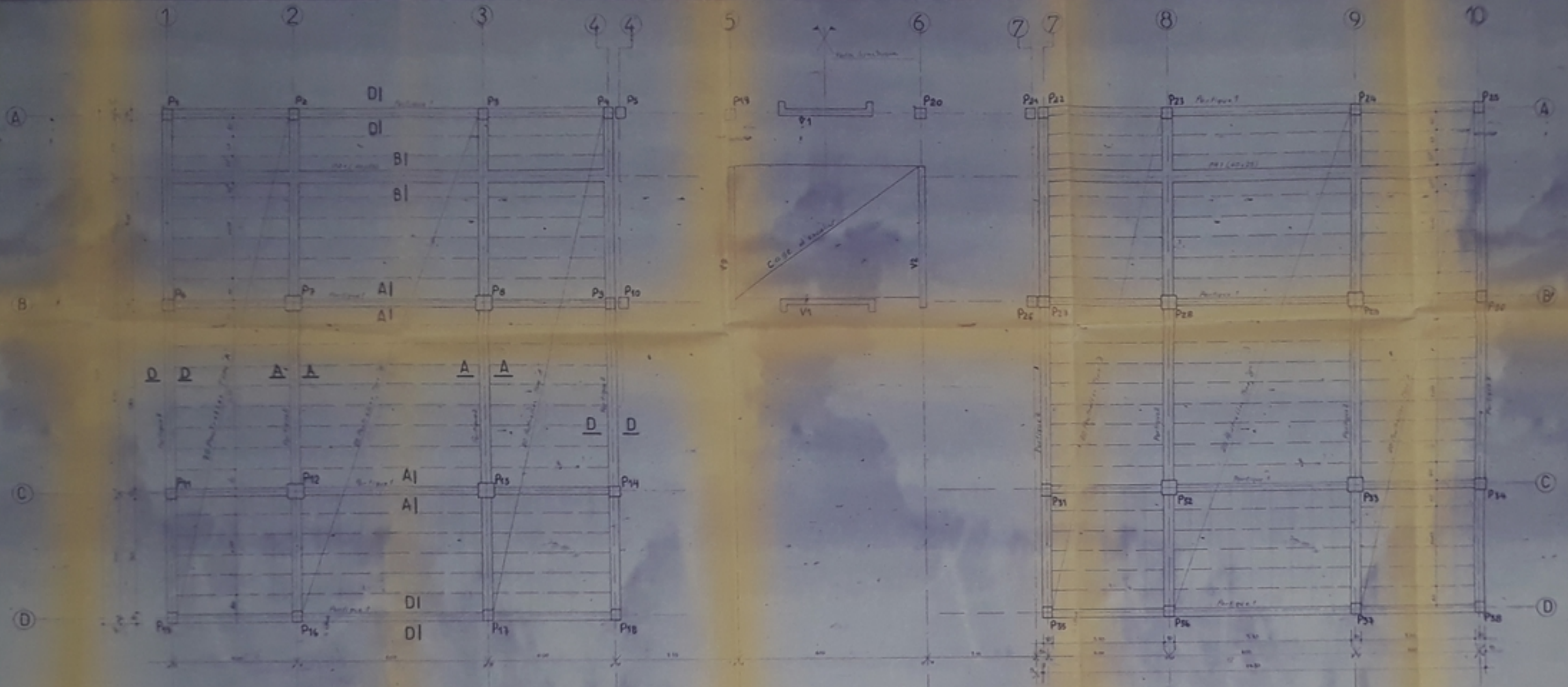
Proposé - SNERI -

COFFRAGE et FERRAILAGE  
du PORTIQUE TRANSVERSAL N°1

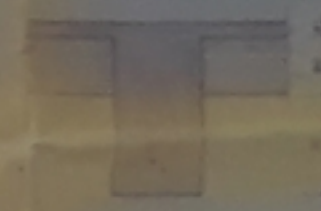
ENPA  
de FIN DETUDES  
BLOC DORTOIR R+3

LINSKY  
K.A. Mohamed  
MAHEDDINE Hamid

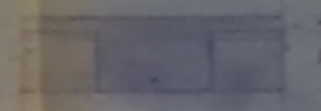




COUPE A.A



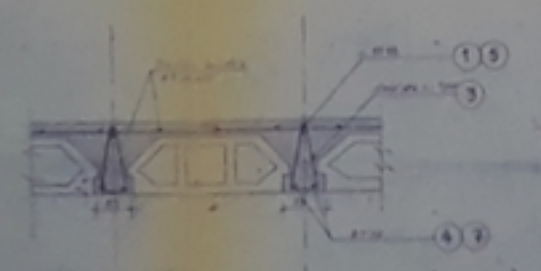
COUPE B.B



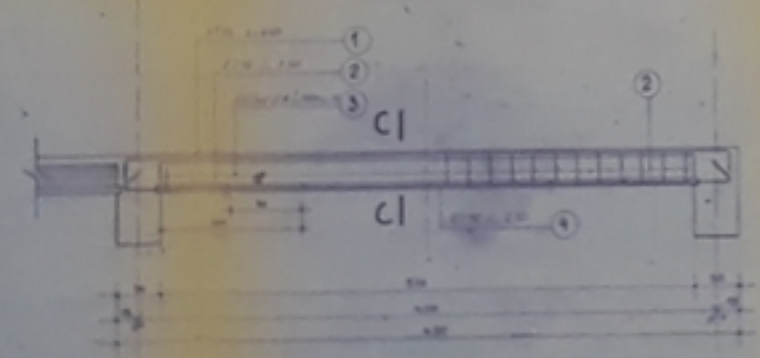
COUPE D.D



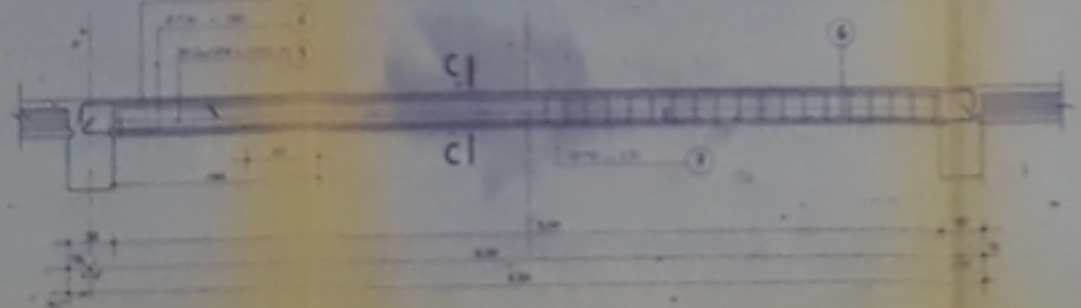
COUPE C.C



POUTRELLE TYPE A 80PIECES



POUTRELLE TYPE B 40PIECES



PROJET DE FIN D'ETUDES

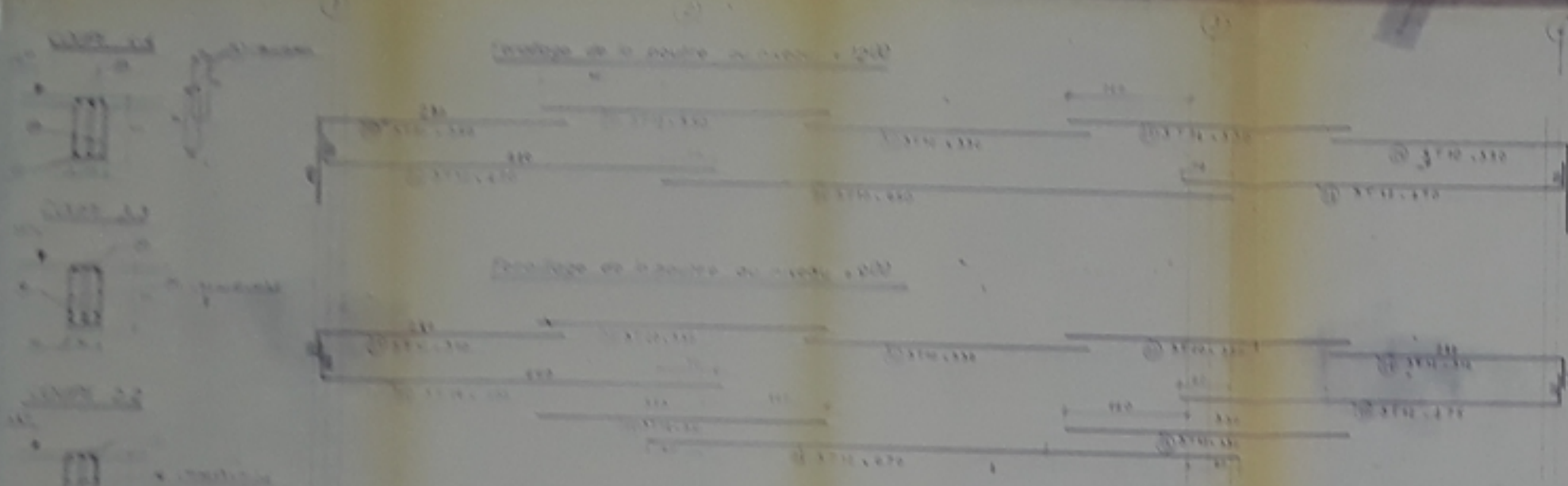
PLAN COFFRAGE

PLANCHER

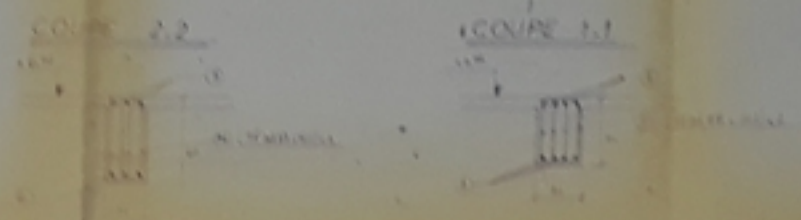
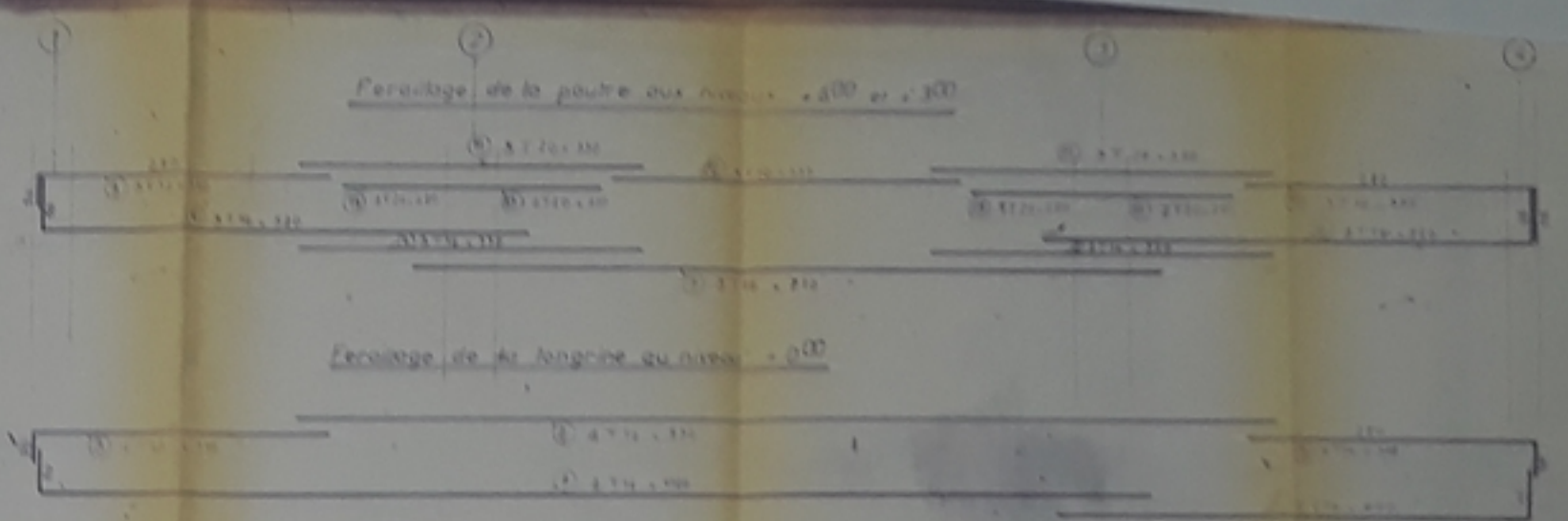
**ENPA**

SAUC DORTON S.A.

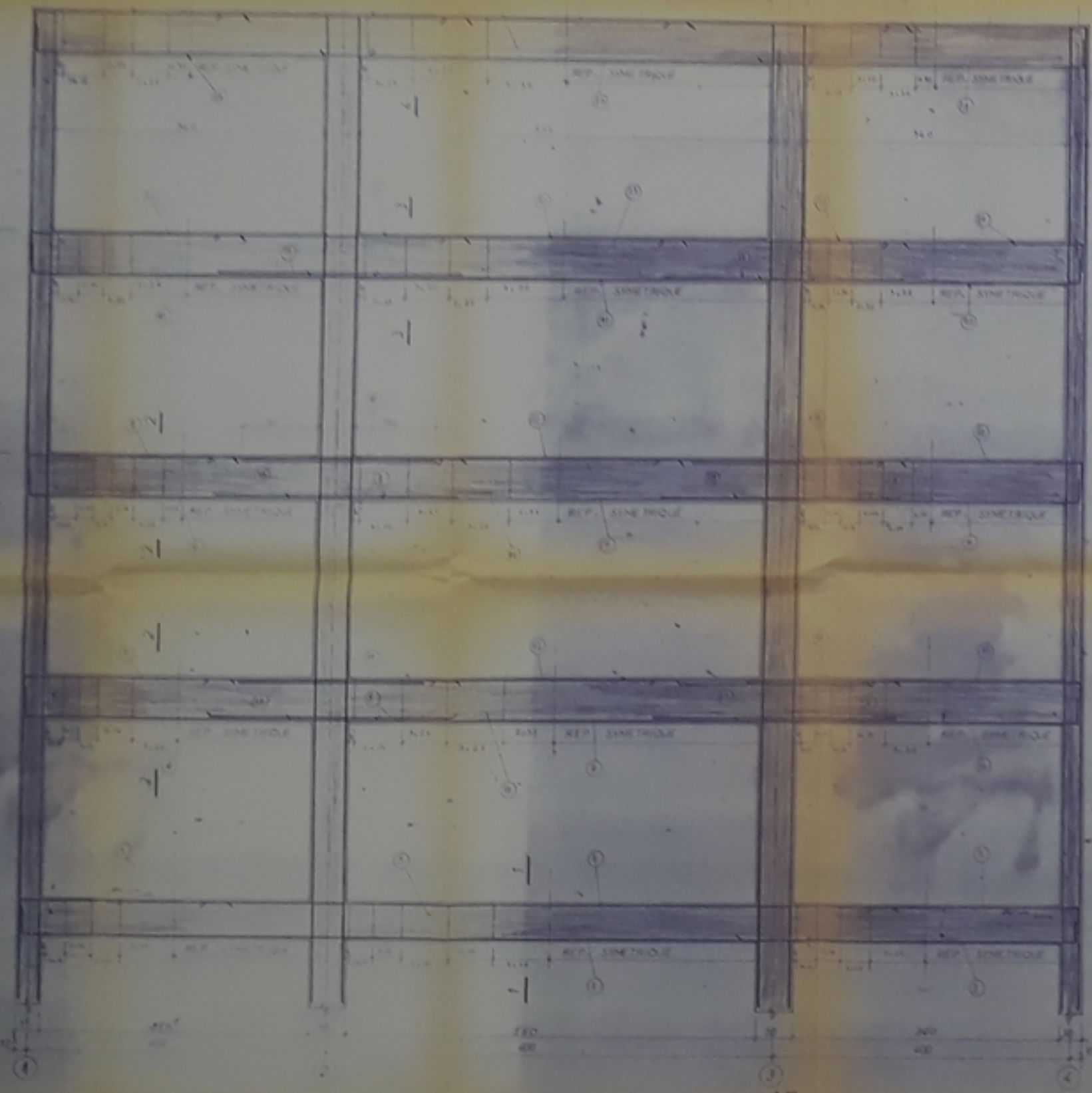




portique A 11 sur 0.9x2.2 m/c  
0.9x2.2 m/c



Ferraillage des Poutres sur Portique A 11



PS-43 71

Projet S.N.E.P.

COPRAGE & FERRAILLAGE

du PORTIQUE TRANSVERSALE

ENPA

100000 - DAKAR

100000 - DAKAR

100000 - DAKAR

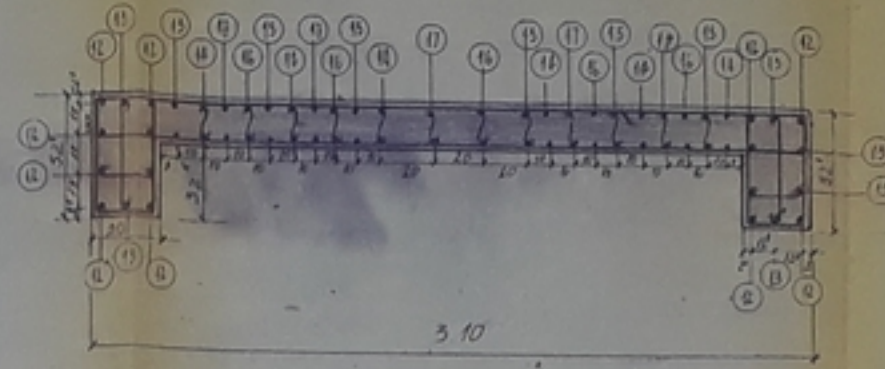


COUPE A A

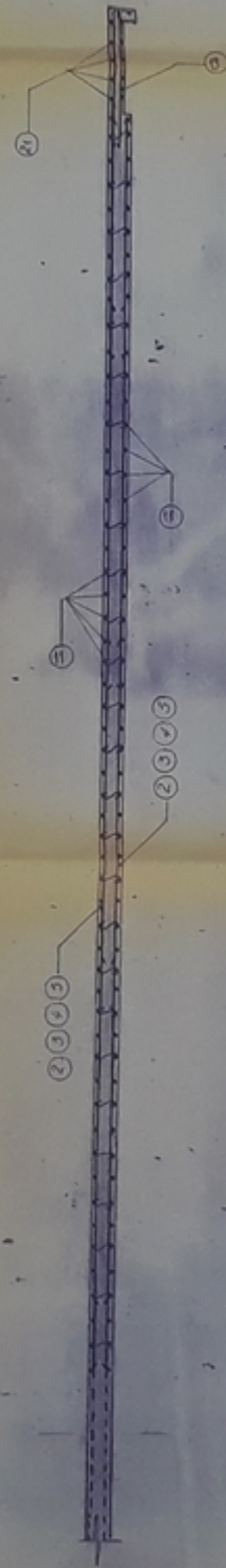


VOILE TRANSVERSAL

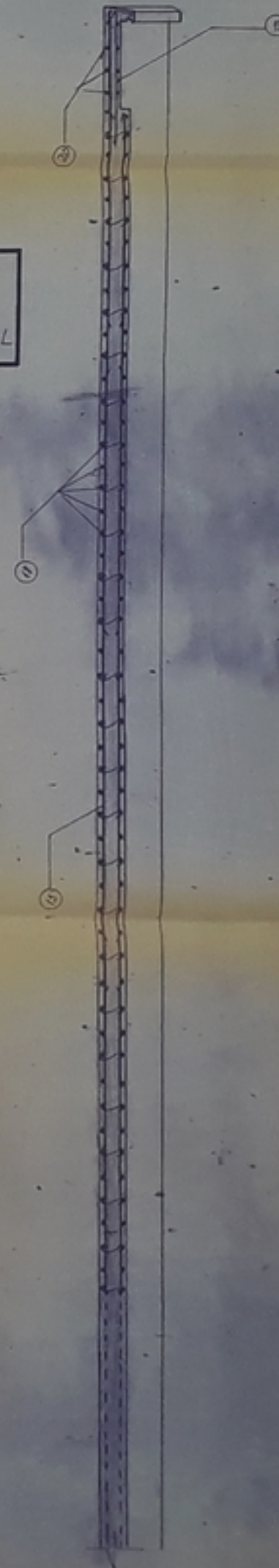
COUPE D.D



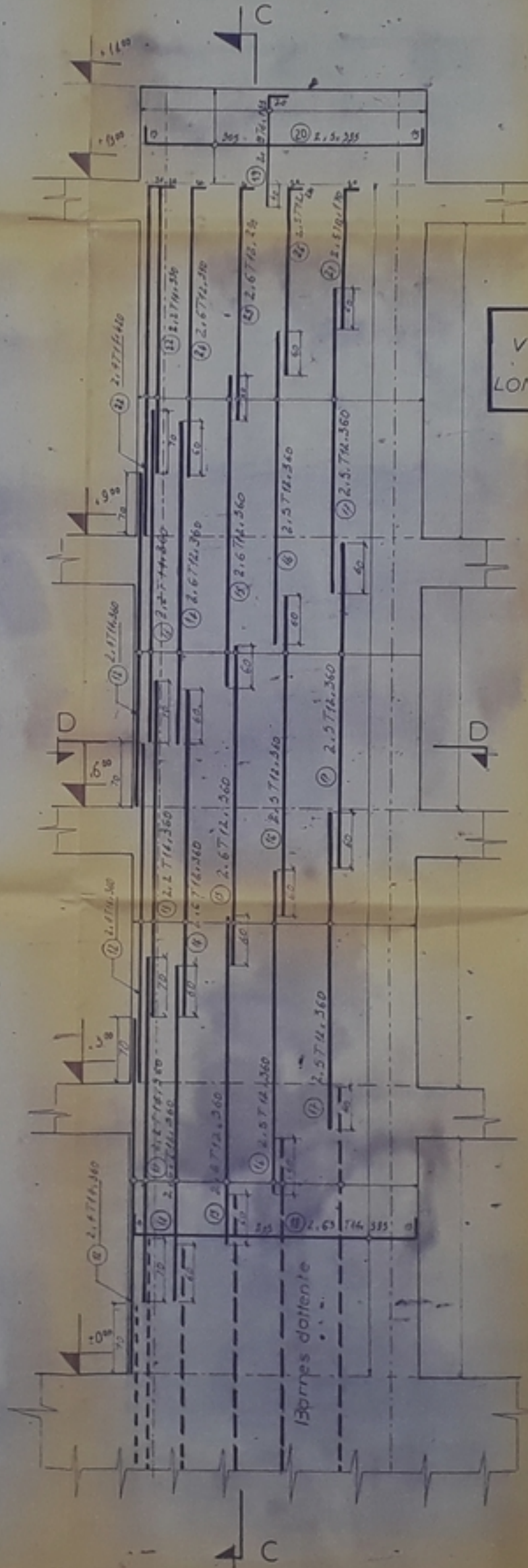
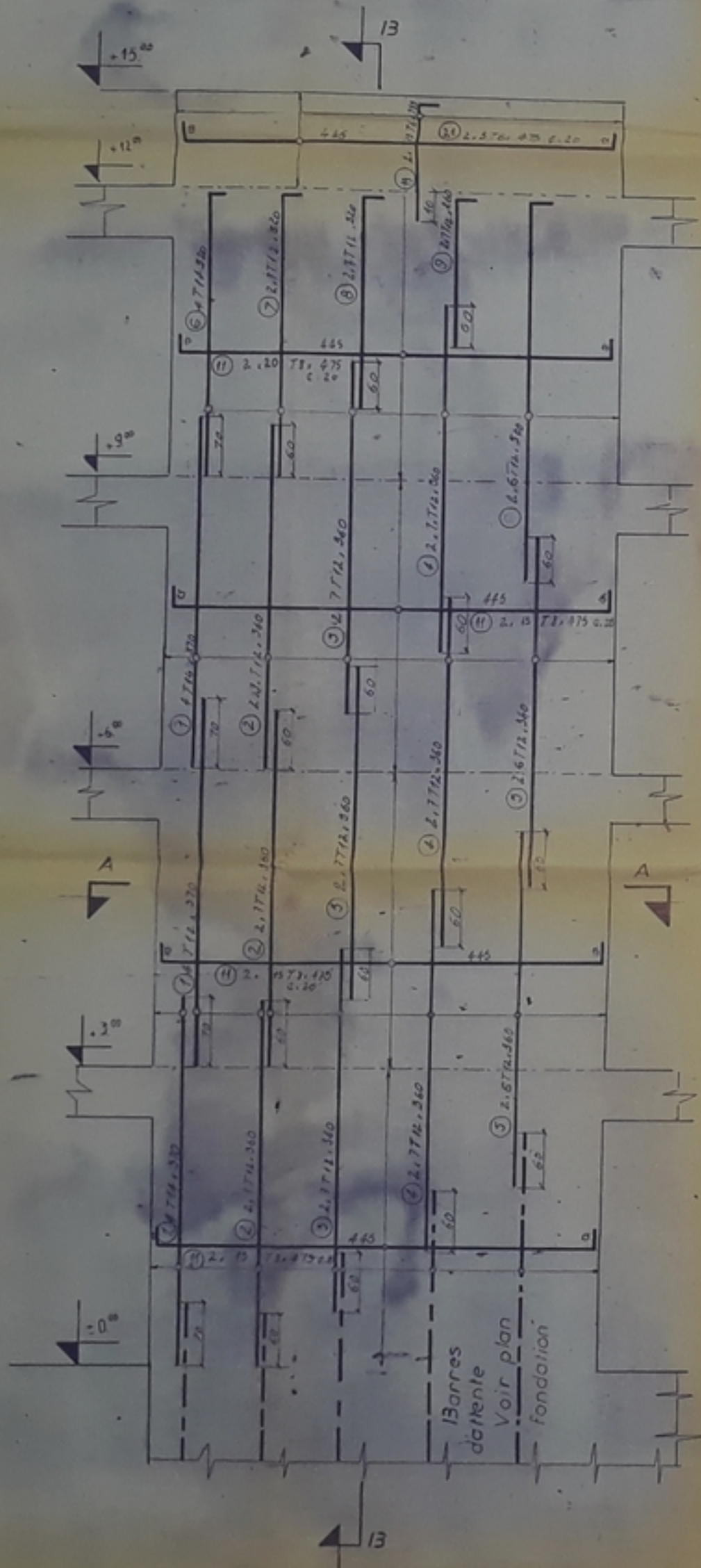
COUPE B B



COUPE C C



VOILE LONGITUDINAL



PB0381  
03.

COFFRAGE & FERRAILLAGE

des VOILES

ENPA

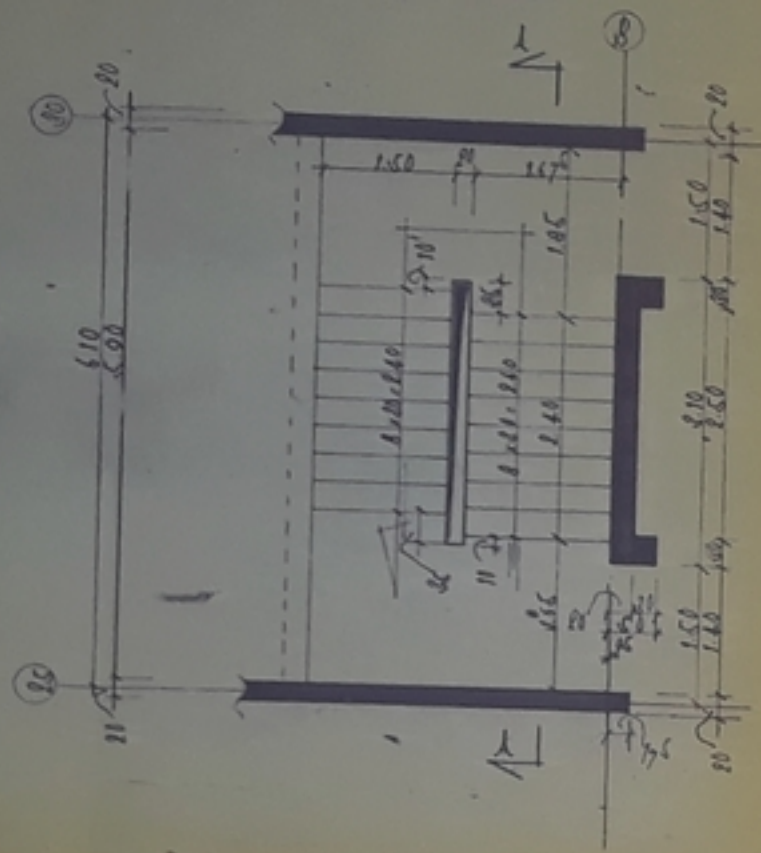
IN ETUDES  
BOULEVARD DE LA LIBERATION  
92000 NANTERRE

Proposé par

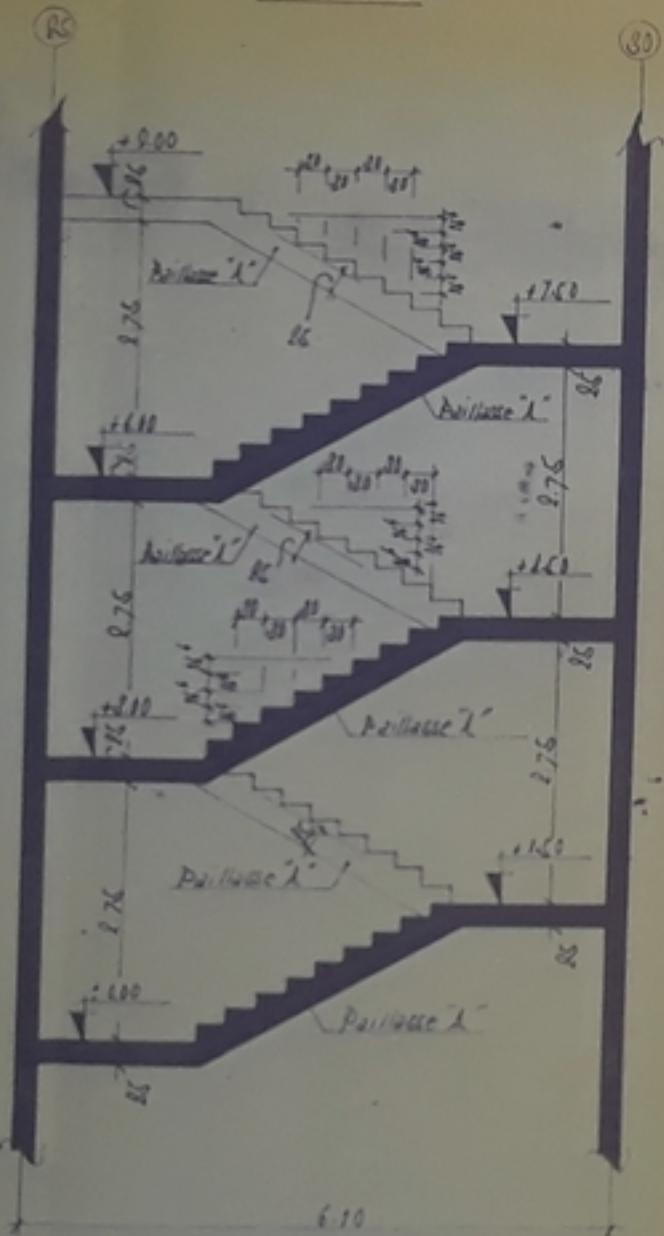
ENPA  
BOULEVARD DE LA LIBERATION  
92000 NANTERRE



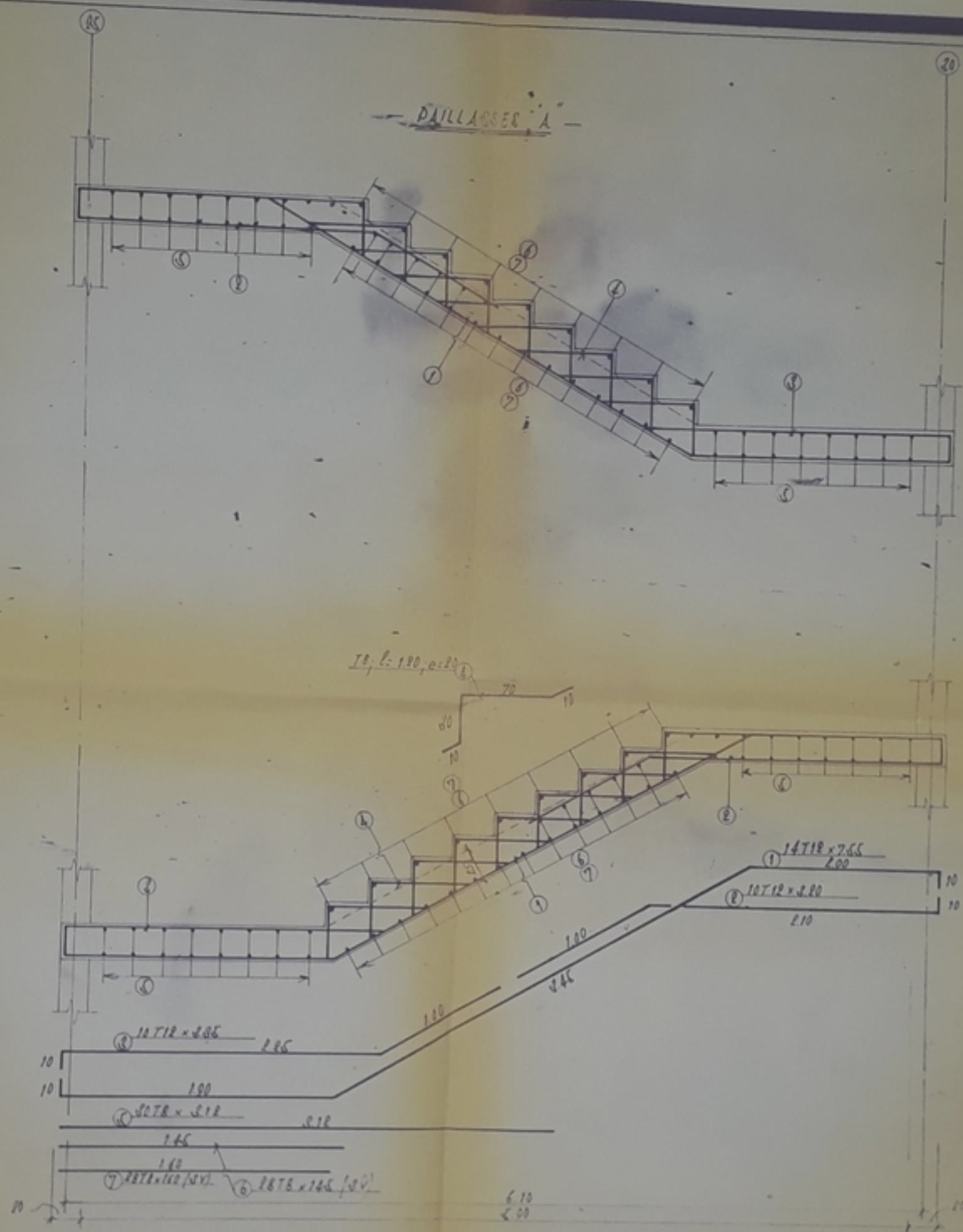
- Vue En Plan -



- Loupe 1-1 -



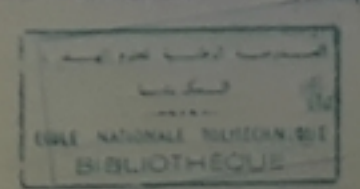
- DAIILAGES 'A' -



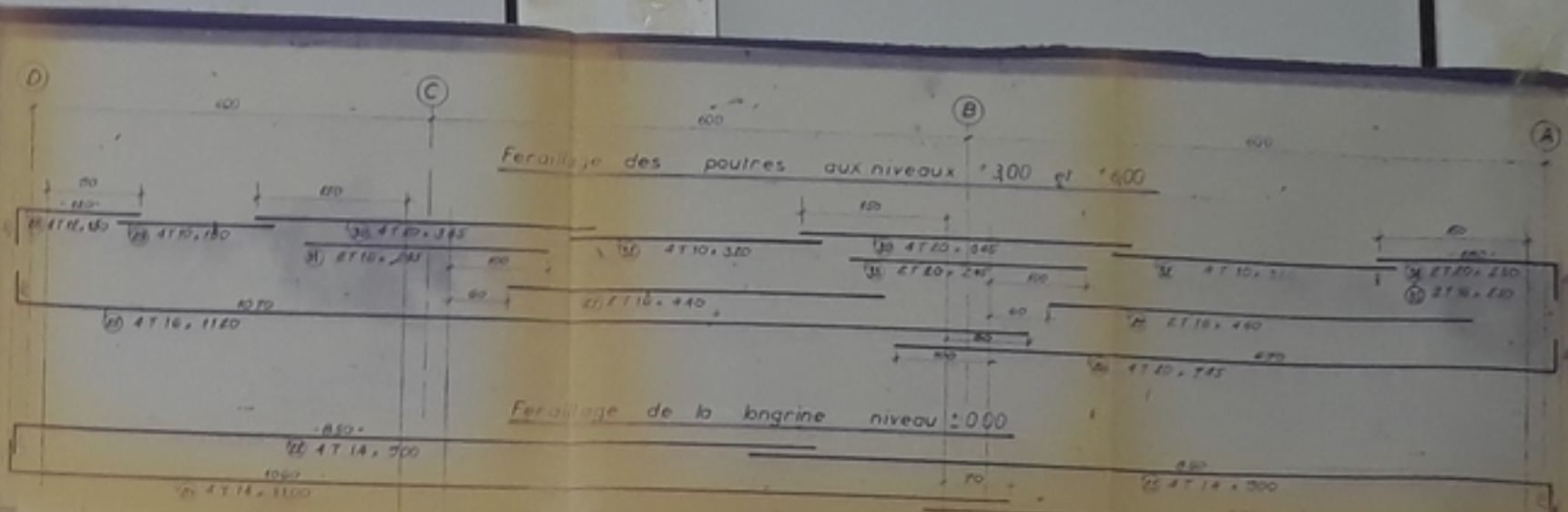
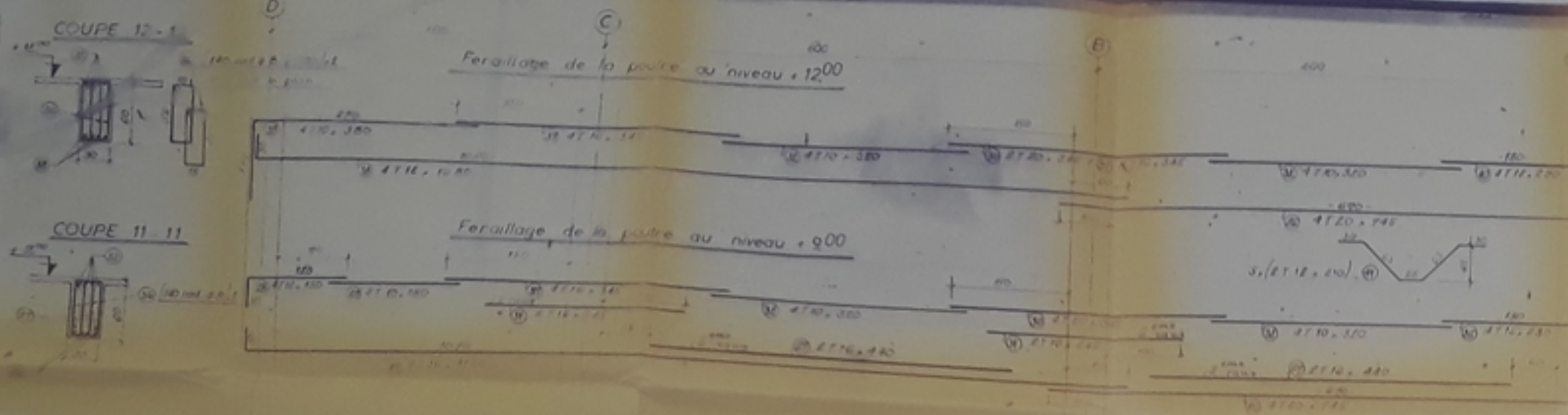
PB 083 81

- 10 -

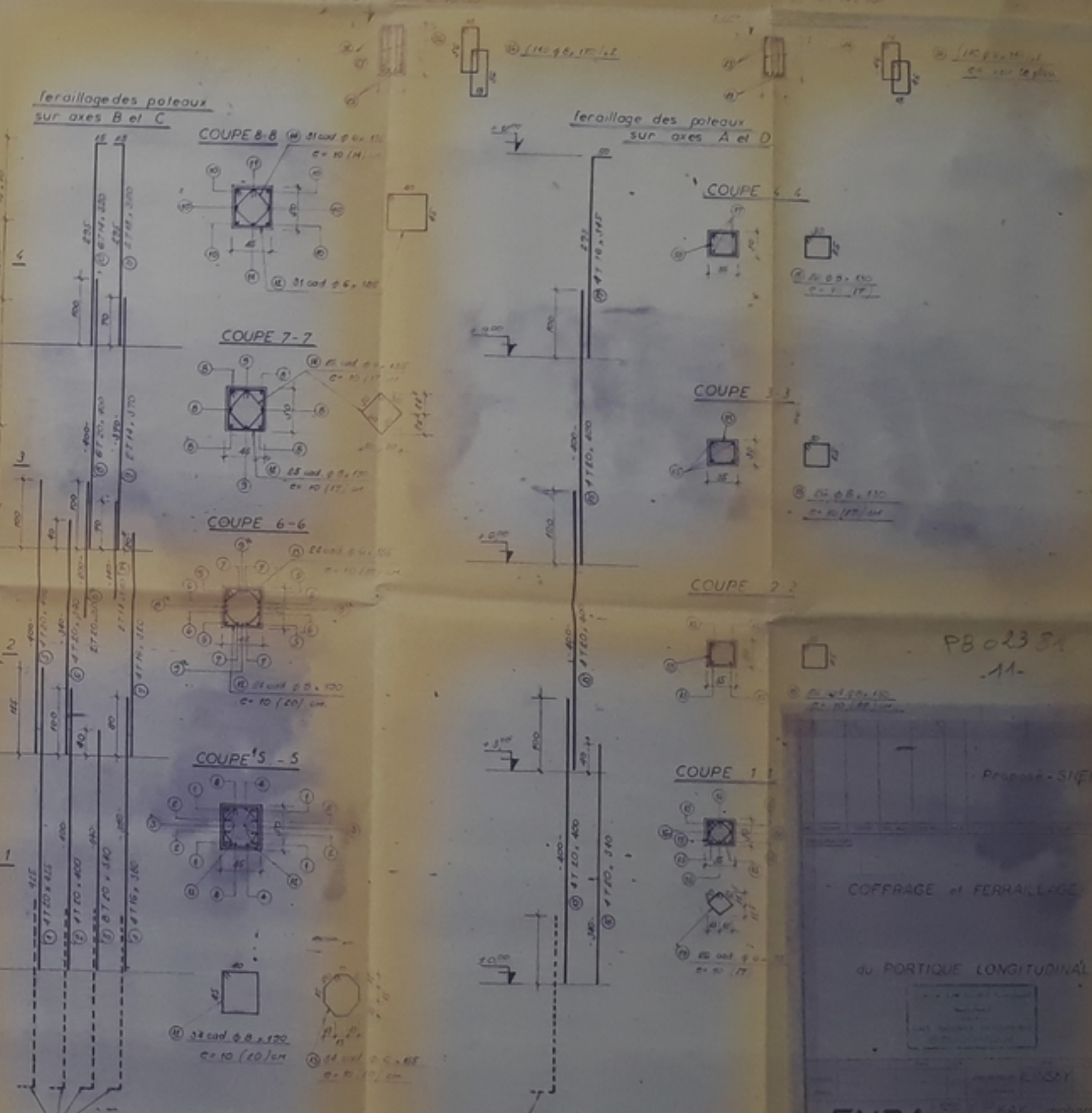
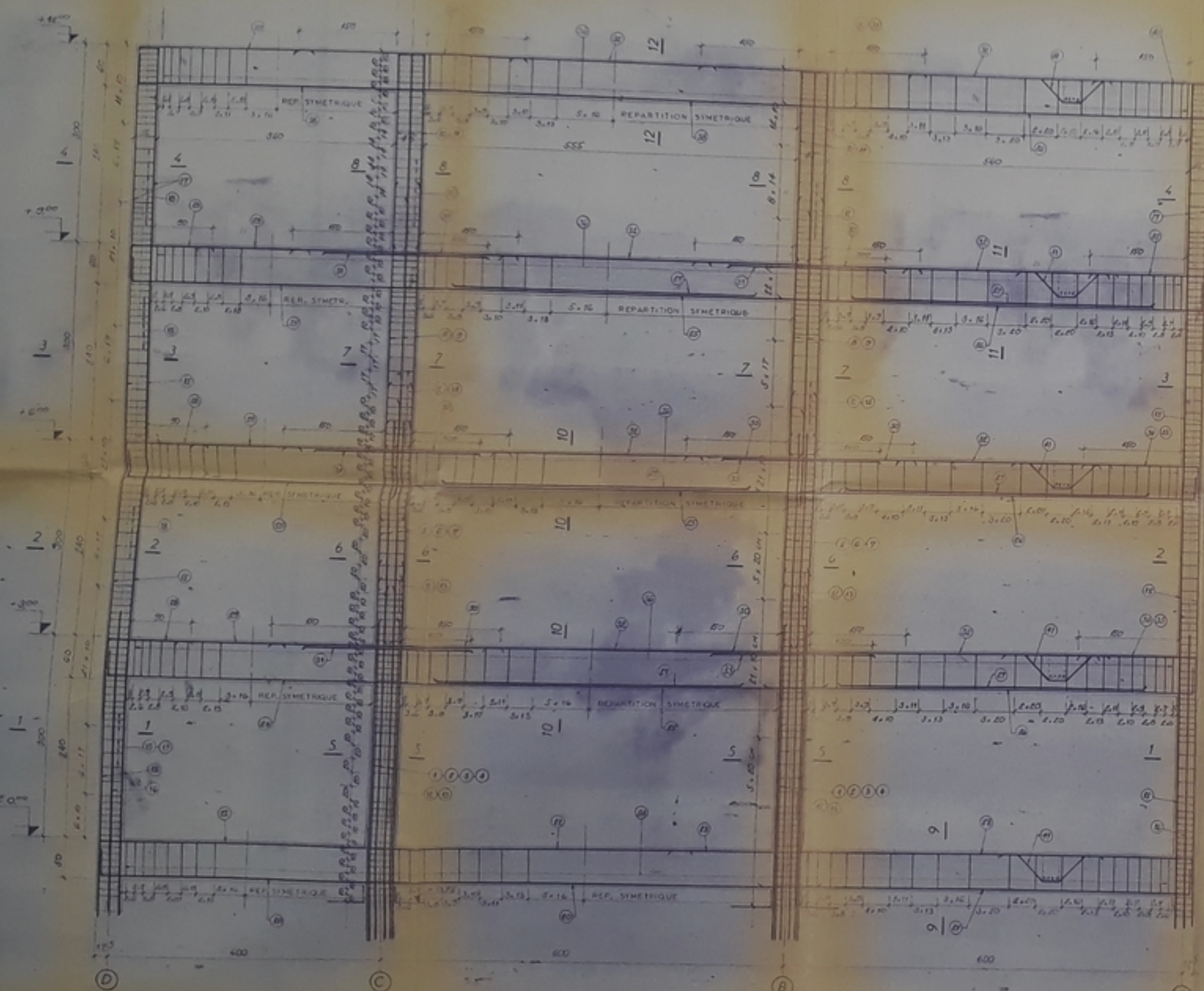
Proposé - SNERI -

DESIGNATION	COFFRAGE et FERRAILLAGE
	de L'ESCALIER
	
DESIGNER	ILINSKY
DATE	1/80
SCALE	1:20
PROJECT	KAK mahomed
	MAHIEDDINE hamid
de FIN D'ETUDES	
BLOC DORTOIR R+3	





PORTIQUE N°2 sur axes 2 et 3



PB 023 SA  
-11-

Projet - SHERI

COFFRAGE et FERRAILAGE

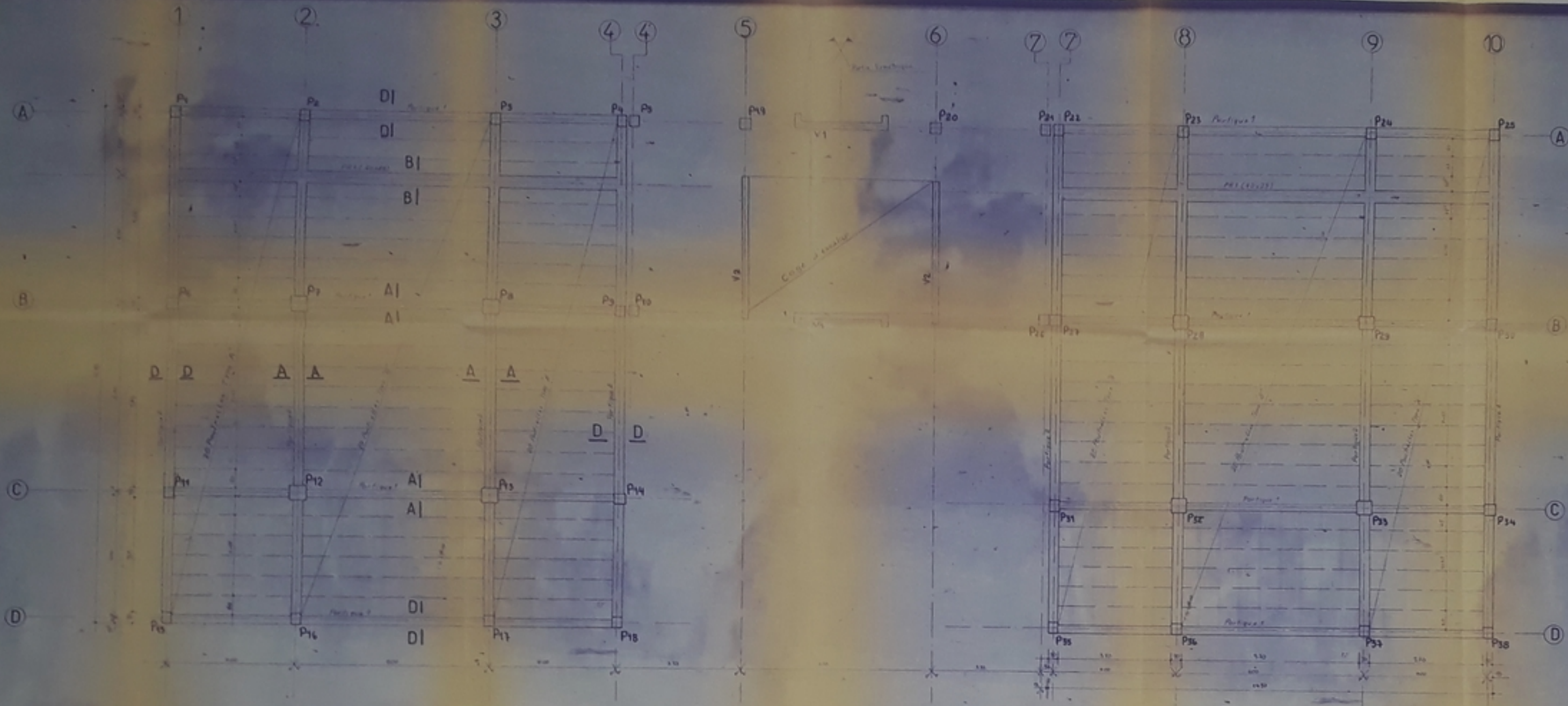
du PORTIQUE LONGITUDINAL N°2

ENPA

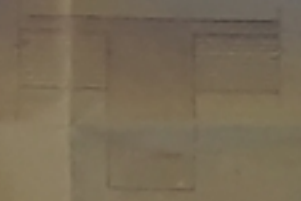
de FIN D'ETUDES

BLOC D'EXÉCUTION

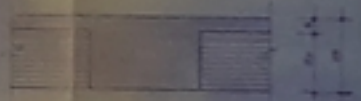




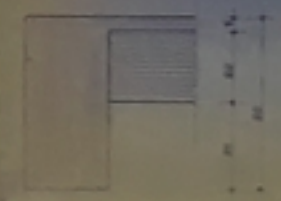
COUPE A A



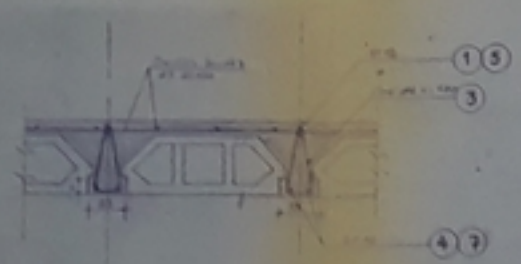
COUPE B B



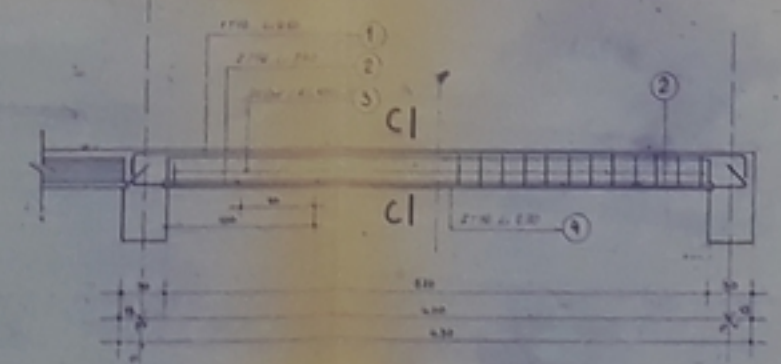
COUPE D D



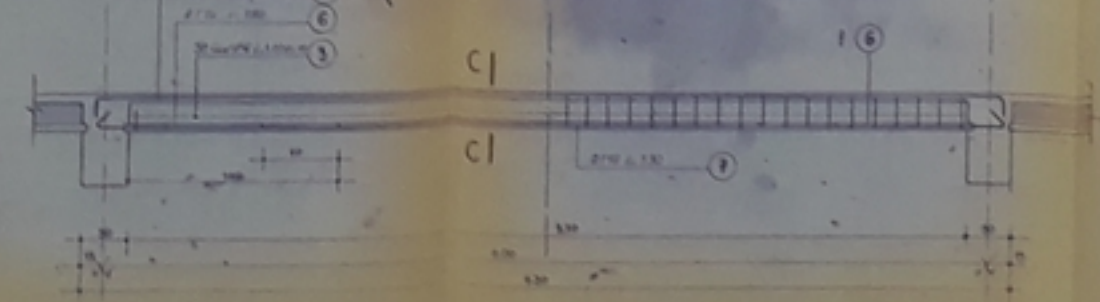
COUPE C C



POUTRELLE TYPE A 80PIECES



POUTRELLE TYPE B 40PIECES



PROJET DE FIN D'ETUDES

PLAN COFFRAGE

PLANCHER

ENPA

BLOC DORTOIR R-3



