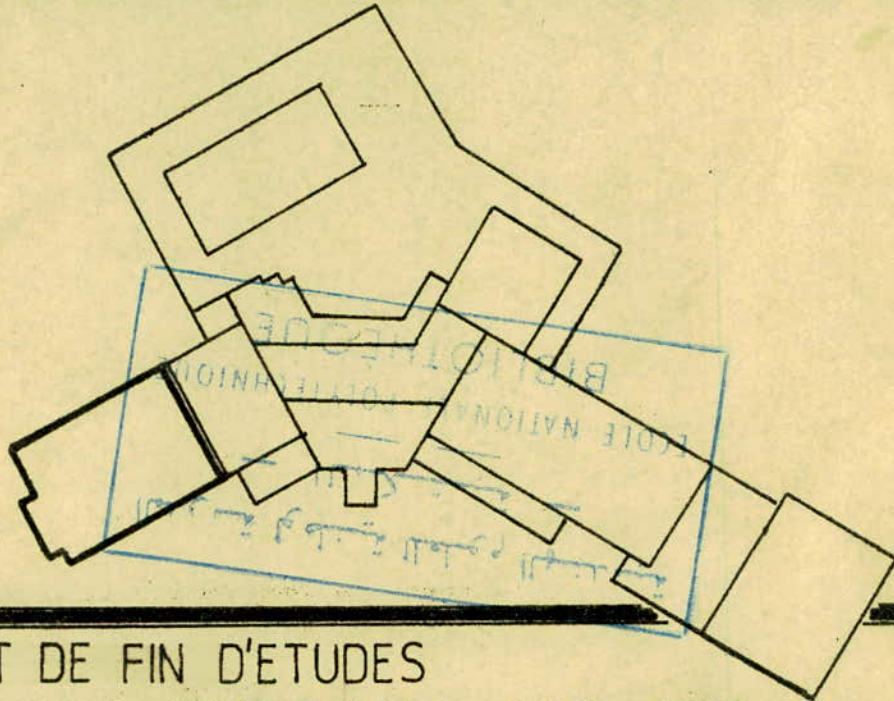


12/81

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
**HOUARI BOUMEDIENE**  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
**D'EL DJAZAIR**  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Lex



PROJET DE FIN D'ETUDES  
**HOTEL TEBESSA 300 LITS**

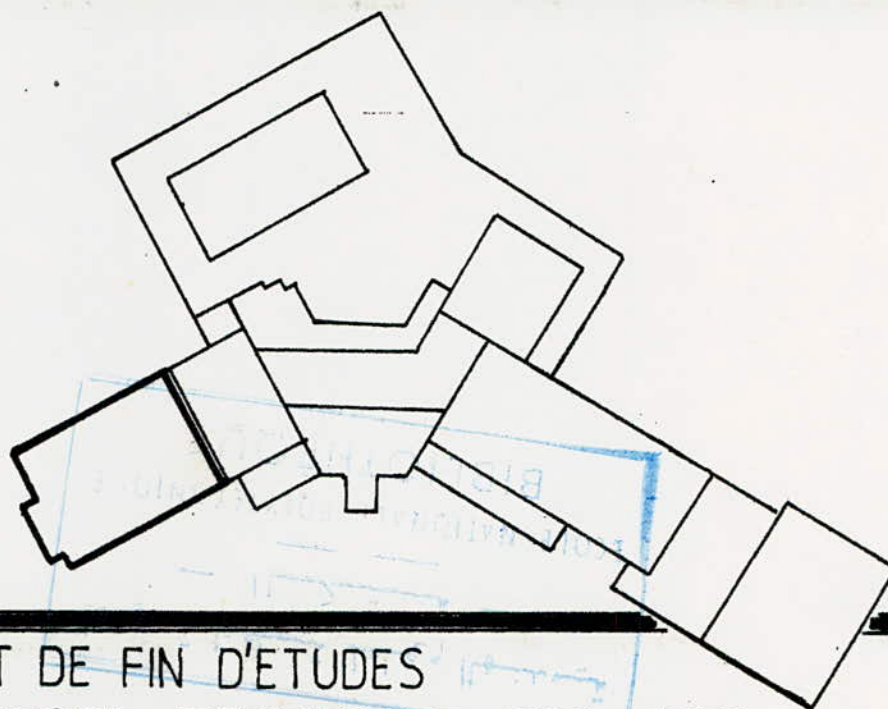
PROPOSE PAR:  
**ENET**

DIRIGE PAR:  
**R. JURKIEWICZ**

ETUDIE PAR:  
**T. BOUMELAL**  
**M. MOS TEFAOUI**

PROMOTION: JUIN 81

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
**HOUARI BOUMEDIENE**  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
**D'EL DJAZAIR**  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES  
**HOTEL TEBESSA 300 LITS**

PROPOSE PAR:  
**ENET**

DIRIGE PAR:  
**R. JURKIEWICZ**

ETUDIE PAR:  
**T. BOUMELAL**  
**M. MOS TEFAOUI**

PROMOTION: JUIN 81

# table des matieres

## CI-1.0: INTRODUCTION ..... 1

1. Presentation de l'ouvrage.
2. Caracteristiques des materiaux.
3. charges et surcharges.

## CI-1.1: CALCUL DES ELEMENTS ..... 7

1. Acrotère.
2. Planchers.
3. Escaliers.

## CI-1.2: ETUDE AU SEISME ..... 31

1. Introduction.
2. Calcul des coefficients sismiques.
3. Calcul des centres de masses.
4. Calcul des forces sismiques horizontales.
5. Calcul des inerties équivalentes des voiles.
  - a. Hypotheses et méthode de calcul.
  - b. Caracteristiques géométriques des voiles.
6. Calcul des centres de torsion.
7. Répartition des forces sismiques horizontales.
8. Calcul des forces sismiques verticales.

## CI-1.3: ETUDE AU VENT ..... 52

1. Introduction.
2. Pressions dynamiques.
3. Charges du vent.
4. Répartition des charges du vent

## CI-1.4: ETUDE DES VOILES ..... 57

1. Détermination des efforts dans les linteaux.
  - a. Hypotheses et méthode de calcul.
  - b. Cas du seisme.
  - c. Cas du vent.

2. Efforts dans les voiles dus aux charges et surcharges.
3. Calcul des contraintes.
4. Calcul des contraintes admissibles - vérification.
5. Ferrailage des voiles.
6. Ferrailage des linéaux.

## CI-1.5: FONDATIONS ----- 98

1. Introduction
2. Calcul des semelles.
3. Vérification au séisme.
  - a. stabilité
  - b. contraintes.

## REMERCIEMENTS.

- Nous tenons à remercier M<sup>r</sup> RYSZARD JLRKIEWICZ pour son entière disponibilité et ses précieux Conseils qui nous ont été d'une grande utilité pour l'élaboration de ce modeste travail.

- Nos remerciements vont aussi à tous les professeurs de l'école nationale polytechnique qui ont contribué à notre formation.

BOUMELAL - MOSTEFAOUI

---

## DEDICACES

---

- . Je dedie ce modeste travail
- . A mon pere
- . A ma mere
- . A mes freres et soeurs à qui je souhaite le plus grand bien
- . A toute ma famille.
- . A la memoire de mon ami Ahmed Chami
- . A tous les amis et camarades.

Tahar BOUMELAL.

## DEDICACES

Je dedie ce modeste travail.

- A mon père et à ma mère pour leurs sacrifices consentis à mon égard
- A mes frères
- A mes sœurs
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à mon éducation et à ma formation.
- A la mémoire de mon ami Ahmed Chami
- A la mémoire de toutes les victimes du régime d'El Assad.

Mohamed Mostefaoui.

# — INTRODUCTION —



## Description de l'ouvrage

- Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bloc faisant partie d'un hôtel de 600 lits qui devra être réalisé à Tébessa.
- Le bloc en question comprend un rez de chaussée et 4 étages espacés entre plancher de 3,06 m.
- La longueur totale est de 23,8 m.
- La largeur totale est de 16,8 m.
- La hauteur totale est de 16,8 m (acrotère comprise).

### Ossature:

L'ossature du bt est constituée par des voiles transversaux et longitudinaux parfaitement encastres entre eux assurant ainsi le contreventement.  
 • l'épaisseur des voiles est de 16 cm.

### Planchers:

Ils sont constitués par une dalle pleine de 16 cm d'épaisseur. Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique, hydrofuge et une forme de pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales. La terrasse est inaccessible.

### Escaliers:

Le bloc sera muni d'une cage d'escalier. Les escaliers seront en béton armé avec paraitse portée. Ils seront construits par charge en même temps que l'ossature.

### Maçonnerie:

- Murs extérieurs:
  - 1 Cloison en brique creuse de 15 cm
  - 1 vide d'air
  - 1 Cloison en brique creuse de 10 cm.
- Murs intérieurs:
  - brique creuse de 10 cm.

### Rivêtements:

- Céramique dans les salles d'eau.
- Carrelage dans les autres pièces.

### Béton Armé:

- Tout le béton armé entrant dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages (CCBA 68) et aux règlements (P.S. 69)
- les armatures seront en acier H.A., doux et treillis soudés propres et débarrassés de toute trace de rouille.
- le béton sera préparé mécaniquement.
- tout l'ouvrage reposera sur le sol par l'intermédiaire d'une couche de béton de propreté (béton maigre).

- CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX -  
CONSTITUANT LE BETON ARME.

BETON:

- Dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 à Contrôle Attenué
- Grossueur des Granulats: 5/15 mm.
- Résistance nominale de compression  $\sigma'_{28} = 270$  bars.
- Résistance nominale de traction  $\sigma'_{28} = 23,2$  bars.

Contrainte de Compression Admissible (Art. 9.4. CCBA 68).

$$\sigma'_b = \rho'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon.$$

- $\alpha$ : dépend de la classe du ciment utilisée  $\alpha = 1$  (CPA 325).
- $\beta$ : dépend de l'efficacité de contrôle  $\beta = 5/6$  (Contrôle Attenué).
- $\gamma$ : dépend de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats  $C = 5/15$   $\gamma = 1$ .
- $\delta$ : dépend de la nature des sollicitations

$\delta = 0,30$  Compression simple.

$\delta = 0,6$  Flexion simple.

En flexion composée:

$\delta = 0,6$  l'effort normal est une traction

$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \\ 0,6 \end{array} \right.$  l'effort normal est une compression.

avec  $e_0$ : Excentricité de la résultante des forces extérieures / Centre de gravité du béton seul.

$e_1$ : Distance de la limite du noyau central au C. d. G. de la section du béton seul dans le plan radial passant par le Centre de pression.

Pour les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre les valeurs de  $\delta$  sont multipliées par 1,5.

- $\epsilon$ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre

$\epsilon = 1$  en Compression simple

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

En Compression:

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $\sigma'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5$  bars.
- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre  $\sigma'_b = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3$  bars.

en flexion simple:

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 135 \text{ bars sous S.P. 1.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ bars sous S.P. 2.}$$

Constante de référence de traction (Art. 9.5. CEB A 68).

$$\sigma'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \sigma'_{22}$$

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$  mêmes que précédemment.

$$\delta = 0,0124 \cdot 2,1 / \sigma'_b \quad \sigma'_{22} \text{ (en bars)}$$

$$\text{Sous SP}_1 : \bar{\sigma}'_b = 5,2 \text{ bars}$$

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

Aciers: Les aciers généralement utilisés en béton armé sont en 3 catégories dont 2 ont été envisagés dans nos calculs.

1. Aciers doux: (lourds lisses).

- Ronds lisses de nuance Fe E22  $\sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$ .

Constante de traction et de compression admissible  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1467 \text{ kg/cm}^2$  sous S.P.1.

sous S.P.2 :  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$ .

- Ronds lisses de nuance Fe E24  $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

Constantes admissibles  $\bar{\sigma}_a = 1565 \text{ kg/cm}^2$  sous S.P.1.  
 $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$  sous S.P.2.

2. Aciers à haute adhérence:

Aciers de nuance Fe E40  $\phi \leq 20 \text{ mm}$   $\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .  
 $\phi > 20 \text{ mm}$   $\sigma_{en} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ .

sous S.P.1 :  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  si  $\phi \leq 20$  et  $\bar{\sigma}_a = 2666,6$  si  $\phi > 20$ .

sous S.P.2 :  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$  si  $\phi \leq 20$  et  $\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$  si  $\phi > 20$ .

Condition de fissuration du béton et Contrainte de traction: (Art. 4.9. EC8A68).

La Contrainte maximale des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K}{\phi} \cdot \sigma_b}$$

$\sigma_1$ : Contrainte de fissuration systématique

$\sigma_2$ : Contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle.

$\eta$ : Coefficient de fissuration =  $\begin{cases} 1 & \text{ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{H.A.} \end{cases}$

$\phi$ : diamètre de la plus grosse barre en mm.

$\bar{\omega}_f$ : % de fissuration  $\bar{\omega}_f = A/B_f$  avec A: section des barres tendues  
 $B_f$ : section d'enrobage des barres tendues.

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

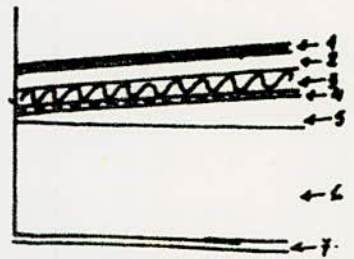
K:  $\begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible.} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{fissuration préjudiciable.} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$

## CHARGES ET SURCHARGES

### 1. Plancher TERRASSE :

#### a) charges :

1. multicouches	10 kg/m <sup>2</sup>	
2. Chape en beton (3cm à 2200 kg/m <sup>3</sup> )	60 kg/m <sup>2</sup>	
3. isolation thermique	10 kg/m <sup>2</sup>	
4. carton bitumé et carton perforé	10 kg/m <sup>2</sup>	
5. forme de pente (9 cm à 2200 kg/m <sup>3</sup> )	200 kg/m <sup>2</sup>	
6. plancher dalle (16 cm)	400 kg/m <sup>2</sup>	
7. Enduit plat (1,5 cm à 1300 kg/m <sup>3</sup> )	20 kg/m <sup>2</sup>	



$$G = 710 \text{ kg/m}^2$$

b) surcharges:  $P = 100 \text{ kg/m}^2$  avec pondération  $1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/m}^2$

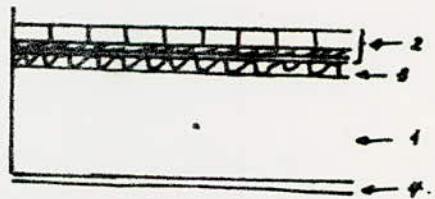
$$G + 1,2P = 830 \text{ kg/m}^2$$

Charge soumise à l'action sismique:  $G + \frac{P}{5} = 710 + \frac{100}{5} = 730 \text{ kg/m}^2$

### 2. Plancher Courant :

#### a) charges

1. Plancher dalle :	400 kg/m <sup>2</sup>
2. Cloisons :	75 kg/m <sup>2</sup>
3. finitions :	100 kg/m <sup>2</sup>
4. isolation phonique :	10 kg/m <sup>2</sup>
5. Enduit plat :	20 kg/m <sup>2</sup>



$$G = 605 \text{ kg/m}^2$$

b) surcharges:  $P = 175 \text{ kg/m}^2$  Avec pondération:  $1,2 \cdot 175 = 210 \text{ kg/m}^2$

$$G + 1,2P = 815 \text{ kg/m}^2$$

Charge soumise à l'action sismique:  $G + \frac{P}{5} = 640 \text{ kg/m}^2$

### 3. Loggia :

#### a) Charges :

$$G = 605 \text{ kg/m}^2$$

#### b) Surcharges :

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

Avec pondération:  $1,2 \cdot 350 = 420 \text{ kg/m}^2$

Charges soumise à l'action sismique:  $G + \frac{P}{5} = 675 \text{ kg/m}^2$

4. Escalier:

a) Charge:

dalle pleine: (14 cm)      550 kg/m<sup>2</sup>.

Revêtement                      110 kg/m<sup>2</sup>.

G = 460 kg/m<sup>2</sup>.

b) surcharges:

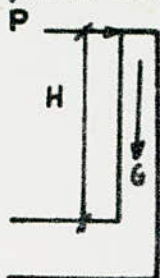
R = 250 kg/m<sup>2</sup>. avec pondération:  $1,2 \cdot 250 = 300$  kg/m<sup>2</sup>.

Charge admise à l'action sismique:  $G + \frac{R}{5} = 460 + \frac{250}{5} = 510$  kg/m<sup>2</sup>.

# CALCUL DES ELEMENTS

ACROTERE

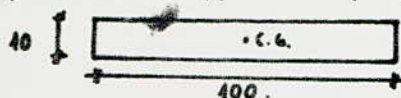
- On assimile l'acrotère à une console encastrée dans le plancher.
- On distingue les effets suivants:
    - le poids propre  $G$ .
    - la surcharge  $P$  due à la main. Courante appliquée horizontalement  $P = 100 \text{ kg/ml}$ .
  - le calcul sera effectué pour 1 ml d'acrotère en considérant une section rectangulaire  $b \times h$  avec  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur de l'acrotère) soumise à la flexion composée.



$$H = 50 \text{ cm.}$$

- le poids propre  $G = 0,1 \cdot 0,5 \cdot 2500 = 125 \text{ kg/ml}$ .
- la surcharge pondérée  $1,2P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/ml}$ .
- le moment dans la section dangereuse  $M = 1,2P \cdot H = 60 \text{ kg m/ml}$ .
- l'effort normal  $N = G = 125 \text{ kg/ml}$ .

Le calcul en flexion composée sera effectué par la méthode de Charon.



l'enrobage sera pris égal à 2 cm.

l'excentricité :  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6000}{125} = 48 \text{ cm} \Rightarrow e_0 > \frac{h_0}{2} = \frac{10}{2} = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$ .

La section est partiellement comprimée.

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus.

$$M_A = N \cdot Y_A \quad Y_A: \text{distance entre les aciers tendus et le Centre de pression.}$$

$$Y_A = e_0 + \left(\frac{h_0}{2} - d\right) = 40 + 4 = 44 \text{ cm.}$$

$$M_A = 125 \cdot 44 = 5500 \text{ kg cm/ml.}$$

$$M_R = \frac{1}{2} b h^2 \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{\beta}\right) \bar{f}'_b \quad \alpha = \frac{\gamma \bar{f}'_b}{m \bar{f}'_s + \bar{f}'_c} = \frac{15 \cdot 137,7}{15 \cdot 137,7 + 2800} = 0,424.$$

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 8^2 \cdot 137,7 \left(1 - \frac{0,424}{3}\right) \cdot 0,424 = 160425,16 \text{ kg cm.}$$

or  $M_A = 5500 \text{ kg cm} \Rightarrow M_R \gg M_A \Rightarrow$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Calcul des aciers tendus:

$$\mu = \frac{\gamma M}{\bar{f}'_c b h^2} = \frac{15 \cdot 5500}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0046 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \kappa = 146 \\ \varepsilon = 0,9690 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{f}'_c \varepsilon h} = \frac{5500}{2800 \cdot 0,969 \cdot 8} = 0,253 \text{ cm}^2$$



$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,253 - \frac{125}{2800} = 0,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Verification:

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,7754 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 T6 / ml avec un espacement de 25 cm (A=4,43 cm<sup>2</sup>).

Condition de non fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,43}{4 \cdot 100} = 2,82 \cdot 10^{-3} < 0,01 \Rightarrow \text{fissuration accidentelle}$$

K = 10<sup>6</sup> : fissuration préjudiciable.

\eta = 1,6 : Acier A43.

f = 6 mm.

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

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{f} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} = 3040,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3040,38 \end{cases}$$

\Rightarrow \sigma\_a = 2800 kg/cm<sup>2</sup> donc vérifié.

Verification à l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_c \geq T + M/2 = 120 - \frac{6000}{7/8} = -737,14 \text{ kg} \text{ vérifié}$$

\Rightarrow Les armatures ne seront prévues à aucun effort de traction.

On prévoit des armatures de repartition A\_r \geq A/4 On adoptera 4 T6/ml.

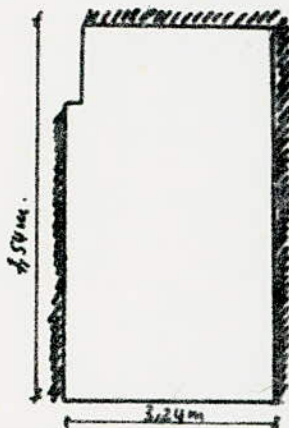
PLANCHERS:

- Les planchers sont constitués par une dalle d'épaisseur  $h_0 = 16$  cm liée aux différents plans de contreventement (Voiles).
- Dans nos calculs nous envisagerons 3 types de panneaux pour le plancher terrasse et 2 pour les planchers courants.

1. Plancher terrasse:

Panneau A:

Appuyé sur 3 cotés le 4<sup>e</sup> étant libre.



pour un panneau rectangulaire uniformément chargé simplement appuyé sur 3 cotés le 4<sup>e</sup> étant libre

Où  $b$ : pour  $b = l_y = 7,54m$   $a = l_x = 3,24m$ ,  $\frac{b}{a} = 2,37$ .

$M_{bx} = 0,133 q a^2$  Au bord libre

$M_{0x} = 0,122 q a^2$   
 $M_{0y} = 0,039 q a^2$  } Au Centre de la dalle

(voir Aide mémoire R.D.M).

Calcul des  $M_{max}$  au javée et aux appuis:

Au bord libre:

$M_{bx} = 0,25 M_{0x}$   
 $M_{ax} = 0,3 M_{0x}$  appui de rive.  
 $M_{0x} = 0,5 M_{0x}$  appui intermédiaire.

Au centre de la dalle :

$M_{by} = 0,43 M_{0y}$   
 $M_{0y} = 0,5 M_{0y}$

$M_{bx} = 0,25 M_{0x}$   
 $M_{ax} = \begin{cases} 0,3 M_{0x} & \text{(rive)} \\ 0,5 M_{0x} & \text{(interm.)} \end{cases}$

charges et surcharges:

sous G+1,2P  $q = 830 \text{ kg/m}^2$ .

Au bord libre:

$M_{bx} = 950 \text{ kgm}$   
 $M_{0x} = \begin{cases} 347,65 \text{ kgm} & \text{appui de rive} \\ 524,42 \text{ kgm} & \text{appui interm.} \end{cases}$

Au centre de la dalle:

$M_{bx} = 403,55 \text{ kgm}$ .

$$M_{ax} = \begin{cases} 918,9 \text{ kgm} & \text{appui de rive.} \\ 534,5 \text{ kgm} & \text{appui int.} \end{cases}$$

$$M_{by} = 316,03 \text{ kgm.}$$

$$M_{ay} = 169,9 \text{ kgm.}$$

Calcul des armatures:

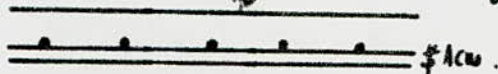
de ferrailleage sera calculé avec les efforts max:

$$M_{bx} = 985 \text{ kgm.}$$

$$M_{by} = 316,03 \text{ kgm.}$$

$$M_{ax} = 574,42 \text{ kgm.}$$

etc de section.  $\mu_{ax}$  doit être inférieur ou égal à  $h_0/10 \Rightarrow \phi \leq 16 \text{ mm}$   
 On adoptera ds  $\phi 8$ . - l'encrobage sera pris égal à  $10\phi$ .



hauteur utile (sans portais)  $h_x = h_0 - d - \phi/2 = 16 - 1 - 0,4 = 14,6 \text{ cm.}$

hauteur utile (sans repant.)  $h_y = h_0 - d - \phi/2 = 16 - 1 - 0,4 - 0,2 = 14,2 \text{ cm.}$

En travée:

$$\mu = \frac{\eta M_{bx}}{\sigma_c b h_x^2} = \frac{15 \cdot 98500}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 0,0247 \Rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9315 \\ \kappa = 52 > \bar{\kappa} \end{matrix}$$

$$A_{bx} = \frac{M_{bx}}{\sigma_c \epsilon h_x} = \frac{98500}{2800 \cdot 0,9315 \cdot 14,6} = 2,586 \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{\eta M_{by}}{\sigma_c b h_y^2} = \frac{15 \cdot 31603}{2800 \cdot 100 \cdot 14,2^2} = 0,00889 \Rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9576 \\ \kappa = 103 > \bar{\kappa} \end{matrix}$$

$$A_{by} = \frac{M_{by}}{\sigma_c \epsilon h_y} = \frac{31603}{2800 \cdot 0,9576 \cdot 14,2} = 0,854 \text{ cm}^2.$$

Sur appui:

$$\mu = \frac{\eta M_{ax}}{\sigma_c b h_x^2} = \frac{15 \cdot 57442}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 0,0145 \Rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9465 \\ \kappa = 78,5 > \bar{\kappa} \end{matrix}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_c \epsilon h_x} = \frac{57442}{2800 \cdot 0,9465 \cdot 14,6} = 1,5 \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{\eta M_{ay}}{\sigma_c b h_y^2} = \frac{15 \cdot 57442}{2800 \cdot 100 \cdot 14,2^2} = 0,0163 \Rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9435 \\ \kappa = 73,5 > \bar{\kappa} \end{matrix}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_c \epsilon h_y} = \frac{57442}{2800 \cdot 0,9435 \cdot 14,2} = 1,6 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité: (CCBA. 63 art. 52.2.)

En travée:

$$A_x \geq 0,64 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{ca}} \cdot b h_x \frac{2-\beta}{2} = 0,64 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 14,6 \cdot \frac{(2-0,43)}{2} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$A_{x \text{ calculée}} = 2,586 \text{ cm}^2 > 1,11 \text{ cm}^2$  Verif. On adoptera donc  $6 \phi 8 / \text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2$ .

$$A_y \geq 0,64 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{ca}} \cdot b h_y \frac{(1+\beta)}{4} = 0,64 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 13,8 \cdot \frac{1+0,43}{4} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$A_{y \text{ calculée}} = 0,854 \text{ cm}^2 > 0,48 \text{ cm}^2$  Verif. On adoptera donc  $4 \phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$

Aux Appuis:

$$A_x \geq 0,64 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{ca}} \cdot b h_x \frac{2-\beta}{2} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$A_{x \text{ calculée}} > 1,11 \text{ cm}^2$  Verif. On adoptera donc  $4 \phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$

$$A_y \geq 0,64 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{ca}} \cdot b h_y \frac{1+\beta}{4} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$A_{y \text{ calculée}} > 0,48 \text{ cm}^2$  On adoptera  $4 \phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$

Verification des Poutres

En travée:  $\omega_x = \frac{100 \cdot A_x}{b h_x} = \frac{100 \cdot 3,01}{100 \cdot 14,6} = 0,2062 \Rightarrow \epsilon = 0,9270$   
 $k = 33,5$

$$\sigma_a = \frac{M_{tx}}{A \cdot \epsilon h_x} = \frac{98500}{8,01 \cdot 0,927 \cdot 14,6} = 8447,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a, \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 45,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$\omega_y = \frac{100 \cdot A_y}{b h_y} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 13,8} = 0,146 \Rightarrow \epsilon = 0,9371$   
 $k = 64,5$

$$\sigma_a = \frac{M_{ty}}{A \cdot \epsilon h_y} = \frac{31603}{2,01 \cdot 0,9371 \cdot 13,8} = 1215,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a, \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 18,8 < \bar{\sigma}'_b$$

Aux appuis:

$\omega_x = \frac{100 \cdot A_x}{b h_x} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 14,6} = 0,138 \Rightarrow \epsilon = 0,9387$   
 $k = 66,5$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \epsilon h_x} = \frac{57442}{2,01 \cdot 0,9387 \cdot 14,6} = 2103,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a, \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 31,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$\omega_y = \frac{100 \cdot A_y}{b h_y} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 13,8} = 0,146 \Rightarrow \epsilon = 0,9371$   
 $k = 66,5$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \epsilon h_y} = \frac{57442}{2,01 \cdot 0,9371 \cdot 13,8} = 2219,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a, \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 33,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Effort tranchant (Armature transversale).

$$T_{max} = \frac{q l_x}{2} = 230 \cdot \frac{3,24}{2} = 1344,6 \text{ kg} \quad (\text{Au bord libre}).$$

$$T_{max} = 1344,6 \text{ kg} :$$

$$\sigma_b = T_{max} / b z = \frac{1344,6}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13,8} = 1,11 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_b \text{ vérif.}$$

donc les armatures transvers. ne sont pas nécessaires.

Des appuis:

$$T + M/Z \leq A \bar{\sigma}_a.$$

$$\text{appui x} : 1344,6 - \frac{57942}{\frac{7}{8} \cdot 14,6} < 0 \text{ vérif.}$$

$$\text{appui y} : 1344,6 - \frac{57942}{\frac{7}{8} \cdot 13,8} < 0 \text{ vérif.}$$

Vérification de la flèche:

$$l_t / l_x \stackrel{?}{\gg} \frac{1}{20} \cdot M_t / M_x = \frac{1}{20} \cdot \frac{983}{1152,35} = 0,042 \quad \frac{l_t}{l_x} = \frac{0,16}{3,24} = 0,049 \text{ vérif.}$$

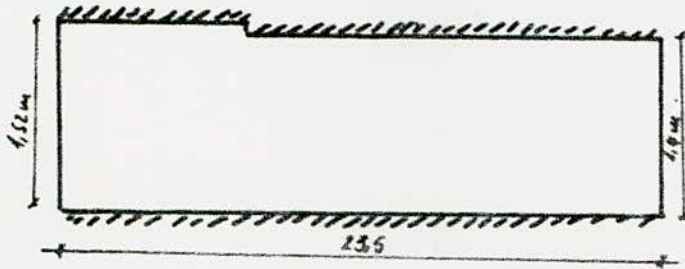
$$A / b h_y = \frac{3,01}{100 \cdot 44,6} = 0,002 \stackrel{?}{<} \frac{20}{\sigma_{ca}} = \frac{20}{1200} = 0,004 \neq \text{ vérif.}$$

$$A / b h_y = \frac{2,04}{100 \cdot 13,8} = 0,0014 \stackrel{?}{<} \frac{20}{\sigma_{ca}} = 0,004 \neq \text{ vérif.}$$

donc la vérification de la flèche est triviale.

Panneau B :

Appuyé sur 2 cotés le 4<sup>e</sup> étant libre.



$$\beta = \frac{b}{a} = \frac{23,5}{1,52} = 15,46$$

Qu bord libre :  $M_{0x} = 0,133 q a^2$

Qu centre :  $M_{0x} = 0,125 q a^2$

$M_{0y} = 0,037 q a^2$

Voir formule R.D.M  
Cas d'une dalle simplement appuyée sur 2 cotés le 4<sup>e</sup> étant libre pour  $\beta = \infty$ .

Calcul des moments en partie et aux appuis :

Qu bord libre :  $M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \cdot 0,133 \cdot 230 \cdot 1,52^2 = 191,3 \text{ kgm.}$

$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \cdot 0,133 \cdot 230 \cdot 1,52^2 = 125,53 \text{ kgm.}$

Qu centre :

$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \cdot 0,125 \cdot 230 \cdot 1,52^2 = 179,78 \text{ kgm.}$

$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \cdot 0,037 \cdot 230 \cdot 1,52^2 = 53,21 \text{ kgm.}$

$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \cdot 0,125 \cdot 230 \cdot 1,52^2 = 119,85 \text{ kgm.}$

$M_{ay} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \cdot 0,037 \cdot 230 \cdot 1,52^2 = 26,18 \text{ kgm.}$

Effort tranchant :

$T_{max} = \frac{q l_x}{2} = 230 \cdot \frac{1,52}{2} = 630,2 \text{ kg (au bord libre).}$

Calcul des armatures :

Comme pour le panneau la ferrailage sera calculé avec les efforts max.

$M_{tx} = 191,3 \text{ kgm.}$

$M_{ty} = 53,21 \text{ kgm.}$

$M_a = 125,53 \text{ kgm.}$

$h_x = 14,6 \text{ cm. (dans porteur).}$

$h_y = 13,2 \text{ cm. (dans de rep.)}$

En partie :

$\mu = \frac{\alpha M_{tx}}{\sigma_s b h_x^2} = \frac{15 \cdot 19130}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 0,0048 \Rightarrow \epsilon = 0,9686$

$K = 0,44 > K$

$A_x = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \epsilon h_x} = \frac{19130}{2800 \cdot 0,9686 \cdot 14,6} = 0,48 \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{\gamma M e_y}{\bar{\sigma}_c b h_y^2} = \frac{15 \cdot 5321}{2800 \cdot 100 \cdot 13,8^2} = 0,0015 \Rightarrow \begin{aligned} \epsilon &= 0,9848 \\ \kappa &= 260 > \bar{\kappa} \end{aligned}$$

$$A_y = \frac{M e_y}{\bar{\sigma}_c \epsilon h_y} = \frac{5321}{2800 \cdot 0,9848 \cdot 13,8} = 0,14 \text{ cm}^2$$

Sur appuis:

$$\mu = \frac{\gamma M a}{\bar{\sigma}_c b h_x^2} = \frac{15 \cdot 12553}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 0,00315 \Rightarrow \begin{aligned} \epsilon &= 0,9741 \\ \kappa &= 178 > \bar{\kappa} \end{aligned}$$

$$A_{ax} = \frac{M a}{\bar{\sigma}_c \epsilon h_x} = \frac{12553}{2800 \cdot 0,9741 \cdot 14,6} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{\gamma M a}{\bar{\sigma}_c b h_y^2} = \frac{15 \cdot 12553}{2800 \cdot 100 \cdot 13,8^2} = 0,0035 \Rightarrow \begin{aligned} \epsilon &= 0,9730 \\ \kappa &= 170 > \bar{\kappa} \end{aligned}$$

$$A_{ay} = \frac{M a}{\bar{\sigma}_c \epsilon h_y} = \frac{12553}{2800 \cdot 0,9730 \cdot 13,8} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité.

En travée:

$$A_x \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} b h_x \left( \frac{2-\rho}{2} \right) = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 14,6 \left( \frac{2-0,064}{2} \right) = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ calculée} = 0,48 \text{ cm}^2 < 1,37 \text{ cm}^2 \text{ non vérif.}$$

On adoptera donc  $A_x > 1,37 \text{ cm}^2$  soit  $4 \phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ .

$$A_y \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} b h_y \left( \frac{1+\rho}{4} \right) = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 13,8 \left( \frac{1+0,064}{4} \right) = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_y \text{ calculée} = 0,14 \text{ cm}^2 < 0,55 \text{ cm}^2 \text{ non vérif.}$$

On adoptera  $A_y > 0,55 \text{ cm}^2$  soit  $4 \phi 21 \text{ ml}$ .

Sur appuis:

$$A_x \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} b h_x \left( \frac{2-\rho}{2} \right) = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ calc.} = 0,32 \text{ cm}^2 < 1,37 \text{ cm}^2 \text{ non vérif.}$$

On adoptera donc  $A_x > 1,37 \text{ cm}^2$  soit  $4 \phi 8 / \text{ml}$ .

$$A_y \geq 0,69 \cdot b h_y \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} \left( \frac{1+\rho}{4} \right) = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_y \text{ calc.} = 0,53 \text{ cm}^2 < 0,55 \text{ cm}^2 \text{ non vérif.}$$

On adoptera donc  $4 \phi 21 \text{ ml}$ .

- Vérification des Contraintes :

En travée :

$$\omega_x = \frac{100 A_x}{b h_x} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 14,6} = 0,1376 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9387 \\ k = 66,5 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M_{tx}}{A \cdot E \cdot h_x} = \frac{19160}{2,01 \cdot 0,9387 \cdot 14,6} = 694,4 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 10,44 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\omega_y = \frac{100 A_y}{b h_y} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 13,8} = 0,146 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9371 \\ k = 64,5 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M_{ty}}{A \cdot E h_y} = \frac{5821}{2,01 \cdot 0,9371 \cdot 13,8} = 204,7 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 3,2 < \bar{\sigma}'_b$$

Aux appuis :

$$\omega_x = 0,1376 \quad \begin{matrix} E = 0,9387 \\ k = 66,5 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot E h_x} = \frac{12553}{2,01 \cdot 0,9387 \cdot 14,6} = 466,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 6,8 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\omega_y = 0,146 \quad \begin{matrix} E = 0,9371 \\ k = 64,5 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot E h_y} = \frac{12553}{2,01 \cdot 0,9371 \cdot 13,8} = 483,9 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 7,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Armatures transversales :

$$T_{\max} = 630,8 \text{ kg} \quad (\text{au bord libre})$$

$$\sigma_b = T_{\max} / b_s = 630,8 / 100 \cdot \frac{2}{8} \cdot 13,8 = 0,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

donc les armatures transvers. ne sont pas nécessaires -

Effort tranchant :

$$T + M/2 \leq A \bar{\sigma}_c$$

$$630,8 - \frac{12553}{\frac{2}{8} \cdot 14,6} = -351,8 < A \bar{\sigma}_c \text{ vérif.}$$

Vérification de la flèche :

$$l_x / l_y \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{191,3}{255,06} = 0,06$$

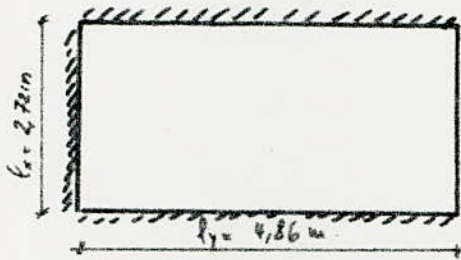
$$h_t / l_x = \frac{16}{152} = 0,1 > 0,06 \text{ vérif.}$$

$$\frac{A}{b h_x} = \frac{2,01}{100 \cdot 14,6} = 0,0013 < \frac{20}{600} = 0,0047 \text{ vérif.}$$

$$\frac{A}{b h_y} = \frac{2,01}{100 \cdot 13,8} = 0,0014 < \frac{20}{600} = 0,0047 \text{ vérif.}$$

La vérif. de la flèche est inutile -



Panneaux C :

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,72}{4,86} = 0,559$$

$$\mu_x = 0,0849.$$

$$\mu_y = 0,435.$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0849 \cdot 830 \cdot 2,72^2 = 521,34 \text{ kgm.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,435 \cdot 521,34 = 226,78 \text{ kgm.}$$

Calcul des moments au travée et aux appuis

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \cdot 521,34 = 443,139 \text{ kgm.}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \cdot 226,78 = 170,09 \text{ kgm.}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \cdot 521,34 = 260,67 \text{ kgm (appui de rive).}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \cdot 226,78 = 113,39 \text{ kgm (appui int.)}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \cdot 226,78 = 113,39 \text{ kgm}$$

Efforts tranchants max:

$$T_x = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x} = 281,98 \text{ kg.}$$

$$T_y = \frac{q l_x l_y}{3 l_y} = 752,53 \text{ kg.}$$

Calcul des armatures:

Comme pour les panneaux précédents le ferrailage sera calculé avec les efforts max.

$$M_{tx} = 443,14 \text{ kgm.}$$

$$M_{ty} = 170,09 \text{ kgm.}$$

$$M_{app} = 206,67 \text{ kgm.}$$

$$T_{max} = 281,98 \text{ kg.}$$

$h_x = 14,6 \text{ cm}$  (deux porteurs)  
 $h_y = 13,8 \text{ cm}$  (deux rep.)

En traction:

$$\mu = \frac{n M t_x}{\bar{\sigma}_c b h_x^2} = \frac{15 \cdot 44314}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 0,0111 \Rightarrow E = 0,9528$$

$$K = 91,0 > \bar{K}$$

$$A_x = \frac{M t_x}{\bar{\sigma}_c E h_x} = \frac{44314}{2800 \cdot 0,9528 \cdot 14,6} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{n M t_y}{\bar{\sigma}_c b h_y^2} = \frac{15 \cdot 17009}{2800 \cdot 100 \cdot 13,8^2} = 0,00478 \Rightarrow E = 0,9686$$

$$K = 144 > \bar{K}$$

$$A_y = \frac{M t_y}{\bar{\sigma}_c E h_y} = \frac{17009}{2800 \cdot 0,9686 \cdot 13,8} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Ceux appuis:

$$\mu = \frac{n M a}{\bar{\sigma}_c b h_x^2} = \frac{15 \cdot 20667}{2800 \cdot 100 \cdot 14,6^2} = 0,005 \Rightarrow E = 0,9677$$

$$K = 140 > \bar{K}$$

$$A_x = \frac{M a}{\bar{\sigma}_c E h_x} = \frac{20667}{2800 \cdot 0,9677 \cdot 14,6} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{n M a}{\bar{\sigma}_c b h_y^2} = \frac{15 \cdot 20667}{2800 \cdot 100 \cdot 13,8^2} = 0,0052 \Rightarrow E = 0,9650$$

$$K = 128 > \bar{K}$$

$$A_y = \frac{M a}{\bar{\sigma}_c E h_y} = \frac{20667}{2800 \cdot 0,965 \cdot 13,8} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

En traction:

$$A_x \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_c} b h_x \frac{2-\beta}{2} = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 14,6 \cdot \frac{2-0,559}{2} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$A_{x \text{ calculée}} = 1,13 \text{ cm}^2 > 1,02 \text{ cm}^2$  Verif. Ou adoptera 4 T8 / ml.

$$A_y \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_c} b h_y \cdot \frac{1+\beta}{4} = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 13,8 \cdot \left( \frac{1+0,559}{4} \right) = 0,52 \text{ cm}^2$$

$A_{y \text{ calculée}} = 0,45 \text{ cm}^2 < 0,52 \text{ cm}^2$  Non verif.

Ou adoptera donc  $A_y > 0,52 \text{ cm}^2$  soit 4 T8 / ml.

Ceux appuis:

$$A_x \geq 0,64 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b \left( \frac{2-3}{2} \right) = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ calculée} = 0,53 \text{ cm}^2 < 1,02 \text{ cm}^2 \quad \text{non vérif.}$$

On adoptera donc  $A_x > 1,02 \text{ cm}^2$  soit 4T8/1ml.

$$A_y \geq 0,64 \cdot b \cdot h_y \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left( \frac{1+3}{4} \right) = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_y \text{ calculée} = 0,56 \text{ cm}^2 > 0,52 \text{ cm}^2 \quad \text{vérif. on adoptera 4T8/1ml.}$$

Vérification des contraintes:

En travée:  $w_x = \frac{100 \cdot A_x}{b \cdot h_x} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 14,6} = 0,1376 \Rightarrow \epsilon = 0,9387$   
 $\kappa = 66,5$

$$\sigma_a = \frac{M_{tx}}{A \cdot \epsilon \cdot h_x} = \frac{44314}{2,01 \cdot 0,9387 \cdot 14,6} = 1608,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a, \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 24,2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$w_y = \frac{100 \cdot A_y}{b \cdot h_y} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 13,8} = 0,146 \Rightarrow \epsilon = 0,9371$$

$$\kappa = 64,5$$

$$\sigma_a = \frac{M_{ty}}{A \cdot \epsilon \cdot h_y} = \frac{17009}{2,01 \cdot 0,9371 \cdot 13,8} = 654,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a, \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 10,15 < \bar{\sigma}'_b$$

Dux appuis:

$$w_x = 0,1376 \Rightarrow \epsilon = 0,9387, \quad \kappa = 66,5$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \epsilon \cdot h_x} = \frac{20667}{2,01 \cdot 0,9387 \cdot 14,6} = 750,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a, \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 11,3 < \bar{\sigma}'_b$$

$$w_y = 0,146 \Rightarrow \epsilon = 0,9371, \quad \kappa = 64,5$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \epsilon \cdot h_y} = \frac{20667}{2,01 \cdot 0,9371 \cdot 13,8} = 795,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a, \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 12,32 < \bar{\sigma}'_b$$

fleche:  $h_t/l_x = \frac{16}{272} = 0,058 > \frac{1}{20} \frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{1}{20} \cdot \frac{44314}{521,34} = 0,04 \text{ vérif.}$

$$A_x / b \cdot h_x = \frac{2,01}{100 \cdot 14,6} = 0,0013 < 20/4200 = 0,004 \quad \text{vérif.}$$

$$A_y / b \cdot h_y = \frac{2,01}{100 \cdot 13,8} = 0,0014 < 20/4200 = 0,004 \quad \text{vérif.}$$

La vérification de la fleche est inutile.

Effort tranchant: (Armatures transversales)

$$T_{\max} = 881,98 \text{ kg}$$

$$\sigma_s = T_{\max} / b \cdot z = 881,98 / 100 \cdot \frac{1}{8} \cdot 13,8 = 0,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,15 \bar{\sigma}_b \quad \text{vérif.}$$

Les armatures trans. ne sont pas nécessaires.

Dux appuis:  $T + M/2 \leq A \bar{\sigma}_a \Rightarrow 981,98 - \frac{20667}{\frac{1}{2} \cdot 14,6} < 0 \quad \text{vérif.}$

2. Planchers courants:

Charges et surcharges:

G+1,2P:  $815 \text{ kg/m}^2 < 830 \text{ kg/m}^2$  (Plancher terrasse).

Nous avons dans le sens de la sécurité si nous adopterons le  $1^{\text{er}}$  ferrailage pour les planchers courants que de plancher terrasse.

donc le ferrailage calculé précédemment sera adopté pour tous les planchers.

Pour le 1<sup>er</sup> type de panneau nous prévoyons des lisses de renfort au niveau des ouvertures (gaine). La section de ces renforts est équivalente à celle rompue par la présence de l'ouverture.

- Plancher sous sol: (Plancher préfabriqué).

A cause des difficultés de coffrage (nous adopterons des dalles préfabriquées de 16 cm d'épaisseur. Ces dalles comporteront un niveau des appuis (voiles) des armatures supérieures afin d'assurer la continuité du plancher. Entre les dalles nous prévoyons des clavages de continuité.

Le calcul du ferrailage sera effectué pour une bande de 1m simplement appuyée dans une 1<sup>re</sup> étape.

La 2<sup>e</sup> étape est une vérification du ferrailage pour le plancher en service.

Panneau 1.

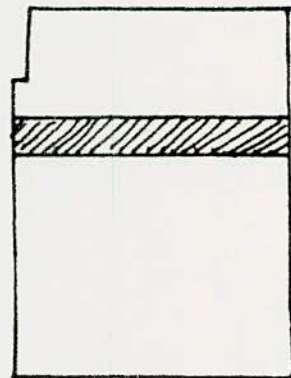
La dalle sera calculée comme une poutre isostatique.



Charges et surcharges:

- poids propre de la dalle =  $0,16 \cdot 25 = 0,4 \text{ t/m}^2$
  - surcharges =  $4,700 \text{ kg/m}^2$
- $q = 5,20 \text{ kg/m}^2$

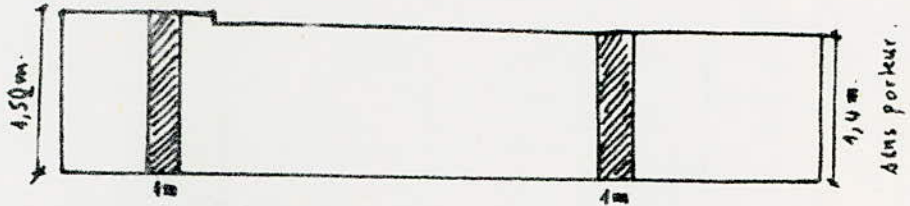
$M_0 = q l^2 / 8 = 5,20 \cdot 3,24 / 8 = 682,344 \text{ kgm/m}^2$



deux porteurs.

On remarque que  $M_0$  est inférieur à  $M_{tx}$  calculé précédemment lors de l'étude du panneau (1) pour les planchers courants et terrasse. Donc nous nous dans le sens de la sécurité si nous adoptons le ferrailage calculé précédemment soit  $6T8/m$ , ( $4T8/m$  de répartition) et  $4\phi 8/m$  aux appuis.

Panneau 2.



Charges et surcharges :  $q = 500 \text{ kg/m}^2$ .

$$\left. \begin{aligned} M_{01} &= q l^2 / 8 = 500 \cdot 1.5^2 / 8 = 150,2 \text{ kgm/m} \\ M_{02} &= q l^2 / 8 = 500 \cdot 1.4^2 / 8 = 127,4 \text{ kgm/m} \end{aligned} \right\} < M_{tx}$$

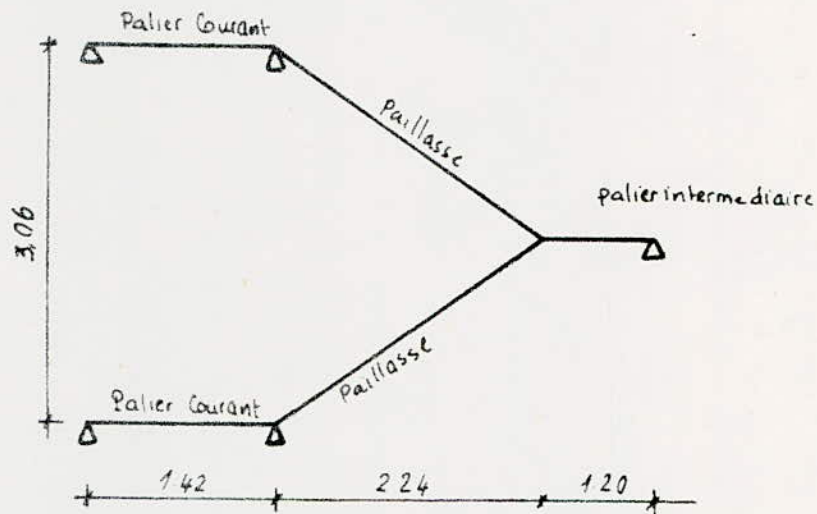
Comme pour le 1<sup>er</sup> panneau on adoptera le ferrailage calculé précédemment pour le 2<sup>ème</sup> panneau c'est-à-dire soit  $4T8/m$ , ( $4T8/m$  de répartition) aux appuis et  $6\phi 8/m$ .

## ESCALIERS

L'escalier que nous calculerons est à paillasses adjacentes. Il est constitué de 2 poutres dalles inclinées (paillasses) et d'un palier intermédiaire et de 2 paliers courants (au niveau des étages).

La jonction paillasse - palier courant se fait par l'intermédiaire d'une poutre d'appuyant sur les voiles.

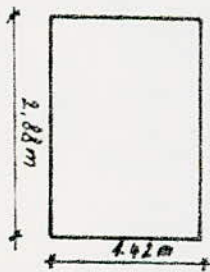
Le schéma adopté est le suivant :



Le calcul sera fait en 2 parties :

- le palier courant sera calculé comme étant une dalle semi-encastree sur son pourtour.
- la paillasse et le palier intermédiaire seront calculés comme une poutre reposant sur 2 appuis.

1. Calcul du palier courant :



- Détermination de l'épaisseur  $e$  :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad L : \text{la plus grande portée}$$

$$\frac{2,88}{30} \leq e \leq \frac{2,88}{20} \Rightarrow 9,6 \leq e \leq 14,4 \text{ cm.}$$

on adoptera une épaisseur  $e = 14 \text{ cm.}$

- Evaluation des charges et surcharges.

- Poids propre (14cm) =  $350 \text{ kg/m}^2$  + revêtement =  $110 \text{ kg/m}^2$ .
- Surcharges pondérées =  $1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$ .

$$G+1,2P = 940 \text{ kg/m}^2$$

- Determination des efforts:

$$l_x = 1,42 \text{ m} \quad l_y = 2,88 \text{ m} \quad \beta = l_x/l_y = 1,42/2,88 = 0,493$$

Pour la dalle simplement appuyée sur les poutres on a:

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0983 \cdot 940 \cdot 1,42^2 = 180,42 \text{ kgm}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,528 \cdot 180,42 = 95,49 \text{ kgm}$$

Calcul des  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  en travée et aux appuis.

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,85 M_{0x} = 153,357 \text{ kgm} \\ M_{ty} &= 0,75 M_{0y} = 71,6175 \text{ kgm} \\ M_{ax} &= 0,3 M_{0x} = 54,126 \text{ kgm} \quad (\text{appui de rive}) \\ M_{ay} &= 0,5 M_{0y} = 47,745 \text{ kgm} \quad (\text{appui interm}) \\ M_{bx} &= 0,5 M_{0x} = 90,21 \text{ kgm} \\ M_{by} &= 0,5 M_{0y} = 47,745 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Calcul des efforts tranchants:

$$T_x = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{940 \cdot 1,42 \cdot 2,88}{2 \cdot 2,88 + 1,42} = 535,4 \text{ kg}$$

$$T_y = \frac{q l_x l_y}{3 l_y} = \frac{940 \cdot 1,42 \cdot 2,88}{3 \cdot 2,88} = 444,93 \text{ kg}$$

Calcul des armatures:

Le diamètre des aciers doit être  $\leq l_0/10 = 14 \text{ mm}$  on adoptera des  $\phi 8$ .

L'encastement sera pris égal à 2 cm.



$$\text{hauteur utile } l_x (\text{dans patte}) = l_0 - d - \phi/2 = 14 - 2 - 0,4 = 11,6 \text{ cm}$$

$$l_y (\text{dans sept.}) = l_0 - d - \phi - \phi/2 = 10,8 \text{ cm}$$

Le ferrailage sera calculé avec les efforts Max:

$$M_{tx} = 153,357 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = 71,6175 \text{ kgm}$$

$$M_{ax} = 54,126 \text{ kgm}$$

$$M_{ay} = 47,745 \text{ kgm}$$

En travée :  $\mu = \frac{n M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15.15675,7}{2800.100.11,6^2} = 0,00624 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9640 \\ K = 124 > \bar{K} \end{matrix}$

$A_x = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_x} = \frac{15675,7}{2800.0,964.11,6} = 0,5 \text{ cm}^2$

$\mu = \frac{n M_{ty}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15.4536}{2800.100.10,8^2} = 0,0021 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9787 \\ K = 220 > \bar{K} \end{matrix}$

$A_y = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_y} = \frac{4536}{2800.0,9787.10,8} = 0,15 \text{ cm}^2$

Aux appuis :  $\mu = \frac{n M_{ax}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15.9221}{2800.100.11,6^2} = 0,0036 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9724 \\ K = 166 > \bar{K} \end{matrix}$

$A_x = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_x} = \frac{9221}{2800.0,9724.11,6} = 0,3 \text{ cm}^2$

$\mu = \frac{n M_{ay}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15.3024,5}{2800.100.10,8^2} = 0,0014 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9828 \\ K = 278 > \bar{K} \end{matrix}$

$A_y = \frac{M_{ay}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_y} = \frac{3024,5}{2800.0,9828.10,8} = 0,1 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

A, En travée :

$A_x \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} b h_x \frac{2-\beta}{2} = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 11,6 \cdot \frac{(2-0,493)}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$

$A_x \text{ calculée} = 0,5 \text{ cm}^2 < 0,85 \text{ cm}^2$  Non vérif.

Ou adoptera donc  $A_x > 0,85 \text{ cm}^2$  soit 4T8/1ml.

$A_y \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} b h_y \frac{1+\beta}{4} = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{1+0,493}{4} = 0,4 \text{ cm}^2$

$A_y \text{ calculée} = 0,15 \text{ cm}^2 < 0,4 \text{ cm}^2$  Non vérif.

Ou adoptera  $A_y > 0,4 \text{ cm}^2$  soit 4T8/1ml.

Aux appuis :  $A_x > 0,85 \text{ cm}^2$

$A_x \text{ calculée} = 0,3 \text{ cm}^2 < 0,85 \text{ cm}^2$  Ou adoptera donc  $A_x > 0,85 \text{ cm}^2$  soit 4T8/1ml.

$A_y > 0,4 \text{ cm}^2$

$A_y \text{ calculée} = 0,1 \text{ cm}^2 < 0,4 \text{ cm}^2$  Ou adoptera  $A_y > 0,4 \text{ cm}^2$  soit 4T8/1ml.



Vérification de la flèche

$$h_t/l_x \geq \frac{1}{20} M_t/M_{ox}$$

$$h_t/l_x = \frac{14}{142} = 0,098 > \frac{1}{20} \cdot \frac{156,757}{184,42} = 0,0425 \text{ vérif.}$$

$$\frac{A}{bh_x} = \frac{2,01}{100 \cdot 11,6} = 0,0017 < \frac{20}{f_{cm}} = 0,004 \text{ vérif.}$$

$$A/bh_y = \frac{2,01}{100 \cdot 10,8} = 0,0018 < \frac{20}{f_{cm}} = 0,004 \text{ vérif.}$$

$t \leq$  vérif. La la flèche est inutile.

Vérification à l'effort tranchant.

$$T + M/z \leq A \sigma_a$$

suivant x :  $535,4 - \frac{9221}{\frac{7}{8} \cdot 11,6} < 0$  vérif.

suivant y :  $444,93 - \frac{3024,5}{\frac{7}{8} \cdot 10,8} = 124,87 < 2,01 \cdot 2800 = 5628$  vérif.

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{535,4}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 11,6} = 0,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 4,15 \bar{\sigma}_b$$

$\rightarrow$  Armatures transv. ne sont pas nécessaires.

Contraintes :

1. Entrée :  $w_x = \frac{100 A_x}{b h_x} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 11,6} = 0,1733 \Rightarrow \varepsilon = 0,9324$   
 $k = 59$

$$\sigma_a = \frac{M_{tx}}{A E h_x} = \frac{156,757}{2,01 \cdot 0,9324 \cdot 11,6} = 724,06 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 12,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$w_y = \frac{100 A_y}{b h_y} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 10,8} = 0,186 \Rightarrow \varepsilon = 0,9301$   
 $k = 56,5$

$$\sigma_a = \frac{M_{ty}}{A E h_y} = \frac{4536}{2,01 \cdot 0,9301 \cdot 10,8} = 224,66 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

2. Aux appuis :

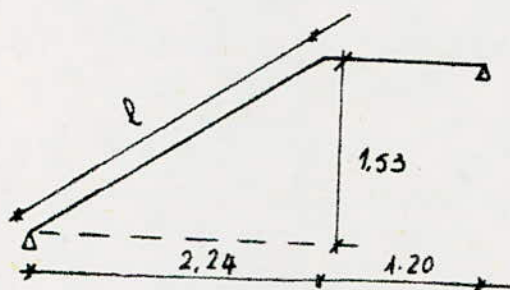
$w_x = 0,1733 \Rightarrow \varepsilon = 0,9324, k = 59$

$$\sigma_a = \frac{M_{ax}}{A \cdot E h_x} = \frac{9221}{2,01 \cdot 0,9324 \cdot 11,6} = 424 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 7,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$w_y = 0,186 \Rightarrow \varepsilon = 0,9301, k = 56,5$

$$\sigma_a = \frac{M_{ay}}{A E h_y} = \frac{3024,5}{2,01 \cdot 0,9301 \cdot 10,8} = 149,7 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 2,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Étude de la pailleuse et du palier intermédiaire:



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,24} \Rightarrow \alpha = 28,178^\circ$$

Longueur de la pailleuse

$$l = \sqrt{(2,24)^2 + (1,53)^2} = 2,7 \text{ m}$$

Détermination de l'épaisseur e:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$3,44/30 \leq e \leq 3,44/20$$

$$11,4 \leq e \leq 17,2$$

On adoptera une épaisseur  $e = 14 \text{ cm}$

Évaluation des charges et surcharges:

a) Pour pailleuse:

Poids propre:  $\frac{2500e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \cdot 0,14}{\cos 28,178} = 387,05 \text{ kg/m}^2$

revêtement:  $110 \text{ kg/m}^2$

surcharges pondérées:  $1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$

$$q_1 = 987,05 \text{ kg/m}^2$$

b) Pour le palier intermédiaire:

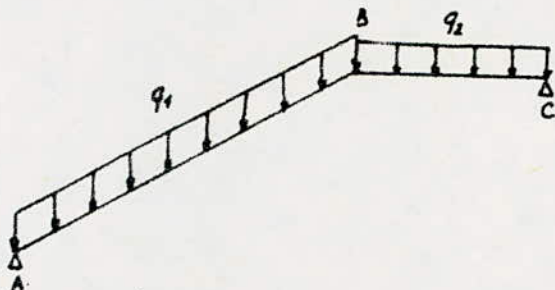
Poids propre:  $2500 \cdot 0,14 = 350 \text{ kg/m}^2$

revêtement:  $110 \text{ kg/m}^2$

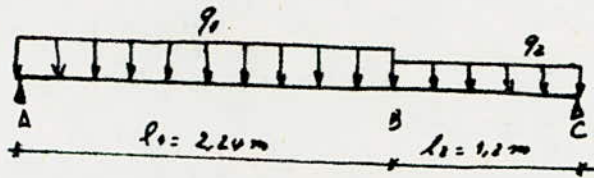
surcharges pondérées:  $1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$

$$q_2 = 940 \text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur on aura le schéma statique suivant:



On admet que les travées AB et BC sont encastées en B (système indéformable) par cela on obtient le schéma statique équivalent suivant:



Determination des efforts (pour une bande de 1m) :

$$\sum M_c = q_1 l_1 (l_1/2 + l_2) + q_2 l_2^2/2 - R_A (l_1 + l_2) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{q_1 l_1 (l_1/2 + l_2) + q_2 l_2^2/2}{l_1 + l_2} = \frac{980,05 \cdot 2,24 (2,24/2 + 1,2) + 940 (1,2)^2/2}{2,24 + 1,2}$$

$$R_A = 1687,878 \text{ kg}$$

$$R_C = 1651,113 \text{ kg}$$

Pour  $x \leq 2,24 \text{ m}$

$$M_x = R_A x - q_1 x^2/2$$

$$T_x = R_A - q_1 x$$

en A  $\left\{ \begin{array}{l} M_A = 0 \\ T_A = 1687,878 \text{ kg} \end{array} \right.$

en B  $\left\{ \begin{array}{l} M_B = 1304,53 \text{ kgm} \\ T_B = -528,440 \text{ kg} \end{array} \right.$

$M_{max}$  pour  $T=0 \Rightarrow x = R_A/q_1 = \frac{1687,878}{980,05} = 1,71 \text{ m}$

$\Rightarrow M_{max} = 1443,15 \text{ kgm}$

Pour  $2,24 \leq x \leq 2,24 + 1,2 \text{ m}$

$$M_x = R_A x - q_1 l_1 (x - l_1/2) - q_2 \left(\frac{x - l_1}{2}\right)^2$$

$$T = R_A - q_1 l_1 - q_2 (x - l_1)$$

en C  $M=0$   $T = -1651,113 \text{ kg}$

$M_{max}$  si  $T=0 \Rightarrow x - l_1 = \frac{-q_1 l_1 + R_A}{q_2} \Rightarrow x = \frac{-q_1 l_1 + R_A}{q_2} + l_1$

$\Rightarrow x = \frac{1687,878 - 980,05 \cdot 2,24}{940} + 2,24 =$

solution à exclure.

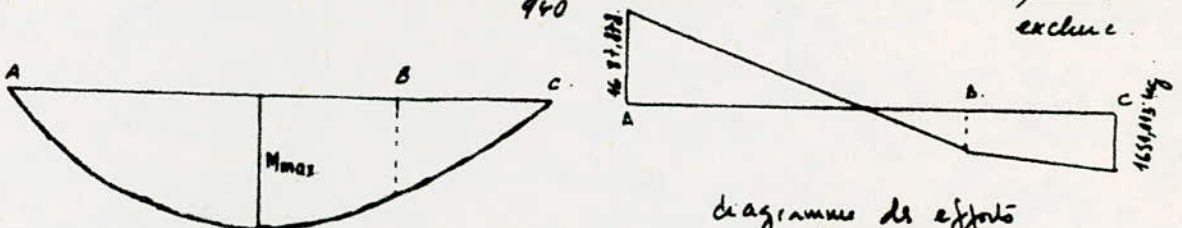


diagramme de efforts tranchants.

1443,15 kgm.  
Diagramme de moments fléchissants.

Ferrailage de la poutre paillasse :

En travée :  $M = 1443,15 \text{ kgm}$   $h_e = 14 \text{ cm}$   $d = 2 \text{ cm}$   $b = 100 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1443,15}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0536 \Rightarrow \begin{cases} K = 26,6 > \bar{K} = 20,43 \\ \varepsilon = 0,9051 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1443,15}{2800 \cdot 0,9051 \cdot 12} = 4,75 \text{ cm}^2$$

On prend 5 T12 = 5,65 cm<sup>2</sup> / ml.

On prévoit des armatures de repartition telles que

$$\frac{1}{4} A_L \leq A_r \leq \frac{A_L}{2} \Rightarrow 1,412 \leq A_{rep} \leq 2,82 \text{ cm}^2$$

soit 4 T8 / ml avec un espacement  $e = 33 \text{ cm}$ .

Condition de non fragilité :

$$A_r \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_m} b h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 12 = 1,163 \text{ cm}^2 \quad \text{donc vérifié}$$

$$A_r = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,163 \text{ cm}^2$$

Vérification des Contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 12} = 0,4708 \Rightarrow \begin{cases} K = \\ E = \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\varepsilon A h}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$$

$$\text{à l'appui } M=0 \Rightarrow A \bar{\sigma}_a = 2800 \cdot 5,65 > T = 1687,878 \text{ kg}$$

vérifié.

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$$

$$\text{avec } T_{\max} = 1687,878 \text{ kg}$$

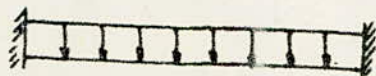
$$\tau_b = \frac{1687,878}{100 \cdot \frac{2}{3} \cdot 12} = 1,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

pas d'armatures transversales.

Calcul de la poutre palière:

Cette poutre est soit encastée aux voiles au niveau de chaque étage.  
Sa portée est de 2,88m entre nus des 2 voiles.

On adoptera une section rectangulaire  $b \times h_c = 20 \times 30$ .



Charges venant à la poutre:

- Poids propre:  $2500 \cdot 0,3 \cdot 0,2 = 150 \text{ kg/ml}$ .
- Poids propre du palier courant:  $534 \text{ kg/ml}$ .
- Effort tranchant (poutresse):  $1687,878 \text{ kg/ml}$ .

$$M_0 = q l^2 / 8 = \frac{2368,878 \cdot (2,88)^2}{8} = 2456 \text{ kgm}$$

$q = 2368,878 \text{ kg/ml}$

$$M_c = 0,55 M_0 = 2087,6 \text{ kgm}$$

$$M_a = 0,37 M_0 = 736,8 \text{ kgm}$$

$$T = q l / 2 = \frac{2368,878 \cdot 2,88}{2} = 3414,18 \text{ kg}$$

ferraillage:

En travée:  $M_c = 2087,6 \text{ kgm}$   $h_c = 30 \text{ cm}$   $b = 20 \text{ cm}$   $d = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 208760}{2800 \cdot 20 \cdot 28^2} = 0,0713 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 20,7 > \bar{k} = 20,43 \\ E = 0,8906 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{208760}{2800 \cdot 0,8906 \cdot 28} = 2,989 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 3T12 = 339 \text{ cm}^2$$

$k > \bar{k}$  pas d'aciers comprimés.

Condition de non fragilité: Elle est largement satisfaite.

A l'appui:  $M_a = 736,8 \text{ kgm}$ .

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 73680}{2800 \cdot 20 \cdot 28^2} = 0,0251 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 0,9310 \\ k = 57,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{73680}{2800 \cdot 0,931 \cdot 28} = 1,007 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3T8 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Verification des Contraintes:

En travée:  $\omega = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 3,39}{20 \cdot 28} = 0,605 \Rightarrow E = 0,8851 \quad K = 88,5$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{208760}{3,39 \cdot 0,8851 \cdot 28} = 2484,83 < \bar{\sigma}_a$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2484,83}{88,5} = 28,18 < \bar{\sigma}'_b = 137 \frac{kg}{cm^2}$

à l'appui:

$\omega = \frac{100 \cdot 4,5}{20 \cdot 28} = 0,267 \Rightarrow E = 0,9167 \quad K = 45$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{73680}{4,5 \cdot 0,9167 \cdot 28} = 1913,69 < \bar{\sigma}_a$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1913,69}{45} = 42,52 < \bar{\sigma}'_b = 137 \frac{kg}{cm^2}$

Verification à l'effort tranchant:

$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{l} = 3411,18 - \frac{73680}{7,8 \cdot 28} = 59,04 \text{ kg}$  vérifié.

Les armatures tendues peuvent contre l'effort de traction à l'appui pas besoin de chapeaux inférieurs.

Verification de la fleche: (CCBA68. Art. 61.21)

$h_x/l > \frac{1}{10} M_x/M_0 \quad \frac{30}{288} = 0,104 > \frac{1}{10} \cdot \frac{2087,6}{2456} = 0,085$  vérif.

$h_x/l \geq \frac{1}{16} = 0,06$  vérif.

$A/bh = \frac{3,39}{20 \cdot 28} = 0,006 \leq \frac{43}{\sigma_{\text{ten}}} = \frac{43}{4200} = 0,01$  vérif.

Donc la verification de la fleche n'est pas necessaire.

Armatures transversales: (BA 68 art. 25.12)

$\sigma_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{3411,18}{20 \cdot 7,8 \cdot 28} = 6,96 \frac{kg}{cm^2}$

$\bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \quad 58,5 < 87,18 < 137 \frac{kg}{cm^2}$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_b = \left(4,5 - \frac{87,18}{68,5}\right) 5,9 = 19,04 \frac{kg}{cm^2}$

On prévoit des armatures transversales

soit 1 cadre + 1 pingle en  $\phi 8$  (niveau Fe E24).

$\bar{\sigma}_{\text{act}} = \text{lat } \bar{\sigma}_{\text{ten}} \quad \text{avec } \text{lat} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right)$

$$s_{at} = \max(0,67, 0,868) = 0,868.$$

$$\bar{F}_{at} = 0,868 \cdot 2400 = 2083,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Espacement des armatures

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{F}_{at}}{T} = \frac{1,5 \cdot 245 \cdot 2083,2}{3411,18} = 22,43 \text{ cm}$$

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2R = 5,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left( 1 - 0,3 \frac{C_b}{\sigma_b} \right) = 18,09 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On adoptera donc un espacement  $t = 18 \text{ cm}$ .

Au niveau de l'appui on prendra  $t_1 = t/2 = 9 \text{ cm}$  pour une longueur de  $2b = 40 \text{ cm}$ .

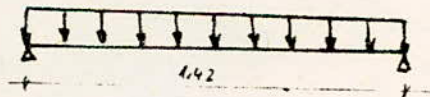
Remarque: Le 1<sup>er</sup> palier courant (R.D.C) sera en dalle préfabriquée.

Comme pour le plancher préfabriqué le calcul sera effectué pour une bande de 1m.

Charges et surcharges:

$$q = 520 \text{ kg/m}^2.$$

$$M_0 = q l^2 / 8 = 520 \cdot 1,42^2 / 8 =$$



$M_0$  est inférieur à  $M_{tx}$  calculé précédemment pour le palier coulé sur place.  
On adoptera donc le même ferrailage soit 4T8/ml, (4T8/ml de répartition) et 4T8/ml aux appuis.

— ETUDE AU SEISME —



## Etude Au séisme.

### Effets du séisme:

Les secousses sismiques créent dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la pesanteur. Il en résulte ainsi des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques. On peut donc concevoir deux composantes l'une verticale et l'autre horizontale.

Dans le cas de constructions comportant des planchers on admet que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

Quelques recommandations de conception générale de bâtiments:

- Eviter les ensembles mal équilibrés.
- Réduire autant que possible la hauteur du bâtiment et surtout le rapport hauteur sur largeur.
- Eviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Prévoir si possible un sol rigide.
- Etablir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer aux effets de soulèvement.
- Pour la superstructure il faut abaisser autant que possible le centre de gravité de la construction et de réaliser des liaisons rigides.

### Calcul sismique: (Annexe B1 P.S. 69).

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

Ces systèmes équivalents résultent de la combinaison.

- d'un système de forces horizontales ( $S_{H}$ ).
- d'un système de forces verticales ( $S_{V}$ ) ascendantes ou descendantes.
- d'un système de couples de torsion d'axes verticaux.

Pour les sollicitations sismiques les règles P.S. 69 exigent la vérification dans 2 directions rectangulaires à envisager successivement.

Pour pouvoir déterminer les sollicitations sismiques il faudra déterminer les masses soumises à l'action sismiques qui seront considérées concentrées au niveau des planchers.

### Coefficients sismiques:

- l'intensité de la force horizontale agissant sur un élément de construction donné dans la direction  $Ox$  est égale à  $G_x \cdot W$ .

W: poids des charges et surcharges de l'élément soumis à l'action sismique.  
 $G_x$ : Coefficient défini, comme le produit de 4 autres coefficients.

$$G_x = \alpha \beta \gamma \delta$$

- Définition des différents coefficients  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ :

-  $\alpha$ : coefficient d'intensité: Il dépend de l'intensité nominale  $i_N$ .  
 Le bâtiment sera implanté à Tebessa zone de faible sismicité  
 donc  $\alpha = 0,5$ .

-  $\beta$ : Coefficient de réponse:  
 Il caractérise l'importance de la réponse à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Il dépend de 3 facteurs:

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

1) l'évaluation de la période du mode fondamental:  
 (Art. 3.113.3 P.5.69)

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{2L_x + H}}$$

on est dans le cas d'un contreventement par voiles de béton armé.

H: hauteur du bâtiment = 16,5 m.

$L_x$ : dimension en plan du bâtiment dans la direction considérée.

- sens transversal  $L_x = L_T = 16,8$  m.

- sens longitudinal  $L_x = L_L = 23,5$  m.

$$T = 0,08 \frac{16,5}{\sqrt{23,5}} \sqrt{\frac{16,5}{2 \cdot 23,5 + 16,5}} = 0,174 \text{ s.}$$

$$T = 0,08 \frac{16,5}{\sqrt{16,8}} \sqrt{\frac{16,5}{2 \cdot 16,8 + 16,5}} = 0,226 \text{ s.}$$

2) Valeurs du coefficient de réponse  $\beta$ :  
 d'après le P569 art. 3.112.131. On considère comme "normal" le degré d'amortissement obtenu dans les étages courants des bâtiments à usage d'habitation ou de bureau. Ce qui est noté est donc:

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

longitudinalement:  $\beta_L = 0,116$ .

transversalement:  $\beta_T = 0,106$ .

-  $\delta$ : coefficient de fondation: Le terrain étant de Consistance moyenne donc  $\delta = 1,15$ .

-  $\gamma$ : coefficient de distribution:

- d'après l'article 3.112. 193.3. pour les bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme idéaux  $\gamma$  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 coeff. applicable au plancher de rang  $r$  est :

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

pour notre cas  $n = 6$

Planchers	6	5	4	3	2	1
$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$	1,385	1,154	0,923	0,692	0,462	0,231

- Coefficients sismique horizontal:

• longitudinalement:  $\sigma_L = \alpha \beta_L \gamma_r \cdot S$ .

• transversalement:  $\sigma_T = \alpha \beta_T \gamma_r \cdot S$ .

- Coefficient sismique vertical: (art. 3.112. 21)

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{a}} \sigma_H \quad \text{avec} \quad \sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$$

et si  $\alpha < 1$   $\sigma_v = \pm \sigma_H$

- Tableau donnant les coefficients sismiques.

Planchers	6	5	4	3	2	1
$\sigma_L$	0,092	0,077	0,0615	0,04615	0,0308	0,0154
$\sigma_T$	0,084	0,07	0,056	0,042	0,028	0,014
$\sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$	0,092	0,077	0,0615	0,04615	0,0308	0,0154
$\sigma_v$	0,092	0,077	0,0615	0,04615	0,0308	0,0154

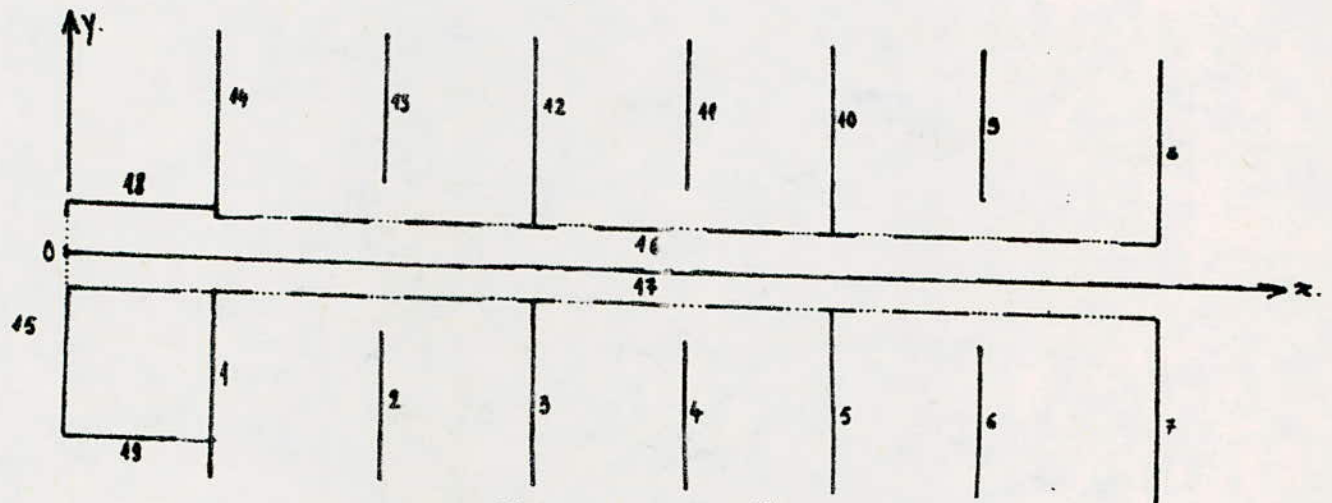
La force sismique au niveau de chaque plancher sera obtenue comme suit:

$$F = \sigma_v \cdot W \quad \text{avec} \quad W = G + P/5$$

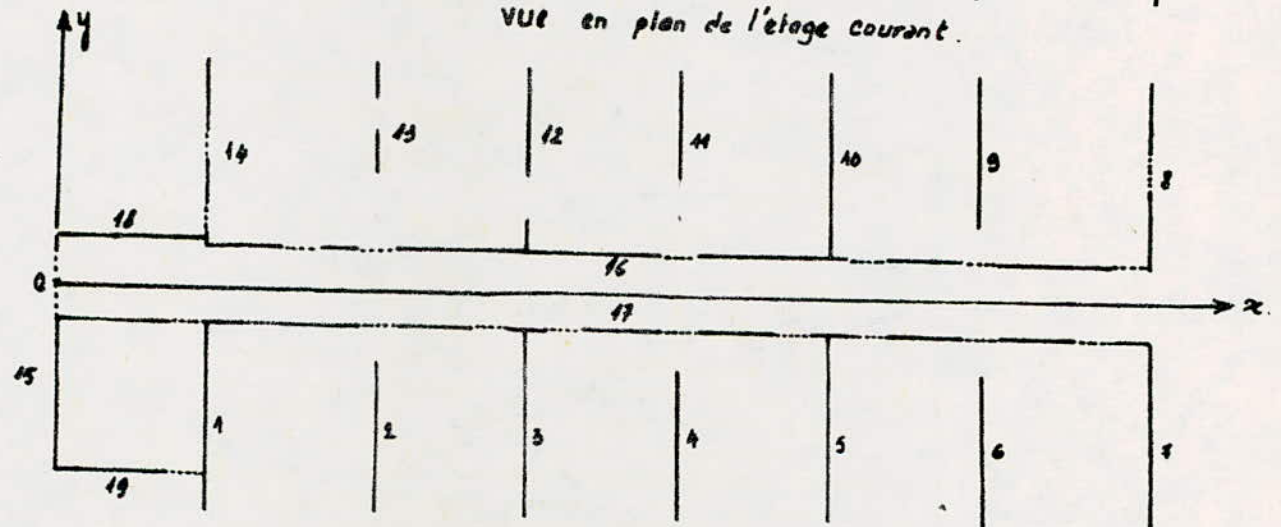
On tiendra compte aussi des efforts de torsion au niveau de chaque plancher à cause de la dissymétrie présentée par l'ossature.

Quant à la torsion accidentelle il n'y a pas à tenir compte car

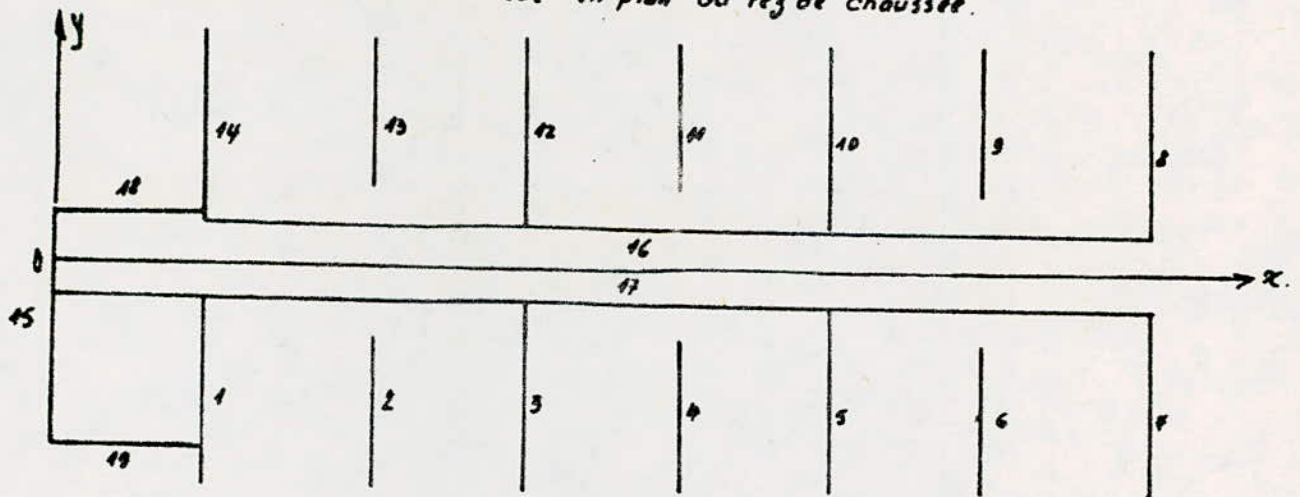
$$\eta = \frac{L_u}{L_v} = \frac{23,5}{16,8} < 2,5$$



VUE en plan de l'étage courant.



VUE en plan du rez de chaussée.



VUE en plan du sous-sol.

Determination du poids des elements verticaux par hauteur d'etage. (h=3,06m).

Voiles N°	Etage courant	Roz de chaussée	mas. vol. (h=3,06m)
1	$3,06 \times 0,46 \times 2500 = 1224 \text{ kg/ml.}$	$3,06 \times 0,46 \times 2500 = 1224 \text{ kg/ml.}$	$4 \times 0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/ml.}$
2	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
3	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
4	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
5	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
6	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
7	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
8	1224 kg/ml.	$(87,406 - 0,98 \times 2,15) \times 0,16 \times 2500 = 8625 \text{ kg.}$	400 kg/ml.
9	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
10	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
11	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
12	1224 kg/ml.	8078,5 kg.	400 kg/ml.
13	1224 kg/ml.	4994 kg.	400 kg/ml.
14	1224 kg/ml.	8825 kg.	400 kg/ml.
15	$(106,498 - 11,45) \times 0,16 \times 2500 = 7703,5 \text{ kg.}$	7703,5 kg.	400 kg/ml.
16	$(106,498 - 11,45) \times 0,16 \times 2500 = 7703,5 \text{ kg.}$	21035 kg.	400 kg/ml.
17	$(106,498 - 11,45) \times 0,16 \times 2500 = 7703,5 \text{ kg.}$	20690 kg.	400 kg/ml.
18	1224 kg/ml.	1224 kg/ml.	400 kg/ml.
19	$(122,406 - 1,45) \times 0,16 \times 2500 = 2925 \text{ kg.}$	2925 kg.	400 kg/ml.

. Détermination du centre de gravité des masses admises au soléne et supportés concentric au niveau du plancher :

1) Éléments verticaux (voiles).

voiles n°	Étage courant			Rez de chaussée			Sous-sol.		
	Poids (tonnes)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	Poids (tonnes)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	Poids (tonnes)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)
1	9,42	2,96	-4,55	9,42	2,96	-4,55	3,08	2,96	-4,55
2	8,18	6,5	-3,97	8,18	6,5	-3,97	2,67	6,5	-3,97
3	9,42	9,9	-4,55	9,42	9,9	-4,55	3,08	9,9	-4,55
4	8,18	13,3	-3,97	8,18	13,3	-3,97	2,67	13,3	-3,97
5	9,42	16,7	-4,55	9,42	16,7	-4,55	3,08	16,7	-4,55
6	8,18	20,1	-3,97	8,18	20,1	-3,97	2,67	20,1	-3,97
7	9,42	23,5	-4,55	9,42	23,5	-4,55	3,08	23,5	-4,55
8	9,42	23,5	4,55	8,62	23,5	4,55	3,08	23,5	4,55
9	8,18	20,1	3,97	8,18	20,1	3,97	2,67	20,1	3,97
10	9,42	16,7	4,55	9,42	16,7	4,55	3,08	16,7	4,55
11	8,18	13,3	3,97	8,18	13,3	3,97	2,67	13,3	3,97
12	9,42	9,9	4,55	8,08	9,9	5,74	3,08	9,9	4,55
13	8,18	6,5	3,97	4,99	13,3	5,89	2,67	6,5	3,97
14	9,42	2,96	4,55	8,22	2,96	3,99	3,08	2,96	4,55
15	7,7	0,08	-2,71	7,7	0,08	-2,71	2,79	0,08	-2,51
16	18,63	13,3	0,78	21,03	14,08	0,78	8,25	13,23	0,78
17	24,36	14,48	-0,78	20,69	11,97	-0,78	9,4	14,25	-0,78
18	3,5	1,44	0,9	3,5	1,44	0,9	1,15	1,44	0,9
19	2,93	1	-5,92	2,93	1	-5,92	1,15	1,44	-5,92

- Étage courant :

$$x_G = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i} = \frac{2248,072}{187,56} = 11,82 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i} = \frac{-37,2}{187,56} = -0,19 \text{ m.}$$

- Rez de chaussée :

$$x_G = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i} = \frac{1082,04}{173,01} = 12,03 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i} = \frac{-36,52}{173,01} = -0,2 \text{ m.}$$

- Sous-sol :

$$x_G = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i} = \frac{763}{63,4} = 12,03 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i} = \frac{-13,67}{63,4} = -0,2 \text{ m.}$$

## 2. Elements horizontaux.

### a) Plancher terrasse:

G+P/S:  $750 \text{ kg/m}^2$ .

Surface de la terrasse:  $S = 20,4 \cdot 16,8 + 2,88 \cdot 6,98 =$

$P_f = 270,57 \text{ t.}$

### - Acrotère:

$G = 0,5 \cdot 0,1 \cdot 2500 = 125 \text{ kg/ml.}$

$P_f = 7,975 \text{ t.}$

Elements	$P_f$ (tonnes)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)
terrace	270,57	12,55	-0,14
acrotère	7,975	9,06	-0,23
Total	278,545	12,45	-0,14

### b) Plancher Courant:

dalle:  $G+P/S = 640 \text{ kg/m}^2$ .

$S_1 = 6 \cdot 3,4 \cdot 14,5 + 2,88 \cdot 1,84 =$

$P_f = 192,7 \text{ t.}$

- loggia:  $G+P/S = 675 \text{ kg/m}^2$ .

$S_2 = 6 \cdot 3,4 \cdot 2,5$

$P_f = 34,4 \text{ t.}$

### - Escalier:

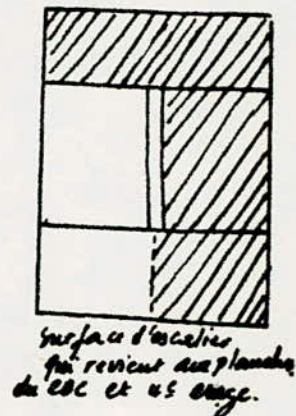
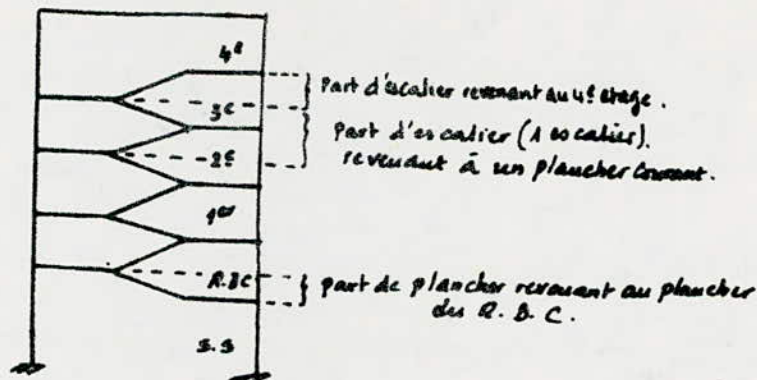
$G+P/S = 510 \text{ kg/m}^2$ .

$S_3 = 2,88 \cdot 1,2 + 2,88 \cdot 1,42 + 2,88 \cdot 2,4 =$

$P_f = 7,37 \text{ t}$

Elements	$P_f$ (tonnes)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)
dalle	192,7		
loggia	34,4		
Escalier	7,37		
Total	234,5	12,83	-0,085

Remarque: Pour le plancher du R.D.C il lui reviendrait seulement la moitié d'un escalier mais on suppose qu'il y a une même charge qu'un plancher courant. de même que pour le plancher de 4<sup>e</sup> étage. (voir schéma).



-  Valeurs et positions des masses concentrées au niveau de chaque plancher :

-  Terrasse :

Elements	$P_i$ (tonnes)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
Plancher	278,34	12,85	-0,14
1/2 murs	93,78	11,82	-0,19.
Total (W)	372,32	12,29	-0,15

-  Etage Louvant :

Elements	$P_i$ (tonnes)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
Plancher	234,5	12,83	-0,09
murs	187,56	11,82	0,19.
Total (W)	422,06	12,38	-0,13.

-  Rez. de chaussée :

Elements	$P_i$ (tonnes)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
Plancher	234,5	11,83	-0,09
1/2 murs supérieurs	93,78	11,82	-0,19
1/2 murs inférieurs	86,5	12,03	-0,2
Total (W)	414,78	12,4	-0,14

-  sous-sol :

Elements	$P_i$ (tonnes)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
Plancher	234,5	12,83	-0,09
1/2 murs supérieurs	86,5	12,03	-0,2.
1/2 murs inférieurs.	31,7	12,03	-0,2.
Total (W)	352,7	12,56	-0,126.

-  Forces sismiques horizontales :

Longitudinalement  $F_L = \sigma_L \cdot W.$   
 Transversalement  $F_T = \sigma_T \cdot W.$



Tableau récapitulatif:

Niveaux	F <sub>z</sub> (tonnes)		F <sub>y</sub> (tonnes)		Centre de gravité	
	Par niveau	Cumul	Par niveau	Cumul	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>
Terrasse	34,25	34,25	31,275	31,275	12,45	-0,44
4 <sup>e</sup>	32,495	66,745	29,545	60,82	12,63	-0,10
3 <sup>e</sup>	25,955	92,7	23,635	84,455	12,63	-0,10
2 <sup>e</sup>	19,475	112,175	17,725	102,18	12,63	-0,10
1 <sup>e</sup>	12,775	124,95	11,61	113,79	12,67	-0,1
R.D.C.	5,43	130,38	4,935	118,725	12,66	-0,1

Tous ces forces sismiques sont à distribuer entre les différents plans de contreventement (voiles). Pour cela on doit vérifier si la paroi est excentrée (et cela pour chaque niveau) c'est à dire si le centre de masse ne coïncide pas avec le centre des inerties pour tenir compte des effets de torsion. Pour le calcul de l'excentricité on utilisera la méthode du centre de torsion exposée dans l'ouvrage M. Biver (Calcul pratique des tours en béton armé).

Calcul de l'inertie de chaque plan de contreventement (voiles):

Hypothèses et méthode de calcul:

Étant donné que presque tous les voiles présentent des irrégularités au niveau de chaussée qui sont imposées par l'architecture le calcul de l'inertie de chaque voile sera fait pour chaque partie du bâtiment sans le peso de la hauteur (C'est à dire Étage courant, rez de chaussée, sous-pl) et l'inertie prise en considération pour la distribution de forces sismiques sera l'inertie minimale.

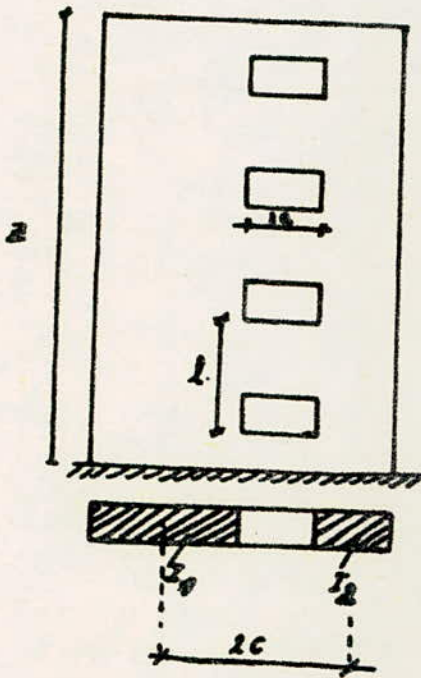
Pour le calcul des inerties nous envisagerons 2 cas:

- inertie d'un voile plein
- inertie d'un voile avec ouvertures.

Le 1<sup>er</sup> cas ne posera aucun problème et le calcul sera effectué par les formules habituelles. Quant au 2<sup>e</sup> cas nous introduisons la notion d'inertie équivalente permettant par un artifice de calcul d'assimiler le voile avec ouvertures à un voile plein et pour cela il suffit de remplacer chaque voile avec ouvertures à un voile fictif plein dont l'inertie équivalente est évalué, comme suit:

a) voile à une seule file d'ouvertures:

La méthode de calcul de l'inertie équivalente est basée sur l'égalité des flèches.



Les principales notations utilisées sont :

- $I$  : inertie totale du voile.
- $E$  : Coeff. d'élasticité du matériau constituant le voile.
- $S_1, S_2$  : Aires des éléments 1, 2 (aires des sections).
- $m = 2c / (b + 2a)$  :  $m^{stat}$  statique de chacun des éléments de voile par rapport au centre de gravité de l'ensemble.
- $i$  : Inertie des linteaux.
- $E'$  : Coeff. d'élasticité du matériau constituant le linteau dans notre cas ( $E = E'$ ).
- $l$  : hauteur d'étage.
- $Z$  : hauteur du bâtiment.
- $c = \frac{1}{2}$  distance entre les centres de gravité des 2 éléments de voile.
- $a$  :  $\frac{1}{2}$  portée du linteau.
- $I_1, I_2$  : inerties des 2 éléments du voile.

La 1<sup>ère</sup> étape pour la détermination de l'inertie équivalente d'un voile avec ouvertures consiste à calculer un coefficient  $\alpha$  qui est l'un des caractéristiques géométriques d'un voile et dont la valeur constitue un critère de classement de ce dernier.

- $\alpha > 10 \Rightarrow$  voile à petite ouvertures.
- $\alpha < 1 \Rightarrow$  voile à grande ouvertures.
- $1 < \alpha < 10 \Rightarrow$  voile courant.

Pour avoir  $\alpha = W \cdot Z$  avec  $Z$  : hauteur du bâtiment.

$$W = \left[ \frac{3E \cdot i}{E(I_1 + I_2)} \frac{1}{m} \frac{c}{a^3 l} \right]^{1/2}$$

La flèche d'un voile avec une fenêtre est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1 + I_2)} \frac{2mc}{I} \frac{\psi_0}{a^2} + \frac{H_0 Z^3}{8EI} \quad (1)$$

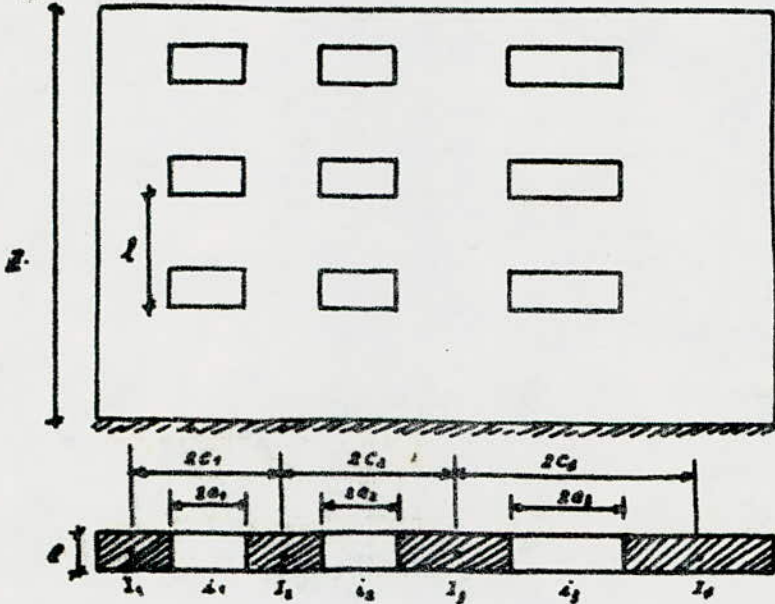
La flèche du voile fictif plein est égale à :

$$f = \frac{H_0 Z^3}{8EI_0} \quad (2)$$

$H_0$  est l'effet horizontal à la base du voile au même niveau du vent et  $\psi_0$  un coeff. donné par les abaque en fonction de  $\alpha$ .

En égalant les formules (1) et (2). On obtient  $I_0 = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1 + I_2} \frac{\psi_0}{a^2} + 1}$

b) voile à plusieurs files d'ouvertures :



$$\alpha = \omega z$$

$$\omega = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + \dots)} l \left( \frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

$$\omega = \left[ \frac{6E'}{E l \sum I_i} \sum \left( \frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right) \right]^{1/2}$$

$$f = \frac{H_0 z^3}{E \sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8 E I}$$

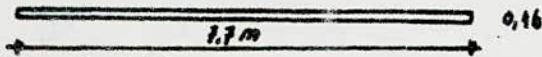
en égalant cette flèche à celle du voile fictif plein équivalent on en déduit la valeur de l'inertie équivalente on aura donc :

$$I_e = \frac{I}{\frac{8 I \psi_0}{(\sum I_i) \alpha^2} + 1}$$

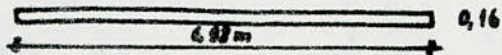
Caractéristiques géométriques de différents voiles :

a. Au niveau des étages courants :

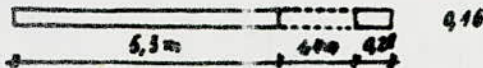
- voiles n° : 4, 3, 5, 7, 8, 10, 12, 14



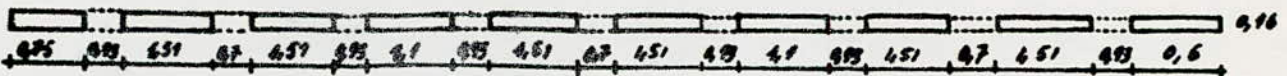
- Voile n° : 2, 4, 6, 9, 11, 13



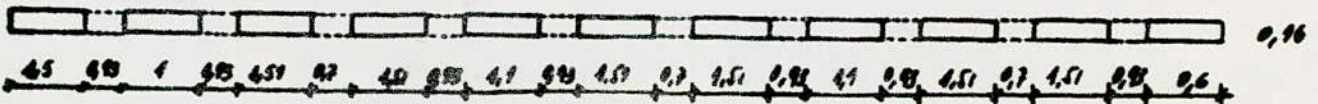
- Voile n° 15 :



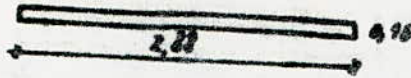
- Voile n° 16 :



- voile n° 17 :



voile n° 18.

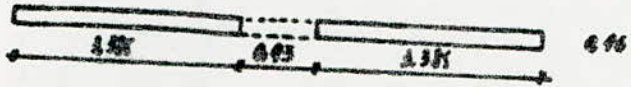


voile n° 19.



b) Au niveau dures de chaussée:

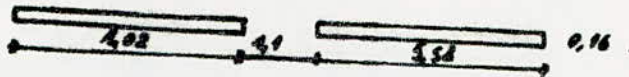
- voiles n° 1, 3, 5, 7, 10 idem etages courants.
- voile n° 8:



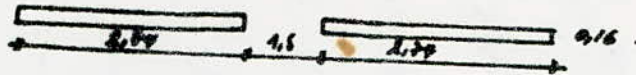
- voiles n° 2, 4, 6, 9 idem etages courants.
- voile n° 11:



- voile n° 12:



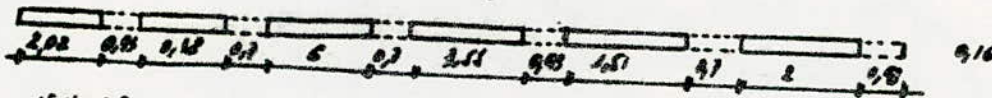
- Voile n° 13:



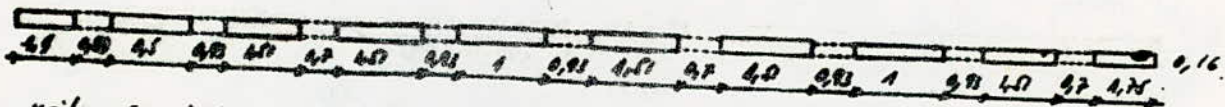
- voile n° 14:



- voile n° 15: idem etages courants.
- voile n° 16:



- Voile n° 17:



- voiles n° 18, 19 idem etages courants.

c) Au niveau du sol

- Tous les voiles sont pleins.

Voiles N <sup>o</sup>	Etages Courants				Reg de chausset				I <sub>e</sub>
	w	α	ψ	I <sub>e</sub> (m <sup>4</sup> )	w	α	ψ	I <sub>e</sub>	
1	-	-	-	6,087	-	-	-	6,087	6,087
2	-	-	-	3,974	-	-	-	3,974	3,974
3	-	-	-	6,087	-	-	-	6,087	6,087
4	-	-	-	3,974	-	-	-	3,974	3,974
5	-	-	-	6,087	-	-	-	6,087	6,087
6	-	-	-	3,974	-	-	-	3,974	3,974
7	-	-	-	6,087	-	-	-	6,087	6,087
8	-	-	-	6,087	0,27	4,46	0,33	3,41	6,087
9	-	-	-	3,974	-	-	-	3,974	3,974
10	-	-	-	6,087	-	-	-	6,087	6,087
11	-	-	-	3,974	-	-	-	2,31	3,974
12	-	-	-	6,087	-	-	-	I <sub>a</sub> = 0,014 I <sub>B</sub> = 2,01	6,087
13	-	-	-	3,974	-	-	-	I <sub>a</sub> = 0,013 I <sub>B</sub> = 0,015	3,974
14	-	-	-	6,087	4,33	21,04	0,44	4,28	6,087
15	1,53	25,24	0,45	2,72	4,53	25,24	0,45	2,72	4,53
16	3,46	57,2	0,5	54,92	1,34	22,22	0,43	64,12	214,2
17	3,21	53	0,5	74,96	5,42	89,5	0,5	83,47	172,016
18	-	-	-	0,348	-	-	-	0,348	0,348
19	-	-	-	0,028	-	-	-	0,028	0,348

*Tarbes equivalentes des voiles aux 2 niveaux*

Determination du centre de torsion :  
 Etage courant :

Voiles	$I_{xi}$	$I_{yi}$	$I_{zi}$	$X_i$	$Y_i$	$I_{xi} \cdot X_i$	$I_{yi} \cdot Y_i$
1	6,087	0	6,087	2,96	-4,55	18,02	0
2	3,974	0	3,974	6,5	-3,97	25,83	0
3	6,087	0	6,087	9,9	-4,55	60,26	0
4	3,974	0	3,974	13,3	-3,97	52,85	0
5	6,087	0	6,087	16,7	-4,55	104,65	0
6	3,974	0	3,974	20,1	-3,97	79,87	0
7	6,087	0	6,087	23,5	-4,55	143,04	0
8	6,087	0	6,087	23,5	4,55	143,04	0
9	3,974	0	3,974	20,1	3,97	79,87	0
10	6,087	0	6,087	16,7	4,55	104,65	0
11	3,974	0	3,974	13,3	3,97	52,85	0
12	6,087	0	6,087	9,9	4,55	60,26	0
13	3,974	0	3,974	6,5	3,97	25,83	0
14	6,087	0	6,087	2,96	4,55	18,02	0
15	2,72	0	2,72	0,08	-2,59	-0,21	0
16	54,98	54,98	0	13,25	0,78	0	42,88
17	74,96	74,96	0	14,75	-0,78	0	-58,47
18	0,348	0,348	0	1,44	0,9	0	0,286
19	0,088	0,088	0	1,44	-5,92	0	-0,52
Total							

$$X_T = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} = 12,8 \text{ m.}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}} = -0,12 \text{ m.}$$

- Rez. de Charné:

vrijes	$Z_i$	$Z_{Y_i}$	$Z_{X_i}$	$X_i$	$Y_i$	$Z_{X_i} X_i$	$Z_{Y_i} Y_i$
1	6,087	6,087	0	2,96	-4,55	18,02	0
2	3,974	3,974	0	6,5	-3,97	25,83	0
3	6,087	6,087	0	9,9	-4,55	60,26	0
4	3,974	3,974	0	13,3	-3,97	52,85	0
5	6,087	6,087	0	16,7	-4,55	101,65	0
6	3,974	3,974	0	20,1	3,97	79,87	0
7	6,087	6,087	0	23,5	-4,55	143,04	0
8	3,15	3,15	0	23,5	4,55	94,025	0
9	3,974	3,974	0	20,1	3,49	79,87	0
10	6,087	6,087	0	16,7	4,55	101,65	0
11	2,31	2,31	0	13,3	5,77	30,72	0
12	2,31	2,31	0	9,9	5,77	23,87	0
	0,019	0,019	0	9,9	1,37	0,137	0
13	0,019	0,113	0	2,5	7,56	0,73	0
	0,019	0,113	0	6,5	4	0,73	0
14	4,42	4,42	0	2,96	4,55	13,01	0
15	2,72	2,72	0	0,08	-2,51	0,217	0
16	64,17	0	64,17	12,66	0,78	0	50,05
17	23,17	0	23,17	11,1	-0,78	0	-64,87
18	0,348	0	0,348	1,44	0,9	0	0,286
19	0,088	0	0,088	1,44	-5,92	0	-0,52
Total.							

$$X_T = \frac{\sum Z_{X_i} X_i}{\sum Z_{X_i}} = 13,01 \text{ m.}$$

$$Y_T = \frac{\sum Z_{Y_i} Y_i}{\sum Z_{Y_i}} = -0,1 \text{ m}$$

Sol.

Value	$I_{x_i}$	$I_{y_i}$	$I_{x_i}$	$x_i$	$y_i$	$I_{x_i} \cdot y_i$	$I_{y_i} \cdot x_i$
1	6,087	6,087	0	2,96	-4,55		
2	3,974	3,974	0	6,5	-3,97		
3	6,087	6,087	0	9,9	-4,55		
4	3,974	3,974	0	13,3	-3,97		
5	6,087	6,087	0	16,7	-4,55		
6	3,974	3,974	0	20,1	-3,97		
7	6,087	6,087	0	23,5	-4,55		
8	6,087	6,087	0	23,5	4,55		
9	3,974	3,974	0	20,1	3,97		
10	6,087	6,087	0	16,7	4,55		
11	3,974	3,974	0	13,3	3,97		
12	6,087	6,087	0	9,9	4,55		
13	3,974	3,974	0	6,5	3,97		
14	6,087	6,087	0	2,96	4,55		
15	4,55	4,55	0	0,08	-2,51		
16	118,26	0	118,26	13,23	0,78		
17	174,03	0	174,03	11,75	-0,78		
18	0,318	0	0,318	1,44	0,9		
19	0,318	0	0,318	1,44	-5,92		
Total.							

$$x_T = \frac{\sum I_{y_i} \cdot x_i}{\sum I_{y_i}} = 12,49m.$$

$$y_T = \frac{\sum I_{x_i} \cdot y_i}{\sum I_{x_i}} = -0,15m.$$



Détermination de l'excentricité.

	N. Terrasse	N. Etage Courant	N. 1 <sup>er</sup> étage	N. P. de chaussée
X <sub>G</sub>	12,95	12,63	12,67	12,66
X <sub>r</sub>	12,8	12,8	13,01	12,49
Y <sub>G</sub>	-0,14	-0,10	-0,14	-0,1
Y <sub>r</sub>	-0,12	-0,12	-0,1	-0,15
e <sub>x</sub>	-0,35	-0,17	-0,34	-0,17
e <sub>y</sub>	0,02	-0,02	-0,04	-0,05

Repartition des efforts sismiques :

Méthode et hypothèses de Calcul :

Pour la répartition des efforts sismiques on effectuera un changement de repère avec une nouvelle origine située au Centre de torsion et on attribuera aux 2 voiles de 2 étages Condamnés / Au niveau syst. d'axes X'-X', Y'-Y'.

Les forces sismiques F<sub>x</sub> et F<sub>y</sub> Calculées précédemment produisant une translation admissible se répartiront sur les différents voiles (en fonction de leurs inerties) et. Les moments d'axe verticaux dus à l'excentricité de F<sub>x</sub> et F<sub>y</sub> produisant une rotation d'ensemble développeront également dans chaque voile une composante de translation (en fonction des M<sub>0</sub>, des inerties et des abscisses et ordonnées des Centres d'inerties partiels par rapport au Centre de torsion).

On aura donc :

dans le sens longitudinal :

a) forces dues à la translation :

$$H_z = \frac{F_x \cdot J_x}{2 J_x}$$

b) forces dues à la rotation :

$$H'_z = \frac{M \cdot Y' J_x}{J}$$

dans le sens transversal :

a) forces dues à la translation :

$$H_y = \frac{F_y \cdot J_y}{2 J_y}$$

b) forces dues à la rotation :

$$H'_y = \frac{M \cdot X' J_y}{J}$$

avec  $M = F_x \cdot e_y$  ,  $J = 2 J_x Y'^2 + 2 J_y X'^2$

avec  $M = F_y \cdot e_x$   
 $J = 2 J_x Y'^2 + 2 J_y X'^2$

Remarque: Vu que l'excentricité au  $\pm$  niveaux est faible nous négligerons les Composants rotationnels.  
 - En fait à la répétition de la Composante due à la translation nous effectuerons les calculs avec une face horizontale de 100t pour un niveau. Les efforts réels seront distribués dans les mêmes proportions pour les  $\pm$  niveaux (voir tableau).

voiles	$I_x$	$I_y$	$I_z$	Contraintement longitudinal MLZ 700t $H_x$	Contraintement transversal Fr = 100t $H_y$
1	6,087	-	6,087	-	9,92
2	3,974	-	3,974	-	6,478
3	6,087	-	6,087	-	9,92
4	3,974	-	3,974	-	6,478
5	6,087	-	6,087	-	9,92
6	3,974	-	3,974	-	6,478
7	6,087	-	6,087	-	9,92
8	3,15	-	3,15	-	5,135
9	3,974	-	3,974	-	6,478
10	6,087	-	6,087	-	9,92
11	2,31	-	2,31	-	3,766
12	{ 0,044 2,31	-	{ 0,044 2,31	-	{ 0,088 3,766
13	{ 0,143 0,043	-	{ 0,043 0,143	-	{ 0,184 0,184
14	4,28	-	4,28	-	6,977
15	2,72	-	2,72	-	4,434
16	58,98	54,98	-	42,18	-
17	70,96	70,96	-	57,508	-
18	0,348	0,348	-	0,244	-
19	0,08	0,08	-	0,0675	-

Contreventement lions verdis.

voiles	4 <sup>e</sup> étage		3 <sup>e</sup> étage		2 <sup>e</sup> étage		1 <sup>er</sup> étage		R. J. C.		S. Sot.	
	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)
1	3,4025	9,4935	6,033	27,95	9,378	53,585	40,156	84,6	14,288	44,914	44,775	130,915
2	2,026	6,4995	3,9395	18,25	5,47	34,985	6,649	55,24	7,379	37,795	7,691	85,485
3	3,4025	9,4935	6,033	27,95	8,378	53,585	40,156	84,6	14,288	44,914	44,775	130,915
4	2,026	6,4995	3,9395	18,25	5,47	34,985	6,649	55,24	7,379	37,795	7,691	85,485
5	3,025	9,4935	6,033	27,95	8,378	53,585	40,156	84,6	11,288	44,914	44,775	130,915
6	2,026	6,4995	3,9395	18,25	5,47	34,985	6,649	55,24	7,379	37,795	7,691	85,485
7	3,4025	9,4935	6,033	27,95	8,378	53,585	40,156	84,6	14,288	44,914	44,775	130,915
8	4,606	4,914	3,423	14,47	4,336	27,74	5,246	42,795	5,843	80,675	6,0965	130,915
9	2,026	6,4995	3,9395	18,25	5,47	34,985	6,649	55,24	7,379	37,795	7,691	85,485
10	3,4025	9,4935	6,033	27,95	8,378	53,585	40,156	84,6	11,288	44,914	44,775	130,915
11	4,885	3,603	2,29	10,61	3,18	20,34	3,848	32,415	4,285	45,225	4,477	49,695
12	{ 0,0032 4,4335	{ 0,022 3,608	{ 0,014 2,29	{ 0,0645 18,61	{ 0,044 3,479	{ 0,153 20,335	{ 0,235 3,847	{ 0,195 32,4	{ 0,022 4,284	{ 0,775 45,215	{ 0,275 4,4695	{ 0,275 49,995
13	{ 0,0575 0,0575	{ 0,178 0,178	{ 0,112 0,112	{ 0,545 0,545	{ 0,115 0,115	{ 0,94 0,94	{ 0,188 0,188	{ 4,665 4,665	{ 0,209 0,209	{ 2,2 2,2	{ 0,2495 0,2495	{ 4,84 4,84
14	2,182	6,675	4,843	19,615	5,872	37,685	7,129	57,49	7,939	83,785	8,283	92,01
15	4,3865	8,842	2,6965	14,49	3,745	22,95	4,53	36,81	5,045	52,245	5,265	57,51

Contreventement longitudinal.

voiles	4 <sup>e</sup> étage		3 <sup>e</sup> étage		2 <sup>e</sup> étage		1 <sup>er</sup> étage		R. J. C.		S. Sot.	
	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)	H (l)	M (km)
16	44,44	44,2	28,45	130,34	39,1	249,98	47,31	394,74	52,7	576,01	54,99	641
17	49,69	60,27	31,325	149,32	53,31	349,85	64,51	538,25	71,85	752,18	74,78	834,41
18	0,0835	0,235	0,1625	0,75	0,225	1,74	0,273	2,275	0,3	3,495	0,377	3,545
19	0,0231	0,07	0,045	0,16	0,06	0,35	0,075	0,58	0,08	0,84	0,09	0,93

FORCES SIMILAIRES VERTICALES.

Voilles	4 <sup>e</sup> étage		3 <sup>e</sup> étage		2 <sup>e</sup> étage		1 <sup>er</sup> étage		R. A. C		Annexes	
	Fv	Cumuls	Fv	Cumuls	Fv	Cumuls	Fv	Cumuls	Fv	Cumuls	Fv	Cumuls
1	1,872	1,872	4,376	3,248	4,099	4,347	0,825	5,172	0,55	5,722	0,2265	5,948
2	2,125	2,125	4,895	4,02	4,545	5,535	4,135	6,67	0,76	7,43	0,335	7,765
3	2,23	2,23	2,025	4,255	4,62	5,87	4,215	7,09	0,81	7,9	0,385	8,285
4	2,125	2,125	4,185	4,02	4,545	5,535	4,135	6,67	0,76	7,43	0,335	7,765
5	2,23	2,23	2,025	4,255	4,62	5,87	4,215	7,09	0,81	7,9	0,385	8,285
6	2,125	2,125	4,185	4,02	4,545	5,535	4,135	6,67	0,76	7,43	0,335	7,765
7	4,335	4,335	4,37	2,74	4,7	3,81	0,825	4,635	0,55	5,185	0,225	5,41
8	4,335	4,335	4,37	2,74	4,7	3,81	0,825	4,635	0,545	5,18	0,225	5,405
9	2,125	2,125	4,895	4,02	4,545	5,535	4,135	6,67	0,76	7,43	0,335	7,765
10	2,23	2,23	2,025	4,255	4,62	5,87	4,215	7,09	0,81	7,9	0,385	8,285
11	2,125	2,125	4,185	4,02	4,545	5,535	4,135	6,67	0,76	7,43	0,335	7,765
12	2,23	2,23	2,025	4,255	4,62	5,87	4,215	7,09	0,79	7,88	0,35	8,23
13	2,125	2,125	4,185	4,02	4,545	5,535	4,135	6,67	0,625	7,295	0,27	7,565
14	4,42	4,42	4,37	2,795	4,7	3,895	0,825	4,72	0,53	5,25	0,215	5,465
15	4,44	4,44	4,09	2,2	0,87	3,07	0,65	3,72	0,435	4,155	0,18	4,335
16	2,98	2,98	2,995	5,975	2,59	8,365	0,28	10,145	0,335	11,48	0,43	11,91
17	3,245	3,245	3,65	6,885	3,92	4,815	2,19	4,005	4,45	4,945	0,63	5,575
18	0,33	0,33	0,37	0,7	0,295	0,985	0,22	4,215	0,145	4,36	0,055	4,415
19	0,65	0,65	0,58	4,23	0,46	4,69	0,345	2,035	0,25	2,285	0,1	2,385

Determination des forces sismiques verticales:

a) Masses Approximées Au Niveau:  $W = (G + P/5)$

Vorles	Niveau terrasse	Niveau 2. Courant	Niv. 1 <sup>er</sup> étage	Niv. Rez. de chaussée
1	25,06	17,876	17,876	11,53
2	27,2	24,62	24,62	19,1
3	28,96	26,33	26,33	19,98
4	27,2	24,62	24,62	19,1
5	28,96	26,33	26,33	19,98
6	27,2	24,62	24,62	19,1
7	19,19	17,876	17,87	11,53
8	19,19	17,876	17,54	11,53
9	27,2	24,62	24,62	19,1
10	28,96	26,33	26,33	19,98
11	27,2	24,62	24,62	19,1
12	28,96	26,33	24,98	19,98
13	27,2	24,62	24,62	19,1
14	20,15	17,97	16,87	11,53
15	15,9	14,14	14,14	9,22
16	41,7	38,87	41,27	28,39
17	45,96	47,47	46,8	35,42
18	5,36	4,82	4,82	2,44
19	8,52	7,52	7,52	5,74

On aura  $F_v = G_v \cdot W$  Voir tableau suivant.

— ETUDE AU VENT —

Etude Au vent :

Introduction :

Vu que notre bâtiment est relativement élevé (16,8m) il y a lieu de tenir compte de l'effet du vent, car il est probable que sous tous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre les efforts dus au vent sont plus importants que ceux dus à 0,2P. Quant aux sollicitations du second genre le même est généralement prépondérant.

Pour le calcul de l'action du vent nous utiliserons la méthode préconisée par les règles NV 65 concernant les constructions prismatiques à base quadrangulaire (art. 2. page 87).

La pression dynamique de base à prendre en compte dans les calculs sera de :  $q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$  à Tébessa.  
Le majoration de la pression dynamique de base due à l'effet de la hauteur au dessus du sol est donnée par la formule :

$$q_H = 2,5 q_{10} \frac{H+18}{H+60} \quad \text{avec } H = \text{la hauteur de } 8^{\text{e}} \text{ au dessus du sol.}$$

Dans notre cas  $H = 16,8 \text{ m}$ .

$$q_H = 2,5 \cdot 70 \cdot \frac{16,8+18}{16,8+60} = 78,6 \text{ kg/m}^2 \approx 79 \text{ kg/m}^2$$

effet de site : site normal  $\Rightarrow K_s = 1$ .

effet de régime :  $K_r = 1$ .

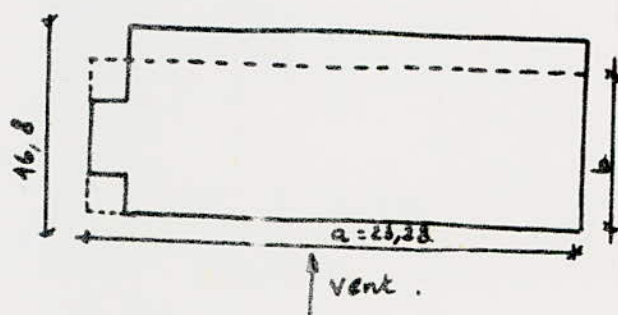
effet de dimension :  $\gamma = 1$ .

Finalement la pression normale est :  $q_H = 79 \text{ kg/m}^2$ .

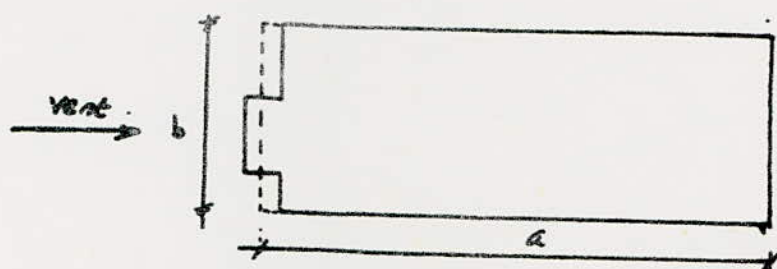
Pour le vent extrême on majora  $q_H$  par 1,75  $\Rightarrow q_E = 1,75 q_H$ .

Détermination des rapports de dimensions: (1).

$$\lambda_a = \frac{h}{a} \quad \lambda_b = \frac{h}{b}$$



$$\begin{aligned}
 h &= 16,8 \text{ m.} \\
 b &= 15,6 \text{ m.} \\
 a &= 23,28 \\
 \frac{b}{a} &= 0,67 \\
 \lambda_a &= \frac{h}{a} = 0,72
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 b &= 16,8 \text{ m.} \\
 a &= 22,08 \text{ m.} \\
 \frac{b}{a} &= 0,76 \\
 \lambda_b &= \frac{h}{b} = 1
 \end{aligned}$$

$$0,5 \leq \lambda_a \leq 2,5 \Rightarrow \gamma_0 = 1$$

$$0,5 \leq \lambda_b \leq 2,5 \Rightarrow \gamma_0 = 1$$

- Actions extérieures:

- face au vent:  $C_e = 0,8 \forall \gamma_0$ .

- face sous-vent:  $C_e = -(1,3 \gamma_0 - 0,8) = -(1,3 - 0,8) = -0,5$

$$\text{Pression + suction} = 0,8 - (-0,5) = 1,3.$$

- Actions dynamiques exercées par le vent.

- Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration au moins égal à 1. Ce coefficient  $\beta$  est donné par la formule:

$$\beta = 0(1 + \xi \epsilon)$$

$\xi$ : Coeff. de reprise (fonction de la période du mode fondamental d'oscillation  $T$ ).

pour notre Cas

$$T = 0,02 \frac{h}{\sqrt{I_x}} \sqrt{\frac{2}{h_x + h}} \quad (\text{Annexe 4 page 233})$$



$$T_a = 0,08 \frac{16,8}{\sqrt{23,28}} \sqrt{\frac{16,8}{23,28+16,8}} = 0,12 \Rightarrow \xi = 0,15.$$

$$T_b = 0,08 \frac{16,8}{\sqrt{16,8}} \sqrt{\frac{16,8}{16,8+16,8}} = 0,23 \Rightarrow \xi = 0,2.$$

$$\theta = 1 \quad \xi = 0,35.$$

$$\beta_a = 1(1 + 0,15 \cdot 0,35) = 1,05.$$

$$\beta_b = 1(1 + 0,2 \cdot 0,35) = 1,07.$$

- charges du vent :

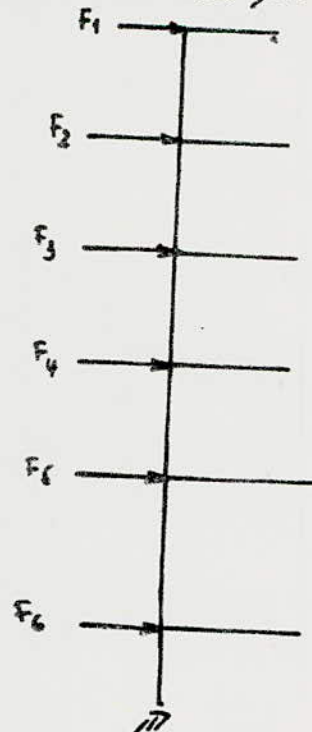
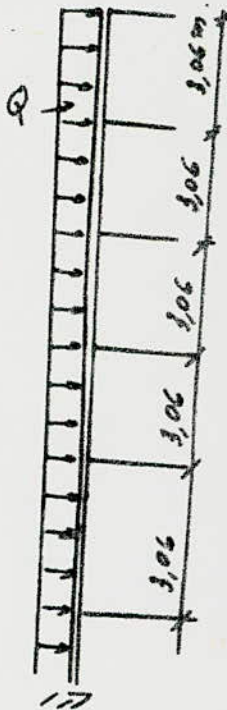
$$q_a = q \cdot \beta_a \cdot C_e = 1,3 \cdot 1,05 \cdot 79 = 107,8 \approx 108 \text{ kg/m}^2.$$

$$q_b = q \cdot \beta_b \cdot C_e = 1,3 \cdot 1,07 \cdot 79 = 110 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q_a = 108 \cdot 23,28 = 2514,24 \text{ kg/m} \quad \text{dans le sens de la hauteur.}$$

$$Q_b = 110 \cdot 16,28 = 1790,8 \text{ kg/m}.$$

Nous Considerons que les charges dues au vent ne sont pas réparties mais, concentrées au niveau de chaque plancher



Determination des forces  $F_i$  aux + niveaux :

NIVEAUX	FACE a		FACE b	
	$F_i$ / niveau (t)	CUMULS	$F_i$ / niveau (t)	CUMULS
TERRASSE.	5,1	5,1	3,64	3,64
4 <sup>e</sup>	7,7	12,8	5,5	9,14
3 <sup>e</sup>	7,7	20,5	5,5	14,64
2 <sup>e</sup>	7,7	28,2	5,5	20,14
1 <sup>er</sup>	7,7	35,9	5,5	25,64
R. B. C.	6,36	42,26	4,5	30,14

Tous ces efforts seront à distribuer entre les + voiles. Pour cela on doit vérifier si la résultante à chaque niveau est excentrée par rapport au centre d'inertie pour tenir compte des effets liés à la torsion. Nous appliquerons la méthode de calcul que celle de Mécisme.

Determination du centre de gravité des + niveaux (Centre géométrique) :

$$x_G = 12,7 \text{ m.}$$

$$y_G = -0,15 \text{ m.}$$

Determination de l'excentricité

	N. Etage Courant	N. 1 <sup>er</sup> étage	N. Req. de Châssis
$x_G$	12,7	12,7	12,7
$x_T$	12,8	13,01	12,49
$y_G$	-0,15	-0,15	-0,15
$y_T$	0,12	-0,2	-0,15
$e_x$	-0,10	-0,20	0,24
$e_y$	+0,03	0,04	0

Remarque : Vu que l'excentricité est faible aux + niveaux on ne tiendra pas compte des composantes rotationnelles dans nos calculs.

Repartition des effets dus au vent sur les différents Vols:

CONTREVENTEMENT TRANSVERSAL

Voiles	4 <sup>e</sup> étage		3 <sup>e</sup> étage		2 <sup>e</sup> étage		1 <sup>er</sup> étage		R. D. C.		Basse sol.	
	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)
1	0,51	4,56	1,27	5,45	2,06	11,75	2,8	20,32	3,56	34,21	4,2	35,41
2	0,33	4,01	0,83	3,55	1,35	7,7	1,83	13,3	2,32	20,4	2,74	23,44
3	0,51	4,56	1,27	5,45	2,06	11,75	2,8	20,32	3,56	34,21	4,2	35,41
4	0,33	4,01	0,83	3,55	1,35	7,7	1,83	13,3	2,32	20,4	2,74	23,44
5	0,51	4,56	1,27	5,45	2,06	11,75	2,8	20,32	3,56	34,21	4,2	35,41
6	0,33	4,01	0,83	3,55	1,35	7,7	1,83	13,3	2,32	20,4	2,74	23,44
7	0,51	4,56	1,27	5,45	2,06	11,75	2,8	20,32	3,56	34,21	4,2	35,41
8	0,26	0,8	0,66	2,82	1,07	7,1	1,44	10,54	1,84	16,17	2,17	18,74
9	0,51	4,01	0,83	3,55	1,35	7,7	1,83	13,3	2,32	20,4	2,74	23,44
10	0,51	4,56	1,27	4,45	2,06	11,75	2,8	20,32	3,56	34,21	4,2	35,41
11	0,2	0,61	0,48	2,02	0,78	4,5	1,06	7,74	1,35	11,87	1,6	13,47
12	0,004 0,2	0,008 0,64	0,003 0,48	0,012 2,08	0,005 0,78	0,03 4,5	0,006 4,06	0,05 7,74	0,088 4,35	0,075 11,87	0,01 1,6	13,56
13	0,009 0,005	0,03 0,03	0,024 0,024	0,1 0,1	0,04 0,04	0,12 0,12	0,052 0,052	0,38 0,38	0,07 0,07	0,6 0,6	0,08 0,08	1,36
14	0,36	4,1	0,89	3,82	1,44	8,26	1,97	14,3	2,5	21,95	2,95	24,9
15	0,23	0,7	0,57	2,44	0,92	5,26	1,25	9,09	1,6	13,99	1,87	15,86

CONTREVENTEMENT LONGITUDINAL

Voiles	4 <sup>e</sup> étage		3 <sup>e</sup> étage		2 <sup>e</sup> étage		1 <sup>er</sup> étage		R. D. C.		Basse sol.	
	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)	H (t)	M (ton)
16	4,54	4,7	3,86	46,5	6,18	35,4	8,5	61,41	10,8	94,46	12,7	407,16
17	2,09	6,4	5,26	24,5	8,42	46,27	11,6	83,76	14,75	122,9	17,33	146,23
18	0,09	0,28	0,22	0,95	0,36	2,05	0,05	2,2	0,053	2,4	0,074	2,48
19	1,003	0,004	0,006	0,03	0,009	0,06	0,014	0,1	0,017	0,95	0,02	0,17

# ETUDE DES VOILES

Determination des efforts dans les linteaux dus au sisme horizontal:

Pour le calcul des efforts nous utiliserons la methode mise au point par ALBIGES et GOULET et exposee dans l'ouvrage de MARIUS JIVER "Calcul pratique des tours en beton arme" au chapitre 8 § 3.4 et suite.

Nous avons 2 types de voiles avec ouvertures à etudier:

- voile à une file d'ouvertures.
- voile à plusieurs files d'ouvertures.

1. Voile à une file d'ouvertures:

Hypothèses de calcul:

- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés, comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque élément du voile.
- Les éléments du voile subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

Méthode de calcul:

La 1<sup>re</sup> étape pour le calcul des efforts dans les linteaux, consiste à déterminer le degré de non-linéarité  $\alpha$ . (voir tableau).

Pas d'un voile avec petits ouvertures :  $\alpha > 10$  (ce qui est bien notre cas)

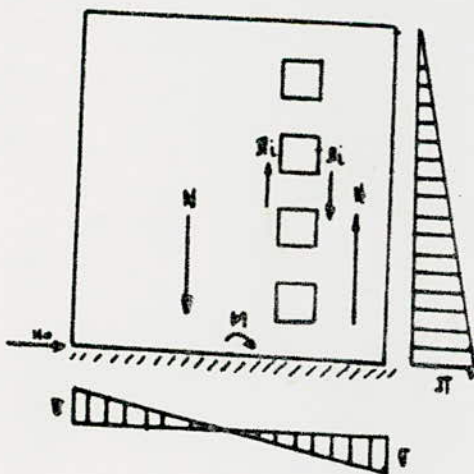
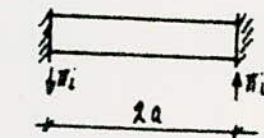
Le voile se comporte comme plein. L'influence des ouvertures ayant un caractère local. Les efforts dans les linteaux sont donnés par les formules suivantes:

L'effort tranchant à l'encastrement du linteau

$$T_i = \frac{H_0 m l (1 - \xi)}{I} \quad \text{avec } \xi = \frac{d_i}{Z}$$

Le moment d'encastrement du linteau:

$$M_i = T_i a$$



Verification: il faut vérifier l'équilibre extérieur.

$$M = 2C \cdot N + M_1 + M_2$$

$M$  étant le moment extérieur dû à  $H_0$ .  
 $M_1, M_2$ : moments dans les éléments du voile.

application Au voile n° 15:

$\alpha = 25,24 > 10$  Pas de petits ouvertures.

$H_0 = 5,265 \text{ t}$ .



Les efforts tranchants et les moments à l'encastrement à chaque linteau sont donnés sous forme de tableau. Quant on utilise  $M_i$  dans les éléments du voile ils sont donnés par la formule  $M_i = \frac{I_i}{2I} H_0 Z \left[ \frac{(1-\xi)^2}{3} (2+\xi) - \frac{2mc}{I} \psi \right]$   $\psi$  est donné par les abaques.

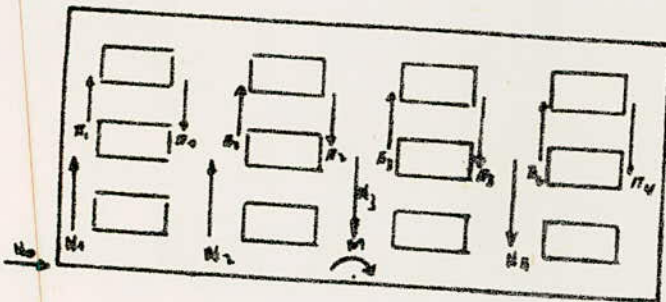
NIVEAU	$\xi_i$	$\Pi_i(t)$	$M_i \text{ (lino)} = R_i \theta$	$M_1$ Elément 1	$M_2$ Elément 2	$N_i(t)$
4 <sup>e</sup>	0,98	$\approx 0,189$	$\approx 0,1323$	0	2,25	$\approx 0,189$
3 <sup>e</sup>	0,8	$\approx 0,399$	$\approx 0,2793$	0	7,565	$\approx 0,588$
2 <sup>e</sup>	0,624	$\approx 0,744$	$\approx 0,4908$	0	13,725	$\approx 1,88$
1 <sup>e</sup>	0,436	$\approx 0,84$	$\approx 0,588$	0	26,825	$\approx 2,73$
R.D.C.	0,26	$\approx 0,892$	$\approx 0,6224$	0	39,00	$\approx 3,6225$

2. Voiles à plusieurs files d'ouvertures:

Méthode de calcul:

Comme pour les voiles à une file d'ouvertures le 1<sup>er</sup> étape de calcul, consiste à déterminer le degré de monolithisme  $\alpha$  (voir tableau).

Pas d'une voile à petites ouvertures  $\alpha > 10$  ce qui est notre cas



Les efforts tranchants aux encastrement des linteaux sont donnés par les formules suivantes:

$$\Pi_i = H_0 Z \frac{i_i c_i}{2a_i^3 \left( \sum \frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right)} \cdot \psi$$

$\psi$  est donné par  $a_i$  les abaques en fonction de  $\alpha$  et  $\xi_i = d_i/2$ .

Les moments aux encastrement des linteaux:  $M_i = \Pi_i a_i$ .

Les moments dans les éléments du refend sont donnés par les formules:

$$M_i = \frac{I_i}{2I} H_0 Z \left[ \frac{(1-\xi)^2}{2} - \psi \right]$$

verification: il faut verifier que l'equilibre exterieur.

$$M_i = \sum M_i + 2 \sum_1^m (N_i \sum_1^m C_i)$$

avec  $N_i = \sum \Pi_i - \sum \Pi_{i-1}$ .

dans le cas où la surface totale des ouvertures ne dépasse pas environ 25% de la surface totale du voile (surface prise en elevation) le calcul des efforts dans les linéaires s'effectuera comme suit:  
 On calculera les  $\Pi_i$  par la formule précédente dans une 1<sup>ère</sup> étape.  
 On calculera ensuite les  $\Pi_i$  par la formule suivante:

$$\Pi_i = H_0 m_i l (1 - \xi)$$

On prendra une valeur intermédiaire pour l'étude du linéaire. On procédera ainsi car la 1<sup>ère</sup> formule fournit des  $\Pi_i$  par excès pour les investitures proches des extrémités du regard et par défaut pour les investitures centrales.

- Dans le cas où la surface totale des ouvertures est plus petite que 10% de la surface totale du voile on calculera les  $\Pi_i$  par la dernière formule et le voile sera considéré pratiquement monolithique (plein).  
 Les moments  $M_i$  dans les  $\pm$  éléments du voile sont négligeables (nuls) et l'équilibre extérieur est assuré conformément à la condition:

$$M_i = 2 \sum_1^m (N_i \sum_1^m C_i)$$

Application aux voiles longitudinales 16 et 17:

On est en présence du dernier cas:  $S_{ouvertures} < 10\% S_{voile}$ .

Voile 16:

$d = 53,2$

$H_0 = 54,89 \text{ t}$

Voile 17

$d = 53$

$H_0 = 74,98 \text{ t}$

Les efforts dans les linéaires sont donnés sous forme de tableau.

Voile n° 47

Niveau	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		
	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	
0 <sup>e</sup> étage	0,93	0,432	0,93	0,432	2,22	0,777	0,95	0,441	0,95	0,441	2,22	0,777	0,95	0,441	0,95	0,441	2,22	0,777	0,95	0,432	
1 <sup>e</sup> étage	2,22	4,078	2,22	4,078	5,32	4,86	2,3	1,059	2,3	1,069	5,32	4,86	2,3	1,059	2,3	1,069	5,32	4,86	2,04	0,988	
2 <sup>e</sup> étage	3,22	4,716	3,22	4,716	8,9	3,115	3,82	1,776	3,82	1,776	8,9	3,115	3,82	1,776	3,82	1,776	8,9	3,115	3,9	1,5	
10 <sup>e</sup> étage	4,78	2,22	4,78	2,22	41,38	3,903	4,78	2,22	4,78	2,22	41,38	2,22	4,78	2,22	41,38	3,903	4,78	2,22	11,38	3,903	4,85

Voile n° 46

Niveau	1		2		3		4		5		6		7		8		9		
	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	
R.D.C	3,24	4,506	2,22	4,339	7,7	2,615	3,24	1,506	1,506	3,24	1,506	7,7	2,615	3,24	1,506	3,24	1,506	8,12	2,912

Niveau	1		2		3		4		5		6		7		8		9		
	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	
0 <sup>e</sup> étage	0,66	0,306	4,66	0,581	0,89	0,311	0,89	0,311	4,66	0,581	0,89	0,311	0,89	0,311	4,66	0,581	0,93	0,43	
1 <sup>e</sup> étage	4,59	0,739	3,99	4,356	2,14	0,945	2,14	0,945	3,99	4,356	2,14	0,945	2,14	0,945	3,99	4,356	1,76	0,818	
2 <sup>e</sup> étage	2,56	4,19	6,44	2,264	3,45	1,604	3,45	1,604	6,44	2,264	3,45	1,604	3,45	1,604	6,44	2,264	2,22	2,83	4,356
9 <sup>e</sup> étage	3,39	4,576	2,53	2,92	4,58	2,129	4,58	2,129	2,92	4,58	2,129	4,58	2,129	4,58	2,129	2,92	4,58	3,78	1,74

Niveau	1		2		3		4		5		6	
	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m	π	m
R.D.C	4,96	0,91	4,69	3,09	42,52	4,38	3,32	4,57	5,62	1,97	1,89	0,378



Determination des efforts dans les linéaux dus au vent.

Nous appliquerons la méthode de Sabud exposée précédemment lors de la détermination des efforts dans les linéaux dus au poids horizontal.

Les résultats sont regroupés sous forme de tableau.

Refond n° 15.

Niveaux	$\xi_i$	$\pi_i$ (t)	$M_i$ (cm) $=\pi_i \cdot a$	$M_1$ Element 1	$M_2$ Element 2	$N_i = \sum \pi_i$
4 <sup>e</sup> étage	0,98	$\pm 0,07$	$\pm 0,05$	0	0,8	$\pm 0,07$
3 <sup>e</sup> étage	0,8	$\pm 0,492$	$\pm 0,4$	0	2,7	$\pm 0,212$
2 <sup>e</sup> étage	0,625	$\pm 0,255$	$\pm 0,48$	0	4,9	$\pm 0,467$
1 <sup>er</sup> étage	0,536	$\pm 0,3$	$\pm 0,21$	0	9,53	$\pm 0,767$
R.D.C.	0,25	$\pm 0,32$	$\pm 0,224$	0	13,9	$\pm 1,087$

Remarque:

Voilà les efforts tranchants et les moments d'encastement dus au vent. On ne s'envisage pas le cas du vent pour le dimensionnement des linéaux. Seuls les efforts dus au poids horizontal seront à considérer.

Voile n° 47

Niveau	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10	
	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M
4 <sup>e</sup>	0,215	0,10	0,215	0,10	0,513	0,18	0,22	0,102	0,22	0,102	0,513	0,18	0,22	0,102	0,22	0,102	0,513	0,18	0,2	0,1
3 <sup>e</sup>	0,516	0,25	0,516	0,25	1,23	0,43	0,532	0,247	0,532	0,247	1,23	0,43	0,532	0,247	0,532	0,247	1,23	0,43	0,432	0,22
2 <sup>e</sup>	0,883	0,441	0,883	0,441	2,06	0,72	0,883	0,441	0,883	0,441	2,06	0,72	0,883	0,441	0,883	0,441	2,06	0,72	0,8	0,35
1 <sup>er</sup>	1,403	0,513	1,403	0,513	2,63	0,902	1,403	0,513	1,403	0,513	2,63	0,902	1,403	0,513	1,403	0,513	2,63	0,902	1,01	0,47

Niveau	1		2		3		4		5		6		7		8		9	
	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M
A.D.C.	0,75	0,35	0,67	0,31	1,78	0,623	0,75	0,35	0,75	0,35	1,78	0,63	0,75	0,35	0,75	0,35	1,9	0,7

Voile n° 46

Niveau	1		2		3		4		5		6		7		8		9	
	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M
4 <sup>e</sup>	0,15	0,077	0,384	0,135	0,21	0,072	0,21	0,072	0,384	0,135	0,21	0,072	0,21	0,072	0,384	0,135	0,25	0,1
3 <sup>e</sup>	0,37	0,171	0,923	0,323	0,5	0,23	0,5	0,23	0,923	0,323	0,5	0,23	0,5	0,23	0,923	0,323	0,67	0,19
2 <sup>e</sup>	0,6	0,275	1,5	0,522	0,8	0,371	0,8	0,371	1,5	0,522	0,8	0,371	0,8	0,371	1,5	0,522	0,655	0,35
1 <sup>er</sup>	0,8	0,305	1,974	0,69	1,06	0,5	1,06	0,5	1,974	0,69	1,06	0,5	1,06	0,5	1,974	0,69	0,87	0,405

Niveau	1		2		3		4		5		6	
	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M	JT	M
A.D.C.	0,613	0,244	2,01	0,703	2,9	1,013	0,8	0,503	1,305	0,456	0,44	0,208

Determination des efforts dans les voiles dus aux charges et surcharges.

S.S.	R.D.C.	Et. Courant (1er étage)	Voiles
428,41	143,49	94,77	1
181,98	156,1	124,7	2
192,28	165,37	132,12	3
181,98	156,1	124,7	4
192,28	165,37	132,12	5
181,98	156,1	124,7	6
121,26	106,26	84,92	7
120,92	105,92	84,92	8
181,98	156,1	124,7	9
192,28	165,37	132,12	10
180,62	154,74	124,7	11
190,94	164,03	132,12	12
73,28	147,7	124,7	13
20,82	105,82	85,81	14
4,41	82,9	64,48	15
16,25	232,5	184,04	16
6,24	238,44	222,35	17
1,46	30,86	25,29	18
1,42	46,05	36,9	19

Efforts Normaux du G<sub>1</sub> 159 (c)

S.S.	R.D.C.	Et. Courant (1er étage)	Voiles
120,42	106,75	86,75	1
167,65	144,4	115,6	2
177,66	153,42	122,83	3
167,65	144,4	115,6	4
177,66	153,42	122,83	5
167,65	144,4	115,6	6
113,99	100,27	80,27	7
113,14	99,97	80,27	8
167,65	144,4	115,6	9
177,66	153,42	122,83	10
166,3	143,02	115,6	11
176,32	152,07	122,83	12
181,3	158	115,6	13
113,5	99,84	81,23	14
91,3	80,3	64,41	15
252,66	219,84	174,14	16
283,63	246,46	199,92	17
22,64	25,91	20,82	18
50	43,17	34,65	19

Efforts Normaux dus à G<sub>1</sub> 9 (c)

S.S.	R.D.C.	Etage Courant (1er étage)	Voiles
123,5	109,3	88,76	1
173,38	149,06	129,23	2
183,53	158,22	126,56	3
173,38	149,06	129,23	4
183,53	158,22	126,56	5
173,38	149,06	129,23	6
116,86	102,66	82,12	7
106,06	104,86	82,12	8
173,38	149,06	129,23	9
183,53	158,22	126,56	10
172,05	147,73	119,23	11
182,18	156,87	126,56	12
170,19	145,87	119,23	13
116,42	102,22	83,08	14
91,5	80,52	64,62	15
258,85	224,92	179,11	16
299,6	261,18	211,38	17
29,04	26,24	21,07	18
51,32	44,32	35,55	19

Efforts Normaux dus à G<sub>1</sub> 129 (c)

doux sol.	A.D.C.	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>e</sup> étage	3 <sup>e</sup> étage	4 <sup>e</sup> étage	voiles.	
						Niveaux.	
108,094	96,564	78,69	60,81	42,94	25,06	1	
144,78	125,68	104,06	76,44	51,82	27,2	2	
154,26	134,28	107,95	81,62	55,29	28,96	3	
144,78	125,68	104,06	76,44	51,82	27,2	4	
154,26	134,28	107,95	81,62	55,29	28,96	5	
144,78	125,68	104,06	76,44	51,82	27,2	6	
102,2	90,67	72,8	54,93	37,06	19,19	7	
104,87	90,34	72,8	54,93	37,06	19,19	8	
144,78	125,68	104,06	76,44	51,82	27,2	9	
154,26	134,28	107,95	81,62	55,29	28,96	10	
143,47	124,36	104,06	76,44	51,82	27,2	11	
152,91	132,93	107,95	81,62	55,29	28,96	12	
136,09	116,99	104,06	76,44	51,82	27,2	13	
101,76	90,23	73,76	55,89	38,02	20,15	14	
81,68	72,46	58,32	44,18	30,04	15,9	15	
227,97	199,58	158,31	119,44	80,57	44,7	16	
279,59	235,17	188,37	144,9	93,43	45,96	17	
27,08	24,64	19,82	15	10,18	5,36	18	
44,34	38,6	31,08	23,56	16,04	8,52	19	

Efforts normaux dans les voiles dus à  $G + \frac{1}{5} (S)$

### Calcul des Contraintes dans les voiles:

Les états de Contraintes dans chaque voile sont obtenus par combinaison des différents sollicitations.

Le règlement BA 68 recommande les combinaisons suivantes:

1<sup>er</sup> genre:  $S_1 = G + 1,2 P$   
 $S'_1 = G + P + V$

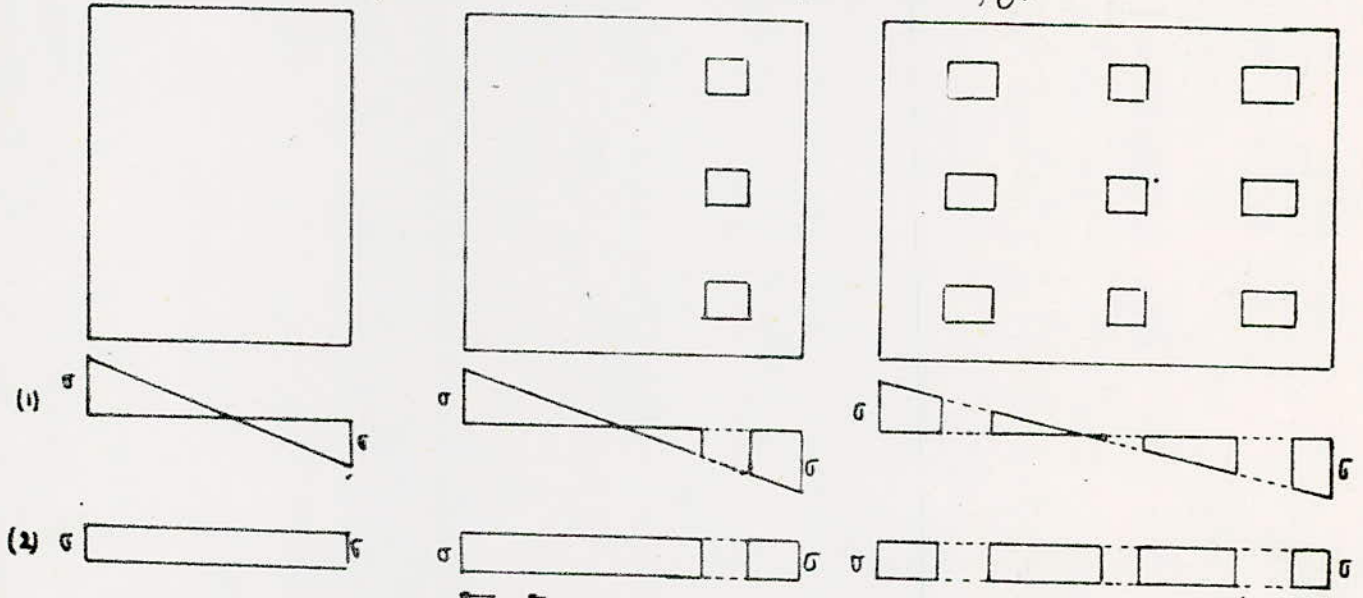
2<sup>e</sup> genre:  $S_2 = G + 1,5 P + 1,5 V$   
 $S'_2 = G + P + \frac{1}{5} W$  ( $W = 1,75 V$ )

$S''_2 = G + P + S_I$   $\begin{cases} G + P + S''_{IH} + S_{IV} \downarrow \\ G + P + S''_{IH} + S_{IV} \uparrow \end{cases}$

$S'''_2 = G + \frac{1}{5} W + S_I$   $\begin{cases} G + \frac{1}{5} W + S''_{IH} + S_{IV} \downarrow \\ G + \frac{1}{5} W + S''_{IH} + S_{IV} \uparrow \end{cases}$

Pour la vérification de la stabilité des voiles on envisagera la combinaison  $S'''_2$ .  
 Le calcul des contraintes sera effectué avec la formule classique de Navier  
 $\sigma = \frac{M}{I} \pm \frac{N}{S}$

Remarques: 1. Les caractéristiques géométriques des voiles calculées précédemment (tel que degré de monolithisme  $\alpha$ , rapport surf. des ouvertures / surf. totale du voile). Les voiles avec une ou plusieurs ouvertures seront considérés comme pratiquement monolithiques (plein) et le diagramme des contraintes dû au vent ou au sisme ou au vent est identique à celui d'un voile plein. (voir fig.).



(1) contraintes dues au  $\vec{S}_{IH}, \vec{V}$   
 (2) " " " "  $G, P, S_{IV} \downarrow \uparrow$

2. Vu la hauteur d'étages par rapport aux longueurs de voiles pleines présentant des irrégularités au niveau des rez de chaussée (retrecissements, ouvertures). Le calcul des Contraintes sera effectué comme pour un voile plein ne présentant aucune irrégularité (inertie constante sur toute la hauteur) et dans les zones de concentration de contraintes telles que la partie au voisinage du retrecissement et de part et d'autre des ouvertures on prévoit des poteaux incorporés.

Les Contraintes de  $\pm$  Combinaisons seront résumées dans les tableaux suivants.

Aous. No1.	R.D.C.	Etage Courant (1er)	Voiles	
			Niveau	
4,83.	4,64	4,49.	1	
7,27	6,96.	6,24	2	
6,70.	6,49	5,75	3	
7,27	6,96	6,24	4	
6,70	6,49	5,75	5	
8,27	6,96	6,24	6	
4,39	4,29	3,76.	7	
4,39.	4,2	3,76	8	
7,27	6,96	6,24	9	
6,70.	6,49	5,75	10	
7,24	6,93	6,24	11	
6,68.	6,39	5,75	12	
7,08.	6,82	6,24	13	
4,43.	4,26	3,83	14	
3,88.	4,66	4,16.	15	
3,6.	4,8	5,05	16	
3,83	6,2	5,25	17	
3,07	2,95	2,64	18	
7,86.	7,53	6,76	19	

Contraintes dans les voiles dues à  $S_{xy}$  (1/2)

Aous. No1.	R.D.C.	Etage Courant (1er)	Voiles	
			Niveau	
87,78.	78,38.	63,87	1	
135,46	117,59	94,55	2	
125,21	108,99	87,62	3	
135,46	117,59	94,55	4	
125,21	108,99	87,62	5	
135,46	117,59	94,55	6	
82,95	73,59	59,09	7	
82,69.	73,32.	59,09	8	
135,46.	117,59	94,55	9	
125,21	108,99	87,62	10	
134,25.	116,35	94,55	11	
124,11	107,89	87,62	12	
127,33.	109,46	94,55	13	
82,59.	73,24	59,87	14	
73,14.	97,32	65,32	15	
69,3	84,75	78,48	16	
73,63.	107,3	82,0	17	
58,77	58,47	43,01	18	
147,41	128,32	103,32	19	

Contraintes dans les voiles dues à  $G+H_x$  (1/2)







voiles Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
Etagé Courant (10)	80,91	808,46	99,69	808,46	99,69	808,46	65,91	65,91	808,46	99,69	808,46	99,70	808,46	99,69	808,46	99,69	808,46	99,70	808,46	115,20
P.D.C	86,65	935,40	124,53	135,10	124,53	135,10	84,39	80,74	135,10	124,53	135,81	123,42	129,12	84,04	89,94	90,04	112,5	56,85	448,52	
P. Sol	92,74	156,86	104,2	156,86	104,2	156,86	92,98	94,23	156,86	104,2	156,60	143,42	150,92	92,43	102,26	76,81	75,63	62,45	166,82	

Contraintes dans les voiles dues à G+15P. (t/m<sup>2</sup>)

voiles Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
Etagé Courant (10)	94,84	146,05	134,23	146,05	134,23	146,05	68,93	68,93	146,05	107,24	146,78	107,24	138,20	85,90	92,85	94,23	122,04	66,32	153,1	
P.D.C	94,84	146,05	134,23	146,05	134,23	146,05	86,25	85,98	146,05	107,24	146,78	107,24	138,20	85,90	92,85	94,23	122,04	66,32	153,1	
101 - MAY	108,99	170,27	156,07	170,27	156,07	170,27	98,43	92,15	170,27	156,07	169,00	154,08	162,13	98,07	84,54	83,97	86,98	72,62	147,60	

Numero	Gr. 1, 2, P	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$
5000 (re Group)	72,05	42,812	2,49	11,32	0,696	8,326	5,756	9,376	5,921	9,29	9,39	9,39
R.D.C.	8,872	46,645	1,594	19,228	0,82	106,39	66,91	121,42	62,2	121,2	52,4	52,4
bons. bal.	10,924	18,577	1,977	16,572	0,911	420,14	78,84	137,58	76,38	136,94	58,54	58,54

Voies n=2-4-6-9 (t/m)

	Gr. 1, 2, P	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$
Et. Courant (100)	141,6	160,82	67,97	134,72	41,89	149,34	96,98	133,44	99,9	127,72	88,59	88,59
R.D.C.	139,5	207,43	76,67	176,01	45,25	152,24	107,96	171,76	120,34	165,1	105,41	105,41
S. bal.	162,22	235,96	92,28	209,03	59,35	176,3	137,42	199,42	144,10	190,88	122,84	122,84

Voies n=3-5-10 (t/m)

	Gr. 1, 2, P	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$	$G_{1P} \sum_{i=1}^n S_{iP}$
Et. Courant (100)	102,73	158,96	52,45	135,57	28,56	102,55	86,85	126,51	87,96	122,19	77,2	77,2
R.D.C.	128,85	206,3	55,59	177,94	29,28	109,27	104,79	163,83	104,61	159,87	89,98	89,98
S.S.	192,97	288,7	68,1	201,51	35,71	166,6	121,8	181,67	122,47	183,4	105	105

	$G_{0,1,2,P}$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$
Etage Couvert (1 <sup>er</sup> étage)	66,66	122,42	15,74	108,24	1,8	78	52,3	88,2	49,65	87,64	42,67	
R D C	83,53	160,95	10,24	144,74	1,1	104,13	61,65	115,86	56,24	115,93	46,84	
Sous sol	94,85	179,68	14,1	161,37	0,7	114,88	70,08	132,02	64,82	131,68	53,28	

Voile n° 8 ( $t/m^2$ )

	$G_{0,1,2,P}$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$
Etage Couvert	66,66	96,1	41,85	22,37	28,26	71,82	58,48	78,93	58,92	76,83	53,48	
R D C	82,68	123,32	46,57	107,5	80,75	90,97	70,51	101,32	90,63	98,64	62,84	
S Sol	94,21	138,46	53,99	120,5	86,07	103,43	80,24	115,55	80,75	112,13	71,53	

Voile n° 11 ( $t/m^2$ )

	$G_{0,1,2,P}$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$	$G_{0,P} + S_{0,1,2,SV} \downarrow$
Etage Couvert 1 <sup>er</sup> étage	114,6	141,34	27,41	115,3	61,32	114,66	101,66	126,43	106,92	119,53	96,78	
R D C	138,22	178,75	102,74	147,43	71,4	126,06	106,12	162,54	132,63	151,26	116,37	
Sous sol	160,98	204,6	121,1	168,76	25,23	166,92	144,28	185,97	152,02	175,14	135,78	

Voile n° 12

	G <sub>1,2,P</sub>	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ
Etage courant acc	102,73	117,76	Δ,03	102,3	61,44	104,59	94,79	144,59	99,89	108,27	91,124	
R D C	127,33	158,6	109,06	130,27	92,73	130,99	115,87	144,48	121,8	136,66	110,2	
sous sol	147,87	121,5	118,13	149,0	85,77	151,69	134,54	167,85	142,11	158,13	128,1	

Voile n° 13 (t/m²)

	G <sub>1,2,P</sub>	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ
Etage courant (acc)	116,0	117,03	111,96	90,94	85,68	108,79	107,5	147,63	115,71	109,27	107,03
R D C	136,5	139,63	132,24	106,33	98,93	130,11	129,11	139,69	136,69	130,86	127,86
sous sol	159,24	162,05	153,9	124,32	116,5	152,05	149,77	163,83	160,41	152,91	148,92

Voile n° 14 (t/m²)

	G <sub>1,2,P</sub>	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ	G <sub>1P</sub> Σ <sub>4</sub> +Σ <sub>4</sub> Δ
Etage courant acc	127,44	107,4	32,14	93,67	18,4	74,97	56,89	85,36	56,14	81,75	50,11
R D C	82,97	158,3	32,3	121,97	15,98	94,93	67,15	106,74	65,04	105,36	56,71
S sol	94,5	154,8	38,33	136,4	19,93	107,87	76,37	121,69	74,49	119,68	64,56

A. Sol.	Etagé Courant (10)										R. D. C.					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	4	5	6
78,69	88,28	88,28	88,28	88,28	88,28	88,28	88,28	88,28	88,28	88,28	92,12	92,12	92,12	92,12	92,12	92,12
43,46	126,47	120,75	113,22	104,9	97,9	92,5	84,4	89,62	89,62	82,84	154,28	133,96	128,98	124,09	135,42	154,28
26,2	56,43	62,45	69,68	78	84,4	84,4	77,48	69,77	64,65	56,43	38,4	55,92	60,89	68,59	54,26	38,4
118,9	408,45	402,73	34,66	39,98	66,89	66,38	80,48	79,97	403,23	108,45	133,89	146,07	140,9	403,2	147,53	133,89
44,5	38,44	44,43	39,5	88,5	87,4	87,5	59,46	54,45	43,63	38,44	20,51	32,83	43	50,7	36,37	20,51
86,56	92	94,1	39,5	88,5	87,4	87,5	88,6	89,88	94,2	92	98,62	90,69	95,89	94,5	96,94	99,82
67,04	89,8	84,73	82,92	84,3	84,24	85,33	84,24	82,87	84,65	80,81	80,46	89,39	84,27	85,58	83,44	80,46
98,64	89,63	98,25	96,4	94,88	94,51	92,85	94,51	96,52	98,35	99,64	409,6	405,2	403,88	404,92	405,58	409,6
69,55	82,85	84,22	86,05	88,08	87,94	89,62	89,76	85,95	84,1	82,84	80,86	85,25	86,57	88,34	84,82	80,86
88,88	96,2	94,57	92,45	90,07	88,4	88,27	90,23	92,57	94,7	96,18	106,8	104,67	100,43	97,84	102,11	106,8
59,72	76,6	71,22	80,36	82,72	82,56	84,52	82,56	80,22	78,08	76,64	73,27	78,4	79,94	82,73	77,96	73,27
	$G + P + X_{0W}$	$G + P + X_{0W}$	$G + P + X_{0W}$	$G + P + X_{0W}$	$G + P + X_{0W}$	$G + P + X_{0W}$	$G + P + X_{0W}$	$G + P + X_{0W}$	$G + P + X_{0W}$	$G + P + X_{0W}$						

volet n° 17 (T<sub>14</sub>)

Éléments Combinatoires	Étage Courant (14)														Rez. de chaussée										Aous. Sol.
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
G + 4,2P	92	92	92	92	92	92	92	92	92	92	92	92	92	92	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	84,25
G + 5,1 + 5,1	124,72	143,71	107,5	99,92	91,79	87,09	94,46	94,22	104,22	109,34	146,71	129,72	92	92	144,3	144,3	156,01	142,8	128,26	128,26	141,12	142,35	146,54	149,2	140,21
G + 5,1 + 5,1 + 5,1	45,38	53,59	59,82	67,18	75,51	80,01	72,69	65,88	65,88	57,76	45,38	45,38	92	92	56,4	72,87	84,19	94,05	108,94	108,94	96,08	84,85	80,66	56,4	24,79
G + 8,1 + 8,1 + 8,1 + 8,1	144,92	106,94	100,48	93,42	85,03	80,29	87,66	94,42	94,42	102,54	109,91	144,92	92	92	163,3	146,83	138,5	125,65	140,76	140,76	123,6	134,85	149,04	163,3	120,01
G + 10,1 + 10,1 + 10,1 + 10,1 + 10,1	38,58	46,59	53,02	60,32	68,51	73,21	65,74	59,08	59,08	50,96	43,59	38,58	92	92	38,9	55,37	63,69	76,55	91,44	91,44	78,58	67,35	53,46	38,9	10,59
A + 2 + 10	84,25	83	82	80,85	79,6	78,85	80	81,05	81,05	82,32	83,46	84,25	92	92	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	95,28
A + 2 + 10	72,85	73,6	74,6	75,75	77,75	78,85	80	81,05	81,05	82,32	83,46	84,25	92	92	105,53	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	119,2	86,99
G + 15,1 + 15,1	105,67	103,8	102,5	100,57	98,7	96,92	94,5	90,87	90,87	82,78	74,48	68,35	92	92	137,3	143,57	153,69	169,69	188,6	188,6	169,75	153,55	143,45	137,3	104,38
G + 15,1 + 15,1	87,82	89,7	91,2	92,62	94,72	96,92	94,2	90,87	90,87	82,78	74,48	68,35	92	92	146,7	149,4	153,69	169,69	188,6	188,6	169,75	153,55	143,45	146,7	73,2
G + 15,1 + 15,1	82,71	86,52	84,97	82,76	80,57	79,26	79,26	83,41	83,41	90,72	89,01	87,82	92	92	114,4	117,14	122,9	137,06	155,6	155,6	139,8	124,5	119,4	114,4	95,56
G + 15,1 + 15,1	67,88	70,7	71,82	73,03	74,26	75,53	75,53	79,68	79,68	85,33	83,53	82,71	92	92	100,37	103,56	109,47	119,06	144,26	144,26	128,75	118,87	114,97	100,37	86,98
G + 15,1 + 15,1	400,33	403,42	404,42	405,52	406,62	407,72	408,82	409,92	410,02	411,12	412,22	413,32	414,42	415,52	400,33	403,42	404,42	405,52	406,62	407,72	408,82	409,92	410,02	411,12	86,98

Voile n° 15 (à l'île d'Overhase).

	$G_{1,2P}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^2$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^3$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^4$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^5$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^6$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^7$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^8$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^9$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^{10}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^{11}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^{12}$
Etage courir	72,32	104,45	4779	29,62	32,96	79,05	65,41	87,14	66,17	84,33	77,72		
R.D.C	90,18	134,8	54,4	116,7	36,3	100,75	79,19	111,75	79,44	108,8	71,11		
A. Sol	81,93	129,9	41,36	113,53	24,99	93,96	69,54	104,83	68,2	103,11	69,38		

Voile n° 18 (t/m²)

	$G_{1,2P}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^2$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^3$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^4$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^5$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^6$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^7$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^8$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^9$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^{10}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^{11}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^{12}$
Etage courir	45,72	58,1	57,83	50,66	30,08	55,13	35,23	69,8	39,96	62,59	27,77		
R.D.C	56,44	73,62	44,73	64,96	36,07	67,08	45,38	82,65	49,98	75,22	37,94		
Sous sol	63,02	81,11	49,32	71,58	39,8	73,36	50,14	89,43	55,8	81,79	42,54		

Voile n° 19 (t/m²)

	$G_{1,2P}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^2$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^3$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^4$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^5$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^6$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^7$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^8$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^9$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^{10}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^{11}$	$G_{1,2P} \cdot S_{1,2}^{12}$
Etage courir	118	128,09	115,78	102,7	90,79	146,26	114,13	124,26	121,08	117,04	113,34		
R.D.C	147,30	159,94	142,11	129,7	111,86	145,1	144,93	155,47	105,7	146,29	140,73		
S. Sol	170,6	183,93	164,2	149,39	129,66	168,02	164,42	180,29	174,89	169,37	165,77		



Calcul de la contrainte de compression admissible pour les voiles en béton armé :

Les règlements du D.T.U concernant les travaux de parois et murs en béton banché (N° 25-1) fixent la contrainte de compression admissible à une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours d'âge.

$$\bar{\sigma}'_{bc} = \beta'_b \cdot \sigma'_{bc}$$

La valeur de la fraction  $\beta'_b$  dépend du défaut de centrage des charges verticales, de la susceptibilité éventuelle du mur au flambement, de l'efficacité du contrôle de la qualité du béton et de l'exécution, ainsi que des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées (retrait différentiel, ...).

La fraction  $\beta'_b$  est au plus égale à la plus petite des valeurs suivantes :

$$\beta'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \cdot \alpha \cdot \delta \cdot \epsilon \\ 0,5 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \epsilon \end{array} \right.$$

Coefficient  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{a - 10 \text{ cm}}{a}$$

a : épaisseur du voile.  
 $\epsilon = \sup [1 \text{ cm}, \frac{h_f}{100}]$

$l_f = 0,7 l_0$  pour un mur non raidi  $l_0$  étant la hauteur libre

pour un mur raidi : 2 Cas peuvent se présenter

1. mur raidi à une seule extrémité
2. mur raidi à ses deux extrémités.

ici c : représente la distance entre deux raidisseurs ou définit la longueur b, par la relation suivante.

pour le 1<sup>er</sup> Cas :  $b = 2,5c$ .

pour le 2<sup>e</sup> Cas :  $b = c$ .

La valeur  $l_f$  de  $l_f$  calculée précédemment pour un mur non raidi est une valeur intermédiaire que l'on note  $l'_f$

$$l'_f = 0,7 l_0$$

si  $l'_f \leq b$   $l_f = \frac{l'_f}{1 + (\frac{l'_f}{b})^2}$

si  $l'_f > b$   $l_f = \frac{b}{2}$

Coefficient  $\beta$  :

$$\beta = \frac{1}{4 + 2 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2}$$

avec  $\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$

- Coefficient  $\gamma$ :

$\gamma = 1$  pour un Contrôle Absolu  
 $\gamma = 0,23$  pour un Contrôle alloué.

Dans notre cas  $\gamma$  sera pris égal à 0,23.

- Coefficient  $\delta$ :

$\delta = 1$  lorsque les vérifications de Contraintes seront effectuées pour les Combinaisons Caractéristiques.

$\delta = 1,1$  lorsque les vérifications seront effectuées pour les Combinaisons d'actions faisant intervenir entre autres les effets climatiques.

Dans notre cas  $\delta$  sera pris égal à 1,1 effets du briseme et du vent.

Les Contraintes de Compression admissibles pour les  $\sigma$  valeurs sont données dans le tableau suivant: ( $\text{t/m}^2$ )

voiles	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1 <sup>er</sup> Genre	86,4	70,2	86,4	79,2	86,4	79,2	86,4	86,4	79,2	86,4	79,2	86,4	79,2	86,4	43,2	46,5	46,5	81	81
2 <sup>e</sup> Genre	129,6	105,3	129,6	105,3	129,6	105,3	129,6	129,6	105,3	129,6	105,3	129,6	105,3	129,6	64,8	69,75	69,75	124,5	124,5

On remarque que les Contraintes obtenues pour les  $\neq$  voiles (calculées précédemment pour les  $\neq$  Combinaisons) sont très inférieures aux Contraintes de Compression admissibles.

### Ferraillage des Voiles.

Compte tenu des résultats trouvés précédemment on remarque que les contraintes développées dans chaque voile par les différents cas de charges sont toujours inférieures aux contraintes de compression admissibles du béton (tant pour le 1<sup>er</sup> que pour le second).

Pour cela les voiles seront ferraillés d'après les prescriptions du D.T.U. concernant les pourcentages minimaux d'acier dans un voile en béton armé.

Ferraillage au pourcentage minimal (D.T.U n° 23-1 Art. 5.55).

Dans les voiles en béton armé trois catégories d'armatures se rencontrent:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### Armatures verticales:

- Les arrêts et jonctions des armatures verticales sont effectués conformément aux règles du C.E.B.A. 68.
- L'écartement des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser 2 fois l'épaisseur du voile sans pouvoir excéder 33 cm.
- Le % minimal  $w'_v$  d'une bande verticale donnée rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande des 2 valeurs suivantes:

$$w'_v = \frac{A'_m}{a \cdot d} \geq \begin{cases} 0,001 \\ \frac{2,1}{\sigma_{bc}(\text{bars})} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \left( \frac{3 \sqrt{f_{bc}}}{\sqrt{f'_{bc}}} - 1 \right) \end{cases}$$

$A'_m$ : section des armatures dans la section horizontale vérifiée

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : largeur de la bande considérée

$\sigma'_m$ : contrainte moyenne de compression.

$\sigma'_{bc}$ : contrainte de compression admissible.

$\theta_1 = \begin{cases} 1 & \text{pour 1 voile intermédiaire.} \\ 1,4 & \text{pour 1 voile de rive.} \end{cases}$

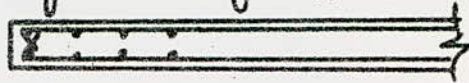
$\theta_2 = 1 + \frac{2}{20}$  avec  $\lambda = \frac{2 \sqrt{f_{bc}}}{a}$

La section d'armatures correspondant à  $w'_v$  doit être répartie par moitié sur chaque face du voile.

Armatures horizontales parallèles Aux faces du voile :

Les Armatures horizontales // Aux faces du voile sont disposées sur, Chacune de face avec les Armatures verticales et la poutre de Coffrage la plus proche.

Elles doivent être rebourcées Aux extrémités du voile et Anclées de libras qui limitent la ouverture et provient avec les Armatures horizontales de la face opposée en recouvrement suffisant.



La distance libre entre la gaine extérieure de l'armature horizontale et la poutre de Coffrage la plus voisine doit être Au moins égale à 1cm.

L'écartement des Armatures horizontales d'une même face ne doit pas dépasser 3 fois l'épaisseur de voile sans pouvoir excéder 30cm.

La section minimale de Armatures horizontales rapportée Au volume total ou de l'élément de voile considéré doit être Au moins égale à :

$$W_h = \frac{2}{3} W_v$$
 mais toute fois pouvoir prendre des valeurs  $< 0,004$   
 $W_v$  représente le % min. de la bande la plus armée.

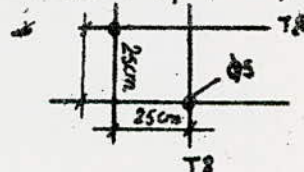
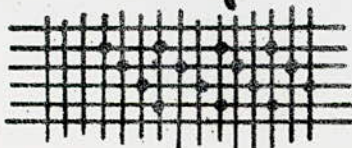
Armatures transversales perpendiculaires Aux faces du voile :

La disposition et les sections des armatures transversales peuvent être variables d'une bande verticale de voile à l'autre suivant la contrainte effective  $\sigma_b$  subie par chacune des bandes. Dans le cas où la contrainte maximale effective  $\sigma_b$  est inférieure aux  $\frac{2}{3}$  de la contrainte de compression admissible (ce qui est bien notre cas), les dispositions et les sections des armatures transversales relevant des 2 nappes d'armatures principales sont déterminées de façon qu'elles puissent assurer la suite des armatures principales pendant l'opération du bétonnage.

Calcul du ferrailage :

On remarque que d'après les contraintes sollicitant les 2 voiles les % min  $W_v$  et  $W_h$  d'être  $\geq$  à 0,004. donc afin de respecter toute les règles précédentes on adoptera des T8 (horizontalement et verticalement) espacés de 25cm. ce qui vérifie largement les % min.

Quant aux armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile on adoptera des  $\phi 5$ . comme la contrainte max  $\sigma_b$  pour chaque voile est  $< \frac{2}{3} \sigma_b$  les armatures serviront uniquement pour la suite des armatures principales pendant l'opération du bétonnage. donc on adoptera la disposition suivante :



Calcul des aciers de renforts pour les voiles en porte à faux (Voile 11-13).

Hypothèses et Méthode de Calcul:

Pour les voiles en porte à faux dont le rapport  $\frac{a}{h_t} < 0,5$  la partie du voile au dessus d'une hauteur égale à  $2a$  ne participe pratiquement pas à la transmission de charge (a désigne la portée de la console,  $h_t$  la hauteur). Le calcul du ferrailage sera effectué pour une console fictive de même portée que la console réelle et de hauteur  $h_t = 2a$  soumise à un moment d'encastrement  $M$  dû aux charges verticales.

La section d'aciers nécessaire à l'équilibre des tractions au niveau de l'encastrement sera déterminée par la formule  $A = \frac{M}{\sigma_{a3}}$  avec  $\gamma = 1,4a$ . Elle sera répartie sur une zone comprise entre  $0,8a$  et  $2a$  au  $\frac{1}{3}$  de la hauteur du bord inférieur de la console.

Une armature de peau sera répartie sur les 2 faces de la console sur une hauteur égale à  $2,5a$ . Elle sera composée de barres horizontales et verticales dont la section est par ml respectivement  $0,16\%$  et  $0,1\%$  de la section du béton.

Application aux Voiles n° 11 et 13.

$h_t = 12,24 \text{ m}$

$a = 1,1 \text{ m}$

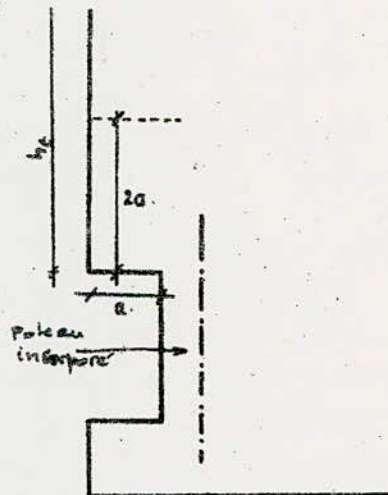
$e = 0,16 \text{ m}$

$\frac{a}{h_t} < 0,5$  On considérera donc une console fictive.  
 $h_t = 2a$ .

$Q = 14,16 \cdot 0,16 \cdot 1,1 = 19,6416 \text{ t}$

$M = Q \cdot \frac{a}{2} = 19,6416 \cdot \frac{1,1}{2} = 10,81 \text{ t.m.}$

$A = \frac{M}{\sigma_{a3}} = \frac{1081000}{2800 \cdot 1,4 \cdot 1,4} = 2,2 \text{ cm}^2$



Condition de non fragilité:

$A \geq 0,64 \cdot b \cdot \frac{\bar{F}_b}{\sigma_{cm}} = 0,64 \cdot 16 \cdot 110 \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,21 \text{ cm}^2 \text{ vérif.}$

on adoptera donc  $6 \phi 8$ .

Section de béton:  $S_c = 0,16 \cdot 2 \cdot 1,1 = 0,352 \text{ m}^2$

$A_{hv} = 0,45 \cdot \frac{3520}{100} = 5,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4 \phi 8 \text{ ml / face.}$

$A_{vt} = 0,1 \cdot \frac{3520}{100} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4 \phi 8 \text{ ml / face.}$

renfort vertical: On prévoit des poteaux insérés au voisinage du retraitement. Le ferrailage min à disposer sera égal à la section d'aciers coupés par la présence du retraitement.

Calcul des renforts pour les ouvertures isolées au niveau du rez de chaussée.

Hypothèses et méthode de calcul:

Les ouvertures isolées sont calculées par des renforts conçus de la manière suivante: les linteaux et allées seront étudiés comme étant des poutres cloison soumises à l'action des charges concentrées par les contraintes  $\sigma_m$  dues aux charges verticales et au vent pénétrant du au passage ou au vent. Durant ces renforts verticaux ils sont conçus comme des poteaux incorporés dans les voiles dont le ferrailage sera au moins égal pour chaque poteau à la moitié des armatures conçues par la présence de l'ouverture. Les linteaux seront prolongés au delà de l'ouverture d'au moins  $l_e/2$  (avec  $l_e$ : la largeur de l'ouverture) plus la longueur d'ancrage.

On prendra dans les calculs la contrainte  $\sigma_m$  égale à  $\sigma_{max}$

Le calcul des poutres parois sera effectué d'après le règlement du C.C.B.A 68 art.

La contrainte  $\sigma_m$  calculée précédemment est égale:  $\sigma_m = 123,52 \text{ t/m}^2$

d'où  $q = \sigma_m \cdot e = 0,16 \cdot 123,52 = 19,7632 \text{ t/ml}$   
 $= 19731,2 \text{ kg/ml}$

$l_e = l_0 + 3e = 0,93 + 3 \cdot 0,16 = 1,41 \text{ m}$

$M_0 = q l_e^2 / 8 = 19731,2 \cdot \frac{1,41^2}{8} = 4983,5 \text{ kgm}$

$T_0 = q l_e / 2 = 19731,2 \cdot 0,705 / 2 = 13910,5 \text{ kg}$

$h_e > l_e$   $h_e$  étant la hauteur de la poutre cloison.

On prendra dans les calculs  $h_e = l_e$ .

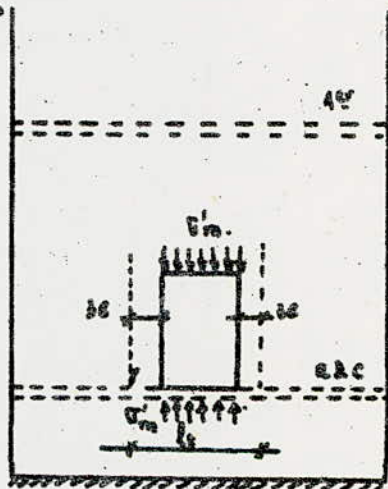
$\sigma = \frac{3}{2} \frac{T_0}{h_0 h_e}$  avec  $h_0$ : épaisseur de la poutre voile  $h_0 = 0,16$

$\sigma = \frac{3}{2} \frac{13910,5}{0,16 \cdot 1,41} = 9,25 \text{ kg/cm}^2$

Calcul des armatures:

Armatures principales:

$A = \frac{1,6}{4 \cdot 0,16} \cdot \frac{16 \cdot 99850}{100 \cdot 2000} \text{ cm}^2$



b. Armes horizontales.

$$A_h = 0,25 \frac{T_0}{\bar{\sigma}_t}$$

avec  $\bar{\sigma}_t = 36 \text{ cm} = \frac{1}{2} \cdot 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2$

$$A_h = 0,25 \cdot \frac{13940,5}{2100} = 1,64 \text{ cm}^2$$

c) Armes transversales:

$$T_m = T_0/2 = 13940,5/2 = 6970,25 \text{ kg}$$

On adoptera une corde  $\phi 2 \Rightarrow 1\phi 2 = 1 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot 2 \cdot \bar{\sigma}_t}{T_0}$$

$$f = \frac{3}{8} l = \frac{3}{8} (l_2 - d) = \frac{3}{8} (141 - \frac{0,15 \cdot 141}{2}) = 49,12 \text{ cm}$$

$\bar{\sigma}_t = 2100 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow t = \frac{1 \cdot 13940,5 \cdot 2100}{13940,5} = 21,9 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ 0,2l = 28,2 \text{ cm}, h \left( 1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_t}{\bar{\sigma}_b} \right) = 32,6 \text{ cm} \right.$$

On adoptera un espacement  $t = 32,6 \text{ cm}$ .  
 On fait filer une corde d'armatures transvers. sur 2 sur toute la hauteur de la poutre voile.

Condition de non fragilité:

$$\frac{A}{h \cdot h_t} \geq 0,6 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_t} \Rightarrow A \geq 0,6 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_t} h \cdot h_t = \frac{0,6 \cdot 59 \cdot 141 \cdot 16}{2100} = 2,85 \text{ cm}^2$$

Calculée  $< 2,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  non vérifiée

Donc on adoptera une sect.  $A \geq 2,85 \text{ cm}^2$  soit  $\phi \phi 10$ .

$$A_h / h \cdot h_t \geq 0,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_t} \Rightarrow A_h \geq 0,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_t} h \cdot h_t = \frac{0,4 \cdot 59 \cdot 16 \cdot 141}{2100} = 1,9 \text{ cm}^2$$

Calculée  $< 1,9 \text{ cm}^2$

On adoptera donc  $A_h \geq 1,9 \text{ cm}^2$  soit des  $\phi 2$  sur chaque face.  
 espacement de 25 cm

$$A_t / h \cdot h_t \geq 0,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_t} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_t} h \cdot h_t = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$n^{\circ} \text{ de Cordes} = m = \frac{A_t}{\phi^2} = \frac{1,9}{0,1} = 19 \Rightarrow 7,05 \text{ cordes} \quad A_t = 7,05 \cdot 4 \cdot 7,05 \text{ cm}^2 > 3,82 \text{ cm}^2 \text{ vérif.}$$

Armage:  $l_d = 5\phi = 50 \cdot 10 = 500 \text{ cm}$

On adoptera le même ferrillage pour le linteau inférieur.

Calcul des renforts pour les ouvertures du voile n°14

$$v'_{m, max} = 138,5 \text{ cm}^2$$

$$q = \sigma_m \cdot e = 138,5 \cdot 0,16 = 22,128 \text{ t/ml.} \\ = 22128 \text{ kg/ml.}$$

ouverture n°1:

$$l_f = l_o + 2e = 0,93 + 2 \cdot 0,16 = 1,41 \text{ m.}$$

$$M_o = q l_f^2 / 8 = 22128 \cdot \frac{1,41^2}{8} = 5499,08 \text{ kgm.}$$

$$T_o = q l_f / 2 = 22128 \cdot \frac{1,41}{2} = 15600,24 \text{ kg.}$$

$$h_f > l_f \Rightarrow \text{on prendra } h_f = l_f = 1,41 \text{ m.}$$

$$t_o = \frac{1}{2} \frac{T_o}{h_o h_f} = \frac{1}{2} \cdot \frac{15600,24}{16 \cdot 141} = 20,37 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des Armatures:

Armatures Principales:

$$A = 1,5 \frac{M_o}{l_f \sigma_a} = \frac{1,5 \cdot 5499,08}{141 \cdot 2800} = 2,1 \text{ cm}^2.$$

Armatures horizontales:

$$A_h = 0,25 \frac{T_o}{\sigma_{at}} = 0,25 \cdot \frac{15600,24}{2800} = 1,4 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales:

$$T_m = T_o / 2 = 15600,24 / 2 = 7800,12 \text{ kg.}$$

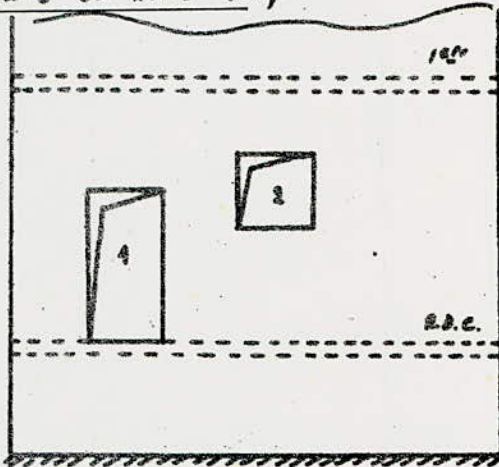
On adoptera 1 cadre  $\Phi 8 = 1 \text{ cm}^2$ .

$$j = \frac{3}{8} h = 44,12 \text{ cm.}$$

$$t = \frac{A_c \cdot 2 \cdot \sigma_{at}}{T_o} = \frac{1 \cdot 1140,2400}{15600,24} = 20,48 \text{ cm.}$$

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 22,8 \text{ cm.} \\ h \left( 1 - \frac{43 \sigma_c}{\sigma_b} \right) = 55,9 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On adoptera donc un espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .





Condition de non fragilité:

$$A / l_{ohz} \geq 0,6 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_c} \Rightarrow A \geq 0,6 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_c} \cdot l_{ohz} = 0,6 \cdot \frac{6,9 \cdot 16 \cdot 141}{2800} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Calculée  $< 2,25 \text{ cm}^2$  On adoptera donc  $A \geq 2,25 \text{ cm}^2$  soit 4  $\phi 10$ .

$$A_h / l_{ohz} \geq 0,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_c} \Rightarrow A_h \geq 0,4 l_{ohz} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_c} = 0,4 \cdot 5,9 \cdot \frac{16 \cdot 141}{4200} = 1,9 \text{ cm}^2$$

Calculée  $< 1,9 \text{ cm}^2$  On adoptera donc  $A \geq 1,9 \text{ cm}^2$  soit 2  $\phi 8$  sur chaque face espacés de 25 cm.

$$A_t / l_{ohz} \geq 0,4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_c} \Rightarrow A_t \geq 1,9 \text{ cm}^2$$

nb de cadres:  $n_c = \frac{l_t}{l} = \frac{141}{20} = 7,05 \Rightarrow n_c = 7,05 \cdot 1 = 7,05 > 1,9 \text{ cm}^2$  Verif.

Quersage:  $l_d = 50 \phi = 50 \cdot 40 = 50 \text{ cm}$ .  
Le linteau inférieur sera ferrillé de la m<sup>e</sup> face.

survoies 2:

$$q = 22428 \text{ kg/ml}$$

$$l_t = l_{orbe} = 1 + 3 \cdot 0,46 = 1,48 \text{ m}$$

$$M_0 = q l_t^2 / 8 = 22428 \cdot 1,48^2 / 8 = 6058,64 \text{ kgm}$$

$$T_0 = q l_t / 2 = 22428 \cdot 1,48 / 2 = 16374,72 \text{ kg}$$

$$\sigma_0 = \frac{3}{2} \frac{T_0}{l_{ohz}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{16374,72}{16 \cdot 148} = 10,37 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des Armatures:

Armatures Principales:

$$A = \frac{0,5 M_0}{l_t \cdot \bar{\sigma}_c} = 0,5 \cdot \frac{6058,64}{1,48 \cdot 2800} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales:

$$A_h = 0,25 \frac{T_0}{\bar{\sigma}_c} = 0,25 \cdot \frac{16374,72}{2800} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales:

- On adoptera  $A_{cadre} \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$ .

$t = \frac{A_t \cdot f_t \cdot \sigma_{at}}{T_0}$  Avec  $\gamma = \frac{1}{8} h = \frac{7}{8} (h_t - d) = \frac{7}{8} (h_t - \frac{9,15 h_t}{2}) = 119,7$

$t = \frac{1. 119,72. 2800}{16374,72} = 20,48 \text{ cm}$ .

$\bar{E} = 0,2 \cdot L = 0,2 \cdot 119,72 = 23,96 \text{ cm}$   
 $h \left( 1 - \frac{0,35 \bar{E}}{\bar{f}_b} \right) = 56,8 \text{ cm}$

On adoptera donc un espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .

Pendant le ferrailage de linteau inférieur on adoptera le même que la linteau supérieur.

- Condition de non fragilité:

$A / h_{ohf} \geq 0,6 \cdot \frac{\bar{f}_b}{\bar{f}_a} \Rightarrow A \geq 0,6 \cdot h_{ohf} \cdot \frac{\bar{f}_b}{\bar{f}_a} = 0,6 \cdot 16 \cdot 148 \cdot \frac{5,9}{2100} = 2,99 \text{ cm}^2$

Calculée  $< 2,99 \text{ cm}^2$  non vérif.

On adoptera donc  $A > 2,99 \text{ cm}^2$  soit  $4 \phi 10$ .

$A_L / h_{ohf} \geq 0,4 \cdot \frac{\bar{f}_b}{\bar{f}_a}$

$\Rightarrow A_L \geq 0,4 \cdot h_{ohf} \cdot \frac{\bar{f}_b}{\bar{f}_a} = 0,4 \cdot 16 \cdot 148 \cdot \frac{5,9}{2100} = 1,99 \text{ cm}^2$ .

Calculée  $< 1,99 \text{ cm}^2$ .

On adoptera donc: des  $\phi 8$  sur chaque face espacé de  $25 \text{ cm}$ .

$A_2 / h_{ohf} \geq 0,4 \cdot \frac{\bar{f}_b}{\bar{f}_a} \Rightarrow A_2 \geq 0,4 \cdot h_{ohf} \cdot \frac{\bar{f}_b}{\bar{f}_a} = 1,99 \text{ cm}^2$ .

on a de cadres  $= m = L_c / 2 = \frac{148}{20} = 7,4 \text{ Cadres} \Rightarrow A_2 = 7,4 \cdot 1 = 7,4 \text{ cm}^2$

$A_2 > 1,99 \text{ cm}^2$  donc vérif

- Ancrage: Ancre droite

$L_d = 50 \phi = 50 \cdot 10 = 500 \text{ cm}$ .

Remarque: la disposition des armatures sera conforme aux règles du CBA 08.

Ouvertures du voile n° 13.

- Linéaire supérieur:

$$\bar{v}_m = 117,03 \text{ t/m}^2$$

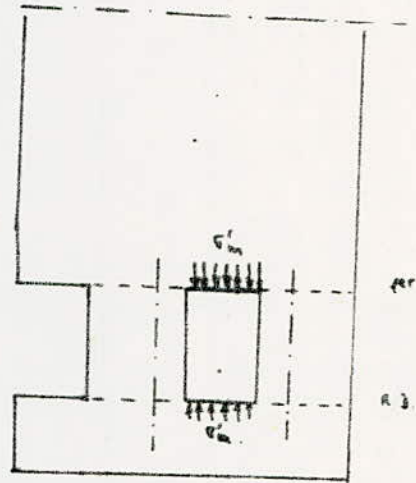
$$q = \bar{v}_m \cdot e = 117,03 \cdot 0,16 = 18,725 \text{ t/m}.$$

$$l_f = 2 \cdot 30 = 1,5 + 3 \cdot 0,16 = 1,98 \text{ m. } l_f < l_{f2}$$

$$M_0 = q l_f^2 / 8 = 18725 \cdot 1,98^2 / 8 = 3176,2 \text{ kgm}.$$

$$T_0 = q l_f / 2 = 18725 \cdot 1,98 / 2 = 18537,75 \text{ kg}.$$

$$C_0 = \frac{1}{2} \frac{T_0}{k_0 k_f} = \frac{1}{2} \cdot \frac{18537,75}{16 \cdot 198} = 8,8 \text{ kg/cm}^2.$$



Calcul des armatures.

1. Armatures principales:

$$A = 1,5 \cdot \frac{M_0}{l_f \cdot \bar{v}_m} = 1,5 \cdot \frac{3176,2}{198 \cdot 2800} = 2,5 \text{ cm}^2.$$

2. Armatures horizontales:

$$A_h = 0,25 \cdot \frac{T_0}{\bar{v}_m} = 0,25 \cdot \frac{18537,75}{2800} = 1,7 \text{ cm}^2.$$

3. Armatures flexionnelles:

On adoptera 1 cadre  $\phi 8 = 1 \text{ cm}^2.$

$$l = \frac{A_f \cdot \bar{v}_m}{T_0}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{1}{8} (k_0 - 1) = \frac{1}{8} (k_0 - \frac{4,15 k_0}{2}) = \frac{1}{8} (198 - 0,15 \cdot 198) = 160,$$

$$\bar{v}_m = \frac{2}{3} \bar{v}_m = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$l = \frac{1 \cdot 160 \cdot 26 \cdot 2800}{18537,75} = 24,2 \text{ cm}.$$

$$\bar{E} = \begin{cases} 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 160,26 = 32,05 \text{ cm.} \\ h(1 - 0,3 \frac{C_0}{\bar{v}_m}) = 160,26(1 - 0,3 \frac{8,8}{5,9}) = 28,55 \text{ cm} \end{cases}$$

Verif.

On adoptera un espacement de 20 cm.

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,6 \cdot k_0 \cdot k_f \cdot \frac{C_0}{\bar{v}_m} = 0,6 \cdot 16 \cdot 198 \cdot \frac{5,9}{2800} = 4,006 \text{ cm}^2.$$

Calculé < 4,006 cm<sup>2</sup> on adoptera  $A > 4,006 \text{ cm}^2$  soit 4  $\phi 12$ .

$$A_h \geq 0,4 \cdot k_0 \cdot k_f \cdot \frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_m} = 0,4 \cdot 16 \cdot 198 \cdot \frac{5,9}{2800} = 2,67 \text{ cm}^2 > \text{Calculé}$$

On adoptera donc des  $\phi 8$  sur chaque face espacés de 25 cm.

$$A_f \geq 0,4 \cdot k_0 \cdot k_f \cdot \frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_m} = 2,67 \text{ cm}^2.$$

nb de cadres  $m = l_t / e = 100 / 20 = 5,9 \approx 10$  cadres  $\Rightarrow A_t = m \cdot a = 10 \text{ cm}^2 > 4,67 \text{ cm}^2$  vérif.

Ancreage: Ancrage droit.  $l_d = 50 \phi = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ cm}$ .

Limite inférieure:

$G_m = 139,63 \text{ t/m}^2 \Rightarrow q = G_m \cdot e = 139,63 \cdot 0,16 = 22,34 \text{ t/ml}$   $h_t = 1 \text{ m} < l_t$

$M_0 = q l^2 / 8 = 22340 \cdot 4,98^2 / 8 = 10947,72 \text{ kgm}$

$T_0 = q l_0 / 2 = 22340 \cdot 4,98 / 2 = 22446,6 \text{ kg}$

$\sigma_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{T_0}{b_0 h_t} = \frac{1}{2} \cdot \frac{22446,6}{16 \cdot 100} = 80,73 \text{ kg/cm}^2$

Calcul des armatures:

Armatures principales:

$A = 0,90 \frac{M_0}{h_t \bar{\sigma}_a} \left( 1 + \frac{2 h_t}{3 l_t} \right) = 0,9 \cdot \frac{10947,72}{100 \cdot 2800} \left( 1 + \frac{2 \cdot 100}{3 \cdot 498} \right) = 4,7 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales:

$A_h = 0,25 \frac{T_0 l_0}{h_t \bar{\sigma}_a} = 0,25 \cdot \frac{22446,6 \cdot 100}{100 \cdot 2800} = 39 \text{ cm}^2$

Armatures transversales:

On adoptera au Code  $\phi 8 = 1 \text{ cm}^2$

$t = \frac{A_s \cdot \bar{\sigma}_a}{T_0}$

$t = \frac{1 \cdot 80,94 \cdot 2800}{22446,6} = 10,25 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_s = \frac{f}{8} (h_t - d) = \frac{f}{8} (h_t - 0,15 h_t) = \frac{f}{8} (100 - 0,15 \cdot 100) = 89,96$

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

On adoptera au Espacement  $e = 10 \text{ cm}$

$\bar{E} = \text{verif} \left\{ \begin{aligned} 0,12 h_t &= 0,12 \cdot 80,94 = 16,19 \text{ cm} \\ l_t \left( 1 - \frac{0,13 e_b}{e_b} \right) &= 80,94 \left( 1 - \frac{0,13 \cdot 20,75}{5,9} \right) = 16,19 \text{ cm} \end{aligned} \right. = 16,19 \text{ cm} \text{ vérif.}$

Condition de non fragilité:

$A \geq 0,6 h_0 h_t \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,6 \cdot 16 \cdot 100 \cdot \frac{5,9}{2800} = 2,02 \text{ cm}^2$  vérif.

$A_h \geq 0,4 h_0 h_t \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,4 \cdot 16 \cdot 100 \cdot \frac{5,9}{2800} = 1,34 \text{ cm}^2$  vérif.

nb de cadres  $m = \frac{l_t}{e} = \frac{100}{10} = 10,8 \approx 20$  cadres  $\Rightarrow A_t = 20 \cdot a = 20 \text{ cm}^2 > 0,4 h_0 h_t \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 1,34 \text{ cm}^2$

On adoptera donc 20 cadres princip.  $5 \phi 12$

Armatures horiz. des  $\phi 8$  sur chaque face espacés de 25 cm transversalement. Les cadres  $\phi 8$  espacés de 10 cm.

Ferraillage des linteaux:

Les linteaux seront étudiés comme une poutre encastree aux extrémités du voile. Le dimensionnement sera effectué pour le linteau le plus sollicité. Le ferraillage sera déterminé sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $G+1,2P$  et la plus défavorable des sollicitations du 2<sup>e</sup> genre  $(G+P+S_{1H}+S_{1V})$ . On envisagera pas les effets du vent car le vent est prédominant.

Linteaux du voile n° 15.

Dimensions:  $l = 1,4m$   $h_f = 1,56m$   $b = 0,16m$ .

Poids propre du linteau:  $0,16 \cdot 1,56 \cdot 2,5 = 0,624 t/m = 624 kg/m$ .

Largeur du plancher revenant au linteau.

$l_m = 0,333 \cdot l = 0,333 \cdot 1,4 = 0,4662 m$  pour la détermination de  $m^t$ .

$l_T = 0,25 \cdot l = 0,25 \cdot 1,4 = 0,35 m$  pour la détermination de T.

Poids du plancher revenant au linteau.

sous  $G+1,2P$

$q_m = 0,4662 \cdot 815 = 380 kg/m$

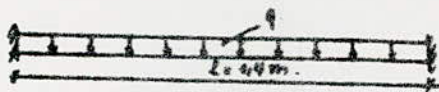
$q_T = 0,35 \cdot 815 = 286 kg/m$

sous  $G+P+S_{1H}+S_{1V}$

$q_m = 0,4662 \cdot 780 = 364 kg/m$

$q_T = 0,35 \cdot 780 = 273 kg/m$

Calcul des efforts sous  $G+1,2P$ .



$M_a = -\frac{q l^2}{12} = -\frac{(380+624) \cdot 1,4^2}{12} = -163,98 kg \cdot m$

$M_t = \frac{q l^2}{24} = \frac{M_a}{2} = \frac{163,98}{2} = 81,99 kg \cdot m$

$T = \frac{q l}{2} = \frac{(286+624) \cdot 1,4}{2} = 637 kg$

Ferraillage:

en travée:

$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_c b h^2} = \frac{16 \cdot 8199}{2800 \cdot 16 \cdot 154^2} = 0,000115$

$\epsilon = 0,9942$

$K = 850 > K$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_c \epsilon h} = \frac{8199}{2800 \cdot 0,9942 \cdot 154} = 0,02 cm^2$

Sur appuis

$$M_a = 2M_E \Rightarrow A = 2 \cdot 0,02 = 0,04 \text{ cm}^2$$

Sous  $(G + P + \overset{\rightarrow}{S_{in}} + \overset{\rightarrow}{S_{vt}})$

On néglige les efforts horizontaux verticaux (très faible devant G+P)  
 la section la plus sollicitée sous la somme horizontale est celle de R D C.

$$\bar{\pi}_a = 0,8925 \text{ t} = 892,5 \text{ kg}, \quad M_a = 0,6224 \text{ tm} = 622,4 \text{ kgm}$$

Calcul des efforts

$$M_a = \frac{9 \text{ ml}^2}{12} + 622,4 = \frac{(360 + 624) \cdot 1,4^2}{12} + 622,4 = 783,77 \text{ kgm}$$

$$M_E = \frac{9 \text{ ml}^2}{24} = \frac{(264 + 624) \cdot 1,4^2}{24} = 80,7 \text{ kgm}$$

$$T = \frac{9 \cdot l}{2} + \bar{\pi}_a = \frac{(273 + 624) \cdot 1,4}{2} + 892,5 \text{ kg}$$

Ferraillage

se ferraillera avec  $M_{max} = 783,77 \text{ kgm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_s b h^2} = \frac{15 \cdot 78377}{4200 \cdot 16 \cdot 15^2} = 0,0009$$

$$E = 0,9951$$

$$K = 1,000 \dots$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \mu h} = \frac{78377}{4200 \cdot 0,9951 \cdot 15} = 0,12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$\frac{A}{bh} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot bh = 0,69 \frac{5,9 \cdot 16 \cdot 154}{4200} = 2,38 \text{ cm}^2$$

non vérifiée

on prendra donc  $A \geq 2,38 \text{ cm}^2$

on adoptera  $4 \phi 10$  en travée et aux appuis

Vérification à la fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,14}{4 \cdot 16 - 3,14} = 0,0516$$

$$\sigma_s = k \frac{k}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + k \omega_f} = \frac{1,5 \cdot 16^2 \cdot 1,6 \cdot 0,0516}{10 \cdot (1 + 10 \cdot 0,0516)} = 2158 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \tau \bar{\sigma}_b}{\phi}} = b^2 \cdot 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 16 \cdot 5,9}{b}} = 2855,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, G_2) \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ verif.}$$

Verification de la fleche:

$$h_t/l \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{81,99}{245,97} = 0,495 \quad \frac{h_t}{l} = \frac{156}{1,4} = 1,11 \text{ verif}$$

$$\frac{A}{bh} < \frac{43}{\sigma_{cm}} \quad \frac{A}{bh} = \frac{3,14}{16 \cdot 154} = 0,001 \quad \frac{43}{\sigma_{cm}} = \frac{43}{4200} = 0,01 \text{ verif}$$

donc la verification de la fleche est inutile

Effort tranchant:

$$T_{max} = 1520,4 \text{ kg}$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1520,4}{16 \cdot 154} = 0,7 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\tau}_b \text{ verif.}$$

armatures transversales:

On adoptera 2 cadres  $\phi 5$

vu que l'effort tranchant est tres faible ainsi que la portee on obtient un espacement de cadres  $>$  à la portee. On adoptera donc un espacement de 30 cm.  $t = 30 \text{ cm}$ .

On prévoit également des armatures supplementaires pour les parties du linteau vu que sa hauteur  $h_t$  est superieure à  $2(80 - \frac{\sigma_{cm}}{100})$

$w = 0,5\% B$  avec  $B$ : la section du beton en dehors de la section d'enrobage des armatures principales

$$w \geq \frac{0,5}{1000} (156 - 4) \cdot 16 = 1,22 \text{ cm}^2 \quad \text{On prévoit donc } 2 \phi 5$$

espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .

Adherence:

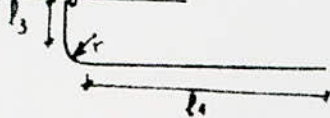
$$\bar{\sigma}_a = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_a = \frac{T}{\phi \cdot z} = \frac{1520,4}{4 \cdot 3,14 \cdot 1,4 \cdot 154} < \bar{\tau}_a = 17,7 \text{ verif.}$$

Ancrage des armatures longitudinales:

Ancrage droit :  $l_d = 4\phi = 430 \text{ mm} = 43 \text{ cm}$

Ancrage Courbe:



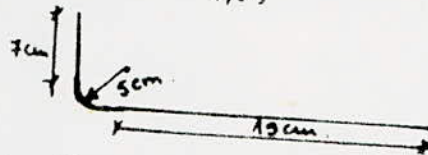
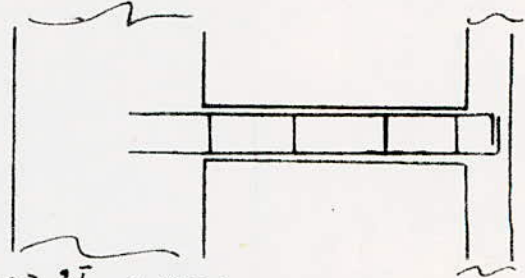
$r = 5\phi = 5 \cdot 10 = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm}$

$l_2 \geq 1,29 l_3 \geq l_d - 2,21 r$

on a  $l_1 \leq 28 - 2 \cdot 1,87 - 5 \cdot 10 = 19,13 \text{ cm}$  on prend  $l_1 = 19 \text{ cm}$

$l_3 \geq \frac{l_d - 2,21 r - l_1}{1,89} = \frac{43 - 2,21 \cdot 5 - 19}{1,89} = 6,75 \text{ cm}$  on prend  $l_3 = 7 \text{ cm}$

$\sigma \geq \frac{2T}{b \cdot \sigma_{30}} = \frac{2 \cdot 1190,4}{16 \cdot 101,5} = 1,28 \text{ cm} = c_u$



Linteaux des voiles n° 16 et 17

On a 2 types de Linteaux:

Dimensions:

Linteaux A	l: 70 cm	h <sub>f</sub> : 91 cm	b: 16 cm
Linteaux B	l: 93 cm	h <sub>f</sub> : 91 cm	b: 16 cm

Pour le type A le linteau le plus sollicité par les efforts bisurques horizontaux est celui du rez de chaussée.

On a :  $M = 12520 \text{ kg}$        $M_a = 4380 \text{ kgm}$

Poids propre du linteau :  $0,91 \cdot 0,16 \cdot 2,5 = 364 \text{ kg/ml}$

Largeur du plouchoir sur revenant :  $l = 0,86 \text{ m}$

Sous G+1,2P

$q = 364 + 215 \cdot 0,86 = 1065 \text{ kg/ml}$

$M_E = \frac{q l^2}{24} = \frac{1065 \cdot 0,7^2}{24} = 21,74 \text{ kgm}$

$M_a = 2 M_E = 2 \cdot 21,74 = 43,5 \text{ kgm}$

le ferrillage sera calculé avec  $M_{max} = 43,5 \text{ kgm}$

$\mu = \frac{M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 4350}{2800 \cdot 16 \cdot 24^2} = 0,002 \Rightarrow E = 9993$   
 $K = 700 > E$



$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{4350}{2800 \cdot 0,993 \cdot 89} = 0,017 \text{ cm}^2.$$

Aus  $G + P + S_{\text{im}}^{\text{F}} + S_{\text{v}} \downarrow$

$$q = 364 + 780 \cdot 0,86 = 1079,8 \text{ kg/ml.}$$

$$M_t = \frac{q l^2}{24} = \frac{1079,8 \cdot 0,7^2}{24} = 21,13 \text{ kg.m.}$$

$$M_G = 2 M_t + 4380 = 2 \cdot 21,13 + 4380 = 4422,25 \text{ kg.m.}$$

ferraillage:  $M_{\text{max}} = 4422,25 \text{ kg.m.}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 442225}{4200 \cdot 16 \cdot 89^2} = 0,0125 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9502 \\ k = 85,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{442225}{4200 \cdot 0,9502 \cdot 89} = 1,24 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité:

$$A/bh \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 16 \cdot 89 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{calculé}} < A = 1,35 \text{ cm}^2.$$

On adoptera donc  $A \geq 1,35 \text{ cm}^2$  par  $3 \phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2$ .

Vérification à la fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{M}{B_f} = \frac{2,35}{16 \cdot 4 - 2,35} = 0,038$$

$$\sigma_1 = k \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,6 \cdot 0,038}{10 \cdot (1 + 10 \cdot 0,038)} = 6608,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k^2 \frac{\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \cdot 10^3 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérif.}$$

Vérification de la flèche:

$$h_t/l \geq \frac{1}{10} \frac{M_b}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{21,74}{260,92} = 0,008 \quad \therefore \frac{h_t}{l} = \frac{0,91}{0,7} > 1 \quad \text{verif.}$$

$$A/bh \leq \frac{43}{\sigma_{\text{ten}}} \quad A/bh = \frac{2,35}{16,89} = 0,0016 < \frac{43}{\sigma_{\text{ten}}} \quad \text{verif.}$$

$$h_t/l \geq \frac{1}{16} \quad \text{verif.}$$

donc la vérification de la flèche est inutile.

Effort tranchant :

$$T_{\text{max}} = 12882,18 \text{ kg}$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\sigma_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot j} = \frac{12882,18}{16,89 \cdot 0,89} = 10,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_{b0} = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

On adoptera 1 Cadre et 1 étrier  $\phi 2$   $A_z = 1,5 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_{\text{cat}} = j \sigma_{\text{ten}} = 0,7 \cdot 2200 = 1466,6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$t = \frac{A_z \cdot 2 \cdot \sigma_{\text{cat}}}{T} = \frac{1,5 \cdot 0,89 \cdot 1466,6}{12882,18} = 13 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \text{max} \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 18 \text{ cm} \\ h \left( 1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 89 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{10,33}{20,65} \right) = 42 \text{ cm} \end{array} \right. = 42 \text{ cm}$$

On adoptera donc un espacement de:  $t = 13 \text{ cm}$ .

Adhérence :

$$\sigma_a = \frac{T}{n \cdot j} = \frac{12882,18}{3 \cdot 0,89} = 17,6 < \bar{\sigma}_a = 2 \phi_2 \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Ancrage :

$$\text{Ancrage droit} \quad l_d = 40 \phi = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

Linteau type B :

$$\text{Efforts dus au béton horizontal} : \quad \bar{N}_a = 2690 \text{ kg} \quad M_a = 3040 \text{ kgm}$$

$$\text{Poids du linteau} : 360 \text{ kg/ml}$$

Largeurs du plancher relatif au linteau :

$$l_m = 0,333 \cdot 3,24 + 0,26 = 1,43 \text{ m}$$

$$l_T = 0,25 \cdot 3,24 + 0,26 = 1,07 \text{ m}$$

Pour la détermination du moment de T

donc  $G + 1,2P$ .

$$q_m = 364 + 1,43 \cdot 215 = 1436,45 \text{ kg/ml.}$$

$$q_T = 364 + 1,67 \cdot 215 = 1725 \text{ kg/ml.}$$

$$M_E = \frac{1436,45 \cdot 0,93^2}{24} = 69,8 \text{ kg m}$$

$$M_A = 2M_E = 139,6 \text{ kg m.}$$

$$T_{max} = 202 \text{ kg.}$$

ferrailage:  $M_{max} = 139,6 \text{ kg m.}$

$$\mu = \frac{qM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 13960}{2800 \cdot 16 \cdot 89^2} = 0,006 \quad \Rightarrow \quad K = 126 > K$$

$$E = 0,9645.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{13960}{2800 \cdot 0,9645 \cdot 89} = 0,06 \text{ cm}^2.$$

donc  $G + P + S_{II} + S_{IV} b$

$$q_m = 364 + 1,43 \cdot 780 = 1869,4 \text{ kg/ml.}$$

$$q_T = 364 + 1,67 \cdot 780 = 4666,6 \text{ kg/ml.}$$

$$M_E = \frac{1869,4 \cdot 0,93^2}{24} = 67,36 \text{ kg m.}$$

$$M_A = 2 \cdot 67,36 + 3040 = 3175 \text{ kg m.}$$

$$T_{max} = 4464,97 \text{ kg} \approx 4465 \text{ kg.}$$

ferrailage:  $M_{max} = 3175 \text{ kg m.}$

$$\mu = \frac{qM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 317500}{4200 \cdot 16 \cdot 89^2} = 0,009 \quad \Rightarrow \quad K = 102.$$

$$E = 0,9573.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{317500}{4200 \cdot 0,9573 \cdot 89} = 0,9 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h = 0,69 \cdot \frac{5,4}{4200} \cdot 16 \cdot 89 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{calculé} < 1,35 \text{ cm}^2.$$

On adoptera donc une section  $A \geq 1,35 \text{ cm}^2$  soit  $3\phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2.$

Vérification de la fissuration: idem type A.

Vérification de la flèche:

$$h_t/l \geq \frac{1}{70} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{70} \cdot \frac{69,8}{837,6} = 0,008 \quad \frac{h_t}{l} = \frac{0,91}{0,93} = 1 \quad \text{vérié.}$$

$$h/bh = \frac{2,35}{16,89} = 0,1396 < \frac{43}{800} \quad \text{vérié.}$$

$$h_t/l \geq \frac{1}{16} \quad \text{vérié.}$$

donc la vérif. de la flèche est inutile.

Effort tranchant:

$$T_{max} = 9465 \text{ kg.}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{9465}{16 \cdot \frac{3}{8} \cdot 89} = 7,6 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

On adoptera 1 Cadre et 1 étrier  $\phi 8$

$$A_z = 1,5 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_b = 1466,6 \text{ kg/cm}^2$$

(pas de reprise de bétonnage).

$$t = \frac{0,5 \cdot \frac{3}{8} \cdot 89 \cdot 1466,6}{9465} = 12 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 12 \text{ cm.} \\ h \left( 1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 54 \text{ cm.} \end{array} \right. = 54 \text{ cm.}$$

On adoptera donc un espacement de:  $t = 12 \text{ cm.}$

Adhérence:

$$\bar{\tau}_a = 24 \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_a = \frac{T}{\pi p \cdot z} = \frac{9465}{3,14 \cdot 1,7 \cdot 89} = 12,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_a \quad \text{vérié.}$$

Ancrage:

$$\text{Ancrage droit} \quad l_d = 40 \phi = 40 \text{ cm.}$$

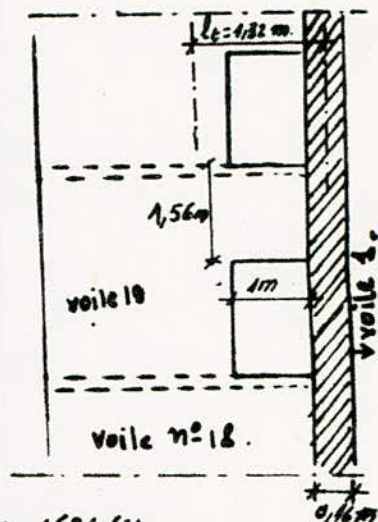
On prévoit également des armatures supplémentaires sur les parties des poteaux vu que leurs hauteurs sont supérieures à  $2 \left( 80 - \frac{r_{cs}}{100} \right)$ .

$$\omega \geq 0,5\% \quad \rho = \frac{0,516(91-4)}{100} = 0,69007 \quad \text{soit } 3 \phi 60 \text{ sur chaque face}$$

$$t = 20 \text{ cm.}$$

Etude des linteaux du voile n° 19.

Ces linteaux jouent le rôle d'entretoise entre le voile long n° 19 et le voile transv. n° 1. Ils seront dimensionnés sous les charges verticales (G+1,2P) comme des poutres droites vu que leur hauteur est proportionnelle à la moitié de leur portée.



Charges et surcharges:

Poids propre:  $1,56 \cdot 0,16 \cdot 2500 = 624 \text{ kg/ml.}$   
 réaction du pavé et pailleuse =  $1652,8 \text{ kg/ml.}$   
 $q = 2276,8 \text{ kg/ml.}$

$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 2276,8 \cdot \frac{1,52^2}{8} = 573,5 \text{ kg.m.}$

$T_0 = q \frac{l}{2} = 2276,8 \cdot \frac{1,52}{2} = 1501,64 \text{ kg.}$

$\bar{c}_b = \frac{3T_0}{2h_0 h_c} = \frac{3 \cdot 1501,64}{2 \cdot 16 \cdot 132} = 1,06.$

Armatures Principales:  $A = 1,5 \frac{M_0}{\bar{c}_b \bar{\sigma}_a} = 1,5 \cdot \frac{573,5}{1,32 \cdot 1600} = 0,41 \text{ cm}^2.$

Armatures horizontales:

$A_h = 0,25 \frac{T_0}{\bar{\sigma}_{at}} = 0,25 \cdot \frac{1501,64}{1600} = 0,23 \text{ cm}^2.$

$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{ca} = 1600 \text{ kg/cm}^2$   
 (pas de reprise de bétonnage).

Armatures transversales:

un Cadre  $\phi 8 = 1 \text{ cm}^2.$

$t = \frac{3}{8} \bar{\sigma}_{at} \frac{A_h}{T_0} = \frac{3}{8} \frac{1,32 \cdot 1600 \cdot 1}{1501,64} = 123, \text{ cm.}$

$\bar{c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 1,32 = 0,264 \text{ m} = 26,4 \text{ cm.} \\ h \left( 1 - 0,13 \frac{\bar{c}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 132 \left( 1 - 0,13 \frac{1,06}{5,9} \right) = 124 \text{ cm.} \end{array} \right. = 124 \text{ cm. (voir)}$

Condition de non fragilité:

Armatures Principales:  $A \geq 0,16 h_0 h_c \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,16 \cdot 16 \cdot 132 \cdot \frac{5,9}{1600} = 4,67 \text{ cm}^2.$

A calculée  $< 4,67 \text{ cm}^2$  on adoptera donc une section  $A \geq 4,67 \text{ cm}^2$   
 soit  $5 \phi 12.$

Armatures horizontales:  $A_h \geq 0,4 h_0 h_c \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} = 0,4 \cdot 16 \cdot 132 \cdot \frac{5,9}{1600} = 3,12 \text{ cm}^2.$

A calculée  $< 3,12 \text{ cm}^2$  on adoptera donc  $A \geq 3,12 \text{ cm}^2$  soit  $5 \phi 8$   
 sur chaque face.

Armatures transversales:

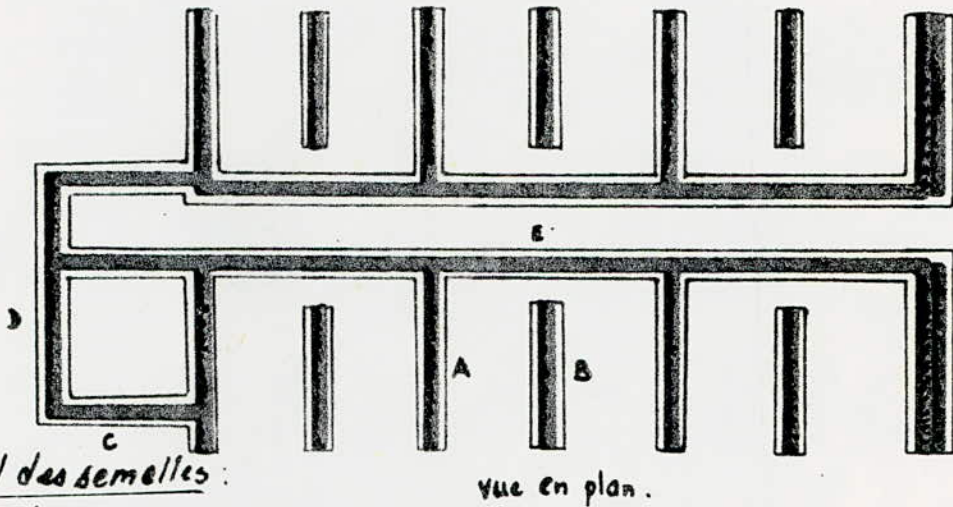
L'espacement calculé est  $> \bar{c}$  à la portée donc la section d'armatures minimale qu'on doit disposer est égale à:  $A_h \geq 0,4 h_0 h_c \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} = 3,12 \text{ cm}^2.$   
 n° de cadres  $\geq \frac{3,12}{1} = 3,12 \approx 4$  cadres  $\Rightarrow t = \frac{132}{4} = 33 \text{ cm}$  on adoptera  $t = 30 \text{ cm}$

# —FONDATIONS—

FONDACTIONS

Introduction :

La Portance Admissible de Sol à 1m d'Gueage est de 2 bars.  
 Pour le Calcul des fondations nous envisagerons des semelles filantes sous voiles, comme indiqué sur le schéma ci-dessous.  
 Les Calculs seront effectués pour la sollicitation G+1,2P.  
 On prévoit une couche de béton de propreté de 6cm pour les semelles.



Calcul des semelles :

Semelle type A :

Ce type de semelle concerne les voiles dont la longueur est de 7,7m.

Dimensionnement :

$N_{max} = 183,53t$ . effort max au niveau des fondations.

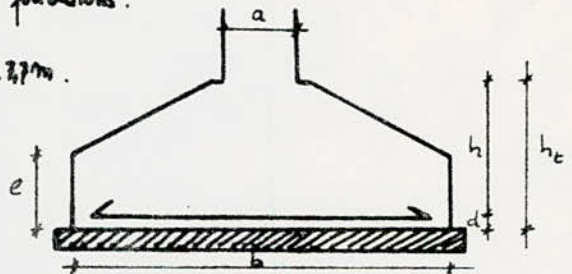
On adoptera une longueur de semelle égale à 7,7m.

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s = 20,4 t/m^2$$

$$\frac{N}{b \cdot L} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow b \geq \frac{N}{L \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{183,53}{7,7 \cdot 20,4}$$

$$b \geq 1,18 m$$

On adoptera  $b = 1,4 m$ .



$$h \geq \frac{b-a}{4} = \frac{1,4-0,16}{4} = 0,28 m$$

On adopte  $h = 30 cm$ .

$$h_c = h + d = 30 + 5 = 35 cm$$

$$e \geq 6\phi + 6 = 6 \cdot 20 + 6 = 12 cm$$

$$e = 20 cm$$

Poids de la semelle:

$$P_1 = [0,2 \cdot 1,4 + (0,16 + 0,1)(0,35 - 0,2) + (0,35 - 0,2) \left( \frac{1,4 - 0,16 - 0,1}{2} \right)] \cdot 2,5 = 4,01 \text{ t/ml.}$$

$$P_2 = \frac{N}{L} = \frac{113,53}{7,7} = 14,74 \text{ t/ml.}$$

$$q = \frac{P_1 + P_2}{1,4 \cdot 1} = \frac{14,74 + 4,01}{1,4} = 17,75 \text{ t/m}^2 < \bar{q}_s.$$

$$M = q(b-a)^2/8 = 17,75 (1,4 - 0,16)^2/8 = 3,4110 \text{ tm/ml.}$$

$$\mu = \frac{2M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 34110}{2800 \cdot 100 \cdot 30^2} = 0,92030 \quad k = 65 > \bar{k}$$

$$s = 0,9375$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot s \cdot h} = \frac{34110}{2800 \cdot 0,9375 \cdot 30} = 4,43 \text{ cm}^2$$

Ou adoptera 5 T 12 = 5,66 cm<sup>2</sup>.

Quers de repartition:  $A_{rep} \geq \frac{A}{4} = 5,66/4 = 1,42 \text{ cm}^2$  ou adopte 4 T 8/ml.

Vérification du cisaillement:

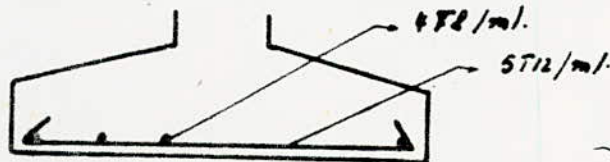
$$T_{max} = q(b-a)/2 = 17,75 (1,4 - 0,16)/2 = 11,005 \text{ t.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{10}{100 \cdot \frac{2}{3} \cdot 30} = 4,2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b.$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de cisaillement



Semelle type B:

Ce type de semelle, lorsque les rails sont de longueur et de 6,68 m.

Développement:

$$N_{max} = 173,38 \text{ t.}$$

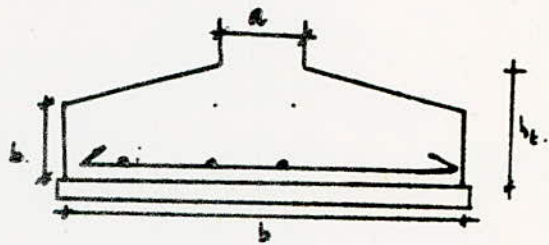


$$N/s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\frac{N}{b \cdot L} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \frac{173,38}{6,68 \cdot b} \leq 20,4 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow b \geq \frac{173,38}{6,68 \cdot 20,4} = 1,27 \text{ m}$$

Où adoptera une largeur  $b = 1,4 \text{ m}$



$$h \geq \frac{b-a}{4} = \frac{1,4-0,16}{4} = 0,285 \text{ m}$$

Où adoptera  $h = 30 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$   
 $e = 20 \text{ cm}$

Poids de la paroi:  $p_1 = 1,04 \text{ t/ml}$

$$\text{ou } p_2 = \frac{N}{s} = \frac{173,38}{6,68} = 25,96 \text{ t/ml}$$

$$q = \frac{p_1 + p_2}{s} = \frac{1,04 + 25,96}{4,4 \cdot 1} = 19,26 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20,4 \text{ t/m}^2$$

$$M = \frac{q(b-a)^2}{8} = \frac{19,26(1,4-0,16)^2}{8} = 3,702 \text{ t m/ml}$$

$$\mu = \frac{\alpha M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 370200}{2800 \cdot 100 \cdot 30^2} = 0,0220 \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} k &= 62 > \bar{k} \\ E &= 0,9351 \end{aligned}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{370200}{2800 \cdot 0,9351 \cdot 30} = 4,7 \text{ cm}^2$$

Où adopte ST12/ml = 5,65 cm<sup>2</sup>

Armatures de répartition:  $A_{rep} \geq A/4 = 5,65/4 = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T8/ml}$

Arrière type C:

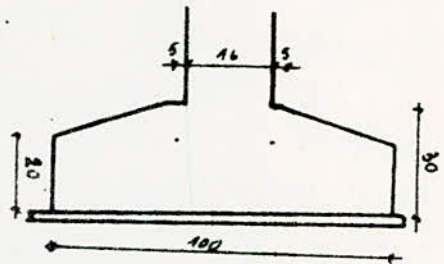
La longueur des murs est de 2,88 m.

Dimensionnement:

$$N_{max} = 51,32 \text{ t}$$

$$N/s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow b \geq \frac{N}{L \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$b \geq \frac{51,32}{2,88 \cdot 20,4} = 0,87 \text{ m} \quad \text{Où adoptera une largeur } b = 1 \text{ m}$$



$h \geq \frac{b-a}{4} = \frac{1-0,16}{4} = 0,21 \text{ m}$  on adoptera  $h = 25 \text{ cm} \Rightarrow h_e = 25+5 = 30 \text{ cm}$   
 $a = 20 \text{ cm}$ .

- poids de la semelle: ( $P_1$ ).

$$P_1 = [0,2 \cdot 1 + (0,16+0,4)(0,3-0,2) + (0,3-0,2) \left( \frac{1-0,16-0,1}{2} \right)] 2,5 = 0,6575 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = \frac{54,82}{3,22} = 17,22 \text{ t/ml}$$

$$q = \frac{P_1+P_2}{s} = \frac{17,22+0,6575}{1,1} = 18,48 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20,4 \text{ t/m}^2$$

$$M = q(b-a)^2/8 = 18,48 (1-0,16)^2/8 = 1,62 \text{ t m/ml}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot b h^2} = \frac{15.163000}{2800 \cdot 100 \cdot 25^2} = 0,0139$$

$$K = 80,5 > \bar{K}$$

$$E = 0,9476$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s E h} = \frac{163000}{2800 \cdot 0,9476 \cdot 25} = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 T 12/ml

Armatures de repartition:

$$A_{rep} \geq A/4$$

On adoptera 4 T 8/ml.

Semelle type D:

longueur du voile  $L = 6,98 \text{ m}$ .

bimensionnement:

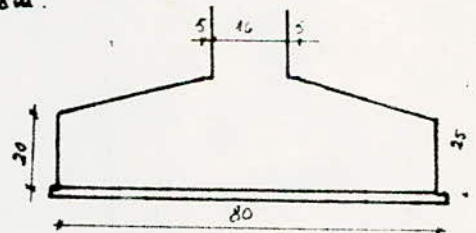
$$N_{max} = 94,5 \text{ t}$$

$$N/s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow b \geq \frac{N/L}{\bar{\sigma}_s}$$

$$b \geq \frac{94,5}{20,4 \cdot 6,98} = 0,64 \text{ m} \text{ on adoptera une largeur } B = 0,80 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{b-a}{4} = \frac{80-16}{4} = 16 \text{ cm} \text{ on adoptera } h = 20 \text{ cm} \Rightarrow h_e = 25 \text{ cm}$$

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



poids de la semelle: ( $P_1$ )

$$P_1 = [0,2 \cdot 0,8 + (0,16+0,4)(0,25-0,2) + (0,25-0,2) \left( \frac{0,8-0,1-0,16}{2} \right)] 2,5 = 0,46625 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = \frac{94,5}{6,98} = 13,41 \text{ t/ml}$$

$$q = \frac{P_1+P_2}{s} = \frac{13,41+0,47}{0,8 \cdot 1} = 16,974 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20,4 \text{ t/m}^2$$

$$M = q(b-a)^2/8 = 16,974(0,8-0,16)^2/8 = 0,869 \text{ tm/ml.}$$

$$\mu = \frac{\alpha M}{\sigma_c b h^2} = \frac{15 \cdot 86900}{2800 \cdot 100 \cdot 20^2} = 0,012 \Rightarrow \epsilon = 0,9510$$

$$k = 87 > \epsilon$$

$$A = \frac{M}{\sigma_c \epsilon h} = \frac{86900}{2800 \cdot 0,951 \cdot 20} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

On adoptera 4T8/ml.

Armatures de repartition :  $A_{rep} \geq A/4$  On adoptera 4T8/ml.

Beulle type E :

Le type de beulle concerne les voiles  $h = 16$  et  $18$ .

$$N_{16} = 258,8 \text{ t} \quad L = 20,56 \text{ m} \Rightarrow 12 \text{ t/ml.}$$

$$N_{18} = 299,6 \text{ t} \quad L = 23,44 \text{ m} \Rightarrow 12,8 \text{ t/ml.}$$

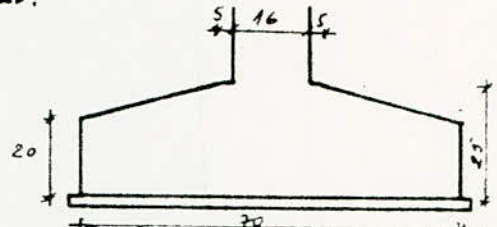
Dimensionnement :

Le dimensionnement sera effectué avec  $N_{max}$ .

$$N_{max} = 12,8 \text{ t/ml.}$$

$$N/s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{12,8}{20,4} = 0,64 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow b \geq 0,64 \text{ m} \text{ On adoptera } b = 0,7 \text{ m.}$$



$$h \geq \frac{b-a}{4} = \frac{0,7-0,16}{4} = 0,14 \text{ m.}$$

On adoptera  $h = 20 \text{ cm} \Rightarrow h_f = 25 \text{ cm}$   
 $e = 20 \text{ cm.}$

Poids de la beulle

$$p_1 = [0,2 \cdot 0,7 + (0,16 \cdot 0,1) + (0,25 \cdot 0,2) + \frac{(0,7-0,16 \cdot 0,1)}{2}] \cdot 25 =$$

$$p_1 = 0,4375 \text{ t/ml.}$$

$$q = \frac{p_1 + p_2}{s} = \frac{0,4375 + 12,8}{0,7 \cdot 1} = 18,99 \text{ t/m}^2 < 20,4 \text{ t/m}^2.$$

$$M = q(b-a)^2/8 = 18,99(0,7-0,16)^2/8 = 0,68926 \text{ tm/ml.}$$

$$\mu = \frac{\alpha M}{\sigma_c b h^2} = \frac{15 \cdot 68926}{2800 \cdot 100 \cdot 20^2} = 0,0093 \Rightarrow \epsilon = 0,9565$$

$$k = 100 > \epsilon$$

$$A = \frac{M}{\sigma_c \epsilon h} = \frac{68926}{2800 \cdot 0,9565 \cdot 20} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

On adoptera 4T8/ml

Armatures de repartition :

$A_r \geq A/4$  On adoptera 4T8/ml.

Arceau type F :

Ce type de poutre soude les voiles minces de part et d'autre des joints.

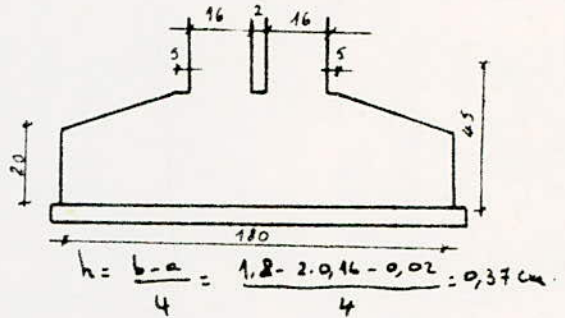
Dimensionnement :

longueur  $L = 3,7 \text{ m}$ .

$N_{\text{max}} = 116,26 \text{ t}$  (pour chaque voile).

$$2N/s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow b \geq \frac{2N}{L \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2 \cdot 116,26}{3,7 \cdot 20,4} = 1,42 \text{ m}$$

On adoptera pour  $b = 1,8 \text{ m}$ .



On prend  $h = 40 \text{ cm} \Rightarrow h_f = 45 \text{ cm}$ .

$c = 20 \text{ cm}$ .

Poids de la poutre  $p_1$  :

$$p_1 = [0,2 \cdot 1,8 + (0,34 + 0,1)(0,45 - 0,2) + (0,45 - 0,2) \frac{(1,8 - 0,34 - 0,1)}{2}] \cdot 0,25 =$$

$$p_1 = 0,16 \text{ t/ml}$$

$$p_2 = \frac{2 \cdot 116,62}{3,7} = 30,36 \text{ t/ml}$$

$$q = \frac{p_1 + p_2}{2} = \frac{30,36 + 0,16}{1,8 \cdot 1} = 16,96 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20,4 \text{ t/m}^2$$

$$M = \frac{q(b-a)^2}{8} = \frac{16,96(1,8 - 0,34)^2}{8} = 4,52 \text{ tm/ml}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_c \cdot b^2} = \frac{15 \cdot 452000}{2800 \cdot 100 \cdot 40^2} = 0,0151 \Rightarrow E = 0,9454$$

$$k = 36,5$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_c \cdot k} = \frac{452000}{2800 \cdot 0,9454 \cdot 40} = 4,3 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 T12 / ml.

Arceau de repartition

$$A_{\text{rep}} \geq \frac{A}{4} \quad \text{on adoptera 4 T8 / ml}$$

Verification de la stabilité des fondations et des contraintes :

- On remarque que d'après les efforts dus au vent calculés précédemment lors de l'étude des voiles que le séisme est prépondérant. donc la vérification sera faite uniquement au séisme.

- nous envisagerons 2 combinaisons.

$$S_1 = G + P + S_{1V} \downarrow + S_{1H} \rightarrow \text{donnant } N_{\max}$$

$$S_2 = G + P/S + S_{1V} \uparrow + S_{1H} \leftarrow \text{donnant } N_{\min}$$

Méthode de calcul :

1. Nous calculerons les effets normaux  $N_{\min}$ ,  $N_{\max}$  et le moment fléchissant  $M$  sollicitant chaque voile au niveau des fondations.

2. Nous calculerons l'excentricité  $e = M/N_{\min}$ .

- 2 cas peuvent se présenter

a)  $M/N_{\min} \leq l/6 \Rightarrow$  le voile est stable l étant la longueur de la semelle.

b)  $M/N_{\min} > l/6 \Rightarrow$  le voile est instable (il y a soulèvement d'une partie de la semelle).

Pour remédier à ce dernier cas nous augmenterons la longueur de la semelle jusqu'à ce que  $M/N_{\min}$  soit inférieure à  $l/6$  ou bien nous ferons participer les voiles qui lui sont perpendiculaires (augmenter  $N_{\min}$ ).

Remarque : On peut admettre une excentricité  $\frac{l}{6} < e < \frac{l}{4}$

3. Vérification des Contraintes

Les Contraintes seront déterminées par la formule :

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N_{\max}}{S} \pm \frac{6M}{S.l}$$

S : surface de la semelle (d'appui)

l : longueur de la semelle.

Nous vérifierons que la contrainte max est au plus égale à la contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{s_2}$  qui est égale à  $0,75 \bar{\sigma}_{rupture}$ .

$$\bar{\sigma}_{rupture} = 3 \bar{\sigma}_{s_1} = 3 \cdot 20,4 = 61,2 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{s_2} = 0,75 \cdot 61,2 = 45,9 \text{ t/m}^2 = 4,59 \text{ kg/cm}^2$$

Détermination des efforts au niveau de fondations (t)

voiles efforts	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
N <sub>min.</sub>	109,95	134,17	143,72	153,81	143,72	153,81	143,72	104,6	104,3	143,72	153,81	142,44	152,5	135,23	104,1	20,85	222,66	264,01	27,67	43,98
N <sub>max</sub>	134,17	182,12	193,72	182,12	193,72	182,12	127,15	126,35	182,12	193,72	180,74	192,35	175,37	126,77	99,14	271,2	305,22	32,1	54,37	
M <sub>o</sub>	130,915	85,485	130,915	85,485	130,915	85,485	130,915	66,77	85,485	130,915	49,695	49,995	4,84	92,07	57,51	6,11	833,11	3,515	0,13	

verification de la stabilité:

voiles	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
$e = \frac{M}{N_{min}}$	1,19	0,59	0,85	0,59	0,85	0,59	1,25	0,64	0,59	0,85	0,35	0,33	0,035	0,88	0,71	2,75	3,16	0,13	0,021
$\frac{e}{b}$	1,28	1,11	1,28	1,11	1,28	1,11	1,28	1,28	1,11	1,28	1,11	1,28	1,11	1,28	1,16	3,42	3,9	0,48	0,48

On remarque que toutes les valeurs de  $e$  sont bien inférieures à  $\frac{b}{6}$ , donc tous les voiles sont stables.

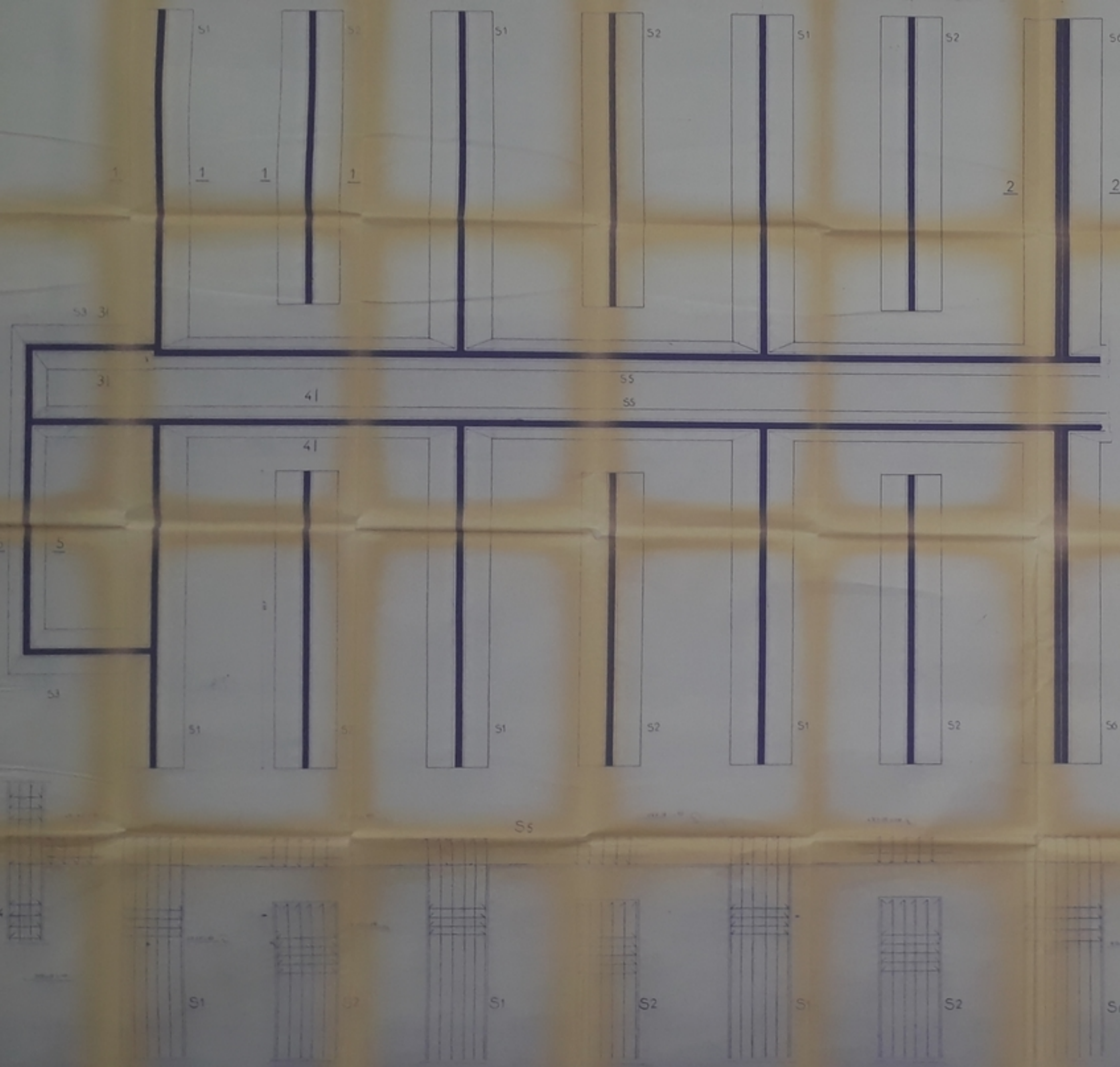
Vérifications des contraintes: (t/m<sup>2</sup>)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
$\sigma_{max}$	21,91	27,7	27,44	27,7	27,44	27,7	-	-	27,7	27,44	24,1	21,46	19,22	18,41	26,61	31,24	31,6	13,7	19,6
$\sigma_{min}$	2,98	11,26	8,51	11,26	8,51	11,26	-	-	11,26	8,51	14,6	14,23	18,3	5,1	8,9	6,5	5,61	2,6	18,22

On remarque que toutes les contraintes sont inférieures à la contrainte admissible  $\sigma_{ad}$ .

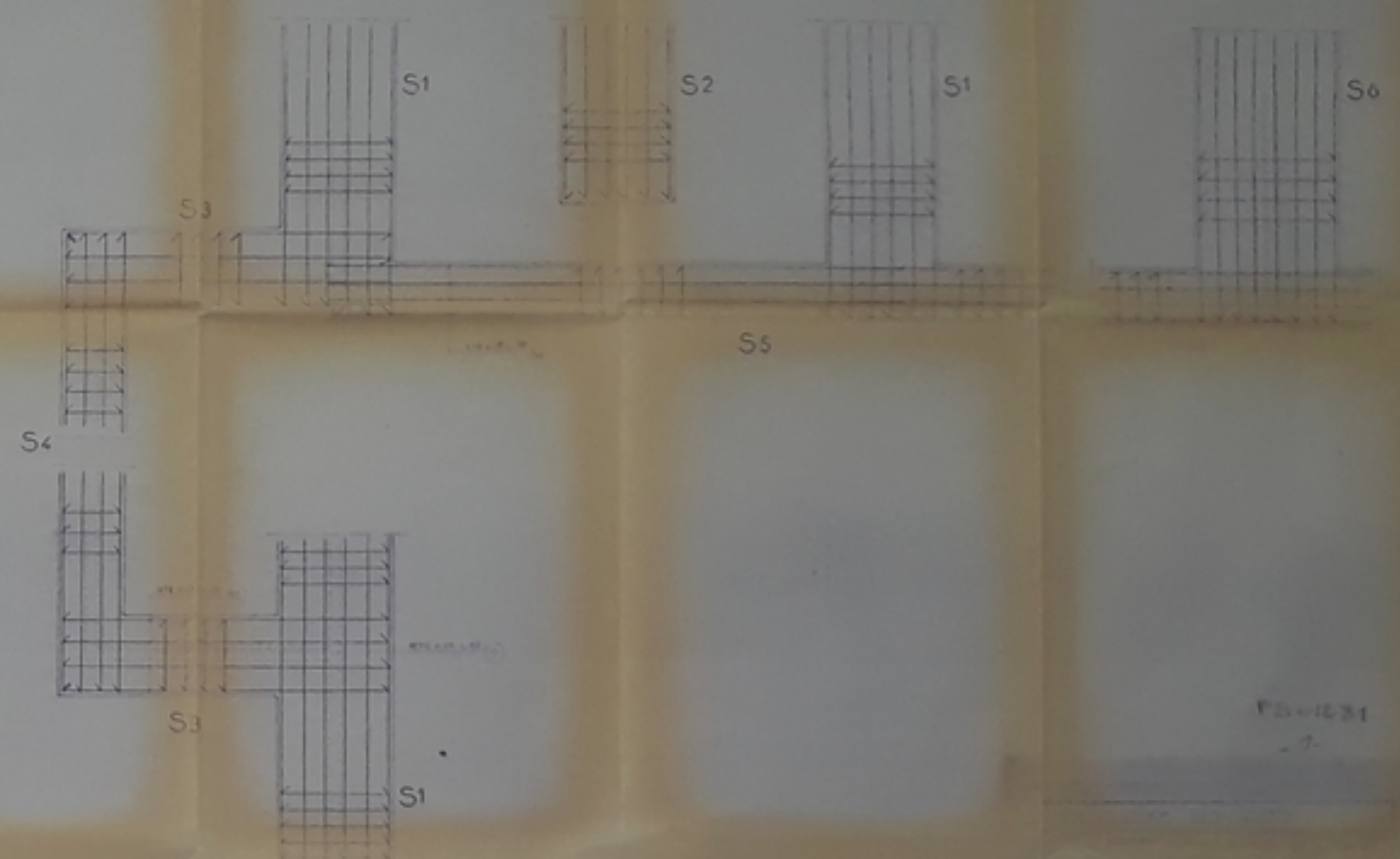
# BIBLIOGRAPHIE

- Calcul et verification des ouvrages en B.A. par CHARON.
- Calcul pratique des tours en S.A. (par M<sup>r</sup> DIVER).
- Ossatures en B.A. par FUENTES.
- Les fondations par M<sup>r</sup> GUERIN.
- Aide memoire de R.D.M par M<sup>r</sup> GOULET.
- Regles CCBA 68
- Regles parasismiques. Ps. 69
- Regles neige et vent N.V. 65.
- D.T.U. n° 23.1.



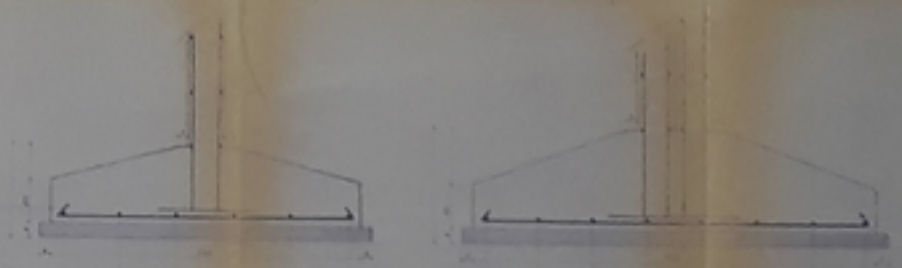
VUE EN PERSPECTIVE FERRAILLAGE

VUE EN PLAN FERRAILLAGE



COUPE 1-1

COUPE 2-2



COUPE 3-3

COUPE 4-4



COUPE 5-5

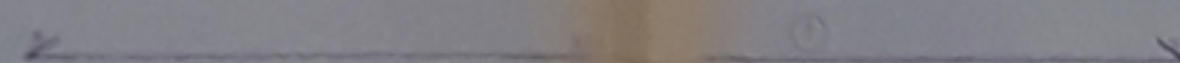
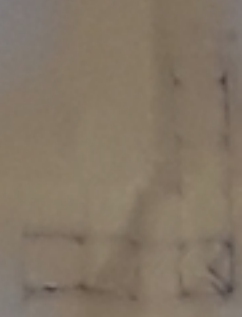
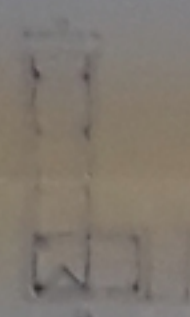


École Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Année 1997-1998
PROJET DE TRAVAUX PRATIQUES
Thème de la semaine
Titulaire
Préparateur
Notes



DETAIL-A

DETAIL B



C U. E 3-3

PB - 42 84  
2-

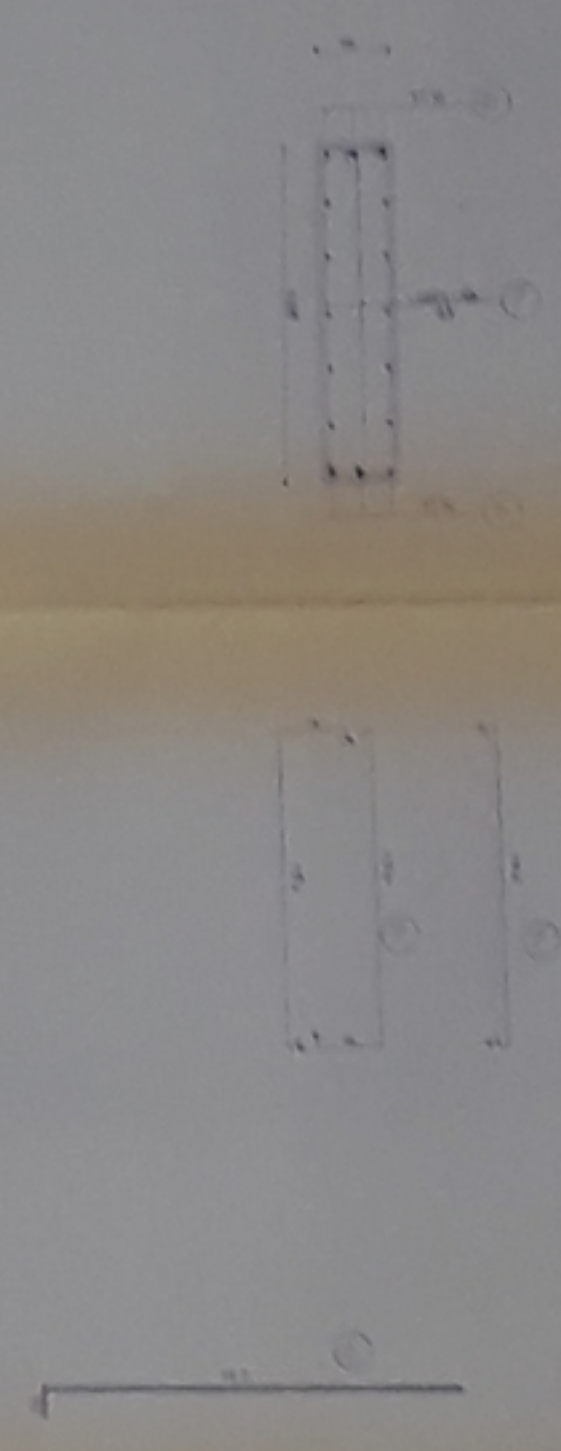
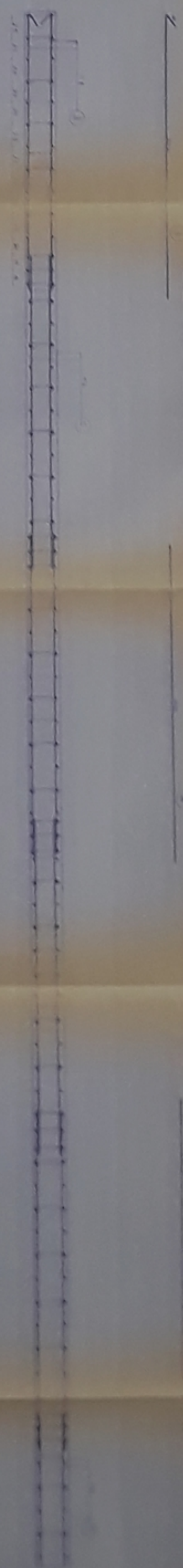
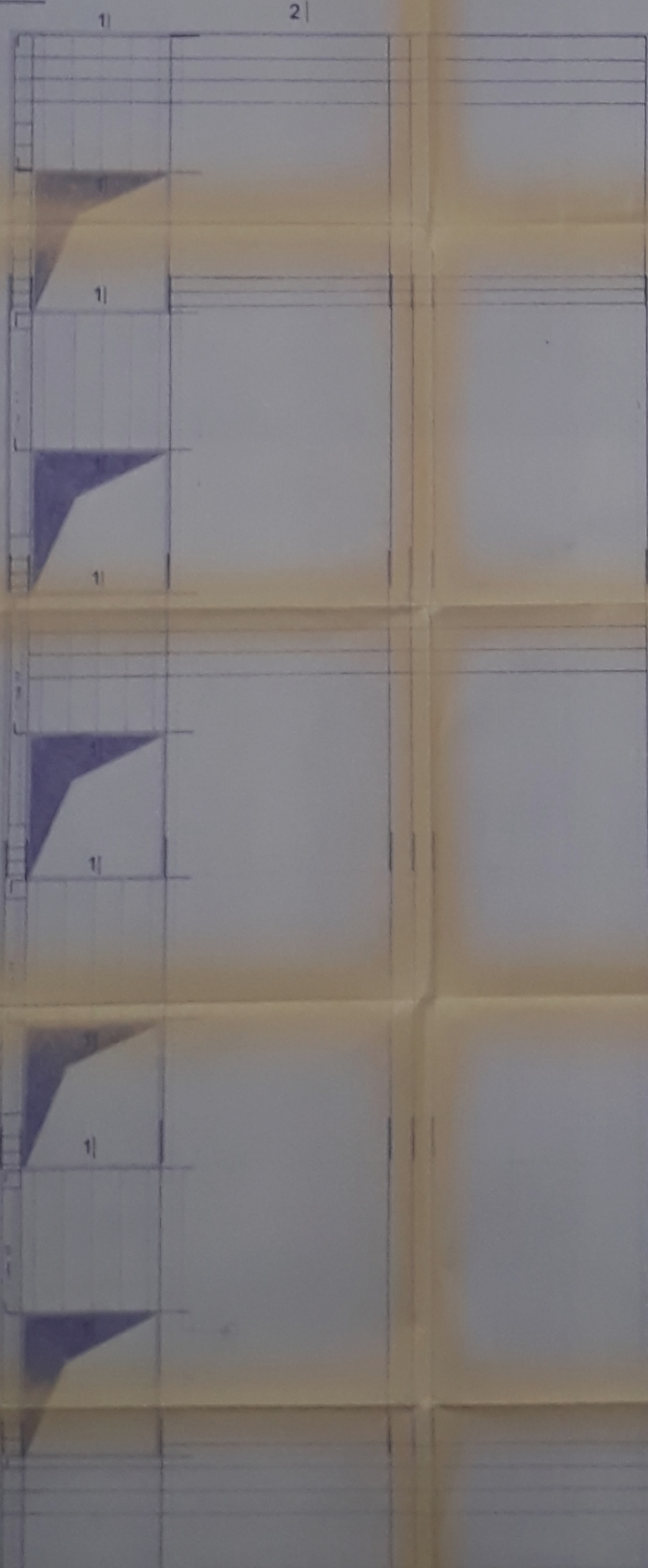
A

B

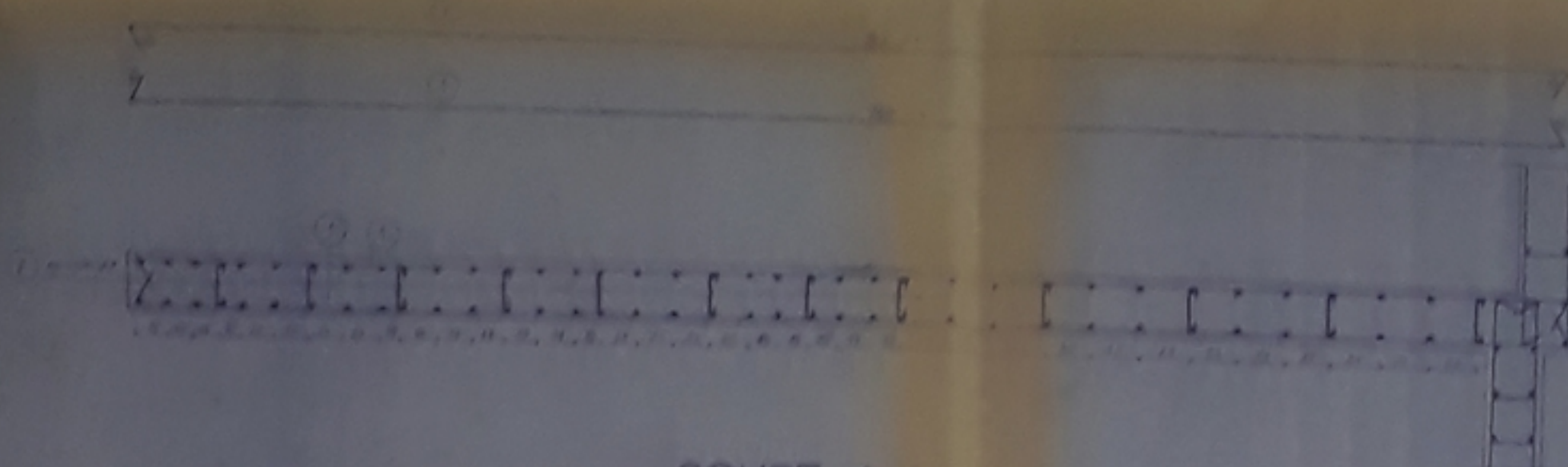
C U. E 2-2

C U. E 1-1

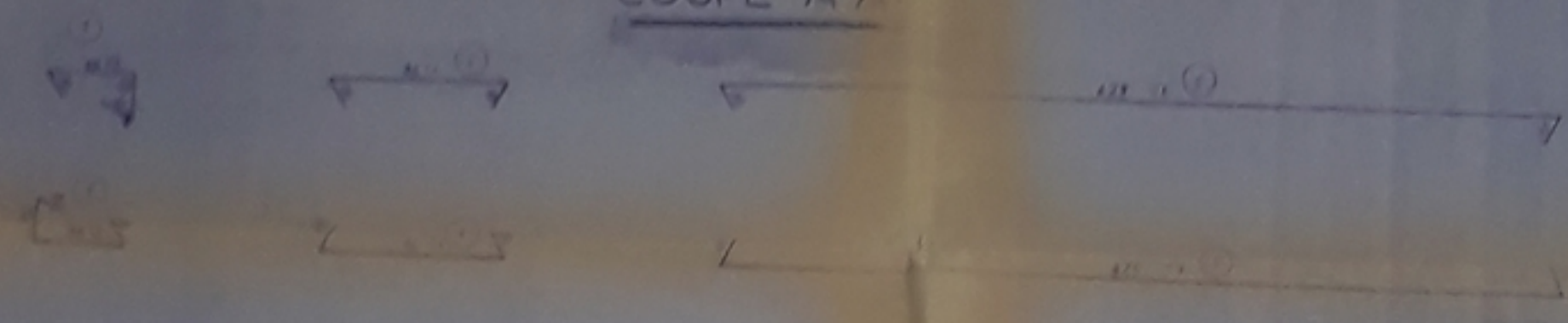
VUE EN ELEVATION



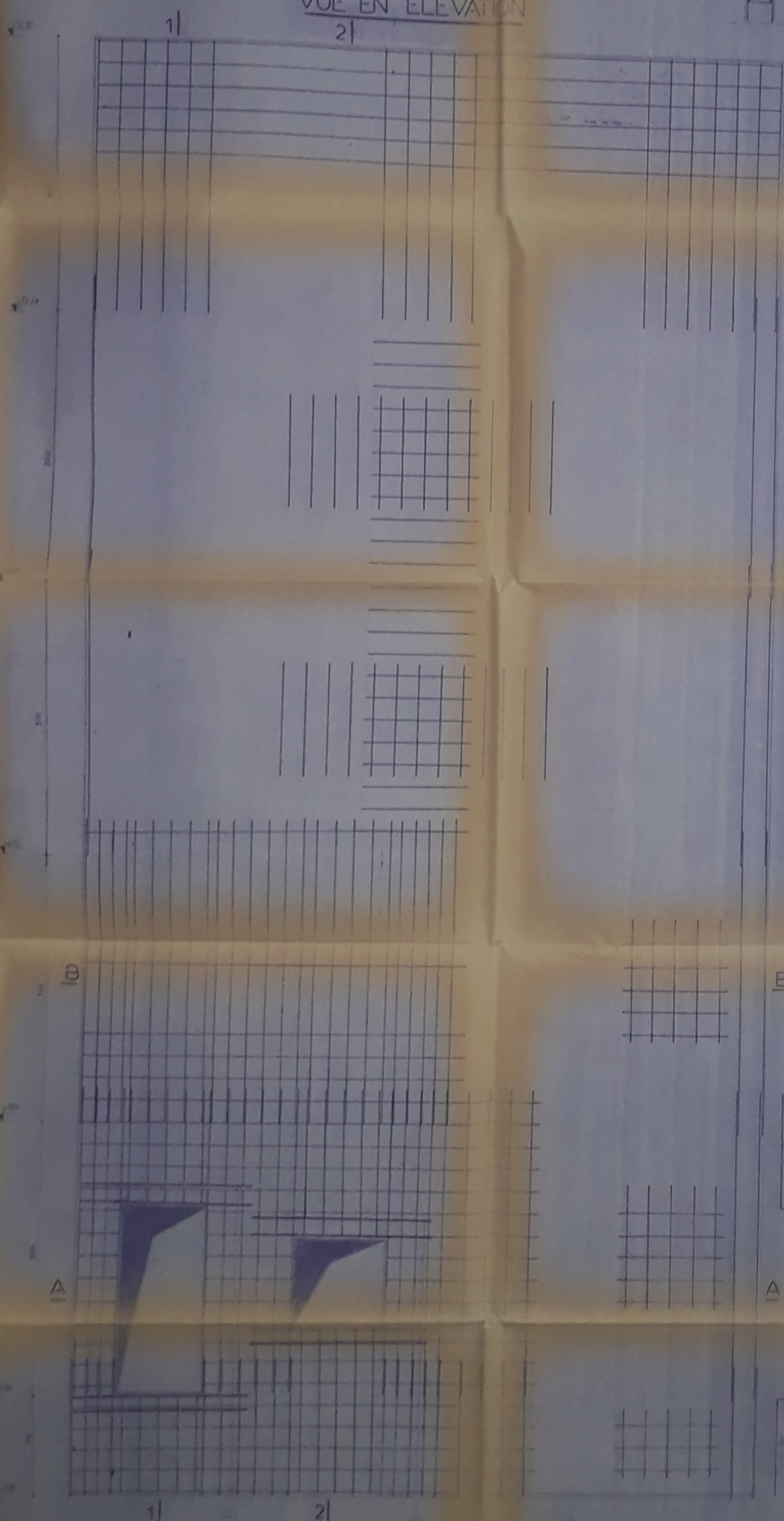
Université des Sciences et de Technologie	
Dijon	
Faculté des Sciences	
Département Génie Civil	
Promotion Juin 1987	
N. TEL YEDESSA S. LIS	
Projet de fin d'études	
Titulaire	
Date de soutenance	
Lieu de soutenance	
Membres du jury	
Président	
Rapporteur	
Examinateur	
Examinateur	
Examinateur	



COUPE A-A

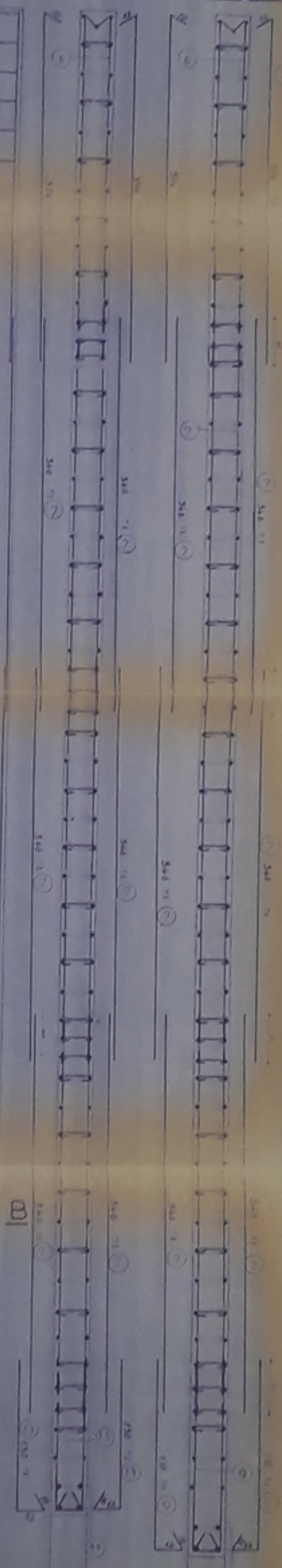


VUE EN ELEVATION



coupe 1-1

coupe 2-2



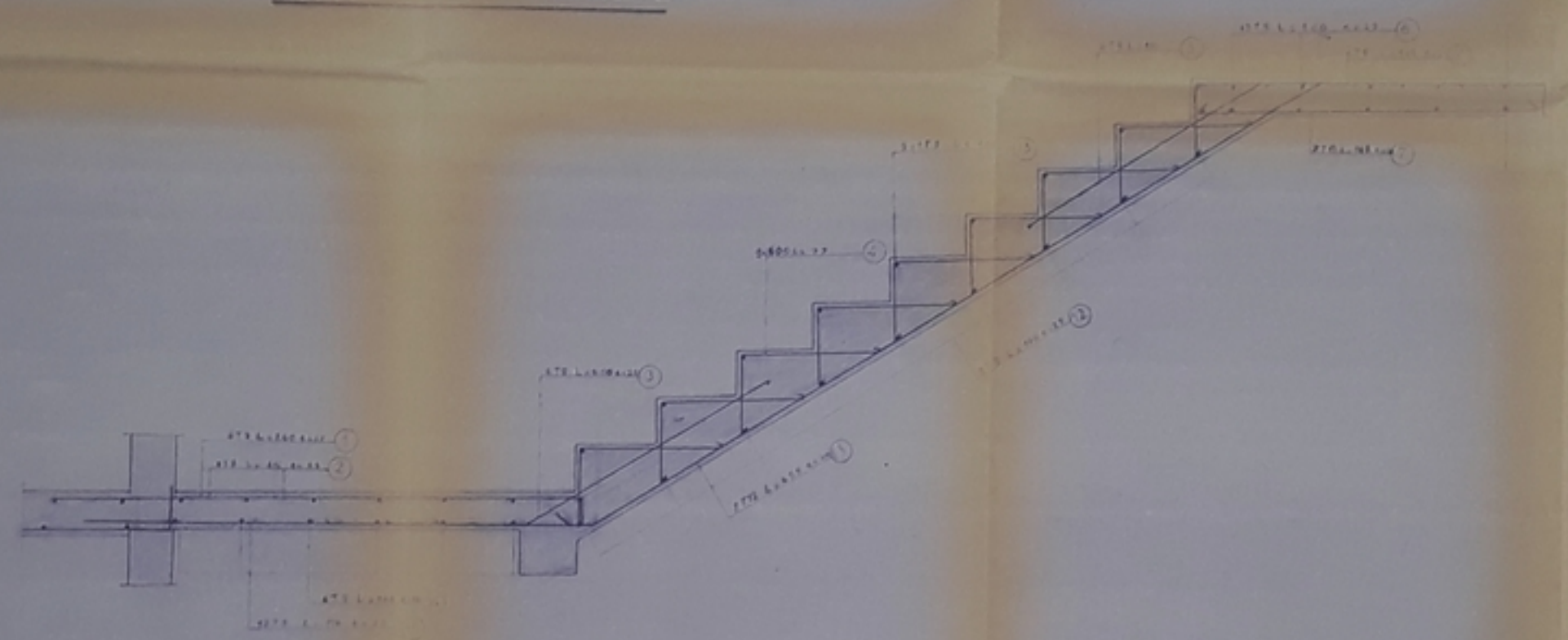
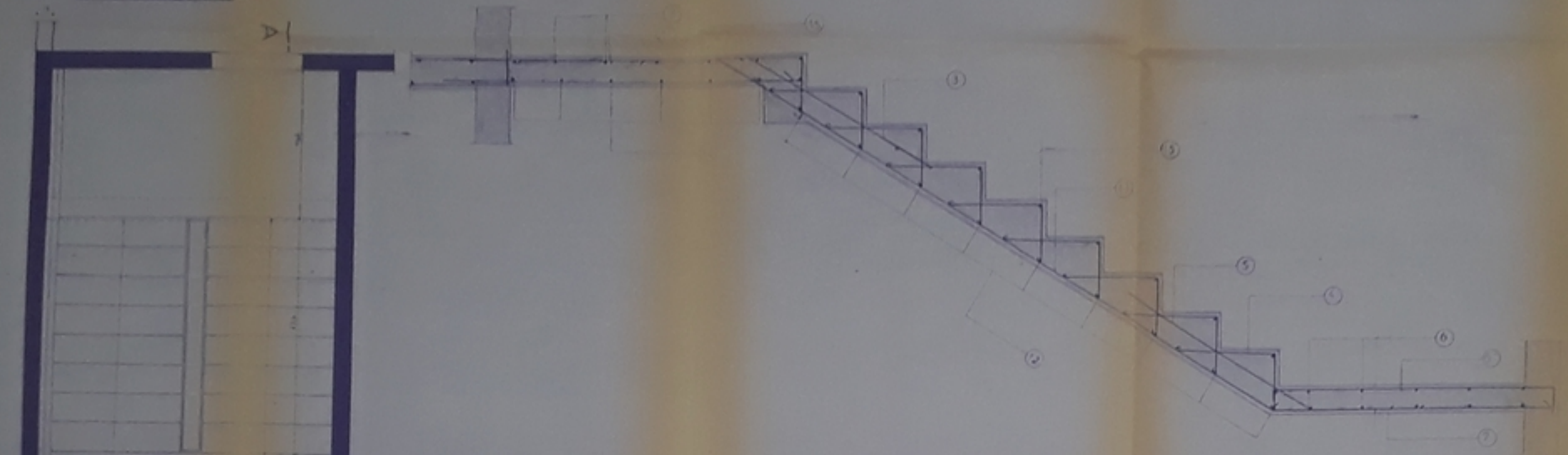
Université des Sciences et de Technologie		
Dzger		
Ecole Nationale Polytechnique		
Département Génie Civil		
Promotion Juin 1981		
HOTEL TEBESSA 300 LITS		
Projet de fin d'études		
DÉSIGNATEUR	PROFESSEUR	CH. E. J.
COFFRAGE FERRAILLAGE	ETUDE MAR.	BOUMELAL
VOLET 14	PROF. MAR.	SOUKRI

VUE EN PLAN

FERRAILLAGE-VOLEE-1

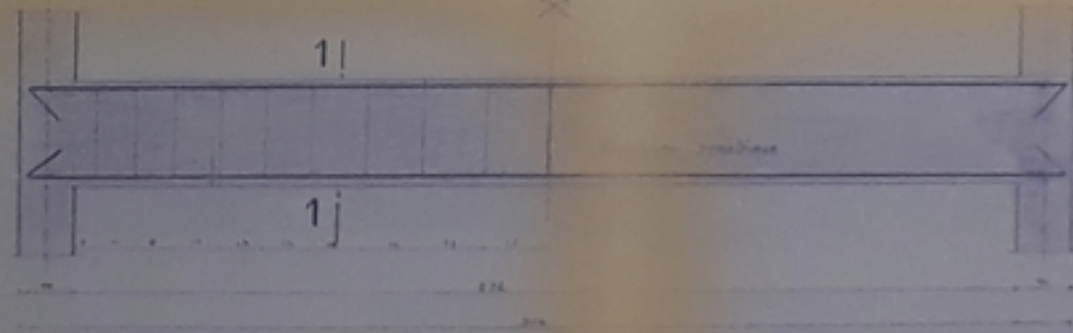
FERRAILLAGE-VOLEE-2

FERRAILLAGE-ACROTERE

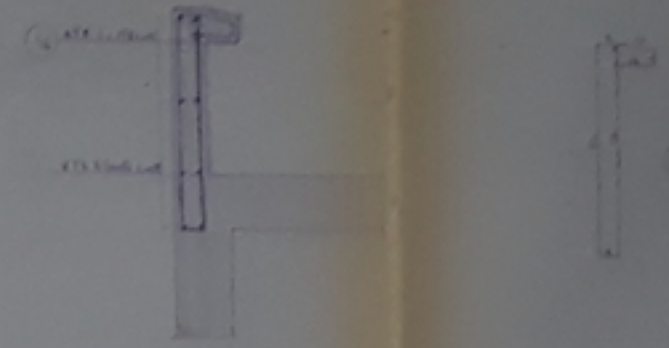
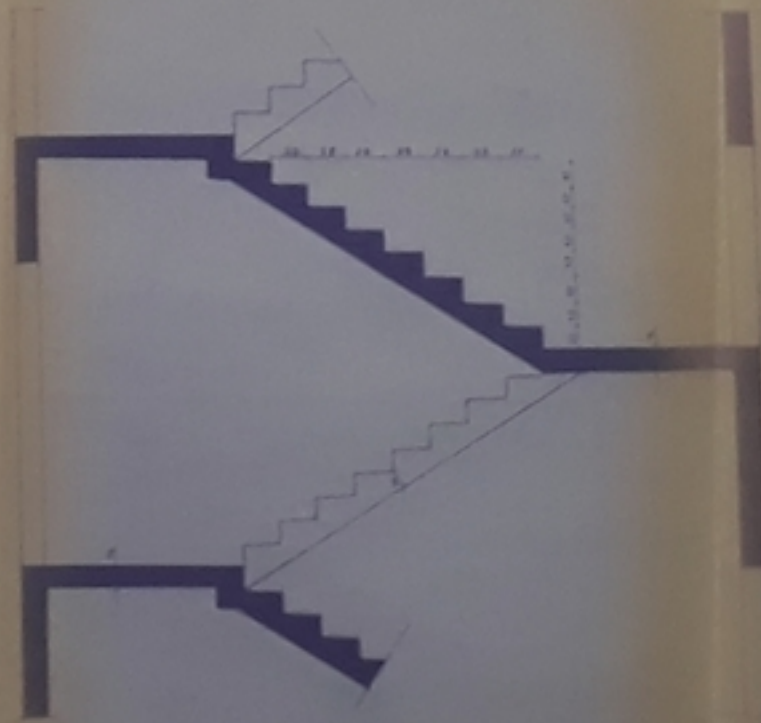
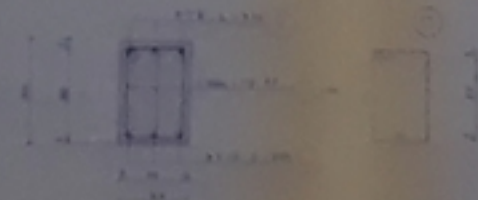


POUTRE PALIERE

COUPE-A-A



COUPE-1-1

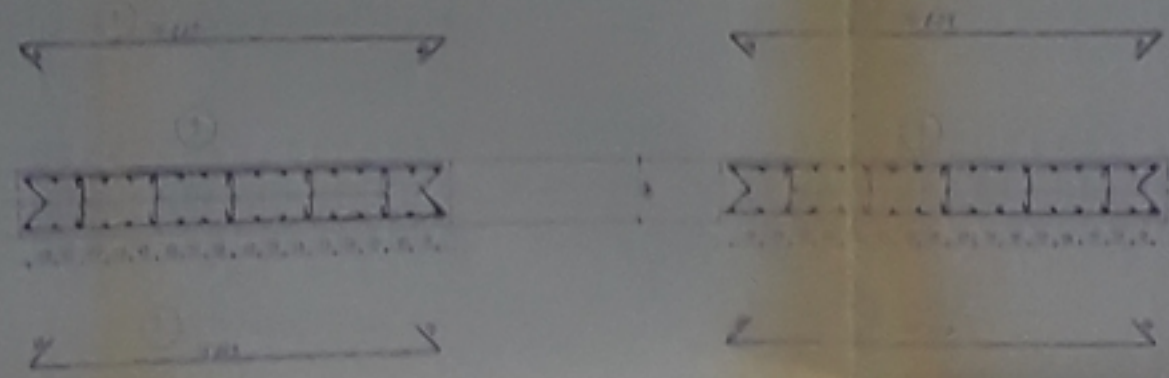


PB01281  
- 4 -

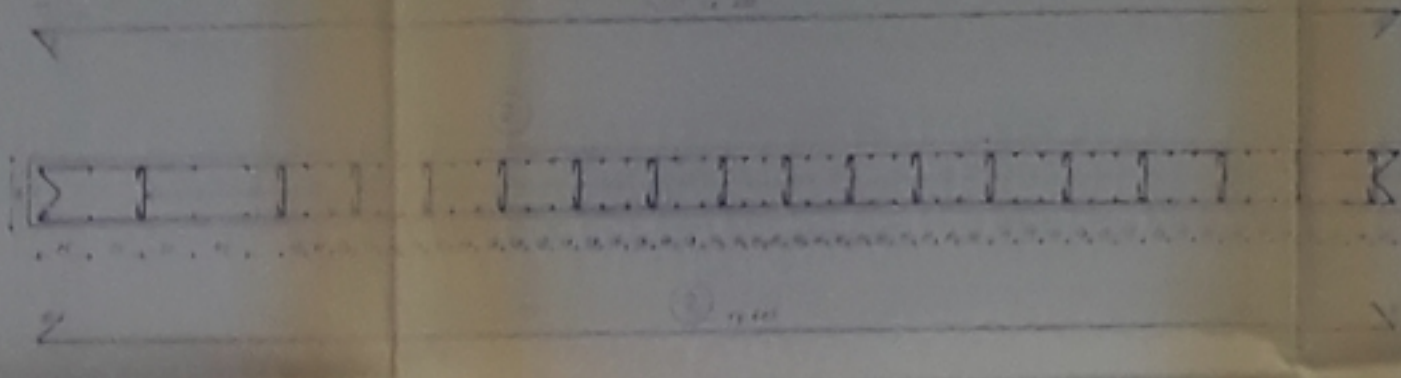
N°	PROFIL	SECTION	PROFIL	SECTION	PROFIL	SECTION
1	4T8	100	4T8	100	4T8	100
2	4T8	100	4T8	100	4T8	100
3	4T8	100	4T8	100	4T8	100
4	4T8	100	4T8	100	4T8	100
5	4T8	100	4T8	100	4T8	100
6	4T8	100	4T8	100	4T8	100
7	4T8	100	4T8	100	4T8	100
8	4T8	100	4T8	100	4T8	100
9	4T8	100	4T8	100	4T8	100
10	4T8	100	4T8	100	4T8	100
11	4T8	100	4T8	100	4T8	100
12	4T8	100	4T8	100	4T8	100
13	4T8	100	4T8	100	4T8	100
14	4T8	100	4T8	100	4T8	100
15	4T8	100	4T8	100	4T8	100
16	4T8	100	4T8	100	4T8	100
17	4T8	100	4T8	100	4T8	100
18	4T8	100	4T8	100	4T8	100
19	4T8	100	4T8	100	4T8	100
20	4T8	100	4T8	100	4T8	100

Université des Sciences et de Technologie  
 Alger  
 Ecole Nationale Polytechnique  
 Département Génie Civil  
 Promotion Juin 1981  
 HOTEL TEBESSA 300 LITS  
 Projet de fin d'études

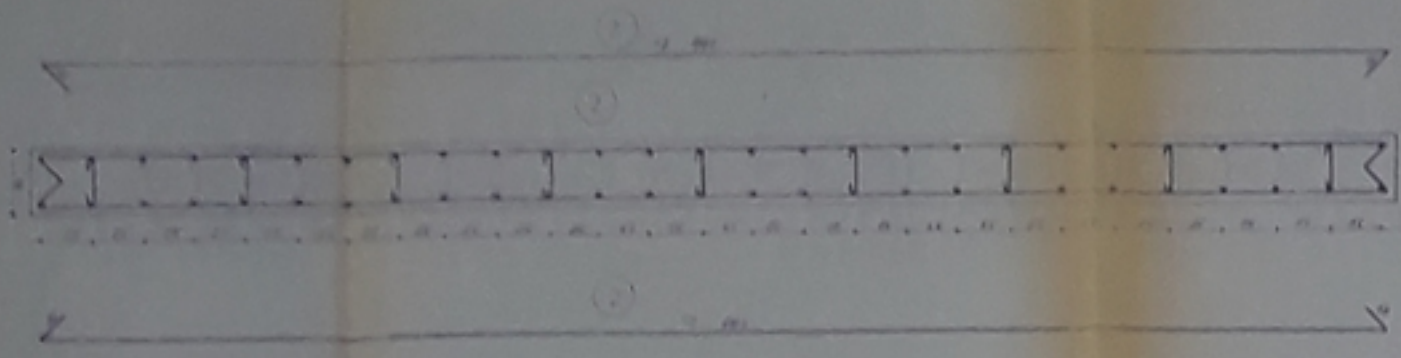
COUPE A-A



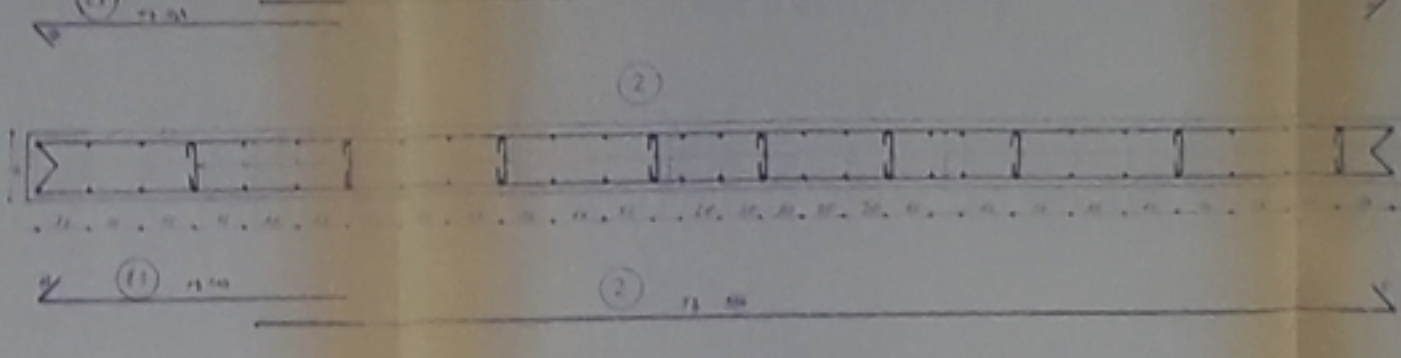
COUPE C-C



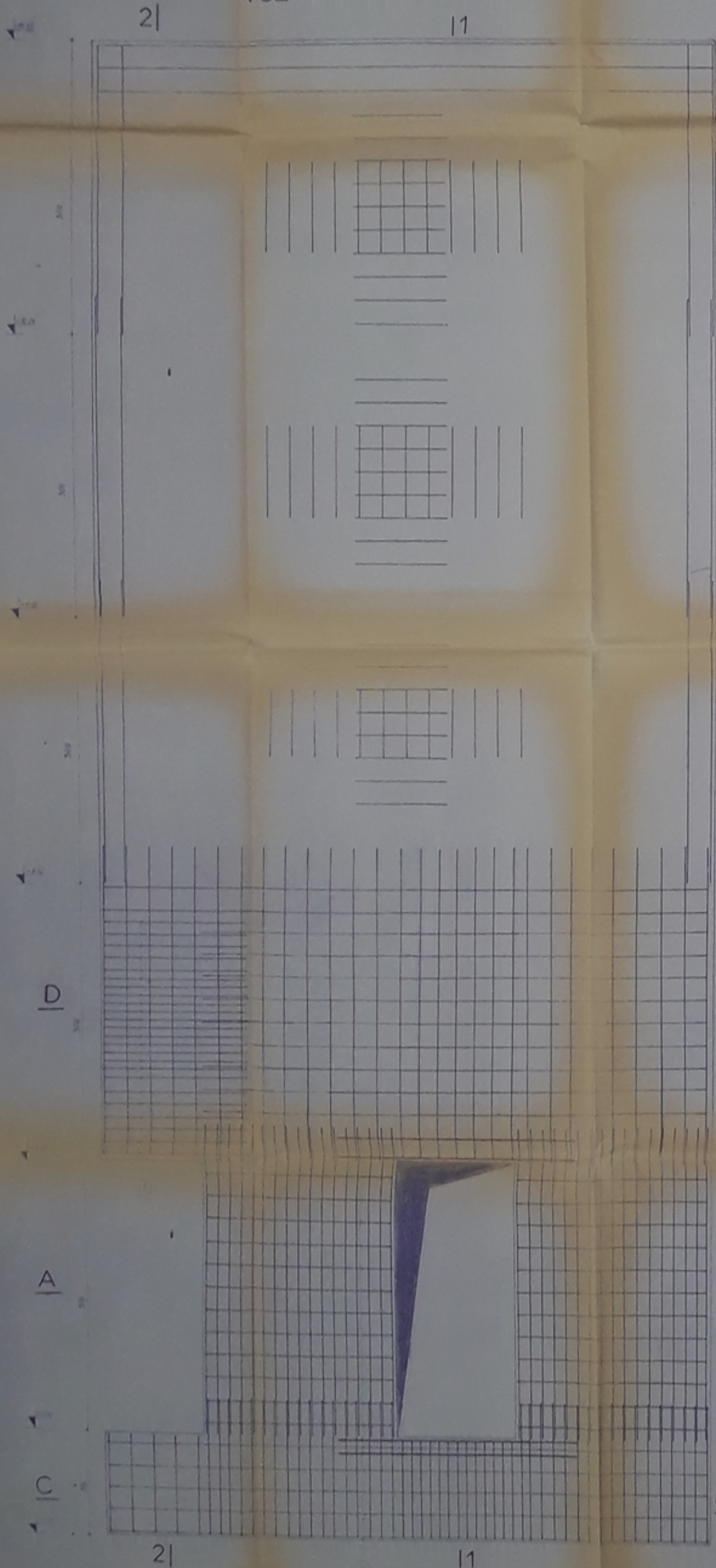
COUPE B-B



COUPE D-D

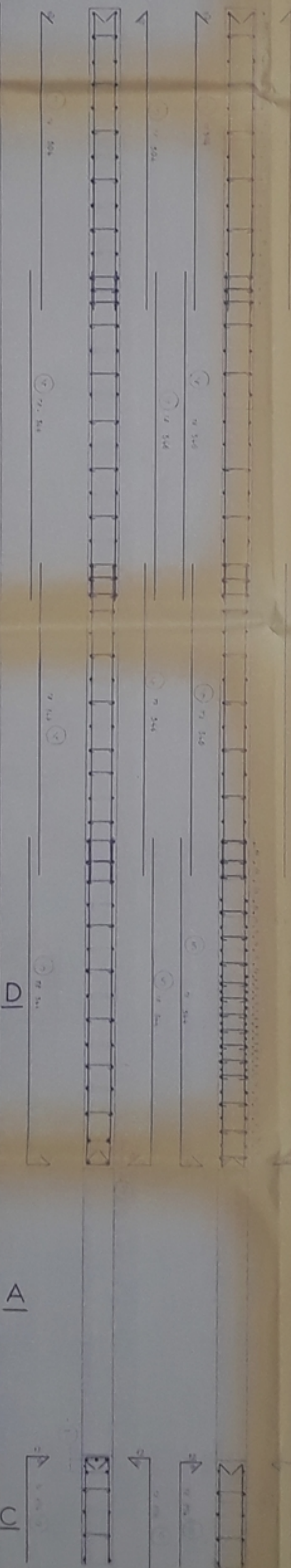


VUE EN ELEVATION



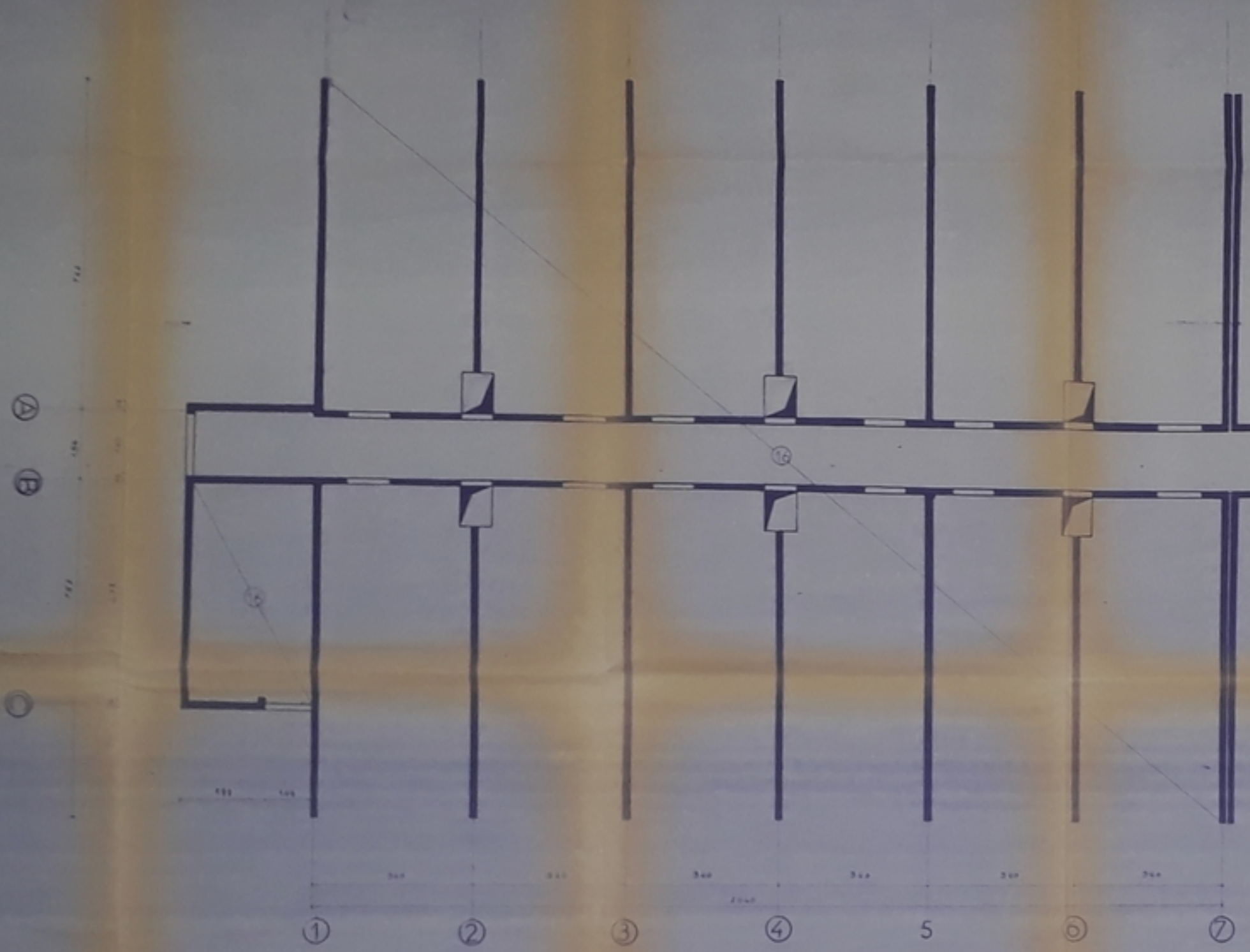
coupe 1-1

coupe 2-2

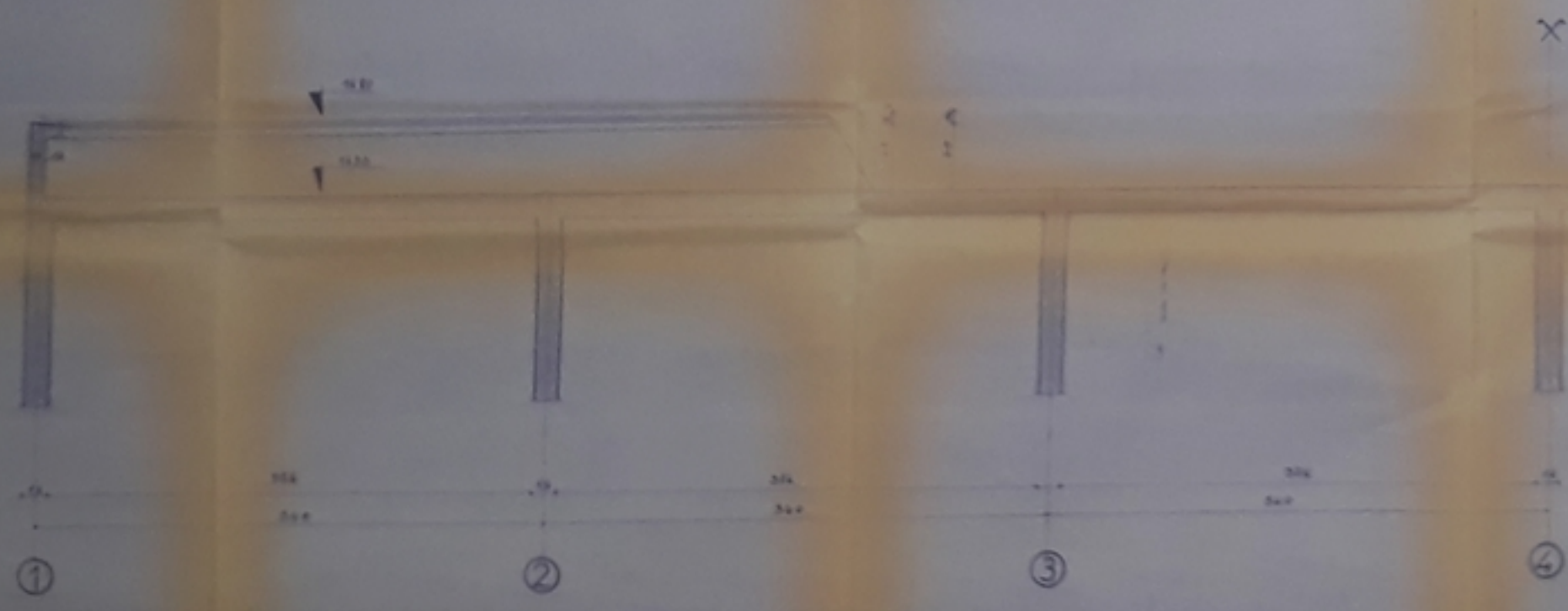


PB 012 S1  
-05-

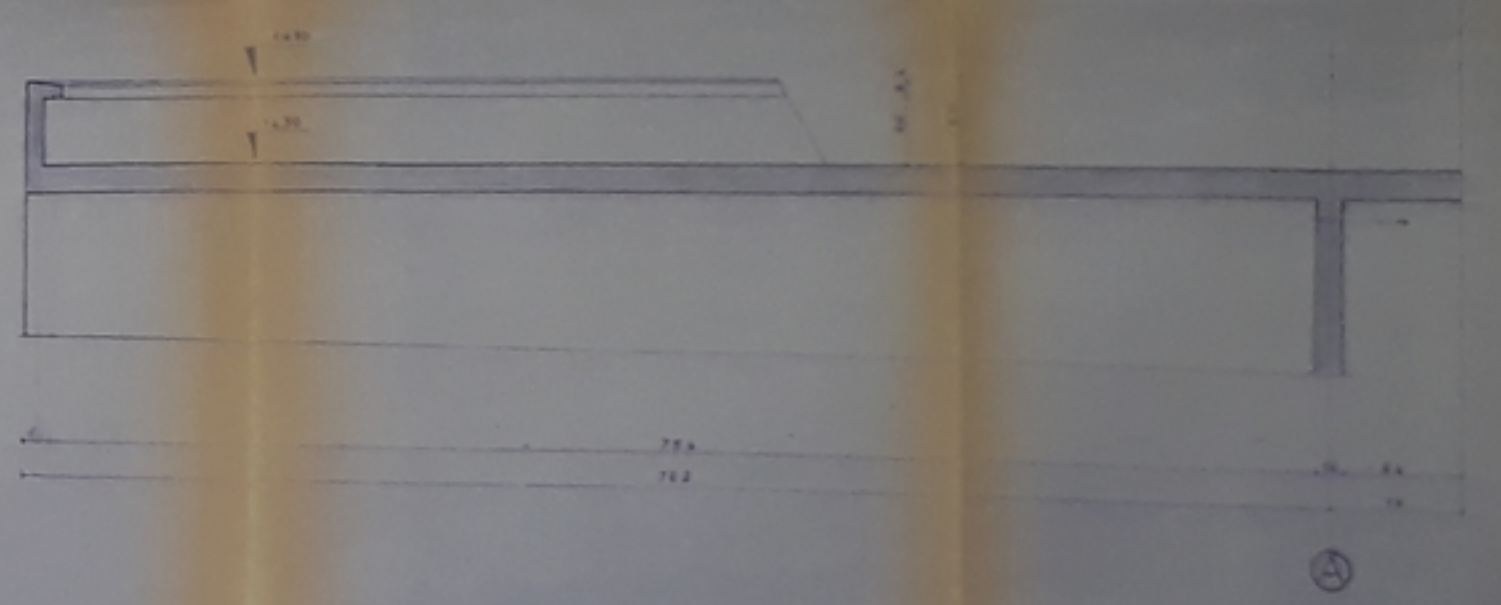
Université des Sciences et de Technologie D'Alger		
Ecole Nationale Polytechnique		
Département Génie Civil		
Promotion Juin 1981		
HOTEL TEBESSA 300 LITS		
Projet de fin d'études		
DESIGNATION	PROFESSEUR	ÉTUDIANT
COFFRAGE PERFORÉ	ETUDE PAR	SOMMEIL
VOUE 11	DATE PAR	MISTEFA
ÉCHELLE 1/20	PLAN N° 5	



COUPE-LONGITUDINALE



COUPE-TRANSVERSALE



FB 012 81  
-20-

Université des Sciences et de Technologie		
Algèr		
École Nationale Polytechnique		
Département Génie Civil		
Promotion Juin 1991		
HOTEL TEBESSA 300 LITS		
Projet de fin d'études		
Assesseur	Président	Examinateur
Assesseur	Président	Examinateur
Assesseur	Président	Examinateur

COUPE 1-1

C.U.E 3-3

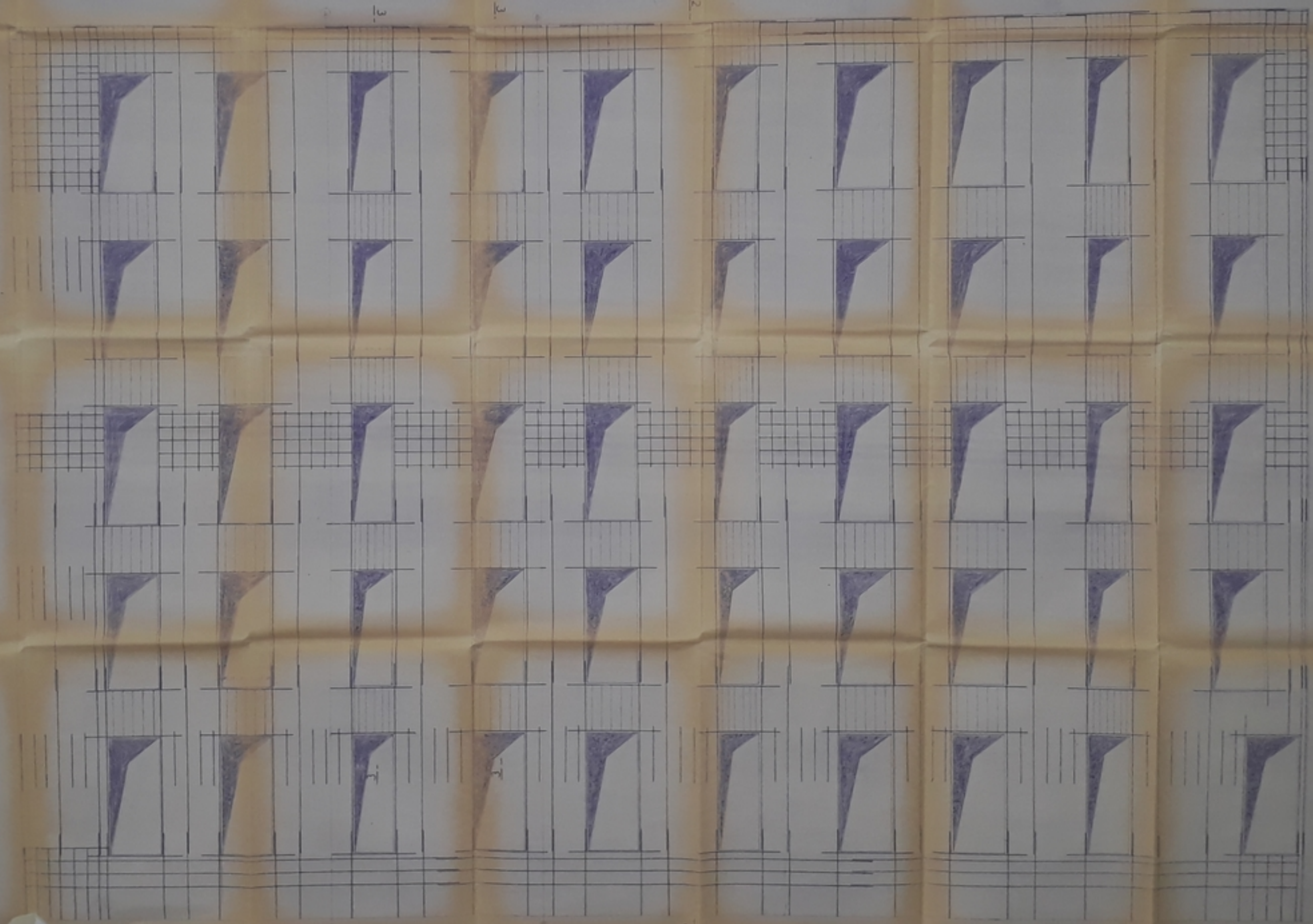
DETAIL A

DETAIL B

DETAIL A

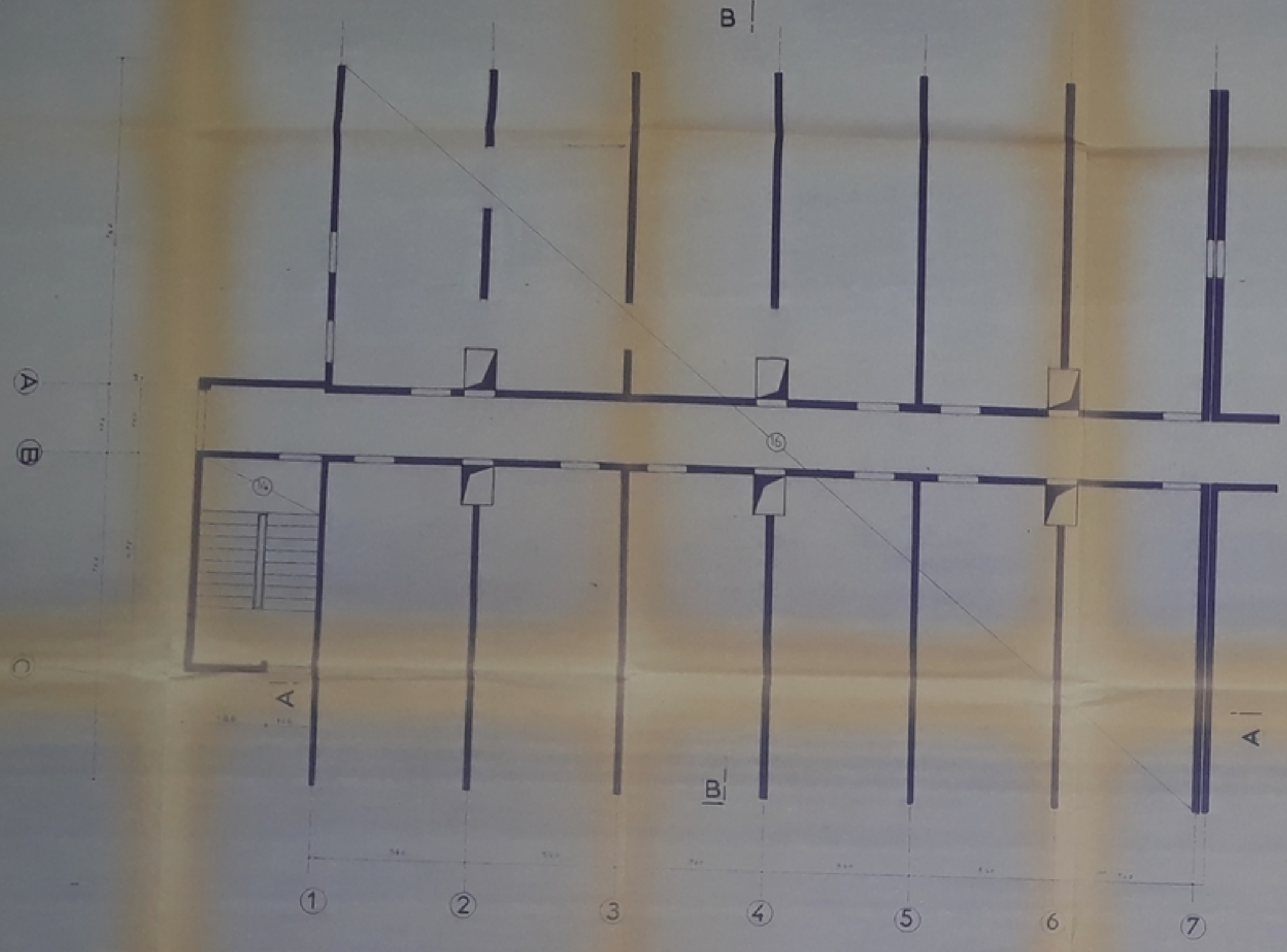
DETAIL B

C.U.E 2-2

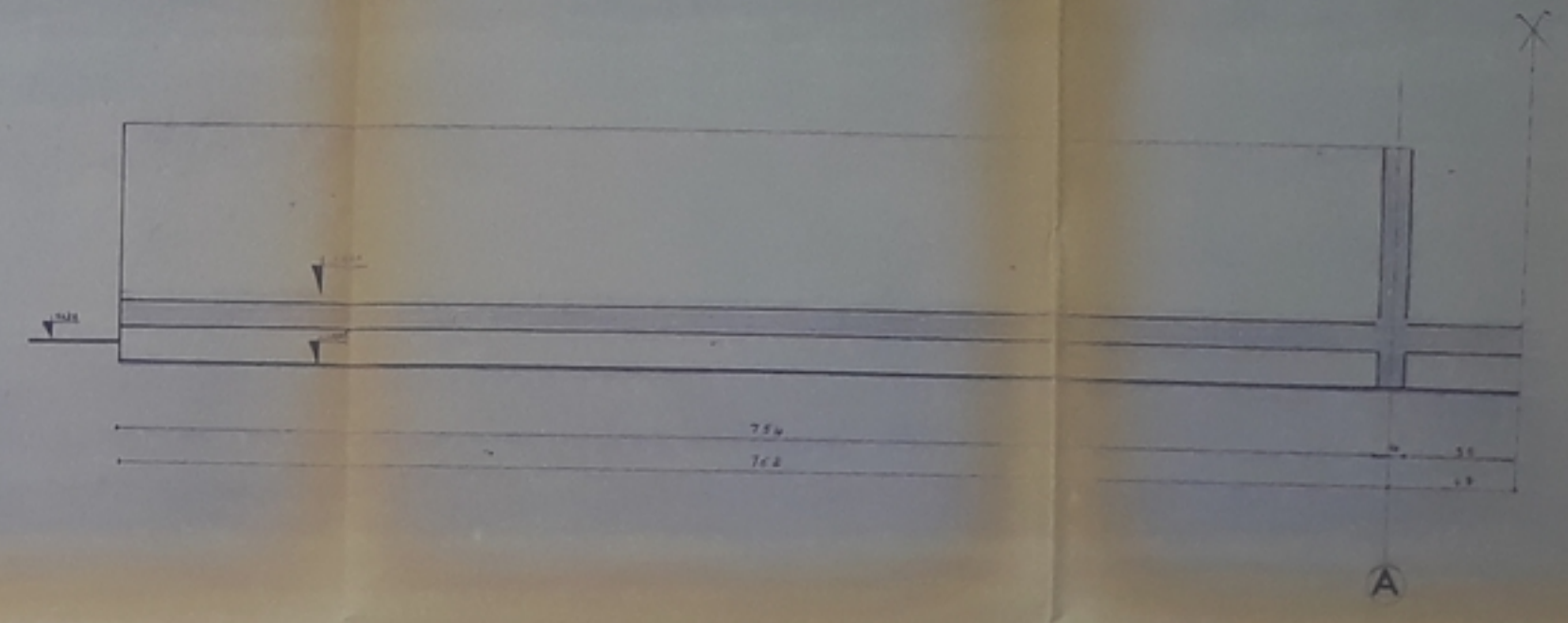


PG 001 84  
-07-

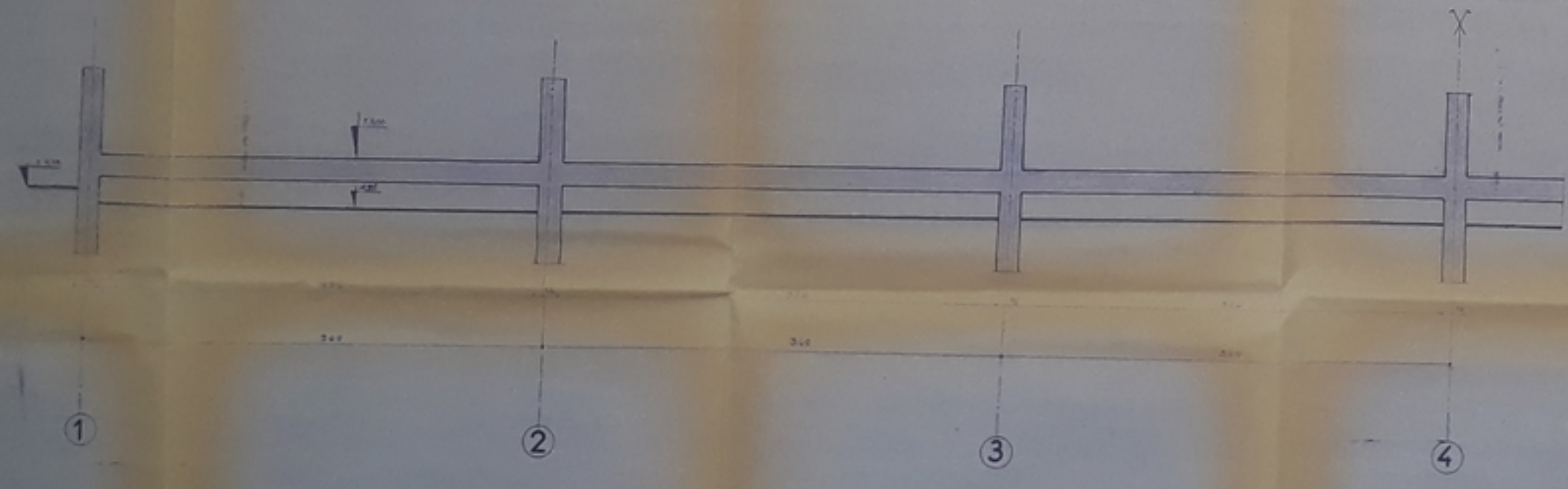
Université des Sciences et de Technologie	
Daguer	
Lyon - Institut Polytechnique	
Departement	Genie Civil
Projet	Jun. 2007
M. TEL. TERESSA J. LITS	
Projet de fin d'études	
Matricule	1001
Signature	10/06/07
Signature	10/06/07
Signature	10/06/07



COUPE BB



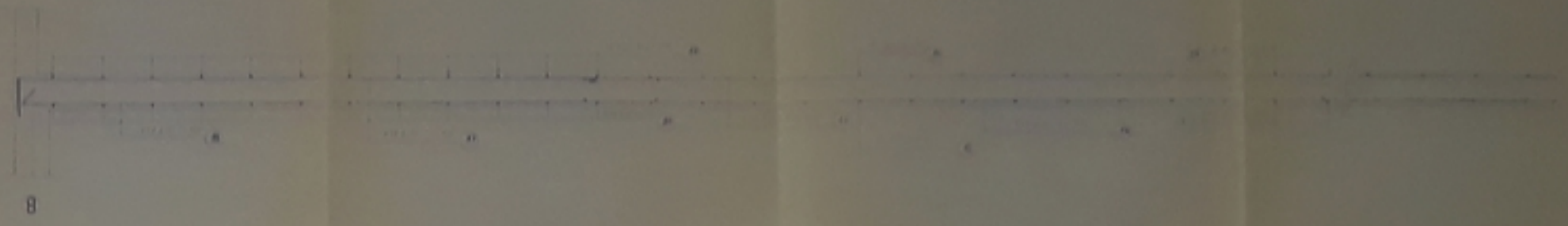
COUPE AA



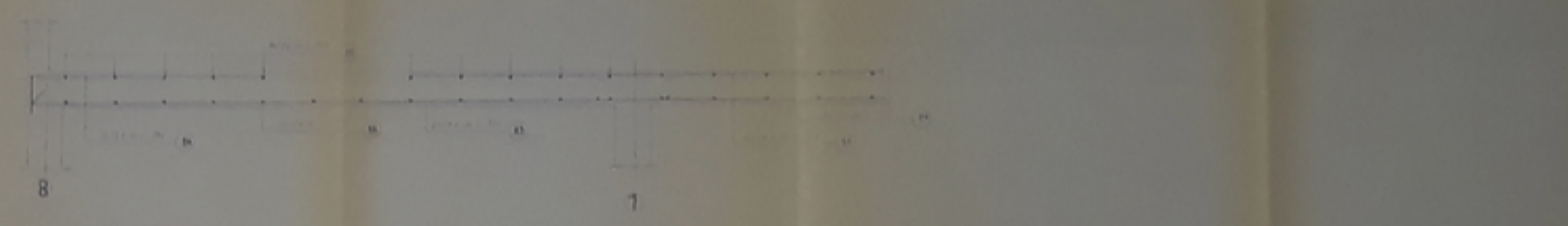
FB 01281  
- 8 -

Université des Sciences et de Technologie	
Dzayer	
Ecole Nationale Polytechnique	
Département Génie Civil	
Promotion Juin 1981	
HOTEL TEBESSA 300 LITS	
Projet de fin d'études	
Direction	Pages
COUPE	20-10-18
VOT. SANITAIRES	MONTAGE
	20-10-18

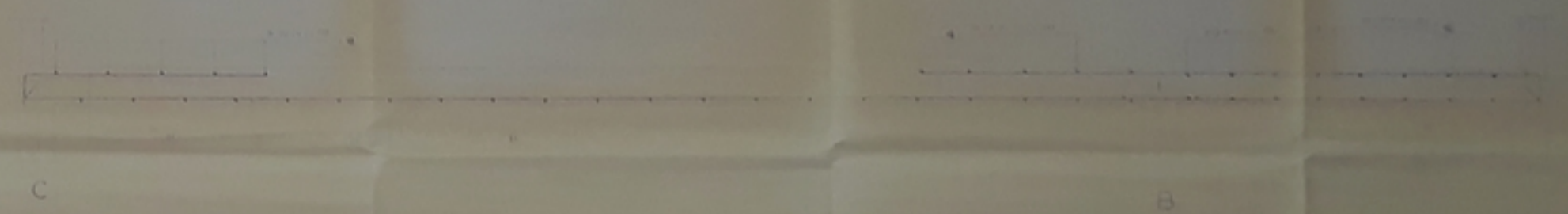
COUPE E-E



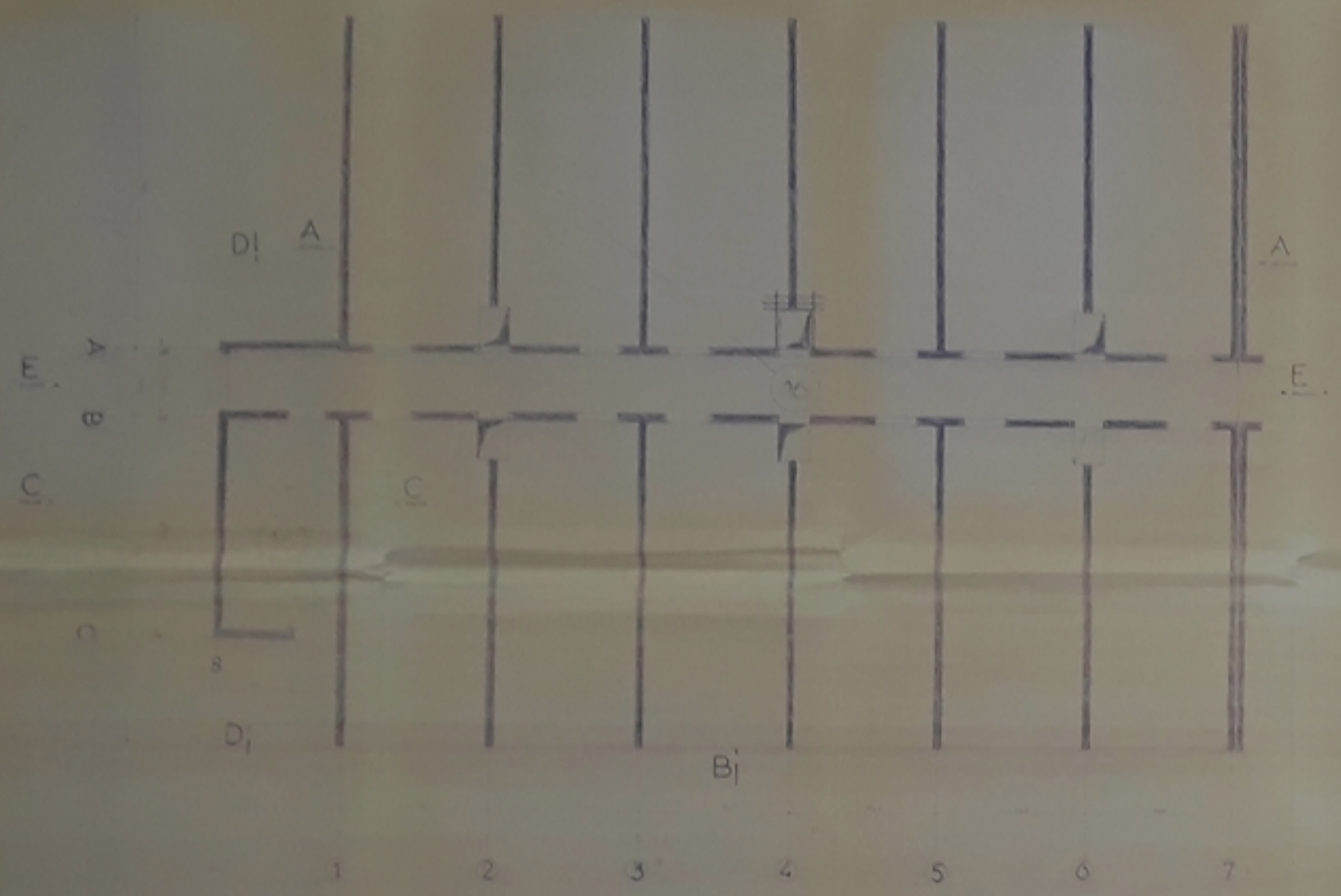
COUPE C-C



COUPE D-D



B|



COUPE A-A

COUPE B-B



FB0484  
- 3 -

Lycée des Sciences et de Technologie	
Algérie	
Ecole Nationale Polytechnique	
Département Génie Civil	
Promotion Juin 1981	
H. TEL TEBESSA 3 - LTS	
Projet de fin d'études	
NOM PRÉNOM	
HERALDIE	
HERALDIE	



