

30/81

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
HOUARI BOUMEDIENE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
D'EL DJAZAIR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

105c

PROJET DE FIN D'ETUDES  
BATIMENT ADMINISTRATIF

PROPOSE PAR :

**SNERI**

DIRIGE PAR :

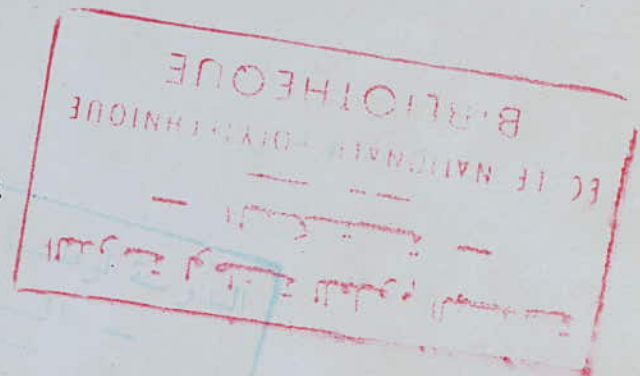
**A.ZERZOUR**

ETUDIE PAR :

**M.ROUHYEM**

**A.MAOUJJI**

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  
**BATIMENT ADMINISTRATIF**

PROPOSE PAR :

**SNERI**



DIRIGE PAR :

**A.ZERZOUR**



ETUDIE PAR :

**M.ROUHYEM  
A.MAOUJJI**



PROMOTION **JUIN 81**



## == Remerciements ==

nous tenons à remercier vivement notre promoteur

M<sup>E</sup> ZERZOUR  
pour ses conseils et son aide combien précieux.

nous exprimons notre gratitude:

- au directeur des études techniques de La snéri  
M<sup>E</sup> NASRI
- A M<sup>me</sup> et M<sup>E</sup> ILINSKI, M<sup>E</sup> DAUD  
M<sup>me</sup> MARKOVA, M<sup>me</sup> KOLAROVA.
- A tout le personnel du bureau d'études en particulier  
M<sup>E</sup> Aberkane omar, M<sup>E</sup> MASMOUNI, M<sup>E</sup> GAOU
- A M<sup>E</sup> BOUKHALFA MAOUDJI
- Nous remercions vivement M<sup>E</sup> TOUATI directeur  
à La sonagther.
- Nos vifs remerciements à tous les professeurs qui ont de  
près ou de loin participés à notre formation ;  
aux membres du jury qui nous font l'honneur de  
juger notre travail

A. MAOUDJI et M. ROUHYEM.

je dédie ce modeste travail à :

- mes parents
- mes frères et sœurs
- mes cousins
- mes amis.

Ammar Maoudji



## ~ DÉDICACES ~

Je dédie ce modeste travail

A mon père  
A ma mère  
pour leurs sacrifices consentis à mon égard

A mes Frères : M'hamed, Djelloul, Abdelkader, DILMI  
A toutes mes sœurs : en leur souhaitant tout le bonheur possible

A M'hamed Rouhyem et à sa famille  
A tous ceux qui me sont chers

A la mémoire de mon ami et frère Ahmed chami  
décédé le 20/09/1980 à l'âge de 24 ans.

A la mémoire de toutes les victimes du séisme  
d'el-ASNAM (Chélif) survenu le 10/10/1980

== Moussa - Rouhyem ==

# TABLE DES MATIERES

	Page
Introduction	1
Presentation de l'ouvrage	1
Caracteristiques des materiaux utilises	
Charges et surcharges	10
CALCUL DES ELEMENTS	11
Acrotère	11
Calcul des poutrelles	14
poutrelles terrasses BLOC A	14
poutrelles Niveau courant Bloc A	23
poutrelles terrasses BLOC B	27
poutrelles Niveau courant Bloc B	30
Calcul du plancher sur vide sanitaire	30
Escaliers	43
ETUDE AU SEISME	47
Calcul sismique BLOC A et B	48
Forces sismiques	56
. horizontales	56
. Verticales	57
Etude sous charges Verticales	69
Methode de Caquot	69
Etude sous Forces Sismiques Horizontales	58
Methode de Bowman	59
SUPERPosition des sollicitations	75
Moments en travée	76
Moments et efforts tranchants dans les poutres	76
Moments et efforts normaux dans les poteaux	76
Ferraillage des poutres	77
poutres longitudinales BLOC A et B	"
poutres transversales BLOC A et B	"
Ferraillage des poteaux BLOC A et B	80
fondations	83
Semelles isolees BLOC A et B	83
Semelles Continues BLOC A et B	86
radier simple	94
Semelles sous joint de dilatation	
Longrines	100
Voile	96



# PRÉSENTATION

- 1 -

L'objet de la présente étude consiste au calcul de résistance d'un bâtiment administratif implanté à SOUMAÂ.

Le bâtiment est composé d'un rez de chaussée et de trois étages ainsi que d'un vide sanitaire. Le niveau rez de chaussée est surélevé de 0,65 m par rapport au sol et la hauteur de plancher à plancher est de 3 m.

La hauteur totale du bâtiment est de 13,04 m (Acrotère comprise).

On prévoit un joint de dilatation de 2 cm divisant le bâtiment en 2 blocs ; ceci nous évite de tenir compte des effets dus aux variations de température.

## Taux de travail du sol

Les essais mécaniques des sols ont donné une contrainte admissible de  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  à 2 m d'ancrage pour le sol où sera implanté le bâtiment.

## Béton Armé

Le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (CCBA 68) ; ainsi qu'à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

Composition du béton par  $\text{m}^3$ .

.800 l de gravier de diamètre variant entre 5 et 20 mm.

.350 à 400 l de sable de rivière, à l'exclusion de tout agrégat de carrière non terreux ne dépassant pas 5 mm.

.350 kg de ciment, CPA 325.



## Ossature.

L'ossature est constituée de poutres et poteaux formant un système de portiques. L'encastrement des poutres aux poteaux assure le contreventement du bâtiment.

Un mur de refend en béton armé entoure le bâtiment, son niveau supérieur est celui du plancher Rez de chaussée.

## Planchers

Les planchers seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (20+5) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées. Sauf celui sur vide sanitaire qui est un plancher à dalle pleine. Le plancher terrasse aura une isolation hydrofuge et thermique, ainsi qu'une forme de pente facilitant l'écoulement des eaux de pluie.

## ESCALIERS

Le bâtiment sera muni d'une seule cage d'escaliers; Les escaliers seront en béton armé avec pailleuse porteuse, ils seront construits par étage en même temps que l'ossature afin de limiter l'emploi des échelles.

## Maçonnerie

- murs extérieurs: à double cloisons d'épaisseur 25cm avec vide d'air de 5cm construits en briques creuses.
- Murs intérieurs: cloisons de séparation en briques creuses de 10cm

## Revêtements :

- Carrelage pour les chambres.
- Céramique pour les salles d'eau.



## Béton

Le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de Ciment CPA 325 avec contrôle atténué.  
Résistance nominale:

pour un béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de Ciment CPA 325, les règles C.C.B.A 68 fixent les résistances nominales suivantes:

résistance nominale de Compression  $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

résistance nominale de traction  $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

Contrainte de compression admissible ART 9.4 CCBA 68

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_n$$

Avec  $\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$

$\alpha$ : dépend de la classe de ciment utilisé : CPA 325  $\rightarrow \alpha = 1$

$\beta$ : dépend de la qualité de contrôle: contrôle atténué  $\rightarrow \beta = \frac{5}{6}$

$\gamma$ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats : On a  $h_m > 4 \text{ C.g}$   $\rightarrow \gamma = 1$

$\delta$ : dépend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,3$  pour la Compression simple

$\delta = 0,6$  pour la flexion simple

Cas de la flexion Composée:

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

• L'effort normal est une Compression  $\delta = \min \left[ 0,6, 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$

avec:

$e_0$ : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de Gravité du béton seul.

$e_1$ : distance de la Limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le Centre de pression.



$\varepsilon$  : dépend de la forme des sections ; ainsi que de la position de l'axe neutre

Cas de la compression simple  $\varepsilon = 1$

Cas autre que la compression simple :  $0,5 < \varepsilon < 1$

Contrainte admissible en compression simple :

Sous sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$

Sous sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars}$

Contrainte admissible en flexion simple

Sous sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars}$

Sous sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ bars}$

Contrainte de traction de Référence (CCBAG8 - Art 9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \cdot \bar{\sigma}'_n$$

$\rho_b$  est le produit de 4 facteurs sans dimension :  $\alpha, \beta, \gamma, \theta$

$\alpha, \beta, \gamma$  sont déjà définis

$\theta$  dépend de la résistance nominale du béton.

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

Sous sollicitation totale pondérée du 1<sup>er</sup> genre

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left( 0,018 + \frac{2,1}{270} \right) \cdot 270 = 5,8 \text{ bars}$$

Sous sollicitation totale pondérée du 2<sup>ème</sup> genre

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,8 = 8,7 \text{ bars}$$



Modules de déformation du béton

CCBA 68 - ART 9.6

Module de déformation longitudinale

dans le cas de charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures est défini à l'âge  $j$  jours, le module de déformation instantané

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j} \quad \sigma'_j \text{ exprimé en bars}$$

sous l'action de charges de longue durée d'application, est défini le module de déformation longitudinal  $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j}$

La résistance à la compression du béton augmente avec l'âge

On peut admettre que pour les grandes valeurs de  $j$ .

$$\sigma'_j = 1,20 \sigma'_{28} \text{ pour les bétons à base de ciment de la classe 325}$$

$$\sigma'_j = 1,10 \sigma'_{28} \text{ pour les bétons à base de ciment de classe supérieure}$$

Aciers

les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont les suivants

Aciers doux ou ronds Lisses

$\sigma_{en} = 2350$  bars Nuance FeE24

Contrainte admissible en traction et en compression

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

Aciers haute adhérence

Nuance FeE40

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

$$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars pour } \phi > 20 \text{ mm}$$

Contrainte admissible en traction et en compression

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

Treillis soudés

: c'est des grillages de fils tréfilés Lisses

$$\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 6 \text{ mm}$$



## Contrainte DE TRACTION IMPOSÉE PAR LA CONDITION DE NON-FISSURATION

La valeur à considérer pour  $\bar{\sigma}_u$  sera limitée à la plus grande des valeurs:

$$\sigma_1 = \kappa \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \kappa \bar{\sigma}_b}$$

$\sigma_1$  = contrainte de fissuration systématique

$\sigma_2$  = contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle ; due aux effets de VARIATION de température et aux effets du retrait

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  barres rondes lisses

$\eta = 1,6$  barres haute adhérence.

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

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} \quad \text{pourcentage de fissuration}$$

A = section totale des barres tendues

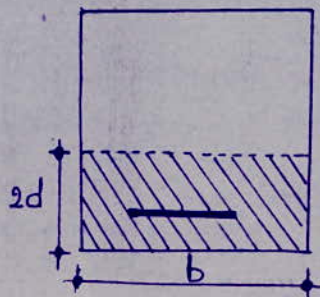
BF = 2bd section d'enrobage des barres tendues.

$\kappa$  = Coefficient ayant pour valeur

$\kappa = 1,5 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible

$\kappa = 1,0 \cdot 10^6$  fissuration préjudiciable

$\kappa = 0,5 \cdot 10^6$  fissuration très préjudiciable



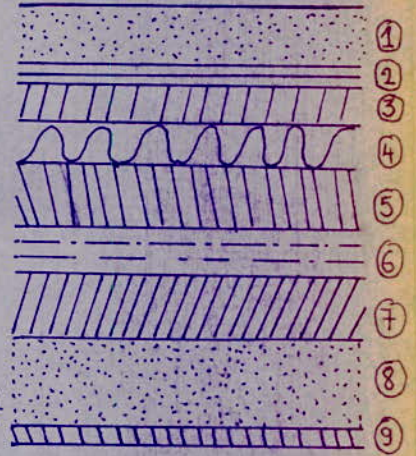


# CHARGES ET SURCHARGES

## Plancher terrasse

### a) - charges permanentes

- ① - gravillons (5cm) :  $1600 \times 0,05 = 80 \text{ kg/m}^2$   
(pour protéger le vieillissement des couches inférieures)
- ② - Isolation hydrofuge (1cm) .....  $6 \text{ kg/m}^2$
- ③ - chape de protection (1cm) .....  $20 \text{ kg/m}^2$
- ④ - Isolation thermique (3cm) .....  $12 \text{ kg/m}^2$
- ⑤ - barrière de vapeur (carton asphalté) .....  $2 \text{ kg/m}^2$
- ⑥ - diffusion de vapeur (carton perforé) .....  $4 \text{ kg/m}^2$
- ⑦ - béton de pente (1,5%) ; 7,5cm :  $2000 \times 0,075 = 150 \text{ kg/m}^2$
- ⑧ - hourdis + table (20+5) .....  $300 \text{ kg/m}^2$
- ⑨ - enduit plâtre (2cm) :  $1800 \text{ kg/m}^3$  .....  $36 \text{ kg/m}^2$



$$G_t = 610 \text{ KG/m}^2$$

### b) Surcharges

Dans ce projet, On a des terrasses non accessibles (accessibles seulement pour l'entretien)  $\Rightarrow P_t = 100 \text{ KG/m}^2$

On admet que les surcharges de neige n'agissent pas en même temps que les surcharges d'exploitation.

### Hypothèses de chargement

les charges et surcharges seront supposées uniformément réparties sur les poutrelles. les calculs se feront conformément aux règles C.C.B.A 68 au 1<sup>er</sup> genre

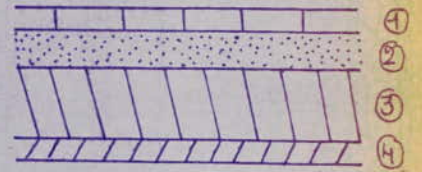
$$G + 1,2 P = 610 + 1,2 \times 100 = 730 \text{ KG/m}^2$$



Plancher courant.

a) charges permanentes.

- ① - Carrelage (2cm)  $22 \text{ kg/m}^2$  par cm. ....  $44 \text{ kg/m}^2$
- ② - mortier de pose  $20 \text{ kg/m}^2$
- ③ - hourdis + table (20+5)  $300 \text{ kg/m}^2$
- ④ - enduit plâtre (2cm),  $1800 \text{ kg/m}^2$  .....  $36 \text{ kg/m}^2$



Les cloisons sont supposés uniformément répartis...  $75 \text{ kg/m}^2$

$G_p = 475 \text{ kg/m}^2$ .

b) Surcharges.

L'ensemble des surcharges pour le bâtiment sera pris égal à  $250 \text{ kg/m}^2$

Hypothèse de chargement:

Mêmes hypothèses que le niveau terrasse.

$G + 1,2 P = 475 + 1,2 \times 250 = 775 \text{ kg/m}^2$

Plancher Rez de chaussée:

charges permanentes

Carrelage et recouvrement .....  $100 \text{ kg/m}^2$

Dalle en béton armé (15cm) .....  $375 \text{ kg/m}^2$

$G = 475 \text{ kg/m}^2$

Surcharges  $P = 250 \text{ kg/m}^2$

$G + 1,2 P = 475 + 1,2 \cdot 250 = 775 \text{ kg/m}^2$ .

Surcharges des escaliers :  $S_{es} = 400 \text{ KG/m}^2$



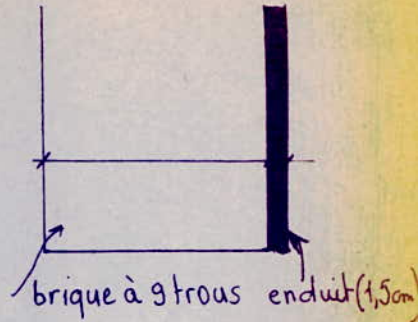
## Remplissage

Murs intérieurs: cloisons brique de 9 trous

- Mur :  $1400 \times 0,1 \times (3 - 0,06 - 0,45) = 348,60 \text{ kg/ml}$

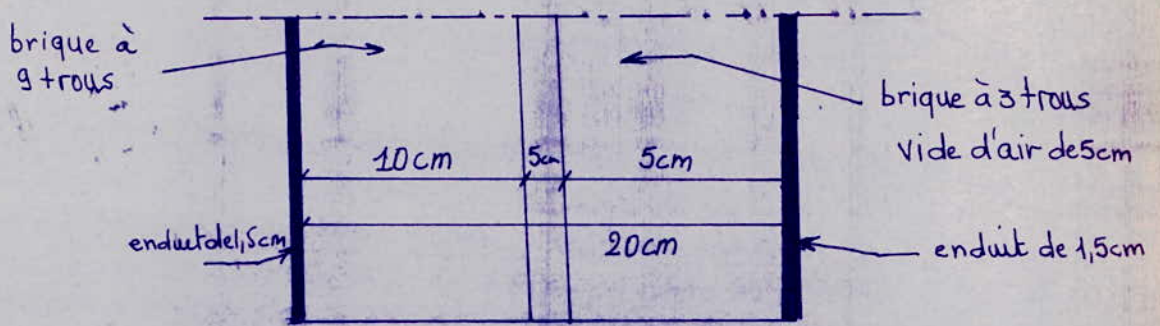
- enduit :  $20 \times 1,5 \times 2 \times 2,49 = 149,40 \text{ kg/ml}$

$G = 498 \text{ kg/ml}$



## Murs extérieurs

bricks creuses : ( $1400 \text{ kg/m}^3$ ) et présentant une double paroi avec un vide d'air de 5cm; de chaque côté du mur, nous aurons un enduit au mortier de ciment de 1,5cm à  $20 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$  d'enduit



- MUR :  $1400 \times (3 - 0,03 - 0,25) \times 0,15 = 571,20 \text{ kg/ml}$

- enduit :  $20 \times 2 \times 1,5 \times 1,5 = 163,20 \text{ kg/ml}$

$G = 734,4 \text{ kg/ml}$

## Acrotères

Épaisseur : 10cm

hauteur : 40cm

largeur : 100cm

$P = 0,1 \times 0,4 \times 2500 = 100 \text{ kg/ml}$

On considère une force horizontale de  $100 \text{ kg/ml}$



## Prédimensionnement a) Bloc A

- poutres: la portée maximale des poutres est de:  
Sens longitudinal:

poutres principales:  $5.50 - 0.25 = 5.25$  m (portée de la poutre)  
La hauteur des poutres doit être tel que:

$$- \frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 0,35 \leq ht \leq 0,525$$

On prend  $ht = 50$  cm

$$- 0,3 ht \leq b \leq 0,7 ht \Rightarrow 15 \leq b \leq 35$$

On prend  $b = 25$  cm.

Sens transversal:  $b = 25$ ,  $ht = 45$  cm

On prendra Comme Section des poutres:

- dans le sens longitudinal  $b = 25$ ,  $ht = 50$  cm

- dans le sens transversal  $b = 25$ ;  $ht = 45$  cm

## b) Bloc B:

On prendra Comme Section des poutres:

- dans le sens longitudinal  $b = 20$ ,  $ht = 35$  cm

- dans le sens transversal  $b = 20$ ;  $ht = 35$  cm

## Poteaux:

les poteaux auront une section de  $(25 \times 40)$  dans les 2 blocs.



## CALCUL DE L'ACROTERE

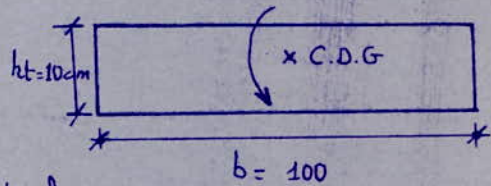
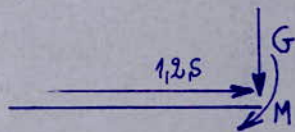
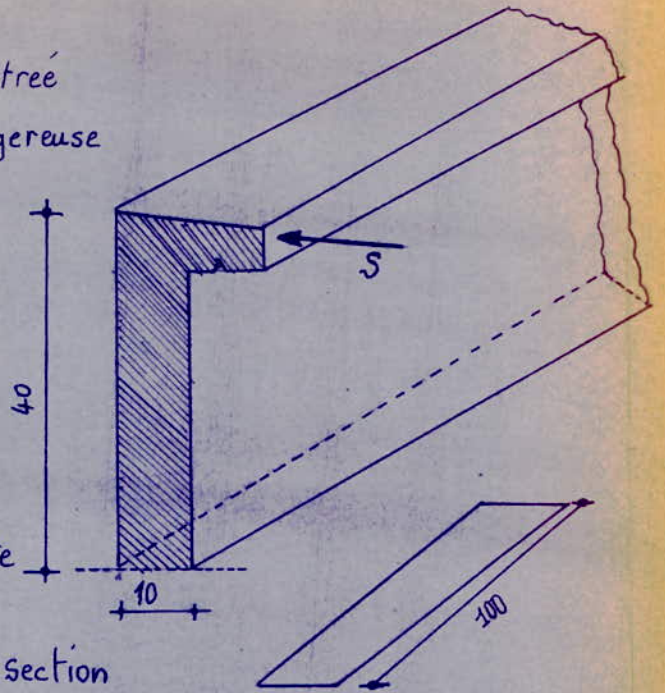
L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse ; La section dangereuse etant la section d'encastrement.

### Calcul des efforts:

$$G = 0,4 \times 0,1 \times 2500 \times 1 = 100 \text{ kg/ml}$$

$S = 100 \text{ kg/ml}$  : c'est la surcharge due à la main courante appliquée horizontalement

Le calcul sera fait pour une section rectangulaire  $100 \times 10 \text{ cm}$  à l'encastrement, soumise à la flexion composée



L'effort normal  $N = G = 100 \text{ kg/ml}$

le moment de flexion  $M = 1,25 \times ht = 1,25 \times 100 \times 0,4 = 48 \text{ kg.m/ml}$ .

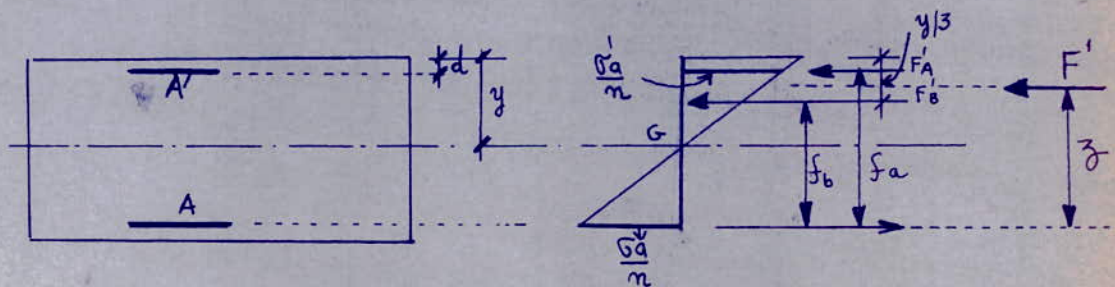
### Détermination des armatures

L'excentricité 
$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{48}{100} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

$$e_0 = 48 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \rightarrow$$

la section est partiellement comprimée.

le calcul sera fait donc en flexion composée par la méthode charon.





Calcul du moment par rapport aux aciers tendus.

$M_A = N \cdot y_A$  ;  $y_A =$  distance entre les aciers tendus et le centre de pression.

$$y_A = e_0 + \left( \frac{h}{2} - d \right) = 48 + \left( \frac{10}{2} - 2 \right) = 51 \text{ cm}$$

$$M_A = 100 \times 51 = 5100 \text{ kgcm/ml}$$

Calcul du moment résistant du béton  $M_{rb}$

$$M_{rb} = b \cdot \frac{\bar{\sigma}_b'}{2} \cdot y \cdot \left( h - \frac{y}{3} \right) \text{ avec } y = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \cdot h ; n = 15$$

$$\bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 ; \quad h = 10 - 2 = 8 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 100 \times 8^2 \times 137,7 \times 0,42 \left( 1 - \frac{0,42}{3} \right) = 159\,159,17 \text{ kg.cm/ml}$$

$M_{rb} \gg M_A \Rightarrow$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Détermination des armatures tendues.

On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment  $M_A$

(par rapport aux aciers tendus) ; puis on déduit la section en flexion composée.

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 5100}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0427 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 152 \\ \varepsilon = 0,9701 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{5100}{2800 \cdot 0,9701 \cdot 8} = 0,23 \text{ cm}^2$$

En flexion composée :  $A'_1 = A' = 0$  ;  $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,23 - \frac{100}{2800} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérifications

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

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \times 8 \times \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$$

il faut que  $A$  soit supérieure ou égale à la section minimale imposée par la condition ci dessus ( $0,78 \text{ cm}^2$ ) :

On adoptera 4 T6 par mètre linéaire ( $A = 1,13 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement constant de 25 cm.



Vérification à la fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{4 \times 100} = 2,825 \cdot 10^{-3}$$

$\kappa = 10^6$  fissuration préjudiciable

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

$\varnothing = 6 \text{ mm}$

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

$$\bar{\sigma}_1 = \kappa \cdot \frac{\eta}{\varnothing} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} = 726 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\kappa \cdot \frac{\eta}{\varnothing} \cdot \bar{\sigma}_b} = 3010 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3010 \text{ bars} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'y a pas risque de fissuration

Vérification à l'effort tranchant

$$A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{5100}{\frac{7}{8} \cdot 8} < 0$$

donc les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction

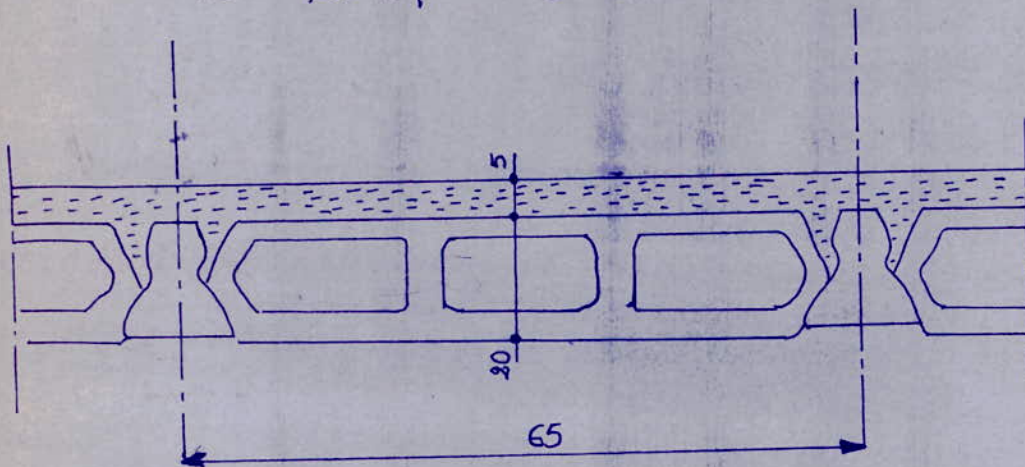


# CALCUL DU PLANCHER

## Calcul des poutrelles

Les poutrelles à utiliser seront celles préfabriquées à la S.N.M.C. Elles sont à dimensions standardisées et répondent aux normes de sécurité exigées par la construction.

Pour résoudre le problème des éventuels retards dans l'approvisionnement du chantier en poutrelles ; nous calculerons celles-ci pour pouvoir les fabriquer au chantier.



## Poutrelle terrasse

## "BLOC A"

le calcul des poutrelles se fera selon 2 hypothèses

1<sup>er</sup> hypothèse : avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supportera son poids propre, le hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose l'hourdis.

remarque : les poutrelles sont disposées suivant le sens transversal qui est le sens de la plus petite dimension et ce pour réduire la flèche.



les charges supportées par la poutrelle

poids propre de la poutrelle .....  $0,12 \times 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/ml}$   
 poids du hourdis .....  $0,65 \times 110 = 71,5 \text{ kg/ml}$   
 Surcharge .....  $1,2 \times 100 \times 0,65 = 78 \text{ kg/ml}$   
 $q = 12 + 71,5 + 78 = 161,50 \text{ kg/ml}$

détermination des efforts

Moment en travée

$M = q \frac{l^2}{8}$ ,  $l$ : longueur entre axes des appuis de la plus grande travée

$l = 5,10 \text{ m}$ ,  $M = \frac{161,5 \times 5,1^2}{8} = 525,08 \text{ kg.m}$

L'effort tranchant max:  $T = \frac{ql}{2} = \frac{161,5 \cdot 5,1}{2} = 411,83 \text{ kg}$

Détermination des armatures

la poutrelle sera sollicitée en flexion simple:

$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 525,08}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 5,8603 \longrightarrow K = 0,8$

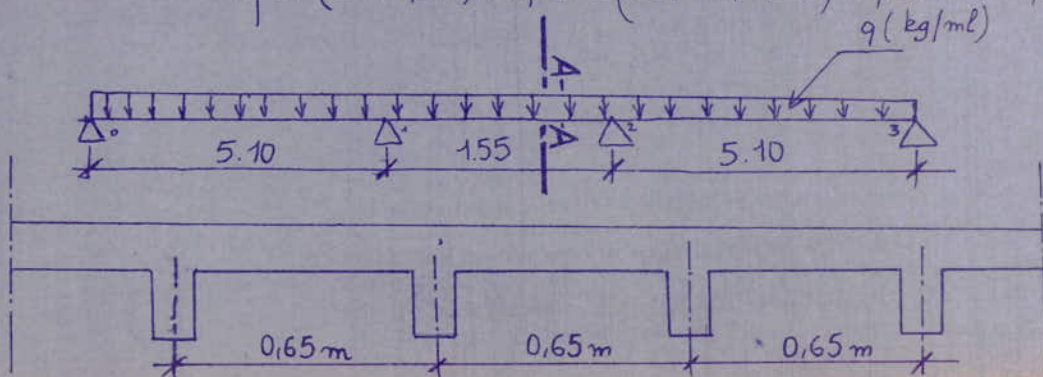
$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = \frac{2800}{137} = 20,43 > K = 0,8$

$\bar{K} > K$ : les armatures comprimées sont donc nécessaires

Il sera nécessaire de placer un échafaudage pour supporter les surcharges de la poutrelle, parce que la section de la poutrelle est trop petite pour qu'on y dispose des armatures comprimées.

2<sup>e</sup> hypothèse: en considérant la poutrelle après le coulage de la table de Compression et son durcissement. la poutrelle sera considérée continue. les poutrelles supportent:

- poids propre du plancher terrasse  $G = 610 \text{ kg/m}^2$
  - Surcharge  $p = 100 \text{ kg/m}^2$
- $q = (G + 1,2P) \cdot 0,65 = (610 + 1,2 \cdot 100) \cdot 0,65 = 474,50 \text{ kg/ml}$





Détermination de la largeur de la table de Compression. (ART 23.31. B.A 68)

- $b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l}{2}$  ;  $l$  : distance entre deux faces voisines de 2 nervures consécutives ici  $l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ .

$$b_1 \leq \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

Art 23.32 BA68

- $b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{2}{3} \alpha$  ;  $\alpha$  : distance de la section considérée au point de moment nul le plus proche (condition assurée)

• ART 25.32

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{L}{10} = \frac{485}{10} = 48,5 \text{ cm} ; L : \text{portée libre de la poutre (entre nus des appuis), } L = 510 - 25 = 485 \text{ cm}$$

• Art 23.34. B.A 68

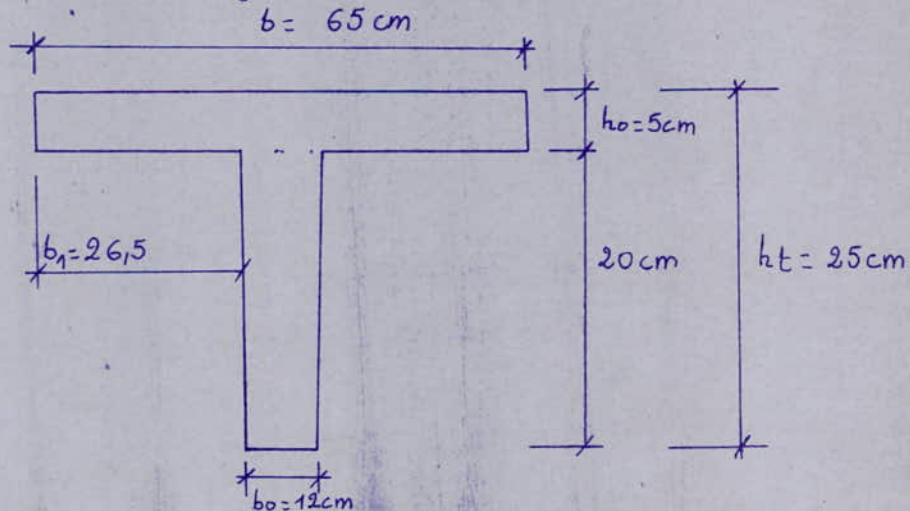
$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq (6 \text{ à } 8) h_0 ; h_0 : \text{hauteur de la table de Compression}$$

ici  $h_0 = 5 \text{ cm}$

On prend  $b_1 \leq 6 h_0 = 6 \times 5 = 30 \text{ cm}$

La largeur  $b_1$  doit être limitée à la plus faible de ces 4 valeurs la 1<sup>er</sup> condition est plus restrictive ; On prend :

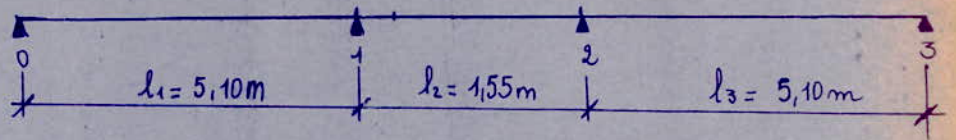
$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$





Détermination des efforts:

On détermine les moments fléchissants aux différents appuis à l'aide de la formule des 3 moments:



$M_0 = M_3 = 0$ ; les inconnus sont  $M_1$  et  $M_2$ , On appliquera la formule des 3 moments. deux fois.

• entre (0-2):  $M_0 l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -q \frac{l_1^3}{4} - q \frac{l_2^3}{4}$

• entre (1-3):  $M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -q \frac{l_2^3}{4} - q \frac{l_3^3}{4}$

La résolution de ce système, donne :  $M_1 = -1089,42 \text{ kg.m}$

$M_2 = -1089,42 \text{ kg.m}$

Les moments en travée seront déterminés en utilisant la relation pour la travée (i-j):

$$M_t = \mu + M_i \frac{l-x}{l} + M_j \frac{x}{l}$$

$M_t$ : le moment fléchissant à l'abscisse  $x$  de la travée hyperstatique.

$\mu$ : le moment à l'abscisse  $x$  de la travée isostatique de référence:

$$\mu = -q \frac{x^2}{2} + q \frac{l}{2} x$$

1<sup>ere</sup> travée : (0-1)

$$M_{t1} = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_0 + \frac{M_1 - M_0}{l} x = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + \frac{M_1}{l} x$$

$$T = \frac{dM_{t1}}{dx} = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M_1}{l}; \quad l_1 \text{ le moment est max pour } T=0 \rightarrow$$

$$x_1 = \left( q \frac{l}{2} + \frac{M_1}{l} \right) \frac{l}{q} = \frac{l}{2} + \frac{M_1}{ql}$$

$$M_{\max} = q \frac{l}{2} x_1 - q \frac{x_1^2}{2} + \frac{M_1}{l} x_1 = 1046,09 \text{ kg.m}$$

$$T_0 = q \frac{l}{2} + \frac{M_1}{l} = 996,36 \text{ kg}$$

$$T_{1g} = -q \frac{l}{2} + \frac{M_1}{l} = -1423,59 \text{ kg}$$

En procédant d'une manière analogue pour les autres travées, on obtient les résultats suivants:



2<sup>eme</sup> travée (1-2) :

$$M_{max} = -946,93 \text{ kg.m} \quad \text{pour } x = 0,78 \text{ m}$$

$$T_{1d} = = 367,74 \text{ kg.}$$

$$T_{2g} = -367,74 \text{ kg.}$$

3<sup>eme</sup> travée (2-3)

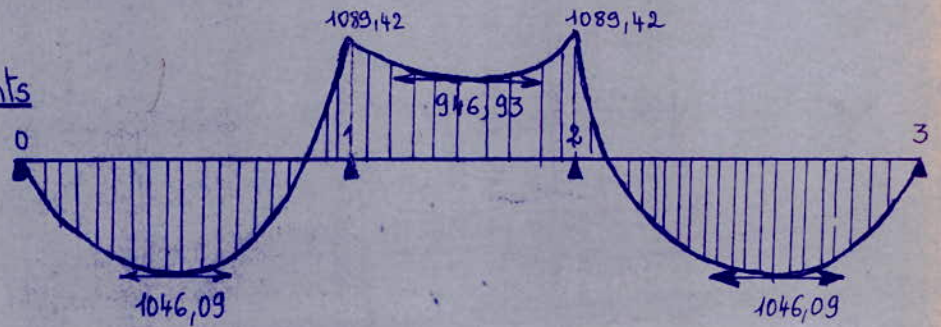
$$M_{max} = 1046,09 \text{ kg.m} \quad \text{pour } x = 3 \text{ m}$$

$$T_{2d} = -T_{1g} = 1423,59 \text{ kg}$$

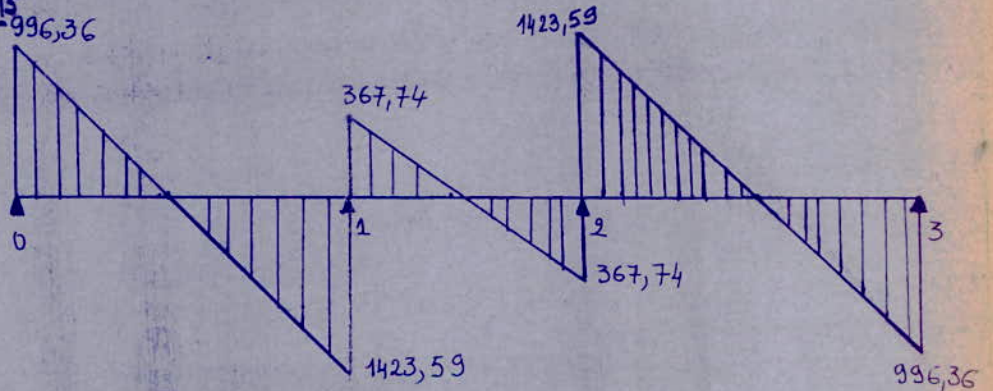
$$T_{3g} = -T_0 = -996,36 \text{ kg}$$

Diagrammes

moments fléchissants



EFForts tranchants



Calcul des armatures longitudinales

nous aurons à calculer les sections dont les moments sont maximaux

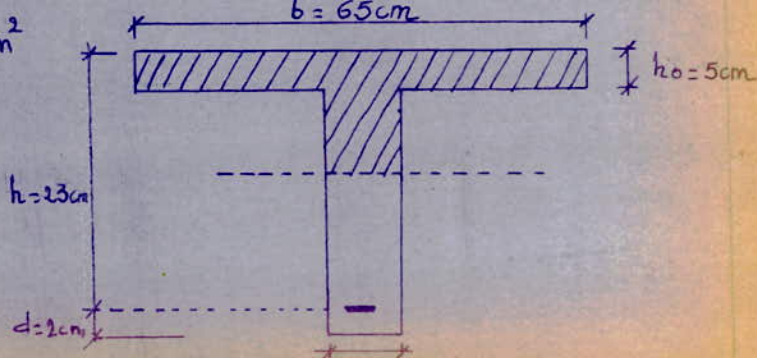
Moment maximal en travée  $M_t = 1046,09 \text{ kg.m.}$

Moment maximal en appui  $M_a = 1089,42 \text{ kg.m.}$

Section en travée :

$$l = 5,10 \text{ m} , \quad h = 23 \text{ cm} , \quad b = 65 \text{ cm} , \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

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





$$\mu = \frac{mM}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 1046,09 \cdot 10^2}{2800 \times 65 \times 23^2} = 0,0163 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} K = 73,5 \\ \varepsilon = 0,9435 \\ \alpha = 0,1695 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 0,1695 \cdot 23 = 3,9 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm.}$$

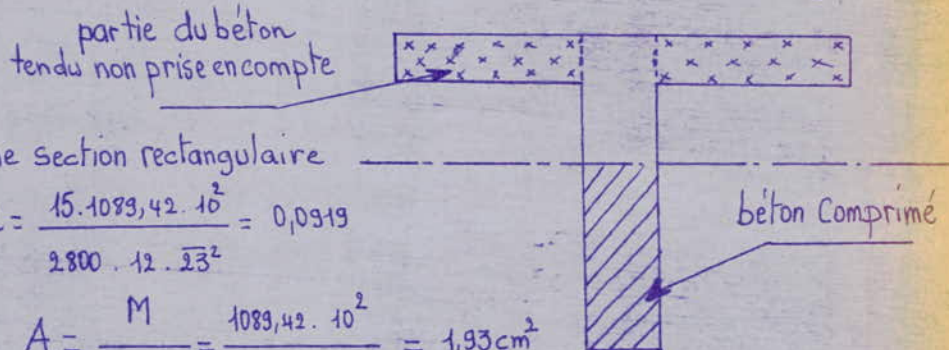
L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire.  $b \times h$ .

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = \frac{2800}{137} = 20,43 < K = 73,5, \Rightarrow \text{les armatures comprimées sont inutiles}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1046,09 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9435 \cdot 23} = 1,72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

### Section en appui

On considère la section soumise au plus grand moment ;  $M = 1089,42 \text{ kg.m}$



le calcul sera fait pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (12 \times 23), \quad \mu = \frac{15 \cdot 1089,42 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 23^2} = 0,0919$$

$$\rightarrow \begin{cases} K = 26,1 \\ \alpha = 0,365 \\ \varepsilon = 0,8783 \end{cases}; \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1089,42 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8783 \cdot 23} = 1,93 \text{ cm}^2$$

On prendra **1T16** =  $2,01 \text{ cm}^2$ ,  $\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = \frac{2800}{137} = 20,43 < 26,1$  pas d'armatures comprimées. Cette barre sera laissée filante pour servir à la fois d'armature de construction et de chapeau au niveau des appuis.

### Vérification des contraintes

• En travée :  $A = 2,26 \text{ cm}^2, b = 65 \text{ cm}, h = 23 \text{ cm}, M = 1046,09 \text{ kg.m}$

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,26}{65 \cdot 23} = 0,151 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} K = 63,5 \\ \varepsilon = 0,9363 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1046,09 \cdot 10^2}{2,26 \cdot 0,9363 \cdot 23} = 2149,40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2149,40}{63,5} = 33,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Sur appui :  $A = 2,01 \text{ cm}^2, M = 1089,42 \text{ kg.m}, b = 12 \text{ cm}, h = 23 \text{ cm}$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot 2,01}{12 \cdot 23} = 0,728 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} K = 25,5 \\ \varepsilon = 0,8765 \\ \alpha = 0,3704 \end{cases} \rightarrow$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{1089,42 \cdot 10^2}{2,26 \cdot 0,8765 \cdot 23} = 2391,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2391,15}{25,5} = 93,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$



Condition de non-Fragilité (Art 52 C.C.B.A 68)

En travée:  $\frac{A}{b_0 h} \geq \gamma_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2$   
 $\gamma_4 = 0,54$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $h = 23 \text{ cm}$ ;  $h_t = 25 \text{ cm}$ ;  $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$$A \geq 0,54 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{2800} \left( \frac{25}{23} \right)^2 = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,37 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée:}$$

Caux appuis: Idem.

Vérification de La flèche Art 58.4 C.C.B.A 68

On peut se dispenser de donner une justification de Calcul de flèches, lorsque les conditions ci après sont vérifiées

- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$  ;  $M_t$ : moment fléchissant maximal en travée  
 $M_0$ : moment fléchissant isostatique

$$\frac{25}{495} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{1046,09}{1542,72}$$

$$0,0515 \geq 0,0452 \quad \text{Vérifié}$$

$h_t$ : hauteur totale :

$l$ : portée de la poutelle.

- $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5}$  :  $0,0515 > 0,0444$  Vérifié

- $\frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{en}} \Rightarrow \frac{2,26}{12 \cdot 23} = 0,0082 < \frac{36}{4200} = 0,0086$  Vérifié

La justification de Calcul de flèche n'est pas nécessaire

Vérification de la fissuration

La Condition de fissuration impose une limite à La contrainte admissible de L'acier

Cette Limite étant le max ( $\sigma_1, \sigma_2$ )

On prendra  $\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,01}{12 \cdot 2 \cdot 2} = 0,04$$

$\phi = 16 \text{ mm}$ ;  $\eta = 1,6$ ;  $K = 1,5 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible,  $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot \frac{0,04}{1 + 10 \cdot 0,04} = 4371,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot 5,8} = 2283,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4371,42 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{donc } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Pas de risque de fissuration



Vérification de l'adhérence: (Art 29. C.C.B.A 68)

La contrainte d'adhérence  $\tau_d < \bar{\tau}_d$  avec  $\begin{cases} \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \\ \psi_d = \text{coefficient de scellement} = 1,5 \text{ (barres H.A)} \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

Cette contrainte est calculée pour l'effort tranchant max;

$T_{max} = 1423,59 \text{ kg}$ ,  $p$ : périmètre d'une barre =  $\pi \phi$

$n$ : Nbre de barres isolées :  $n = 2$  ;  $z = 7/8 h =$

d'où  $\tau_d = \frac{1423,59}{2 \cdot \pi \cdot 1,2 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23} = 9,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

pas de risque d'entraînement

Calcul des armatures transversales Art 25. C.C.B.A 68

Pour toutes les poutrelles, on adoptera les mêmes armatures transversales; qui seront calculées à partir de l'effort tranchant maximum  $T_{max} = 1423,59 \text{ kg}$ .

La contrainte de cisaillement  $\tau_b = \frac{T}{12 \cdot 7/8 \cdot 23} = \frac{1423,59}{12 \cdot 7/8 \cdot 23} = 5,89 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{26,1} = 107,28 \text{ kg/cm}^2$  (appui  $\odot \odot$ )

$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$  on vérifie la condition suivante

$\tau_b < \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{107,28}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 17,31 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b = 5,89 \text{ kg/cm}^2 < 17,31 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$  On utilise des armatures  $\perp$  à la ligne moyenne; ces armatures seront constituées par des cadres  $\phi 6$  en Fe E24

1 cadre  $\phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$  (2 brins)

Calcul de la contrainte de traction admissible des armatures transversales

$\bar{\tau}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$  avec  $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\rho = \frac{2}{3}$  (on suppose qu'il y a reprise de bétonnage)

$\bar{\tau}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Espacement des armatures transversales

$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\tau}_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \cdot 7/8 \cdot 23 \cdot 1600}{1423,59} = 12,67 \text{ cm}$

Cet écartement doit être inférieur à l'écartement admissible donné par le (C.C.B.A 68. Art 52.12)

$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,12h = 0,12 \cdot 23 = 4,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot h = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{5,89}{5,9}\right) \cdot 23 = 16,11 \text{ cm} \end{cases}$

$t < \bar{t} = \max(t_1, t_2) = 16,11 \text{ cm}$ , nous prendrons un écartement  $t = 10 \text{ cm}$  au niveau de l'appui, le premier cours d'armatures sera à  $\frac{t}{2} = 5 \text{ cm}$  du nœud de l'appui; pour les autres espacements, on appliquera la règle de Caquot tout en respectant l'article 25.12. du C.C.B.A 68 qui recommandent  $t \leq h$



1<sup>ere</sup> travée et 3<sup>eme</sup> travée

$$\frac{l}{2} = \frac{4,85}{2} = 2,425 \text{ m} \rightarrow n=2 ; 5 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 35 + 3 \cdot 25 = 242,5 \text{ cm}$$

2<sup>eme</sup> travée :

$$\frac{l}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ cm} \rightarrow n=1 ; 5 + 6 \times 10 = 65 \text{ cm}$$

l: portée Libre de la travée

Ferraillage de la table de Compression (Art 58. C.C.B.A 68)

Le hourdis est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles n'excedent

pas : - 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures

- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

On adoptera un treillis soudé de (20x20) en Ø6 soit 5Ø6/ml qui donne

Une section  $A = 1,41 \text{ cm}^2$

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

Quand l'écartement  $l_n$  entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, ce qui est notre cas, la section des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au

moins égale à :  $\frac{43 l_n}{\sigma_{en}} ; l_n = 65 \text{ cm}$   
 $\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 (\phi \leq 6)$

$$A_L \geq \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_L > 0,53 \text{ cm}^2 \text{ VÉRIFIÉ}$$

Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} \geq \frac{1}{2} A_L = 0,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2 > 0,71 \text{ cm}^2 \text{ VÉRIFIÉ}$$



## Poutrelle - Plancher courant

Nous utiliserons le même type de poutrelles du fait que les niveaux sont chargés de la même façon. Le calcul sera fait pour le cas le plus défavorable charge revenant à la poutrelle:

$$q = 0,65(G + 1,2P) = 503,75 \text{ kg/ml}$$

$$G = 475 \text{ kg/m}^2, \quad P = 250 \text{ kg/m}^2$$

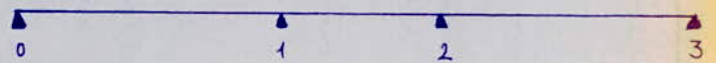
### Calcul des efforts

Le calcul se fait d'une manière analogue à celle de la poutrelle du plancher terrasse

#### Moments aux appuis

$$M_0 = M_3 = 0$$

$$M_1 = M_2 = M = -1156,53 \text{ kg.m}$$



travée (0-1)

$$\begin{cases} M_{\max} = 1110,59 \text{ kg.m} \\ T_0 = 1057,79 \text{ kg} \\ T_{1g} = -1511,34 \text{ kg} \end{cases}$$

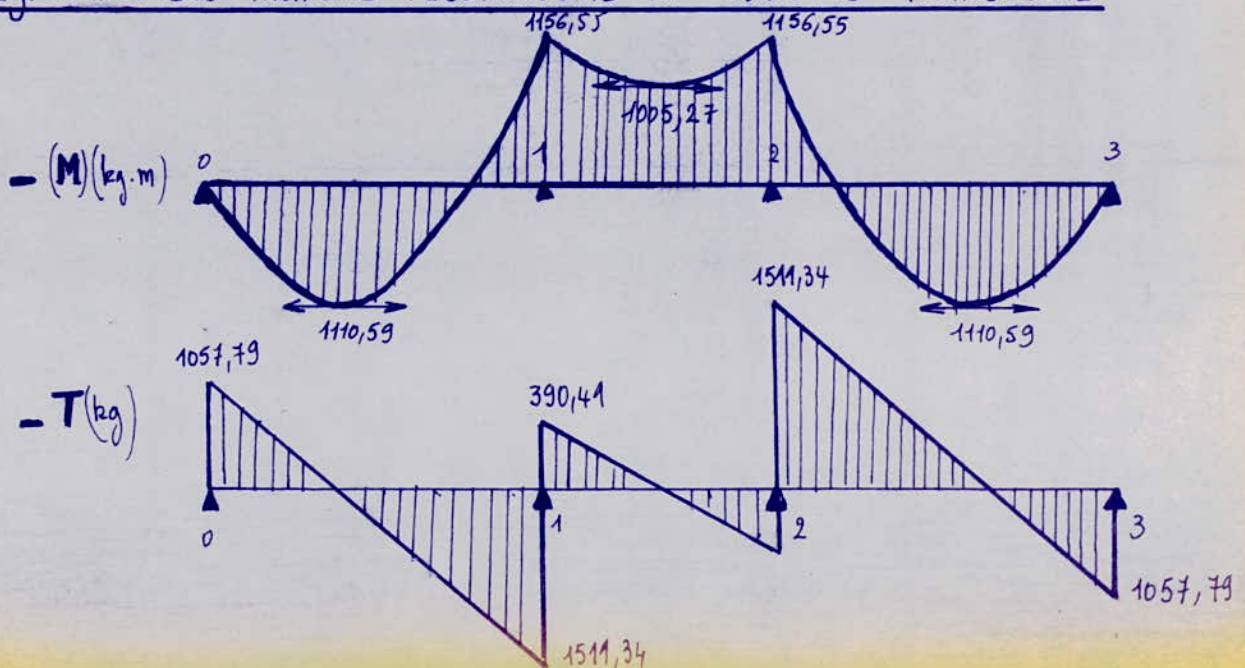
travée (1-2)

$$\begin{cases} M_{\max} = -1005,27 \text{ kg.m} \\ T_{1d} = 390,41 \text{ kg} \\ T_{2g} = -390,41 \text{ kg} \end{cases}$$

travée (2-3)

$$\begin{cases} M_{\max} = 1110,59 \text{ kg.m} \\ T_{2d} = -T_{1g} = 1511,34 \text{ kg} \\ T_{3g} = -T_0 = -1057,79 \text{ kg} \end{cases}$$

### Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants





## Calcul des armatures Longitudinales

Les sections les plus défavorables sont celles dont les moments sont maximaux

Moment maximal en travée  $M_t = 1110,59 \text{ kg.m}$

Moment maximal sur appui  $M_a = 1156,55 \text{ kg.m}$

La méthode utilisée est celle de P. Charon.

### Section en travée

$$M_{\max} = 1110,59 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1110,59 \cdot 10^2}{2800 \cdot 65 \cdot 23^2} = 0,0173 \xrightarrow{\text{tableau}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 71 \\ \varepsilon = 0,9419 \\ \alpha = 0,1744 \end{array} \right.$$

$$y = \alpha h = 0,1744 \cdot 23 = 4,01 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm (section rectangulaire: } (b \times h))$$

$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 < K = 71, \text{ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1110,59 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9419 \cdot 23} = 1,83 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

### Section en appui

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1156,55 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 23^2} = 0,0976 \xrightarrow{\text{tableau}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 25,1 \\ \varepsilon = 0,8753 \\ \alpha = 0,3740 \end{array} \right.$$

$$\bar{k} = 20,43 < K = 25,1 \text{ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1156,55 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8753 \cdot 23} = 1,99 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Cette barre sera laissée filante pour servir à la fois d'armatures de construction et de chapeau aux niveaux des appuis

### Vérification des contraintes

En travée:  $A = 2,26 \text{ cm}^2$ ,  $M = 1110,59 \text{ kg.m}$ ,  $b = 65 \text{ cm}$

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2,26}{65 \times 23} = 0,151 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} K = 63,5 \\ \varepsilon = 0,9363 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1110,59 \cdot 10^2}{2,26 \cdot 0,9363 \cdot 23} = 2281,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2281,93}{63,5} = 35,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$



aux appuis  $A = 2,01 \text{ cm}^2$ ,  $M = 1156,55 \text{ kg.m}$ ,  $b = 12 \text{ cm}$ ,  $h = 23 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1156,55 \cdot 10^2}{2,01 \times 0,8708 \cdot 23} = 2538,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2538,49}{25,5} = 99,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non-Fragilité : idem que la poutrelle terrasse:  
Vérification de la flèche Art 52. C.C. BA 68

- $\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{25}{485} = 0,0515 \geq \frac{1}{15} \frac{1110,59}{1637,82} = 0,0452$  Vérifié
- $\frac{ht}{l} > \frac{1}{22,5} \rightarrow 0,0515 > 0,0444$  Vérifié
- $\frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}} \rightarrow \frac{2,26}{12 \cdot 23} = 0,0082 < \frac{36}{4200} = 0,0086$  Vérifié

La justification de Calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Vérification de la fissuration : pas de risque de fissuration

Vérification de l'adhérence :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{1511,34}{2 \cdot \pi \cdot 12 \cdot 7/8 \cdot 23} = 9,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}'_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 : \text{pas de risque d'entraînement}$$

Calcul des armatures transversales

La contrainte de cisaillement maximale

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1511,34}{12 \cdot 7/8 \cdot 23} = 6,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{25,1} = 111,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ (appuis 1 et 2)}$$

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}'_b = \left(4,5 - \frac{111,55}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 16,94 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b = 16,94 \text{ kg/cm}^2$ , On prendra des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.



On choisit des cadres en  $\varnothing 6$  de nuance Fe E24

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

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

$$\text{L'écartement } t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7/8 \cdot 23 \cdot 1600}{1511,34} = 11,93 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 23 = 4,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{6,25}{5,9}\right) \cdot 23 = 15,69 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend un écartement  $t = 10 \text{ cm}$  au niveau de l'appui, le 1<sup>er</sup> cours d'armatures sera à  $\frac{t}{2} = 5 \text{ cm}$ , pour les autres espacements

On appliquera la méthode de Caquot tout en respectant

L'article 25-12 du C.C. B.A 68 ; qui recommande  $t \leq h = 23 \text{ cm}$

1<sup>er</sup> et 3<sup>e</sup> travée  $\frac{l}{2} = \frac{4,85}{2} = 2,425 \text{ m} \rightarrow n = 2$

$$5 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 + 3 \cdot 25 + 35 = 242,5 \text{ cm}$$

2<sup>e</sup>me travée  $\frac{l}{2} = \frac{1,30}{2} = 0,65 \rightarrow n = 1$

$$5 + 6 \cdot 10 = 65 \text{ cm}$$

Ferrailage de La table de Compression : (C.C. BA 68 Art 58-2)

On adoptera des treillis soudés en  $\varnothing 6$ , de la même façon

que la table de compression du plancher terrasse; les dimensions

des mailles (20x20), les conditions requises par le C.C. B.A 68

Art 5-8 étant toutes vérifiées.



Poutrelle Plancher terrasse. "BLOC B"

determination de La largeur de La table de Compression .c.c.B.A 68 ART 23.31

- $b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l}{2}$  , avec  $l = 65 - 12 = 53\text{cm}$   
 $b_1 \leq \frac{53}{2} = 26,5$  ,  $l$ : distance entre 2 faces voisines de 2 nervures  
 Consécutives.

- $b_1 \leq \frac{L}{10}$  avec  $L = 3,925 - 0,2 = 3,725\text{m}$   
 $b_1 \leq \frac{372,5}{10} = 37,25\text{cm}$

- $b_1 \leq (6k_0 \text{ à } 8k_0)$  ,  $b_1 \leq 6 \times 5 = 30\text{cm}$ ,  $b_1 \leq 8 \times 5 = 40\text{cm}$

On prendra  $b_1 = 26,5\text{cm}$  et  $b = 65\text{cm}$

les poutrelles supportent :

- poids propre du plancher terrasse  $G = 610\text{ kg/m}^2$

- Surcharge  $P = 100\text{ kg/m}^2$

$q = (G + 1,2P) \cdot 0,65 = 474,50\text{ kg/ml}$

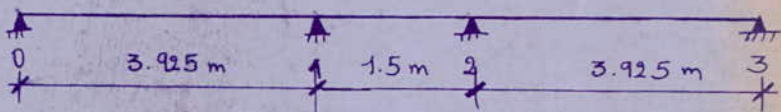
Calcul des efforts agissant sur la poutrelle

le Calcul se fait d'une manière analogue à celle de La poutrelle du BLOC A

Moment aux appuis

$M_0 = M_3 = 0$

$M_1 = M_2 = M = -613,22\text{ kg.m}$



travée (0-1)

$$\begin{cases} M_{\max} = & 632,85\text{ kg.m} \\ T_0 = & 774,97\text{ kg} \\ T_{1g} = & -1087,44\text{ kg} \end{cases}$$

travée (1-2)

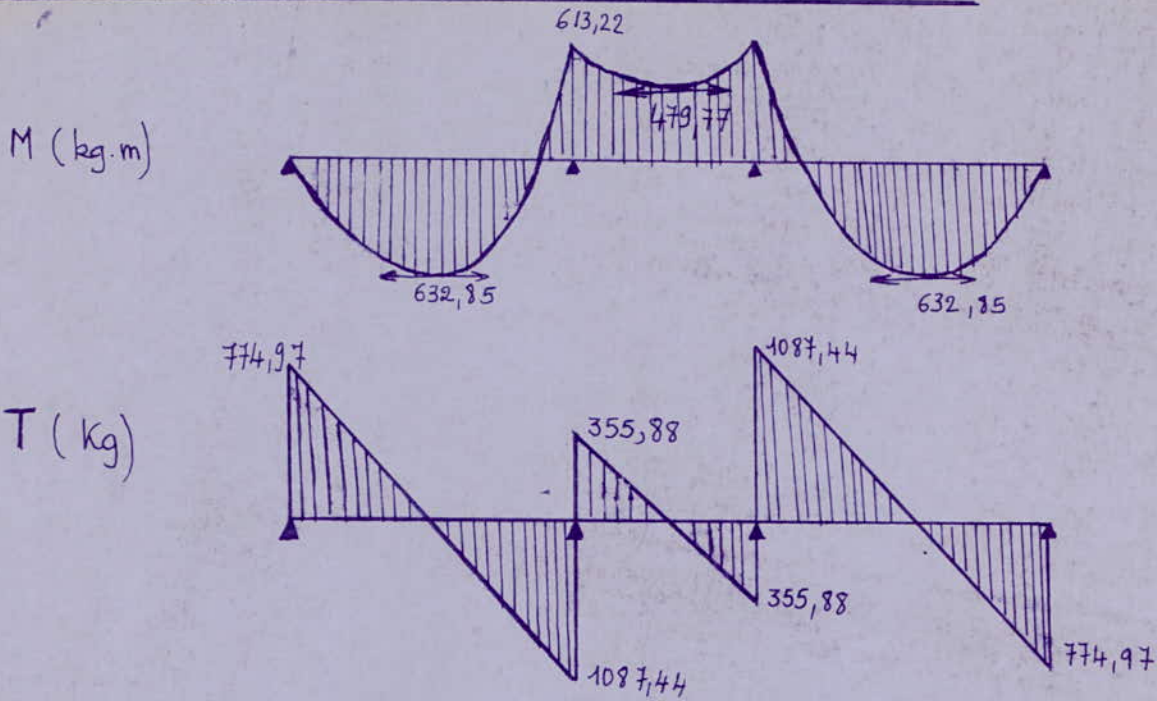
$$\begin{cases} M_{\max} = & -479,77\text{ kg.m} \\ T_{1d} = & 355,88\text{ kg} \\ T_{2g} = & -355,88\text{ kg} \end{cases}$$

travée 2-3

$$\begin{cases} M_{\max} = & 632,85\text{ kg} \\ T_{2d} = & 1087,44\text{ kg} \\ T_{3g} = & -774,97\text{ kg} \end{cases}$$



diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants



Calcul des armatures longitudinales:

La méthode utilisée est celle de P. charon

En travée :  $M_{max} = 632,85 \text{ kg.m}$  ,  $l = 3,925$  ,  $h = 23 \text{ cm}$  ,  $b = 65 \text{ cm}$

On trouve  $A = 1,03 \text{ cm}^2$  soit  $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

aux appuis : On considère le moment sur l'appui le plus défavorable :  $M = 613,22 \text{ kg.m}$

On trouve  $A = 1,05 \text{ cm}^2$  soit  $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$  , pour faciliter l'exécution des poutrelles , on remplace  $2T10$  par  $1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$

Vérification de la flèche Art 58.4 C.C.B.A 68.

$$\bullet \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{25}{372,5} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{632,85}{913,75} \quad \text{vérifié}$$

$$\bullet \frac{ht}{l} > \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{25}{372,5} > \frac{1}{22,5} \quad \text{vérifié}$$

$$\bullet \frac{A}{b \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{en}} , \quad \frac{1,57}{12 \cdot 23} < \frac{36}{4200} \quad \text{vérifié}$$

les 3 conditions sont satisfaites , donc la vérification de la flèche est inutile

Vérification des contraintes

En travée :  $A = 1,57 \text{ cm}^2$  ,  $b = 65 \text{ cm}$  ,  $h = 23 \text{ cm}$  ,  $M = 632,85 \text{ kg.m}$

$$\text{On trouve } \sigma_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot h} = 1852,60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 23,90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$



aux appuis :

$A = 2,01 \text{ cm}^2$  ,  $M = 613,22 \text{ kg.m}$  , on trouve :

$\bar{\sigma}_a = 1513,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 59,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

Condition de non fragilité  $k$  C.C.B.A Art 52.

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

En travée  $A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_{en}}{5,9} \cdot 65 \cdot 23 = 1,45 \text{ cm}^2$  : vérifié

aux appuis  $A = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,27 \text{ cm}^2$  : vérifié

Vérification de la fissuration : Pas de risque de fissuration

Vérification de l'adhérence (C.C.B.A Art 29)

$T_{max} = 1087,44 \text{ kg}$  .  $\pi \phi = 3,14 \cdot 1,6 = 5,02 \text{ cm}$  ,  $n = 1$  barre isolée

$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{1087,44}{1 \cdot 5,02 \cdot 7/8 \cdot 23} = 10,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

Calcul des armatures transversales :

La contrainte de cisaillement maximale :  $\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1087,44}{12 \cdot 7/8 \cdot 23} = 4,50 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 59,35 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$

$\Rightarrow k \bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$  : vérifié , on prendra des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne, On choisit des cadres

en  $\phi 6$  en Fe E24 : 1 cadre  $\phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$  (2 brins)

Contrainte de traction admissible des armatures transversales

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en}$  avec  $\rho_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 1 - \frac{4,5}{9 \cdot 5,9} = 0,92$  ,  $\rho_a > \frac{2}{3}$  , on prendra  $\rho_a = 0,92$

$\bar{\sigma}_{at} = 0,92 \cdot 2400 = 2208 \text{ kg/cm}^2$

L'écartement  $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7/8 \cdot 23 \cdot 2208}{1087,44} = 22,88 \text{ cm}$

$\bar{t} = \max \left[ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 0,2 \cdot 23 = 4,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{4,5}{5,9} \right) 23 = 17,74 \text{ cm} \end{array} \right.$

On prend  $t = 16 \text{ cm}$

Ferraillage de la table de Compression C.C.B.A 68 Art 58-2

On prendra un treillis soudé en  $\phi 6$  de maille (20x20) :

soit 5  $\phi 6$  / ml qui donne une section  $A = 1,41 \text{ cm}^2$

$A_{\perp} > 43 \cdot \frac{l_n}{\bar{\sigma}_{en}} = 43 \cdot \frac{65}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2$  : vérifié

$A_{\parallel} \geq \frac{1}{2} A_{\perp} = 0,71 \text{ cm}^2$  ,  $A_{\parallel} = 1,41 \text{ cm}^2 > 0,71 \text{ cm}^2$  : vérifié



## Poutrelle - Plancher Courant

Nous utiliserons le même type de poutrelles du fait que les niveaux sont chargés de la même façon.

On adoptera la même section d'acier que pour la poutrelle Plancher terrasse.....

## PLANCHER SUR VIDE SANITAIRE

Le plancher sur vide sanitaire est une dalle pleine.

épaisseur de la dalle :  $\left(\frac{1}{25} \text{ à } \frac{1}{40}\right)$  du petit côté de la plus grande plaque:  $(5,25 \times 4,85) \text{ m}$ ; On prend  $h_0 = 15 \text{ cm}$

La charge du plancher.

- poids propre de la dalle .....  $375 \text{ kg/m}^2$
- Carrelage + mortier + sable .....  $100 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge pondérée .....  $1,2 \times 250 = 300 \text{ kg/m}^2$

$$q = G + 1,2P = 775 \text{ kg/m}^2$$

Dalle du couloir: panneaux (6, 7, 8, 9, 10)  
Dalle des bureaux: panneaux (1, 2, 3, 4, 5) et (1', 2', 3', 4', 5') }  $\Rightarrow$  BLOC A

Dalle des bureaux:

ex: Panneau 1:

$$l_x = 4,85 \text{ m}, l_y = 5,25 \text{ m}, S = \frac{l_x}{l_y} = 0,924 > 0,4 \rightarrow$$

La dalle porte dans les 2 sens

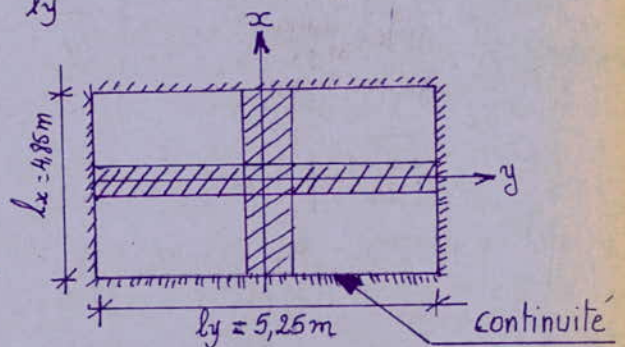
$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$S = 0,924 \rightarrow \mu_x = 0,0493 \rightarrow \mu_y = 0,862$$

$$M_{0x} = 0,0493 \times 4,85^2 \times 0,775 = 0,899 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 0,862 \times 0,899 = 0,775 \text{ t.m}$$



Comme la dalle est continue, on peut compter sur un encastrement partiel et les moments en travée sont multipliés par les coefficients donnés par le B.A.68.

en travée:  $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$ ,  $M_{ty} = 0,85 M_{0y}$ .

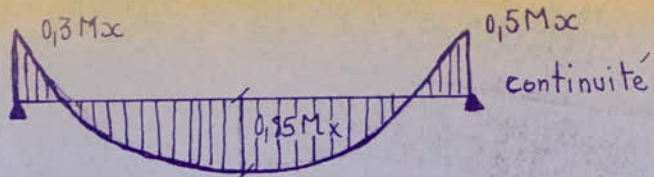
à l'appui: suivant x:  $M_{a1x} = 0,3 M_{0x}$ ,  $M_{a2x} = 0,5 M_{0x}$

suivant y:  $M_{a1y} = 0,3 M_{0y}$

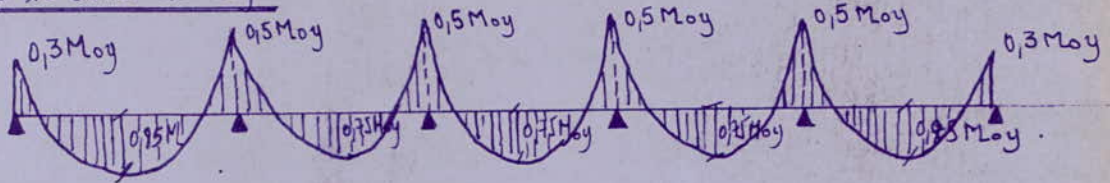
$M_{a2y} = 0,5 M_{0y}$



dans le sens de  $l_x$

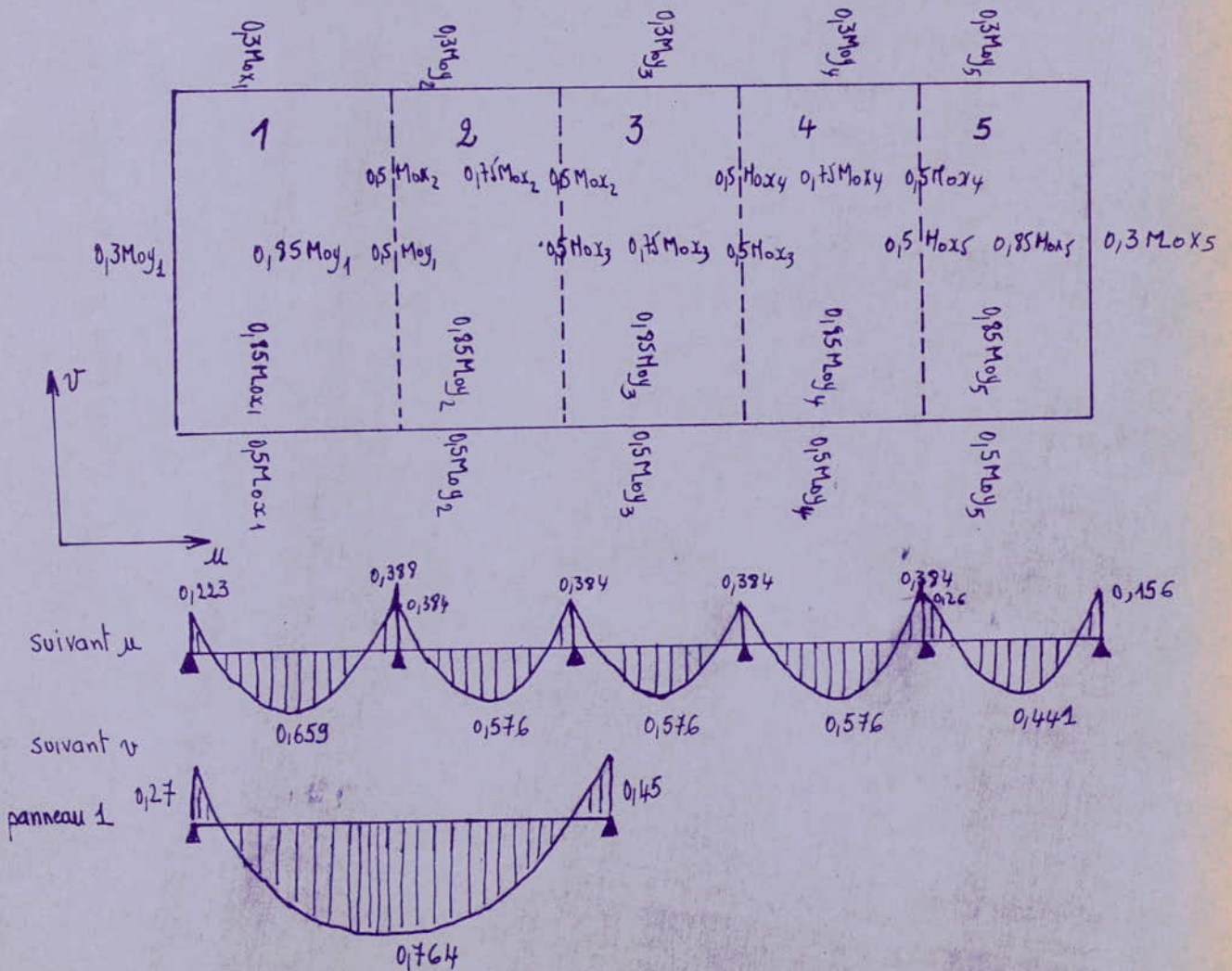


dans le sens de  $l_y$



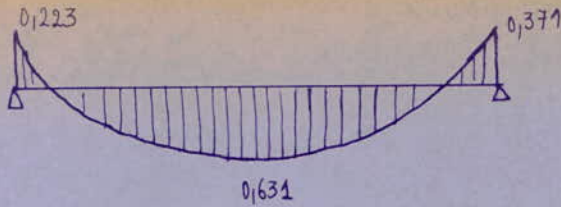
Repère	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$\beta$	$\mu_x$	$M_{0x}$ t.m	$\mu_y$	$M_{0y}$ t.m
1	4,85	5,25	0,92	0,0493	0,999	0,862	0,775
2	4,75	4,85	0,98	0,0439	0,768	0,966	0,742
3	4,75	4,85	0,98	0,0439	0,768	0,966	0,742
4	4,75	4,85	0,98	0,0439	0,768	0,966	0,742
5	2,75	4,85	0,57	0,0886	0,549	0,398	0,207

Une fois qu'on calcule nos moments max, on place nos moments zeels sur les plaques en tenant compte de la continuité du plancher : le tout est ramené sur le schéma suivant :

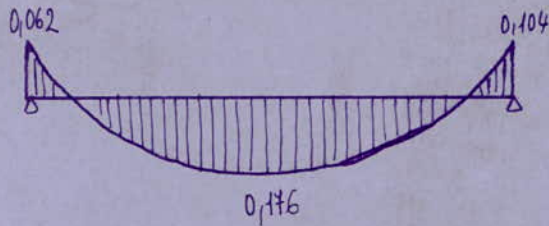




panneau 2 = 3 = 4



panneau 5



Remarque :

On remarque que sur certains appuis, il y a 2 moments, on prendra le plus grand des 2 moments :

Determination des armatures

On prendra une bande de 1m, la section à considerer sera donc  $b = 100\text{cm}$ ,  $h_t = 15\text{cm}$ ,  $d = 2\text{cm}$  (enrobage)

BLOC A : Sens U

			$\mu$	$\kappa$	$\epsilon$	A	A: adopté
Panneau 1	Mw	0,223	0,0078	110	0,96	0,675	
	Mt	0,659	0,0231	60	0,9334	2,05	
	Me	0,388	0,0136	81,5	0,9482	1,189	
P2	Mw	0,388	0,0136	81,5	0,9482	1,188	
	Me	0,576	0,0202	225	0,9792	1,709	
	Me	0,384	0,0134	82	0,9485	1,176	
P3	Mw	0,384	0,0134	82	0,9485	1,176	
	Me	0,576	0,0202	225	0,9792	1,708	
	Me	0,384	0,0134	82	0,9485	1,176	
P4	Mw	0,384	0,0134	82	0,9485	1,176	
	Me	0,576	0,0202	225	0,9792	1,708	
	Me	0,384	0,0134	82	0,9485	1,176	
P5	Mw	0,384	0,0134	82	0,9485	1,176	
	Me	0,441	0,0154	76	0,9451	1,355	
	Me	0,156	0,0055	136	0,9660	0,469	

Sens V

			$\mu$	$\kappa$	$\epsilon$	A	A: adopté
Panneau 1	Mw	0,270	0,0095	99	0,9561	0,82	
	Me	0,764	0,0267	55,5	0,9291	2,38	
	Me	0,450	0,0158	75	0,9445	1,38	
Panneau 2 = 3 = 4	Mw	0,223	0,0079	110	0,960	0,67	
	Me	0,631	0,0221	61,5	0,9346	1,96	
	Me	0,371	0,0130	83,5	0,9492	1,135	
Panneau 5	Mw	0,062	0,0022	215	0,9783	0,184	
	Me	0,171	0,0062	124	0,9640	0,53	
	Me	0,104	0,0036	166	0,9724	0,31	



Vérification de condition de non fragilité

pour chaque panneau, on doit vérifier que :

- pour les armatures disposées suivant  $l_x$

$$A_{ox} \geq A_{2x} = \frac{0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{2-\rho}{\rho}$$

- pour les armatures disposées suivant  $l_y$ .

$$A_{oy} \geq A_{2y} = \frac{0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{1+\rho}{4}$$

$b = 100\text{cm}; \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}; h = 12,3\text{cm}; \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2, \rho = \frac{l_{ox}}{l_y}$

ex: panneau 1:

entravée:

suivant  $l_x$   
suivant  $l_y$

$A_{ox} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$   
 $A_{oy} = 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,92$

On doit vérifier que :

$A_{ox} \geq A_{2x} = 0,69 \cdot \frac{100 \times 12,3}{4200} \cdot 5,9 \cdot \frac{2-0,92}{2} = 0,64 \text{ cm}^2$  Vérifié

$A_{oy} \geq A_{2y} = 0,69 \cdot \frac{5,9 \cdot 100 \times 12,3}{4200} \cdot \frac{1+0,92}{4} = 0,572 \text{ cm}^2$  Vérifié

à l'appui  
suivant  $l_x$

$A_{x1} = 0,85 \text{ cm}^2$   
 $A_{x2} = 1,5 \text{ cm}^2$

} → On prend le min =  $0,85 \text{ cm}^2 > 0,64$  Vérifié

suivant  $l_y$  :

$A_{y1} = 0,85 \text{ cm}^2$   
 $A_{y2} = 1,5 \text{ cm}^2$

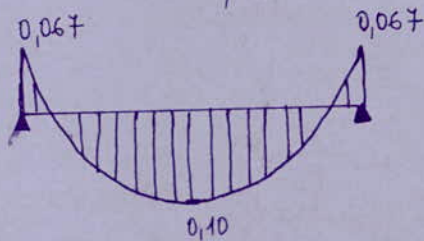
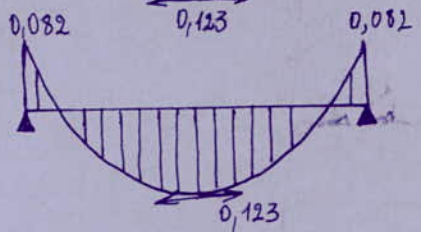
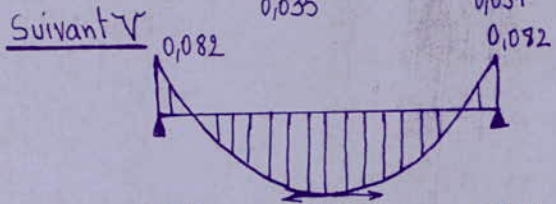
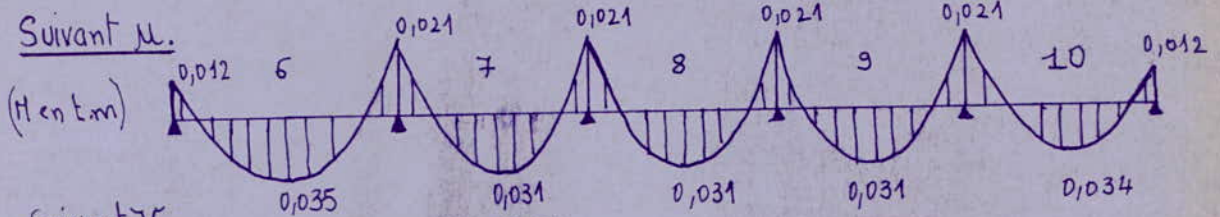
} → On prend le min =  $0,85 \text{ cm}^2 > 0,64$  Vérifié

Panneaux	entravée		à l'appui			
	$l_x$	$l_y$	$l_x$	$l_y$	$l_x$	$l_y$
	$A_x(\text{cm}^2)$	$A_y(\text{cm}^2)$	$A_x$	$A_y$	$A_{ox}$	$A_{oy}$
2=3=4	0,608 Vérifié	0,59 Vérifié	Vérifié $A_x > A_{2x}$	Vérifié $A_y > A_{2y}$	Vérifié $A_{ox} > A_{2x}$	Vérifié $A_{oy} > A_{2y}$
5	0,85 Vérifié	0,936 Vérifié	Vérifié $A_x > A_{2x}$	Vérifié $A_y > A_{2y}$	Vérifié $A_{ox} > A_{2x}$	Vérifié $A_{oy} > A_{2y}$



Panneaux	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$g$	$\mu_x$	$M_{ox}$ (t.m)	$\mu_y$	$M_{oy}$ (t.m)
6	1,30	5,25	0,25	—	0,164	—	0,041
7	1,30	4,75	0,27	—	0,164	—	0,041
8	1,30	4,75	0,27	—	0,164	—	0,041
9	1,30	4,75	0,27	—	0,164	—	0,041
10	1,30	2,75	0,47	0,1012	0,133	0,304	0,040

diagramme des moments





Calcul des sections d'Aciers

		sens $\mu$					sens $V$				
		$\mu$	$K$	$\epsilon$	$A$	$\mu$	$K$	$\epsilon$	$A$		
6	Mw	0,012	0,0004	500	0,9903	0,04	0,450	0,0159	74,5	0,9442	1,38
	Me	0,035	0,0012	295	0,9839	0,1	0,123	0,0044	150	0,9697	0,37
	Me	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,450	0,0159	74,5	0,9442	1,38
7	Mw	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,371	0,0131	83	0,9490	1,14
	Me	0,031	0,0011	300	0,9841	0,09	0,123	0,0044	150	0,9697	0,37
	Me	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,371	0,0131	83	0,949	1,14
8	Mw	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,371	0,0131	83	0,949	1,14
	Me	0,031	0,0011	300	0,9841	0,09	0,123	0,0044	150	0,9697	0,37
	Me	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,371	0,0131	83	0,949	1,14
9	Mw	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,371	0,0131	83	0,949	1,14
	Me	0,031	0,0011	300	0,9841	0,09	0,123	0,0044	150	0,9697	0,37
	Me	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,371	0,0131	83	0,949	1,14
10	Mw	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,104	0,0037	164	0,9721	0,31
	Me	0,034	0,0012	295	0,9839	0,10	0,100	0,0035	168	0,9727	0,30
	Me	0,012	0,0004	500	0,9903	0,04	0,104	0,0037	164	0,9721	0,31

condition de non fragilité

$$\text{Si } 0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow \begin{cases} A_y \geq \frac{b h y \cdot \Psi_4}{4} (1+\rho) \cdot \frac{\sqrt{\sigma_b}}{\sigma_a} \cdot \left(\frac{h_0}{h y}\right)^2 \\ A_y \geq \frac{100 \cdot 12,3 \cdot 0,54}{4} \cdot (1+\rho) \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{15}{12,3}\right)^2 = 0,52(1+\rho) \end{cases}$$

$$\text{Si } \rho \leq 0,4 \rightarrow \begin{cases} A_y \geq 0,35 \cdot b \cdot h y \cdot \Psi_4 \cdot \frac{\sqrt{\sigma_b}}{\sigma_a} \cdot \left(\frac{h_0}{h y}\right)^2 \\ A_y \geq 0,35 \cdot 100 \cdot 12,3 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{15}{12,3}\right)^2 = 0,729 \text{ cm}^2 \end{cases}$$



$$\forall S \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \frac{b \cdot h_x \cdot 44}{2} (2 - S) \cdot \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^2 \\ A_x \geq \frac{100 \cdot 12,3}{2} \cdot 0,54 \cdot (2 - S) \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left( \frac{15}{12,3} \right)^2 = 1,041(2 - S) \end{array} \right.$$

Sections minimales Sections adoptées

Panneaux	Traveé		Appuis		Traveé		Appuis	
	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>
1	0,644	0,572	0,644	0,572	5T8	5T8	5T6	5T6
2	0,608	0,59	0,608	0,59	5T8	5T8	5T6	5T6
3	0,608	0,59	0,608	0,59	5T8	5T8	5T6	5T6
4	0,608	0,59	0,608	0,59	5T8	5T8	5T8	5T6
5	0,852	0,936	0,852	0,936	5T8	5T8	5T8	5T6
6	1,82	0,73	1,82	0,73	5T8	5T8	5T8	5T6
7	1,80	0,73	1,80	0,73	5T8	5T8	5T8	5T6
8	1,80	0,73	1,80	0,73	5T8	5T8	5T8	5T6
9	1,80	0,73	1,80	0,73	5T8	5T8	5T8	5T6
10	1,59	0,76	1,59	0,76	5T8	5T8	5T8	5T6



### BLOC B

Repère	$l_x(m)$	$l_y(m)$	$\rho$	$M_x$	$M_{ox}$	$M_y$	$M_{oy}$
1	1,03	3,725	0,28				
2	2,60	3,725	0,70	0,0728	0,147	0,550	0,081
3	3,30	3,725	0,89	0,0521	0,133	0,815	0,109

dans le cas où  $\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$ , sous une charge uniformément répartie, la dalle se comporte comme une succession de poutres de 1m de largeur, la dalle est calculée portant sur une seule direction.

#### Calcul des moments en travée et aux appuis

ex: Panneau 1

$$q = 775 \times 1 = 775 \text{ kg/ml}$$

$$M_{ox} = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,775 \times 1,03^2}{8} = 0,103 \text{ t.m}$$

$$\rho = 0,28$$

Suivant x:

en travée :  $M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,088 \text{ t.m}$

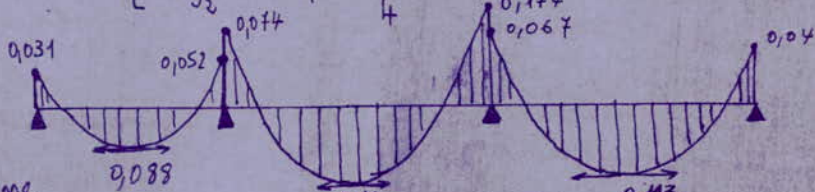
à l'appui :  $\begin{cases} M_{ax_1} = 0,3 M_{ox} = 0,031 \text{ t.m} \\ M_{ax_2} = 0,5 M_{ox} = 0,052 \text{ t.m} \end{cases}$

Suivant y:  $M_{oy} = \frac{M_{ox}}{4} = 0,026 \text{ t.m}$

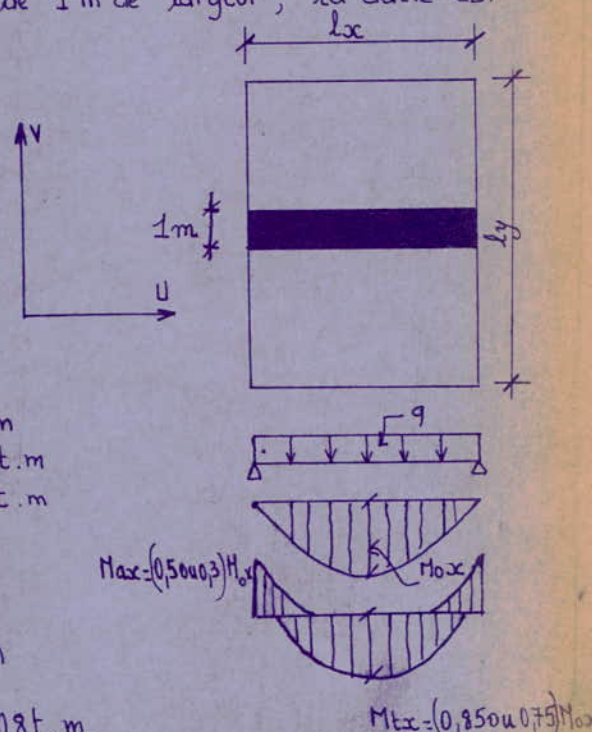
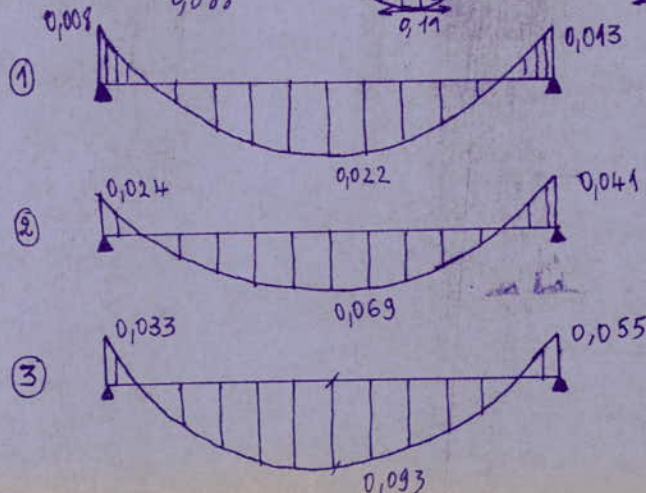
en travée  $M_{ty} = 0,85 \cdot \frac{M_{ox}}{4} = 0,022 \text{ t.m}$

à l'appui  $\begin{cases} M_{ay_1} = 0,3 \cdot \frac{M_{ox}}{4} = 0,008 \text{ t.m} \\ M_{ay_2} = 0,5 \cdot \frac{M_{ox}}{4} = 0,013 \text{ t.m} \end{cases}$

Suivant  $u$ :



Suivant  $v$

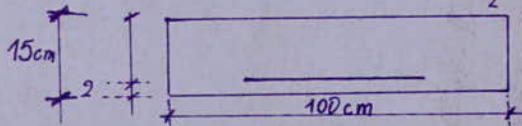




détermination des armatures:

On prendra une bande de 1m ; le panneau ayant une hauteur  $h_t = 15\text{cm}$  ;  
 le diamètre des aciers doit être tel que  $\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{15}{10} = 1,5\text{cm} = 15\text{mm}$   
 On prend  $\phi = 14\text{mm}$  , le diamètre normalisé le plus proche.

$d = 2\text{cm}$  : enrobage  
 $h = 15 - \left(2 + \frac{1,4}{2}\right) = 12,3\text{cm}$



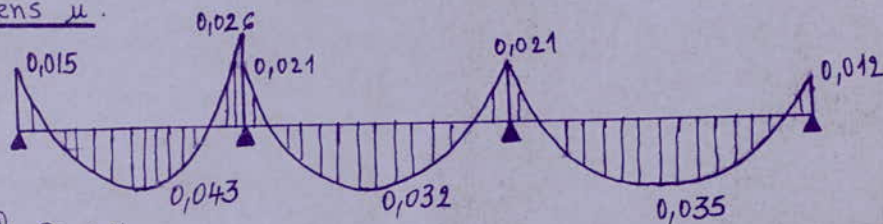
Sens $\mu$							Sens $\nu$				
			$\mu$	K	$\epsilon$	A	$\mu$	K	$\epsilon$	A	
1	Mw	0,031	0,0041	300	0,9841	0,091	0,008	0,0003	650	0,9925	0,023
	Me	0,088	0,0031	180	0,9744	0,262	0,022	0,0008	360	0,9867	0,065
	Me	0,074	0,0026	198	0,9765	0,22	0,017	0,0006	440	0,9890	0,05
2	Mw	0,074	0,0026	198	0,9765	0,22	0,024	0,0008	360	0,9867	0,071
	Me	0,11	0,0036	160	0,9714	0,33	0,069	0,0024	205	0,9773	0,205
	Me	0,174	0,0061	126	0,9645	0,52	0,064	0,0022	215	0,9793	0,190
3	Mw	0,174	0,0061	126	0,9645	0,52	0,033	0,0012	295	0,9839	0,097
	Me	0,113	0,0040	158	0,9711	0,34	0,093	0,0033	176	0,9738	0,277
	Me	0,040	0,0014	270	0,9825	0,118	0,092	0,0029	188	0,9754	0,244

Condition de non fragilité: Idem que le bloc A.

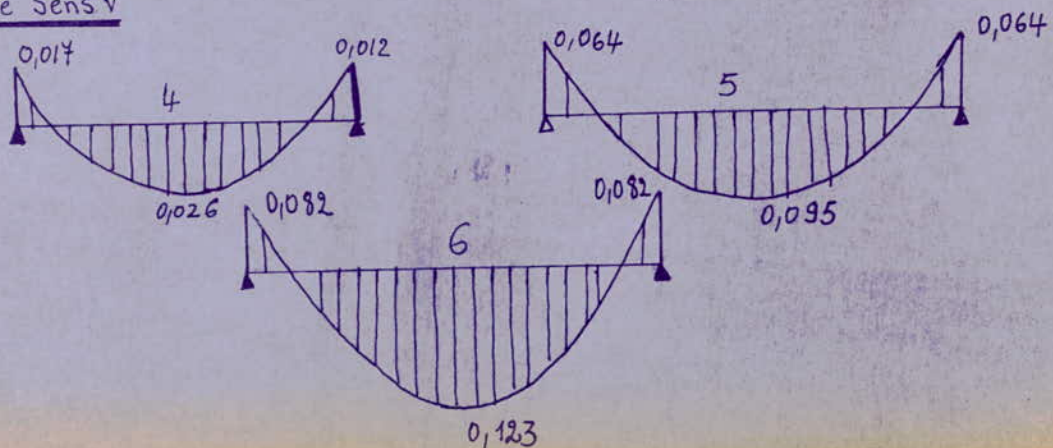
Panneaux	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$\beta$	$\mu_x$	$M_{ox}$	$\mu_y$	$M_{oy}$
4	1,03	1,30	0,79	0,0625	0,051	0,668	0,034
5	1,30	2,60	0,50	0,0973	0,127	0,328	0,042
6	1,30	3,30	0,39	—	0,164	—	0,041

Calcul des moments en travée et aux appuis

• dans le sens  $\mu$ .



• dans le sens  $\nu$





Calcul des sections d'aciers

		$\mu$	$\kappa$	$\epsilon$	$A_{G2}$		$\mu$	$\kappa$	$\epsilon$	$\frac{A}{cm^2}$	
4	M <sub>w</sub>	0,015	0,0005	460	0,9895	0,04	0,017	0,0006	440	0,9890	0,05
	M <sub>t</sub>	0,043	0,0015	260	0,9818	0,13	0,026	0,0009	340	0,9859	0,08
	M <sub>e</sub>	0,026	0,0009	340	0,9859	0,08	0,017	0,0006	440	0,989	0,05
5	M <sub>w</sub>	0,026	0,0009	340	0,9859	0,08	0,064	0,0023	210	0,9778	0,19
	M <sub>t</sub>	0,032	0,0011	300	0,9841	0,09	0,095	0,0034	172	0,9733	0,28
	M <sub>e</sub>	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,064	0,0023	210	0,9778	0,19
6	M <sub>w</sub>	0,021	0,0007	400	0,9880	0,06	0,082	0,0029	186	0,9751	0,24
	M <sub>t</sub>	0,035	0,0012	295	0,9839	0,10	0,123	0,0044	150	0,9697	0,37
	M <sub>e</sub>	0,012	0,0004	500	0,9903	0,04	0,082	0,0029	186	0,9751	0,24

Panneaux	Sections minimales				Sections adoptees			
	travee		appuis		travee		appuis	
	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>
1	1,025	0,381	1,025	0,381	5T6	5T6	5T6	5T6
2	0,775	0,507	0,775	0,507	5T6	5T6	5T6	5T6
3	0,662	0,563	0,662	0,563	5T6	5T6	5T6	5T6
4	1,26	0,93	1,26	0,93	5T8	5T6	5T8	5T6
5	1,56	0,78	1,56	0,78	5T8	5T6	5T8	5T6
6	1,68	0,73	1,68	0,73	5T8	5T6	5T8	5T6



Vérification à la fissuration:

$k = 1,5 \cdot 10^6$   
 $\eta = 1,6$   
 $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi = 8 \text{ mm}$

$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,01$

$\bar{\sigma}_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot \frac{0,01}{1 + 10 \cdot 0,01} = 2727,27 \text{ bars} = 2781,82 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot 5,9} = 3163,77 \text{ bars} = 3227,05 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a \leq \min(\bar{\sigma}_a, \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)) \Rightarrow \bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

fissuration vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

• BLOC A  
ex: Panneau 1

$\beta = 0,92 > 0,4 \rightarrow$  au milieu de  $l_y$ :  $T_x = \frac{P}{2l_y + l_x}$   
le panneau porte dans les 2 sens

au milieu de  $l_x$ :  $T_y = \frac{P}{3l_y}$

$P = (G + 1,2P) \cdot l_x \cdot l_y = 0,775 \cdot 4,85 \cdot 5,25 = 19,733 \text{ t}$

$T_x = \frac{19,733}{2 \times 5,25 + 4,85} = 1,286 \text{ t/ml}$

$T_y = \frac{19,733}{3 \times 5,25} = 1,253 \text{ t/ml}$

• BLOC B  
ex: panneau 1

$\beta = 0,28 < 0,4 \rightarrow T = \frac{q_l}{2} = \frac{0,775 \cdot 1,03}{2} = 0,399 \text{ t}$   
le panneau porte dans un seul sens.

Vérification à l'effort tranchant

$T_{max} = 0,886 \text{ t}$

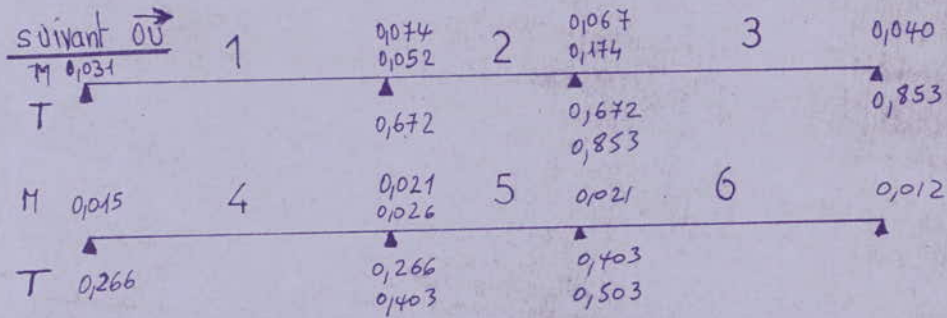
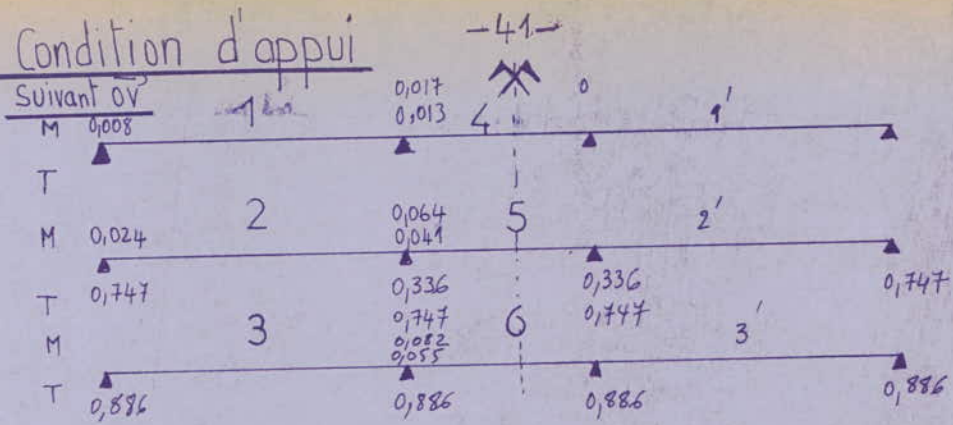
$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{886}{60,3 \cdot \frac{100 \cdot 7}{8} \cdot 12,3} = 0,82 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$

Panneaux	$T_x$	$T_y$
1	0,399	—
2	0,747	0,672
3	0,886	0,853
4	0,286	0,266
5	0,403	0,336
6	0,504	—



# Condition d'appui



## Vérification de la Condition d'appui

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

Elle est vérifiée pour chaque appui



BLOC A

Panneaux	T <sub>xc</sub> (t)	T <sub>y</sub> (t)
1	1,286	1,253
2	1,236	1,227
3	1,236	1,227
4	1,236	1,227
5	0,830	0,710
6	0,504	-
7	0,504	-
8	0,504	-
9	0,504	-
10	0,407	0,336

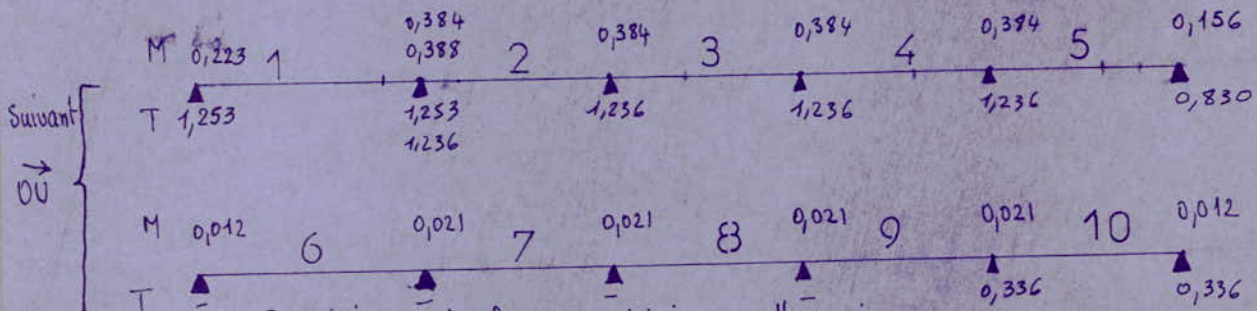
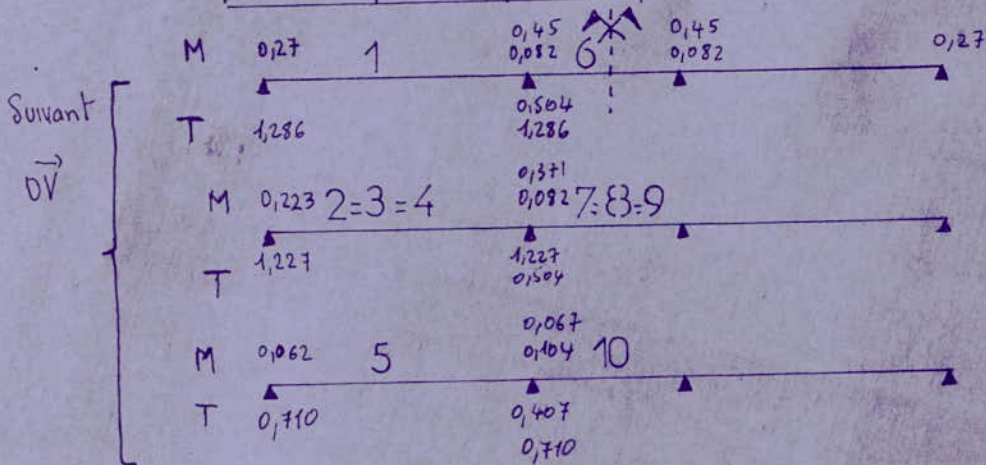
• L'effort tranchant M<sub>max</sub> se trouve dans le panneau 1

T<sub>max</sub> = 1,286t.

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1286}{60,3 \cdot \frac{100 \times 7}{8} \cdot 12,3} = 1,19 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_b \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires



Vérification de la condition d'appui

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

Vérifiée pour chaque appui



# ESCALIERS

cet escalier se compose d'une paillasse et d'un palier.

## dimensionnement de l'escalier

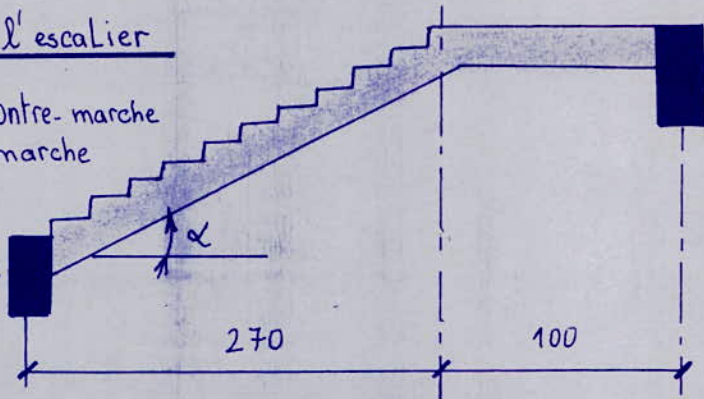
$h$ : hauteur d'une contre-marche

$g$ : largeur d'une marche

$H$ : hauteur à monter

$n$ : Nbre de Contre-marche

$L$ : longueur de La ligne de foulée



$$g + 2h = 64, \text{ on a } g = 30 \text{ cm}, h = \frac{64 - 30}{2} = 17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = 10; \quad (n-1)g = L = (10-1) \cdot 30 = 270 \text{ cm}$$

## Epaisseur de La paillasse:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec} \quad l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{270}{\cos 32} = 318,38 \text{ cm}$$

On obtient une epaisseur  $e = 14 \text{ cm}$

## Calcul de La paillasse et du palier

### charges et surcharges

#### paillasse

dalle .....	$\frac{0,14 \times 2500}{\cos 32} =$	$412,71 \text{ kg/m}^2$
marches .....	$\frac{2200 \times h}{2} =$	$\frac{2200 \times 17}{2} = 187 \text{ kg/m}^2$
carrelage .....	$\frac{22 \cdot 2}{\cos \alpha} =$	$51,76 \text{ kg/m}^2$
mortier .....	$\frac{20 \cdot 2}{\cos \alpha} =$	$47,06 \text{ kg/m}^2$
surcharges .....		$400 \text{ kg/m}^2$

charge par ml  $q_1 = G + 1,2P = 1178,53 \text{ kg/ml}$



Palier

poids propre .....	$2500 \times 0,14 = 350 \text{ kg/m}^2$
enduit (2cm) .....	$0,02 \times 1900 = 38 \text{ kg/m}^2$
finition (5cm) .....	$0,05 \times 2200 = 110 \text{ kg/m}^2$

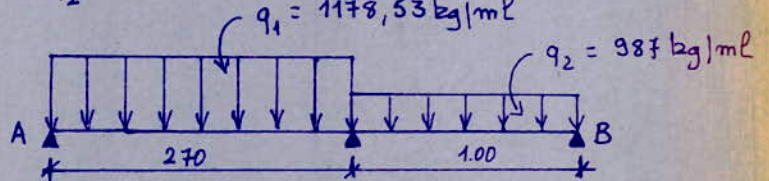
$G = 498 \text{ kg/m}^2$   
 $400 \text{ kg/m}^2$

Surcharges .....

charge par ml

$q_2 = G + 1,2P = 498 + 1,2 \cdot 400 = 998 \text{ kg/ml}$   
 $q_1 = 1178,53 \text{ kg/ml}$

Determination des efforts.



$(\sum M)_B = 0 \rightarrow R_A \times 3,70 - q_1 \times 2,7 \left( \frac{2,7}{2} + 1,0 \right) - q_2 \cdot \frac{1,00^2}{2} = 0$   
 $R_A = 2154,4 \text{ kg}$

$(\sum M)_A = 0 \rightarrow R_B \times 3,7 - q_2 \times 1,00 \left( \frac{1,00}{2} + 2,7 \right) - q_1 \cdot \frac{2,7^2}{2} = 0$   
 $R_B = 2014,63 \text{ kg}$

Moments fléchissants

$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

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

$2,7 \text{ m} \leq x < 3,7 \text{ m}$

$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2} + q_1 \cdot \frac{(x-2,7)^2}{2} - q_2 \cdot \frac{(x-2,7)^2}{2}$

Efforts tranchants

$0 \text{ m} \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$T_x = \frac{dM_x}{dx} = R_A - q_1 \cdot x$

$2,7 \text{ m} \leq x \leq 3,7 \text{ m}$

$T_x = \frac{dM_x}{dx} = R_A - q_1 \cdot x + q_1(x-2,7) - q_2(x-2,7)$

$T_x = 0$  si  $x = 1,66 \text{ m}$  d'où  $M_{\max} = 2056,10 \text{ kg.m}$

En tenant compte d'un semi-encastrement on a :

$M_t = 0,95 M_{\max} = 1747,69 \text{ kg.m}$

$M_{ap} = 0,30 M_{\max} = 616,83 \text{ kg.m}$

Determination des armatures.

Armatures inférieures

$M = 1747,69 \text{ kg.m}$ ,  $b = 100$ ,  $h = 12 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1747,69 \cdot 10^2}{2900 \times 100 \times 12^2} = 0,0650 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8947 \\ k = 32,5 \end{array} \right.$   
 $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{32,5} = 86,15 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$   
 pas d'aciers comprimés



$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon_k} = \frac{1747,69 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9947 \cdot 12} = 5,81 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

Armatures de chapeaux  $M = 616,83 \text{ kg.m}$

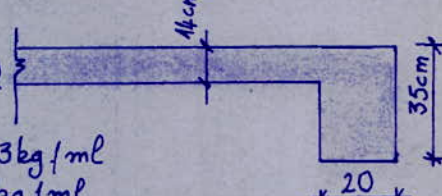
$$\mu = \frac{15 \cdot 616,83 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,0229 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9334 \\ k = 60 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{60} = 46,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{616,83 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9334 \times 12} = 1,97 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T8$$

calcul de la poutre paliere

La section choisie  $20 \times 35 \text{ cm}$ , cette poutre est semi-encastree aux poteaux à mi-étage, sa portée est de  $2,85 \text{ m}$ , l'enrobage est de  $2 \text{ cm}$

- poids propre :  $0,2 \times 0,35 \cdot 2500 = 175 \text{ kg/ml}$
  - Effort tranchant de la paillasse :  $2014,63 \text{ kg/ml}$
  - Poids du Mur :  $734,4 \text{ kg/ml}$
- 

La poutre sera calculée isostatiquement, néanmoins, on peut supposer un encastrement partiel au niveau des appuis pour mettre en évidence la solidarité de la poutre au poteau (monolithisme de béton)

Moment isostatique  $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{2924 \times 2,85^2}{8} = 3019,54 \text{ kg.m}$

$M_{bz} = 0,85 M_0 = 2566,61 \text{ kg.m}$

$M_{ap} = 0,30 M_0 = 905,86 \text{ kg.m}$

Effort tranchant  $T = q \cdot \frac{l}{2} = 2924 \cdot \frac{2,85}{2} = 4166,70 \text{ kg}$

Armatures longitudinales

Armatures inférieures  $M = 2566,61 \text{ kg.m}$ ,  $b = 20$ ,  $ht = 35 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2566,61 \cdot 10^2}{2800 \times 20 \times 33^2} = 0,0631 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8960 \\ k = 33,1 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{33,1} = 84,59 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

pas d'armatures comprimées



$$A = \frac{2566,61 \cdot 10^2}{2800 \times 0,896 \cdot 33} = 3,10 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \gg 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{ben}}} = 0,69 \cdot 20 \times 33 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,64 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

Armatures de chapeaux :

$$\mu = \frac{15 \cdot 905,86 \cdot 10^2}{2900 \cdot 20 \cdot 33^2} = 0,0223 \quad \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 0,9346 \\ k = 61,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{905,86 \cdot 10^2}{2900 \times 0,9346 \times 33} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{61,5} = 45,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Vérification de l'effort tranchant aux appuis.

$$A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{z} = 4166,70 - \frac{905,86}{7/8 \cdot 33} = 4135,33 \text{ kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 2,35 \times 2800 = 6580 \quad ; \quad A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{z}$$

Condition aux appuis

$$c \gg \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \times 4166,7}{20 \times 68,5} = 6,08 \text{ cm}$$

Vérification à l'adhérence

$$\bar{\tau}_d = \frac{T}{m \cdot p \cdot z} = \frac{4166,7}{3 \cdot \pi \cdot 1 \times 7/8 \cdot 33} = 15,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}'_b = 2 \times 15 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales

Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4166,7}{20 \cdot 7/8 \cdot 33} = 7,22 \text{ kg/cm}^2$$

au niveau de l'appui  $\bar{\tau}_b = 45,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$   
 pour ne pas avoir recours aux armatures transversales inclinées  
 on doit vérifier :  $\bar{\tau}_b = 7,22 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \cdot 5,9 = 20,6 \text{ kg/cm}^2$   
 ou on utilise des armatures transversales  $\perp$  à la ligne moyenne  
 soit  $A_t = 1 \text{ cadre } \varnothing 6 + 1 \text{ épingle } \varnothing 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 h = 6,6 \text{ cm} \\ 33 \left( 1 - 0,3 \frac{7,22}{5,9} \right) = 20,99 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_{\text{at}} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{\text{ben}} = \left( 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \cdot \bar{\sigma}'_b} \right) \cdot \bar{\sigma}_{\text{ben}} = \left( 1 - \frac{7,22}{9 \times 5,9} \right) \times 2400 = 2073,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{\text{at}}}{T} = \frac{0,85 \cdot 28 \cdot 2073,67}{4166,7} = 12,21 \text{ cm}$$

On prend un espacement constant de 12 cm ;

le 1<sup>er</sup> cours sera placé à  $t/2 = 6 \text{ cm}$  du nu de l'appui de la poutre



# ETUDE AU SEISME

Le lieu d'implantation du bâtiment, SOUMAA, est une région sujette aux séismes donc notre construction sera conçue de manière à résister aux éventuelles secousses sismiques.

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut être oblique ou verticale.

On peut donc concevoir deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale qu'on caractérise par la valeur des accélérations verticale et horizontale du mouvement sismique et d'admettre qu'elles s'adressent aux masses mêmes de la construction.

Dans le cas de constructions comportant des planchers rigides, on applique les forces horizontales au niveau de chaque plancher et dans l'évaluation des charges soumises à l'action sismique on mettra en compte les charges permanentes et la fraction de surcharges revenant au plancher considéré.

## Recommandations et conception générale des bâtiments

Réduire autant que possible la hauteur du bâtiment et en particulier le rapport de cette hauteur à sa largeur, si ce rapport excède les valeurs suivantes, des justifications spéciales devront être fournies:

2,5 pour une zone de faible sismicité,  
2,0 pour une zone de forte sismicité  
1,5 pour une zone de très forte sismicité

Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie.  
Éviter les grandes ouvertures.

Prévoir, si possible, un sous-sol général ou des fondations profondes, massives qui ancrent la construction dans le sol.

Éviter les encorbellements de tous les éléments de construction mal liés à l'ossature.

Choisir de préférence un terrain compact et établir des fondations profondes soigneusement chaînées et ancrées dans le sol résistant pour s'opposer aux soulèvements dus au séisme.

Pour la superstructure

Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.

Réaliser des nœuds rigides



• assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tous les sens.

• dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre des barres.

• Prevoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature ou aux chaînages

• La vérification de la stabilité d'ensemble du bâtiment visavis de l'action des séismes s'effectue en supposant soumis à des systèmes de forces fictifs ou systèmes équivalents dont les effets sont quasi-équivalents à ceux de l'action sismique.

Un système de forces horizontales : les sollicitations sismiques horizontales sont de directions quelconques, cependant les règlements permettent la vérification dans deux directions

Un système de forces verticales (ascendants et descendants)

Un système de couples de torsion d'axe vertical.

Les forces sismiques horizontales et verticales s'exerçant sur un élément sont appliquées au centre de gravité de cet élément et sont proportionnelles au poids des charges agissant sur cet élément. Les coefficients de proportionnalité seront déterminés dans ce chapitre.

On admet aussi que les charges et les fractions des surcharges sont ramenées au niveau des planchers.

On ne tiendra pas compte de la sollicitation de torsion si le rapport

$$\eta = \frac{L_u}{L_v} \text{ est inférieur à } 2,5 \text{ (} L_u \text{: longueur du bâtiment)}$$

$$\text{(} L_v \text{: largeur du bâtiment)}$$

### Calcul des coefficients sismiques horizontaux

Les coefficients sismiques horizontaux s'expriment par:

$$\text{le coefficient longitudinal } \bar{\sigma}_u = \alpha \beta_u \gamma \cdot S$$

$$\text{le coefficient transversal } \bar{\sigma}_v = \alpha \beta_v \gamma \cdot S$$

### Le coefficient d'intensité $\alpha$

il dépend de l'intensité nominale  $m$  pour laquelle est demandé la protection de la construction.

pour la région d'Alger, l'intensité nominale  $m=8$   
d'où le coefficient d'intensité  $\alpha=1$



Le coefficient de Réponse  $\beta$

il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence, il dépend de la période  $T$  du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée, dans notre cas, le contreventement est assuré par une ossature en béton armé

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

H: hauteur du bâtiment 12,64 m  
 Lu: Longueur du bâtiment 23,50 m  
 Lv: Largeur du bâtiment 11,60 m

Sens Longitudinal  $\beta_u$  est donné par

$$\beta_u = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T_u}} \quad \text{avec} \quad T_u = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_u}}$$

Sens transversal :

$$\beta_v = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T_v}} \quad \text{avec} \quad T_v = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_v}}$$

Portique	I-I	II-II	III-III	IV-IV
L(m)	11,60	9,15	23,5	7,53
T(s)	0,334	0,376	0,235	0,415
$\beta$	0,094	0,090	0,10	0,087

Le coefficient de distribution  $\gamma$

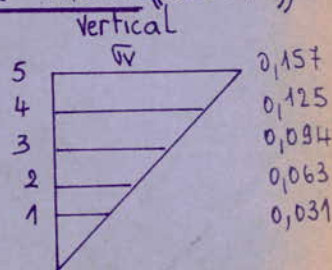
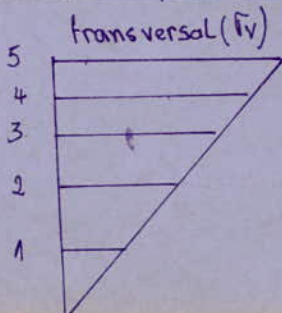
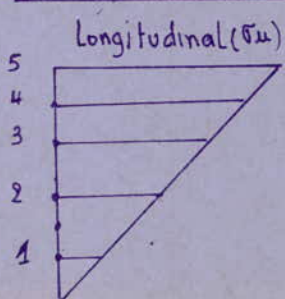
Le coefficient applicable au plancher de rang  $r$  à partir de la base s'écrit

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1} \quad \text{avec } n: \text{Nombre de planchers}$$

$r$	1	2	3	4	5
$\gamma_r$	0,373	0,545	0,818	1,091	1,364

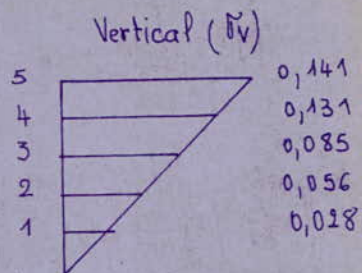
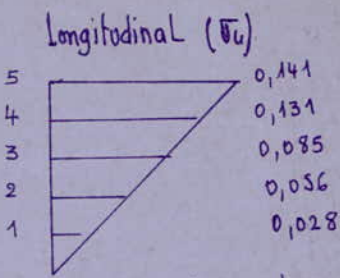
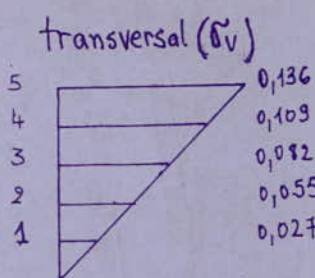
Le coefficient de Fondations  $\xi$

Semelles superficielles, sur terrain de Consistance moyenne  $S = 1,15$   
 Calcul des coefficients sismiques pour les différents Niveaux (bloc A)





bloc B



Le coefficient sismique vertical est exprimé par  $\sigma_v = \max(\sigma_u, \sigma_v)$   
Sollicitation de torsion

Il n'y a pas lieu de considérer la sollicitation de torsion vu que le rapport

bloc A  $\eta = \frac{L_u}{L_v} = \frac{23,50}{11,60} = 2,03$  est inférieur à 2,5

bloc B  $\eta = \frac{L_u}{L_v} = \frac{9,15}{7,53} = 1,22$  est inférieur à 2,5

Joint de dilatation

Les abaques des annexes B<sub>1</sub> des PS 69 donnent en fonction de L et H et au facteur  $\alpha$  S.T. près, la largeur du joint à aménager entre 2 blocs; l'épaisseur minimale est  $e = (\alpha \cdot \gamma \cdot S) \cdot b$ , ou

$e = 39,7 (T_A^2 \sigma_A + T_B^2 \sigma_B)$

Bloc A: sens transversal  $T_A = 0,334 \rightarrow \beta = 0,094$   
 sens longitudinal  $T_A = 0,235 \rightarrow \beta = 0,1$

Bloc B: sens transversal  $T_B = 0,415 \rightarrow \beta = 0,087$   
 sens longitudinal  $T_B = 0,376 \rightarrow \beta = 0,09$

dans le sens transversal:

BLOC A  $\begin{cases} \sigma_A = 1,364 \cdot 1,15 \cdot 1 \times 0,094 = 0,147 \\ T_A = 0,334 \text{ s.} \end{cases}$

BLOC B  $\begin{cases} \sigma_B = 1,364 \times 1,15 \times 0,087 = 0,136 \\ T_B = 0,415 \text{ s.} \end{cases}$

dans le sens longitudinal

Bloc A  $\begin{cases} \sigma_A = 1,364 \cdot 1,15 \times 1 \times 0,1 = 0,157 \\ T_A = 0,235 \text{ s.} \end{cases}$

BLOC B  $\begin{cases} \sigma_B = 1,364 \times 1,15 \times 0,09 = 0,141 \\ T_B = 0,376 \text{ s.} \end{cases}$

Sens transversal:  $e = 39,7 (T_A^2 \sigma_A + T_B^2 \sigma_B) = 39,7 (0,334^2 \cdot 0,147 + 0,415^2 \cdot 0,136)$

$e = 1,58 < 2 \text{ cm}$  donc on prend  $e = 2 \text{ cm}$



dans le sens Longitudinal

$$e = 39,7 \left( 0,235^2 \times 0,157 + 0,376^2 \cdot 0,141 \right) = 1,14 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

On prend e = 2 cm

détermination des forces sismiques.

BLOCA

ETUDE du portique transversal I-I:

Surface qui lui revient  $S = \left( \frac{5+5}{2} \right) \times 11,60 = 58 \text{ m}^2$

Niveau Terrasse:

$$G = 610 \text{ kg/m}^2, \quad P = 100 \text{ kg/m}^2$$

charges permanentes:

plancher .....  $610 \times 58 = 35380 \text{ kg}$

acrotère .....  $(100 \times 5) \cdot 2 = 1000 \text{ kg}$

poutres transversales ...  $0,25 \times 0,45 \times 2500(4,95 - 0,4) \times 2 + 0,25 \times 0,45 \times 2500(1,7 - 0,4) = 2925 \text{ kg}$

poutres Longitudinales..  $4 \times (5 - 0,25) \times 0,25 \times 0,5 \times 2500 = 5937,5 \text{ kg}$

$\frac{1}{2}$  poteaux .....  $\frac{1}{2} 0,25 \cdot 0,4 \times 2500 \times 3,00 \times (4) = 1500 \text{ kg}$

---

$$G = 46742,5 \text{ kg}$$

$$P = 100 \times 58 = 5800 \text{ kg.}$$

$$W = \frac{P}{5} + G = \frac{5800}{5} + 46742,5 = 47902,5 \text{ kg}$$

Niveau courant

$$G = 475 \text{ kg/m}^2, \quad P = 250 \text{ kg/m}^2$$

charges permanentes

plancher .....  $475 \times 58 = 27550 \text{ kg}$

poutres transversales .....  $2925 \text{ kg}$

poutres longitudinales .....  $5937,5 \text{ kg}$

poteaux .....  $1500 \times 2 = 3000 \text{ kg}$

murs .....  $2 \times 734,4 \times 5 \times 0,7 = 5140,8 \text{ kg}$

---

$$G = 44553,3 \text{ kg}$$

$$P = 250 \times 58 = 14500 \text{ kg.}$$

charges et surcharges mises à l'action Sismique

$$W = \frac{P}{5} + G = \frac{14500}{5} + 44553,3 = 47453,3 \text{ kg}$$



Niveau R.D.C.

charges permanentes

plancher	27550 kg
poutres transversales	2925 kg
poutres longitudinales	5937,5 kg
poteaux	2150 kg
murs	5140,8 kg
	<u>G = 43703,3 kg</u>

$$P = 250 \times 58 = 14500 \text{ kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 43703,3 + \frac{14500}{5} = 46603,3 \text{ kg}$$

Portique Longitudinal III-III :  $S = 23,50 \left( \frac{4,95}{2} + \frac{1,70}{2} \right) = 78,14 \text{ cm}^2$

Niveau Terrasse  $G = 610 \text{ kg/m}^2$  ,  $P = 100 \text{ kg/m}^2$

charges permanentes

plancher	$610 \times 78,14 = 47665,40 \text{ kg}$
acrotère	$100 \left[ \frac{4,95}{2} + \frac{1,70}{2} \right] = 332,5 \text{ kg}$
poutres transversales	$0,25 \times 0,45 \times 2500 \times (3,325 - 0,4) \times 6 = 4935,94 \text{ kg}$
poutres longitudinales	$0,25 \times 0,5 \times 2500 \times (23,5 - 0,25 \times 3) = 6953,13 \text{ kg}$
$\frac{1}{2}$ poteaux	$\frac{1}{2} \cdot 0,25 \cdot 0,4 \times 2500 \times 3,00 \times 6 = 2250 \text{ kg}$
	<u>G = 62136,95 kg</u>

$$P = 100 \times 78,14 = 7814 \text{ kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 62136,95 + \frac{7814}{5} = 63699,76 \text{ kg}$$

Niveau courant :  $G = 475 \text{ kg/m}^2$  ,  $P = 250 \text{ kg/m}^2$

charges permanentes

plancher	$475 \times 78,14 = 37116,50 \text{ kg}$
poutres transversales	4935,94 kg
poutres longitudinales	6953,13 kg
poteaux	$2250 \times 2 = 4500 \text{ kg}$
Murs	$734,4 \times 3,325 \times 0,7 = 1709,32 \text{ kg}$
	<u>G = 55214,89 kg</u>

$$P = 250 \times 78,14 = 19535,00 \text{ kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 59121,89 \text{ kg}$$



charges permanentes

plancher	37116,50 kg
poutres transversales	4935,94 kg
poutres longitudinales	6953,13 kg
poteaux	3225,00 kg
murs	1709,32 kg
	<hr/>
	G = 53939,89 kg

$$P = 250 \times 78,14 = 19535,00 \text{ kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 57846,89 \text{ kg}$$

BLOC B

Étude du portique II-II :  $S = \left( \frac{2,8}{2} + \frac{3,5}{2} \right) \times 9,15 = 28,8 \text{ cm}^2$

Niveau terrasse :

Plancher	610 x 28,8 = 17581,725 kg
poutres transversales	... 0,2 x 0,35 x 2500 x (3,725 - 0,4) x 2 + 0,2 x 0,35 x 2500 (1,70 - 0,4) = 1391,25 kg
poutres longitudinales	3(3,15 - 0,25) x 0,2 x 0,35 x 2500 = 2255,56 kg
1/2 poteaux	... $\frac{1}{2} \cdot 0,25 \times 0,40 \times 3 \times 2500 \times 4 = 1500 \text{ kg}$
Acrotère	... $100 \times 2 \times \left( \frac{2,8}{2} + \frac{3,5}{2} \right) = 630 \text{ kg}$
	<hr/>
	G = 23358,54 kg

$$P = 100 \times 28,8 = 2882,25 \text{ kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 23934,99 \text{ kg}$$

Niveau courant

Plancher	475 x 28,8 = 13690,69 kg
poutres transversales	... 1391,25 kg
poutres longitudinales	... 2255,56 kg
poteaux	... 3000 kg
murs	... $2 \times 734,4 \times 0,7 \times 3,15 = 3238,7 \text{ kg}$
	<hr/>
	G = 23576,20 kg

$$P = 250 \times 28,8 = 7205,63 \text{ kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 25017,33 \text{ kg}$$



Niveau RDC

charges permanentes

- plancher . . . . . 13690,69 kg
  - poutres transversales . . . . 1391,25 kg
  - poutres longitudinales . . . . 2255,56 kg
  - poteaux . . . . .  $0,25 \times 0,40 \times 2500 \times 4 \left( \frac{300}{2} + 0,65 \right) = 2150 \text{ kg}$
  - Murs . . . . . 3238,7 kg
- G = 22726,20 kg

P = 250 x 28,8 = 7205,63 kg

W = G +  $\frac{P}{5}$  = 24167,33 kg

Etude du portique IV-IV : s = 7,53 x 2,7125 = 20,43 cm<sup>2</sup>

Niveau terrasse :

charges permanentes

- plancher 610 x 20,43 = 12462,30 kg
  - Acrotère 100 [ 2,7125 ] = 271,25 kg
  - p. transversales 4 x 0,2 x 0,35 x 2500 (2,7125 - 0,4) = 1619,75 kg
  - p longitudinales 0,20 x 0,35 x 2500 x (7,53 - 0,25 x 4) = 1142,75 kg
  - 1/2 poteaux . . : 1/2 . 0,25 x 0,40 x 2500 x 3 x (4) = 1500 kg
- G = 16955,05 kg

P = 100 x 20,43 = 2043 kg

W =  $\frac{P}{5}$  + G = 17403,65 kg

Niveau Courant

charges permanentes . . . : G = 475 kg/m<sup>2</sup>

- plancher . . . . . 9704,25 kg
  - poutres transversales 1619,75 kg
  - poutres longitudinales 1142,75 kg
  - poteaux . . . . . 1500 x 2 = 3000 kg
  - Murs . . . . . 734,4 x 2,7125 x 0,7 = 1394,44 kg
- G = 16860,19 kg

P = 5107,50 kg

W = 17881,69 kg



Niveau R.D.C

charges permanentes

plancher 9704,25 kg

poutres transversales 1618,75 kg

poutres longitudinales 1142,75 kg

poteaux 2150 kg

Murs 1394,44 kg

---

$$G = 16070,19 \text{ kg}$$

$$P = 250 \times 20,43 = 5107,5 \text{ kg}$$

$$W = \frac{P}{5} + G = 17031,69 \text{ kg}$$



Evolution des forces sismiques horizontales

$$F_H = W \sigma_H \quad , \quad \sigma_H = \max(\sigma_u, \sigma_v)$$

	Niveau	$W = G + \frac{P}{5}$	$\sigma_H$	$F_H = W \cdot \sigma_H$	Forces Cumulées en (t)
Portique I-I (trans)	5	47902,5	0,147	7041,67	
	4	47453,30	0,118	5599,49	
	3	47453,30	0,088	4175,89	
	2	47453,30	0,059	2799,74	
	1	46603,30	0,030	1398,10	
Portique III-III (Longit)	5	63699,76	0,157	10000,86	
	4	59121,89	0,125	7390,24	
	3	59121,89	0,094	5557,46	
	2	59121,89	0,063	3724,68	
	1	57846,89	0,031	1793,25	
Portique II-II (Longitudinal)	5	23934,99	0,141	3374,83	
	4	25017,33	0,113	2826,96	
	3	25017,33	0,085	2126,47	
	2	25017,33	0,056	1400,97	
	1	24167,33	0,028	676,69	
Portique IV-IV (transversal)	5	17403,65	0,136	2366,90	
	4	17881,69	0,109	1949,10	
	3	17881,69	0,082	1466,30	
	2	17881,69	0,055	983,49	
	1	17031,69	0,027	459,86	



Evaluation des forces sismiques Verticales

Portique	Longueur (m)	niveau	$\bar{\sigma}_v$	W (kg)	$F_v = W \bar{\sigma}_v$ (t)	$F_v = W \bar{\sigma}_v$ (t/m <sup>2</sup> )
I-I	11,60	5	0,157	47902,50	7,52	0,65
		4	0,125	47453,30	5,93	0,51
		3	0,094	47453,30	4,46	0,38
		2	0,063	47453,30	2,99	0,26
		1	0,031	46603,30	1,44	0,12
III-III	23,50	5	0,157	63699,76	10	0,43
		4	0,125	59121,89	7,39	0,31
		3	0,094	59121,89	5,56	0,24
		2	0,063	59121,89	3,72	0,16
		1	0,031	57846,89	1,79	0,08
II-II	9,15	5	0,141	23974,99	3,37	0,37
		4	0,113	25017,33	2,83	0,31
		3	0,085	25017,33	2,13	0,23
		2	0,056	25017,33	1,40	0,15
		1	0,028	24167,33	0,68	0,07
IV-IV	7,53	5	0,141	17403,65	2,45	0,33
		4	0,113	17881,69	2,02	0,27
		3	0,085	17881,69	1,52	0,20
		2	0,056	17881,69	1,00	0,13
		1	0,028	17031,69	0,48	0,06



ETUDE DES PORTIQUES SOUS FORCES

SISMQUES HORIZONTALS

On utilisera la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes, intitulé "Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé"

Méthode de BOWMAN

Cette méthode donne des résultats assez proches de ceux obtenus par des méthodes exactes.

La force sismique horizontale  $\Sigma F$  obtenue à chaque niveau se partage proportionnellement aux Inerties des poteaux suivant les deux formules

$$f_i = \frac{\Sigma F \cdot I_i}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{m-1}} \text{ pour un poteau intermédiaire (i)}$$

$$f_j = \frac{\Sigma F \cdot 0,8 I_j}{0,8(I_1 + I_m) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \text{ pour un poteau de rive (j=1 ou j=n)}$$

Les points de moments nuls dans les poteaux de hauteur H se situent à :

- 0,65 h de la partie supérieure du poteau, au dernier niveau
- 0,60 h de la partie supérieure du poteau, à l'avant dernier niveau
- 0,55 h de la partie supérieure du poteau, au niveau directement audessous
- 0,50 h dans tous les niveaux, sauf du dernier.
- 0,60 h à partir de la base du poteau, au premier niveau -

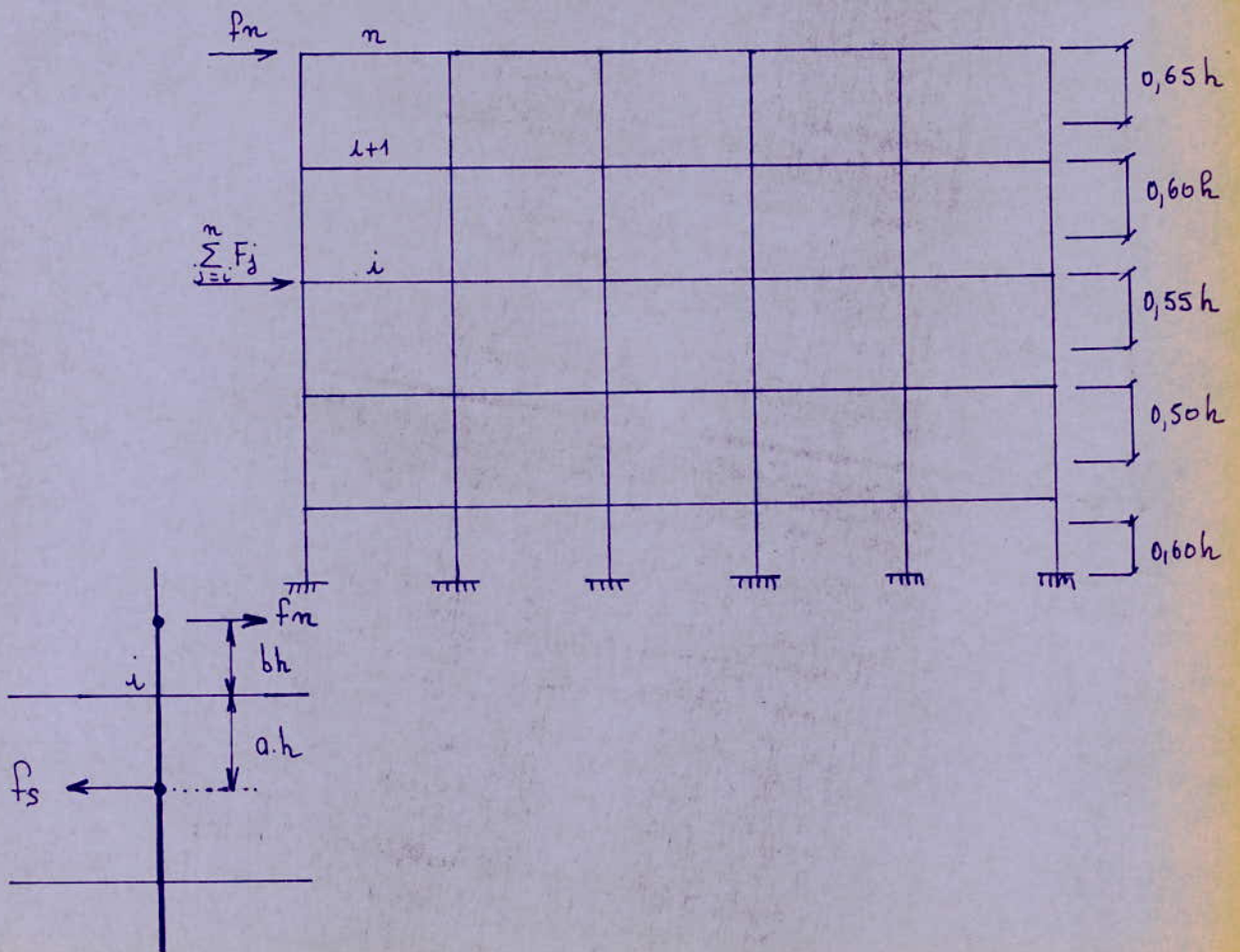
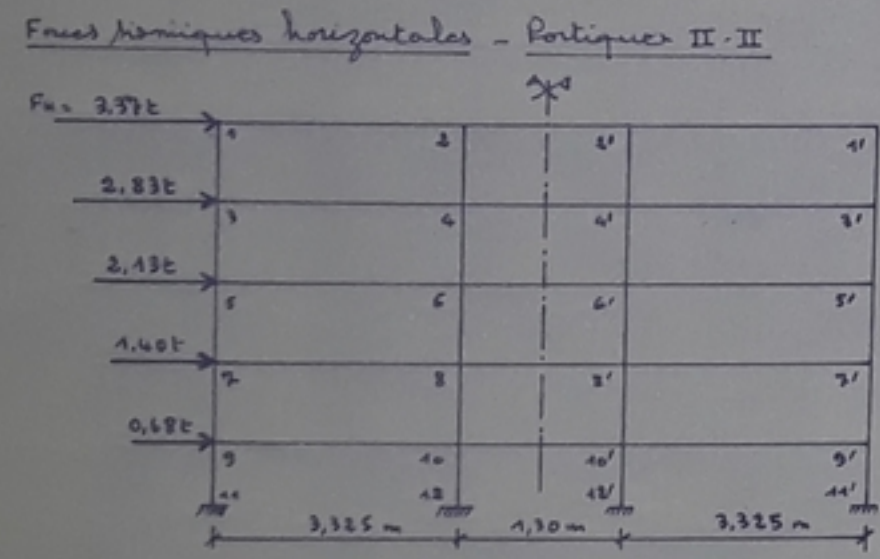
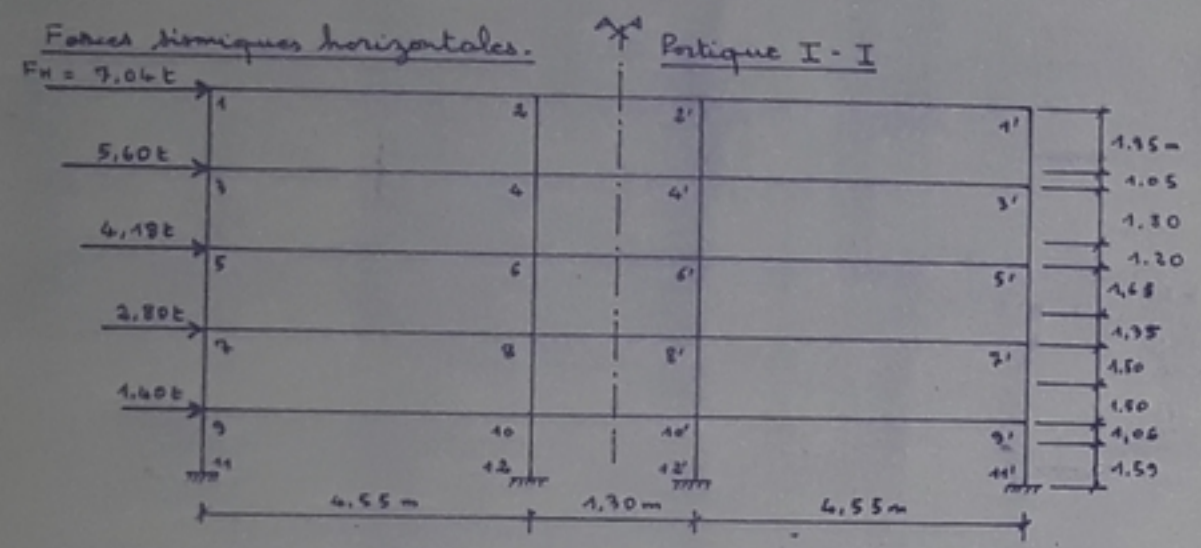
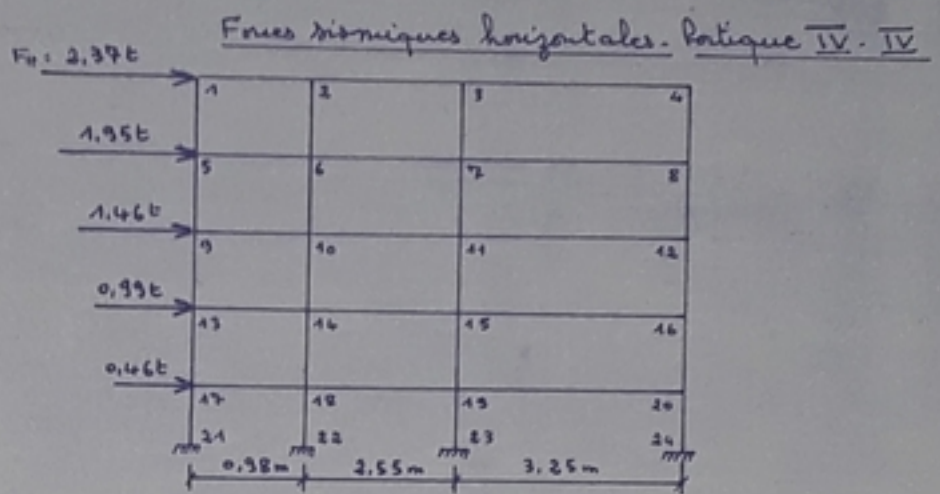
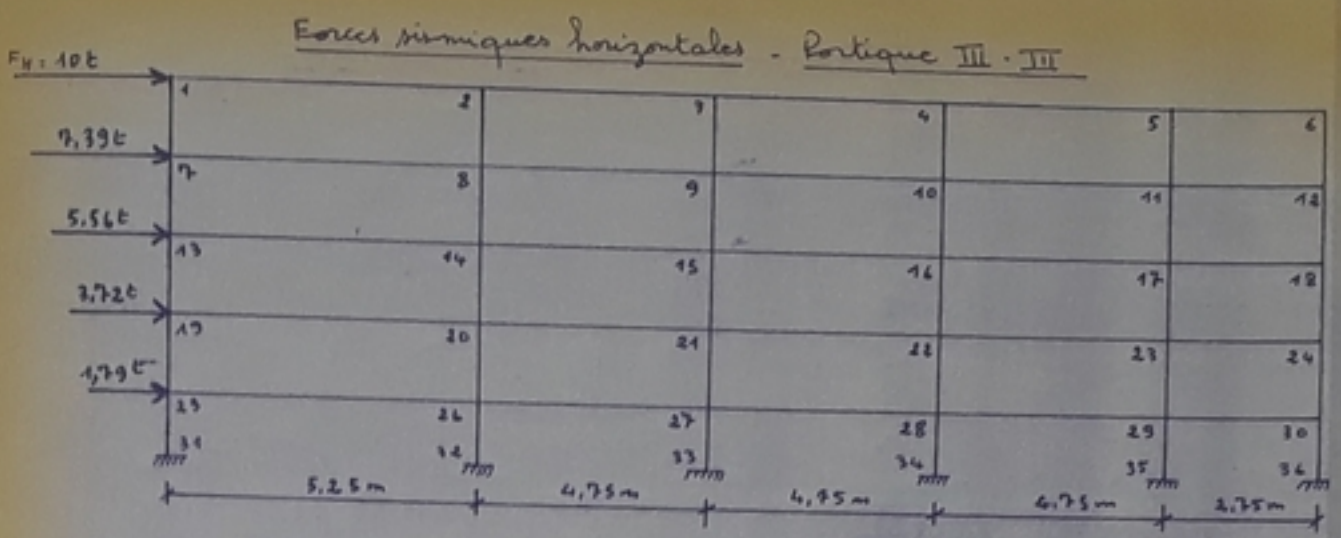




Tableau donnant les forces pour chaque niveau et pour chaque portique

Niveau	Portique I-I (longit)		Portique III-III (longit)		Portique III-III (trans)		Portique III-III (trans)		d h	(1-2)h
	F <sub>1</sub> = F <sub>1'</sub> 0,22EF	F <sub>2</sub> = F <sub>2'</sub> 0,29EF	F <sub>1</sub> = F <sub>1'</sub> 0,14EF	F <sub>2</sub> = F <sub>2'</sub> 0,19EF	F <sub>1</sub> = F <sub>1'</sub> 0,22EF	F <sub>2</sub> = F <sub>2'</sub> 0,28EF	F <sub>1</sub> = F <sub>1'</sub> 0,22EF	F <sub>2</sub> = F <sub>2'</sub> 0,28EF		
5	1,56	1,96	1,43	1,79	0,75	0,94	0,52	0,66	1,95	1,05
4	2,81	3,51	2,48	3,11	1,38	1,74	0,95	1,21	1,80	1,20
3	3,74	4,67	3,28	4,10	1,85	2,33	1,27	1,62	1,65	1,35
2	4,36	5,45	3,81	4,76	2,16	2,72	1,49	1,90	1,50	1,50
1	4,67	5,84	4,07	5,08	2,31	2,91	1,59	2,02	1,06	1,59



Efforts tranchants et moments de travée - Portiques I-I et II-II

Niveau	Travées	Portique I - I			Portique II - II		
		T <sub>S</sub> → T <sub>S</sub> ←	T <sub>S</sub> → T <sub>S</sub> ←	M <sub>E</sub>	T <sub>S</sub> → T <sub>S</sub> ←	T <sub>S</sub> → T <sub>S</sub> ←	M <sub>E</sub>
5	1-2	-1,322	1,322	0,035	-0,836	0,836	0,073
	2-2'	-1,306	1,306	0	-0,792	0,792	0
4	3-4	-2,904	2,904	0,091	-1,875	1,875	0,156
	4-4'	-2,863	2,863	0	-1,792	1,792	0
3	5-6	-4,135	4,135	0,137	-2,699	2,699	0,232
	6-6'	-4,074	4,074	0	-2,566	2,566	0
2	7-8	-5,022	5,022	0,164	-3,298	3,298	0,272
	8-8'	-4,951	4,951	0	-3,125	3,125	0
1	9-10	-4,981	4,981	0,159	-3,263	3,263	0,215
	10-10'	-4,911	4,911	0	-3,086	3,086	0

PB 03081  
après p. 58 - 1.

Effets normaux dans les poteaux - Portiques I-I et II-II

Niveau	Poteaux	Portique I-I		Portique II-II	
		N <sub>cum</sub>	N <sub>cum</sub>	N <sub>cum</sub>	N <sub>cum</sub>
5	1-3	-1,322	-0,836		
	2-4	0,016	0,016		
	2'-4'	-0,016	-0,016		
	1'-3'	1,322	0,836		
	3-5	-4,226	-2,749		
4	4-6	0,057	0,137		
	4'-6'	-0,057	-0,137		
	3'-5'	4,226	2,749		
	5-7	-8,361	-5,410		
	6-8	0,118	0,270		
3	6'-8'	-0,118	-0,270		
	5'-7'	8,361	5,410		
	7-9	-13,783	-8,698		
	8-10	0,189	0,433		
	8'-10'	-0,189	-0,433		
2	9-11	17,383	8,698		
	9'-11'	-17,383	-8,698		
	10-12	0,259	0,610		
	10'-12'	-0,259	-0,610		
	8'-10'	17,383	8,698		
1	11-13	-17,383	-8,698		
	11'-13'	17,383	8,698		
	12-14	0,259	0,610		
	12'-14'	-0,259	-0,610		
	11'-13'	17,383	8,698		

Moments dans les travées - Moments à la tête et à la base des poteaux - Portiques I-I et II-II

Niveau	File 1 (1')	Portique I - I			Portique II - II		
		M <sub>1e</sub>	M <sub>1s</sub>	M <sub>2e</sub>	M <sub>1e</sub>	M <sub>1s</sub>	M <sub>2e</sub>
5	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						
4	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						
3	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						
2	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						
1	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						
	M <sub>2e</sub>						
	M <sub>2w</sub>						



Moments dans les travées - Moments à la tête et à la base des poteaux

Portique III-III

Niveaux		5	4	3	2	1
File 1 atc	M <sub>ac</sub>	2,789	5,966	8,338	10,143	10,025
	M <sub>s</sub>	2,789	4,466	5,412	5,715	4,314
	M <sub>n</sub>	1,502	2,976	4,428	5,715	6,471
File 2	M <sub>2c</sub>	1,658	3,552	4,986	6,024	5,949
	M <sub>2w</sub>	1,833	3,926	5,511	6,654	6,576
	M <sub>s</sub>	3,491	5,598	6,765	7,140	5,385
	M <sub>n</sub>	1,880	3,732	5,535	7,140	8,077
File 3	M <sub>3c</sub>	1,746	3,739	5,249	6,338	6,263
	M <sub>3w</sub>	1,746	3,739	5,249	6,338	6,263
	M <sub>s</sub>	3,491	5,598	6,765	7,140	5,385
	M <sub>n</sub>	1,880	3,732	5,535	7,140	8,077
File 4	M <sub>4c</sub>	1,746	3,739	5,249	6,338	6,263
	M <sub>4w</sub>	1,746	3,739	5,249	6,338	6,263
	M <sub>s</sub>	3,491	5,598	6,765	7,140	5,385
	M <sub>n</sub>	1,880	3,732	5,535	7,140	8,077
File 5	M <sub>5c</sub>	1,280	2,748	3,849	4,667	4,593
	M <sub>5w</sub>	2,211	4,736	6,648	8,027	7,933
	M <sub>s</sub>	3,491	5,598	6,765	7,140	5,385
	M <sub>n</sub>	1,880	3,732	5,535	7,140	8,077

Portique IV-IV

Niveaux		5	4	3	2	1
File 1	M <sub>1c</sub>	1,014	2,256	3,236	3,950	3,925
	M <sub>s</sub>	1,014	1,710	2,096	2,235	1,690
	M <sub>n</sub>	0,546	1,140	1,715	2,235	2,530
File 2	M <sub>2c</sub>	0,930	2,067	2,970	3,627	3,593
	M <sub>2w</sub>	0,360	0,804	1,155	1,410	1,357
	M <sub>s</sub>	1,287	2,178	2,673	2,850	2,140
	M <sub>n</sub>	0,693	1,452	2,187	2,850	3,210
File 3	M <sub>3c</sub>	0,720	1,608	2,310	2,821	2,794
	M <sub>3w</sub>	0,570	1,509	1,815	2,216	2,196
	M <sub>s</sub>	1,287	2,178	2,673	2,850	2,140
	M <sub>n</sub>	0,693	1,452	2,187	2,850	3,210
File 4	M <sub>4w</sub>	1,014	2,256	3,236	3,950	3,925
	M <sub>s</sub>	1,014	1,710	2,096	2,235	1,690
	M <sub>n</sub>	0,546	1,140	1,715	2,235	2,530

Efforts tranchants et moments en travée

Portique III-III

Niveaux	Travées	T <sub>SiH</sub> →	T <sub>SiH</sub> ←	M <sub>E</sub>
5	1-2	-0,880	0,880	0,472
	2-3	-0,717	0,717	-0,044
	3-4	-0,735	0,735	0
	4-5	-0,833	0,833	-0,233
	5-6	-1,480	1,480	-0,755
4	7-8	-1,884	1,884	1,020
	8-9	-1,535	1,535	-0,094
	9-10	-1,574	1,574	0
	10-11	-1,784	1,784	-0,499
	11-12	-3,167	3,167	-1,612
3	13-14	-2,647	2,647	1,439
	14-15	-2,155	2,155	-0,132
	15-16	-2,210	2,210	0
	16-17	-2,505	2,505	-0,700
	17-18	-4,450	4,450	-2,270
2	19-20	-3,199	3,199	1,745
	20-21	-2,602	2,602	-0,159
	21-22	-2,669	2,669	0
	22-23	-3,024	3,024	-0,245
	23-24	-5,378	5,378	-2,748
1	25-26	-3,163	3,163	1,727
	26-27	-2,571	2,571	-0,157
	27-28	-2,637	2,637	0
	28-29	-2,989	2,989	-0,835
	29-30	-5,317	5,317	-2,718

Portique IV-IV

Niveaux	Travées	T <sub>SiH</sub> →	T <sub>SiH</sub> ←	M <sub>E</sub>
5	1-2	-1,402	1,402	0,327
	2-3	-0,582	0,582	0,180
	3-4	-0,534	0,534	-0,147
4	5-6	-3,122	3,122	0,726
	6-7	-1,402	1,402	0,279
	7-8	-1,189	1,189	-0,324
3	9-10	-4,481	4,481	1,041
	10-11	-1,876	1,876	0,578
	11-12	-1,705	1,705	-0,463
2	13-14	-5,469	5,469	1,270
	14-15	-2,291	2,291	0,706
	15-16	-2,083	2,083	-0,565
1	17-18	-5,431	5,431	1,264
	18-19	-2,270	2,270	0,699
	19-20	-2,067	2,067	-0,565

Efforts normaux dans les poteaux

Portique III-III

Niveaux	Poteaux	N <sub>Norm</sub>
5	1-7	-0,280
	2-8	0,163
	3-9	-0,018
	4-10	-0,098
	5-11	-0,647
	6-12	1,480
4	7-13	-2,764
	8-14	0,512
	9-15	-0,057
	10-16	-0,308
	11-17	-2,030
	12-18	4,647
3	13-19	-5,411
	14-20	1,004
	15-21	-0,112
	16-22	-0,603
	17-23	-3,975
	18-24	9,097
2	19-25	-8,610
	20-26	1,601
	21-27	-0,179
	22-28	-0,958
	23-29	-6,329
	24-30	14,475
1	25-31	-11,773
	26-32	2,193
	27-33	-0,245
	28-34	-1,310
	29-35	-8,657
	30-36	19,792

Portique IV-IV

Niveaux	Poteaux	N <sub>Norm</sub>
5	1-5	-1,430
	2-6	0,242
	3-7	0,058
	4-8	0,530
4	5-9	-4,552
	6-10	2,562
	7-11	0,271
	8-12	1,719
3	9-13	-9,033
	10-14	5,167
	11-15	0,442
	12-16	3,424
2	13-17	-14,502
	14-18	8,345
	15-19	0,650
	16-20	5,507
1	17-21	-19,933
	18-22	11,506
	19-23	0,853
	20-24	7,574

PB 03081

Annex p. 58. 2.







## hypothèses de Calcul

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur, et où les raideurs des différentes travées des poutres parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau plus raide, on admet que:

- les forces horizontales agissant sur une file de poteaux, se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés de 0,8
- les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies ci-dessus suivant la méthode de Bowman.

## Procédé de Calcul

Les forces horizontales agissant au niveau de chaque plancher sont  $F_1, F_2, \dots, F_j, F_{j+1}, \dots, F_{j+m}$ .

pour un niveau considéré  $j$  :  $\Sigma F_j = F_j + F_{j+1} + \dots + F_{j+m}$

$\Sigma F$  sera réparti entre les poteaux supportant un niveau donné

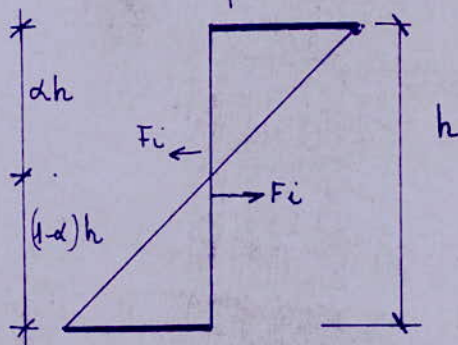
$$f = \frac{\Sigma F \cdot I_i}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{m-1}} \quad \text{poteaux intermédiaires}$$

$$f = \frac{\Sigma F \cdot 0,8I}{0,8(I_1 + I_m) + I_2 + \dots + I_{m-1}} \quad \text{poteaux de Rive}$$

## Moments Fléchissants

dans les poteaux

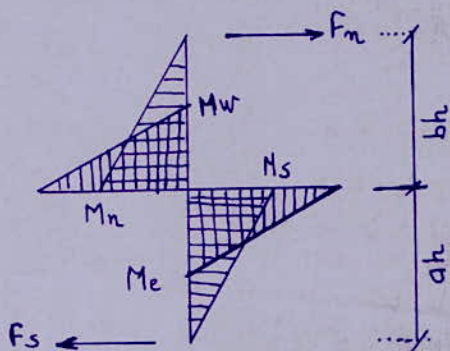
- moments en tête des poteaux :  $M = F_i \cdot \alpha h$
- moments à la base des poteaux :  $M = (1 - \alpha) \cdot h \cdot F_i$





dans Les poutres

La répartition des moments dans les travées sera effectuée proportionnellement aux raideurs des poutres situées à droite et à gauche du nœud. Considéré, les moments dans les poutres doivent équilibrer le moment fléchissant du poteau appartenant à ce nœud.



au droit d'un nœud intermédiaire

$$M_e = (M_n + M_s) \cdot \frac{K_e}{K_w + K_e}$$

$$M_w = (M_n + M_s) \cdot \frac{K_w}{K_w + K_e}$$

$K_e, K_w$  sont les raideurs des poutres aboutissant aux nœuds.

au droit d'un nœud de Rive

$$M_w = M_e = M_n + M_s.$$

Efforts tranchants

Les Efforts tranchants dans les poutres sont calculés en tenant compte des moments de continuité  $M_e$  et  $M_w$

L'expression de l'effort tranchant sera donnée en valeur algébrique sous  $\vec{S}_H$

$$T_e = T_w = \frac{M_e + M_w}{l}$$

Efforts Normaux

Les efforts normaux dans les poteaux du fait qu'ils supportent les poutres sont:

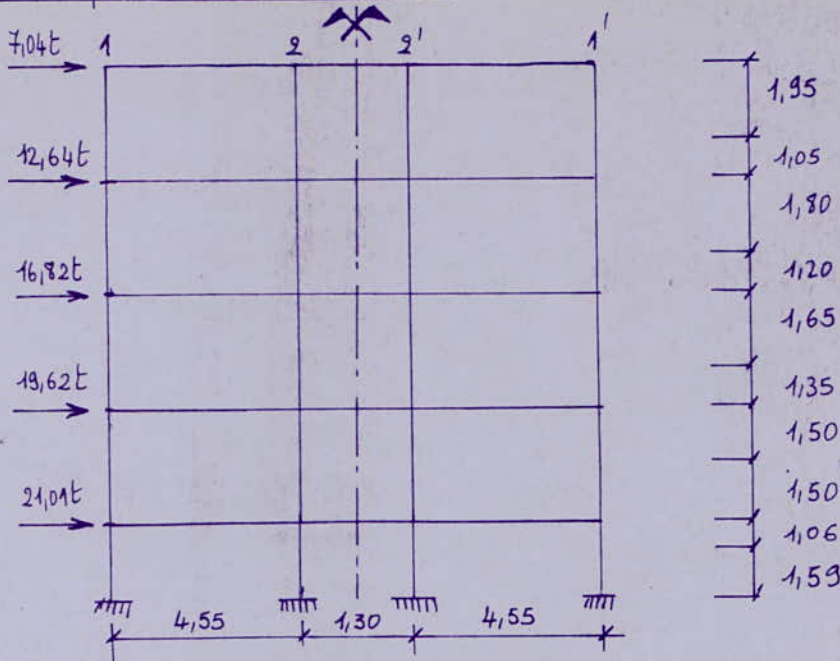
$$N = T_e - T_w \quad \text{avec}$$

$N > 0$  Compression dans le poteau

$N < 0$  traction dans le poteau.



Portique transversal I-I



(distances entre nus des poteaux)  
 détermination des Forces  $F_1, F_2$  ( $F'_1, F'_2$ ) pour chaque niveau  
 Les poteaux ont une section de 25x40 et leur Inertie est Constante  
 La force totale du plancher est  $F = F_1 + F_2 + F'_1 + F'_2$   
 de plus on a:

La force reprise par un poteau de la file (1) ou (1') sera

$$F_1 = F'_1 = \frac{0,8IF}{3,6I} = \frac{0,8F}{3,6}$$

pour les files intermédiaires

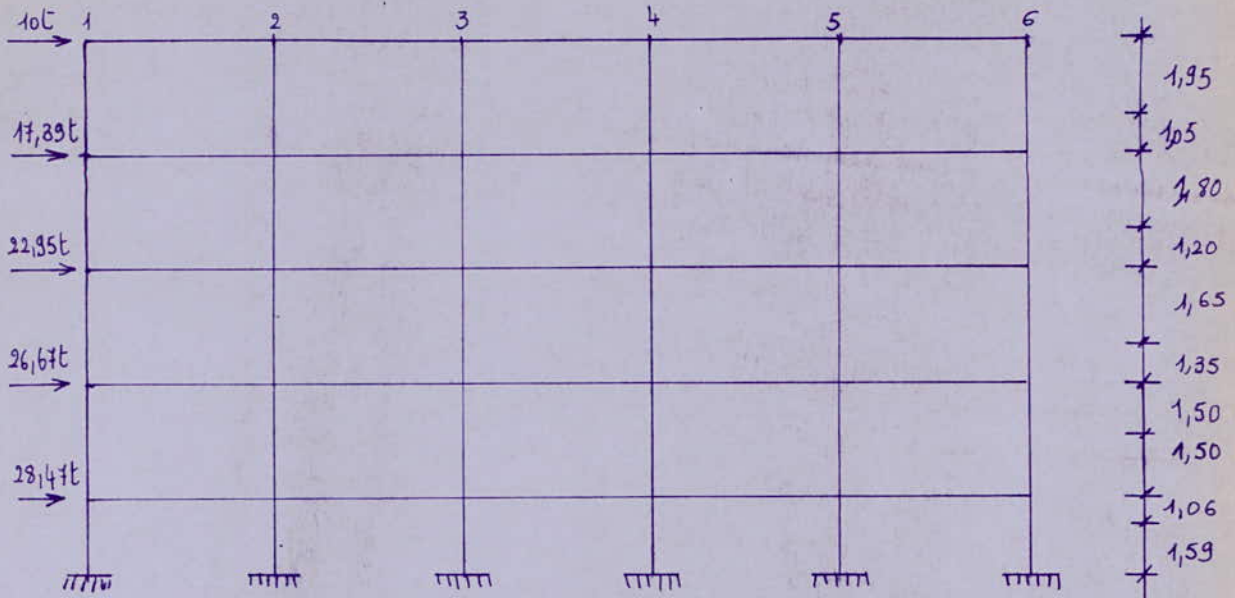
$$F_2 = F'_2 = \frac{I \cdot F}{3,6I} = \frac{F}{3,6}$$

Tableau donnant les forces pour chaque niveau

Niveaux	$F_1 = F'_1 = \frac{0,8F}{3,6}$	$F_2 = F'_2 = \frac{F}{3,6}$	$\alpha h$	$(1-\alpha) h$
5	1,56	1,96	1,95	1,05
4	2,81	3,51	1,80	1,20
3	3,74	4,67	1,65	1,35
2	4,36	5,45	1,50	1,50
1	4,67	5,84	1,06	1,59



Portique Longitudinal III-III



Les forces horizontales qui sollicitent le portique ont été déterminées dans l'étude sismique.  
 force totale du plancher est  $F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6$   
 les poteaux ont une Inertie constante, on a:

$$0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + 0,8 I_6 = 5,6 I$$

La force reprise par un poteau de la file ① ou ⑥ sera

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

pour les files Intermediaires

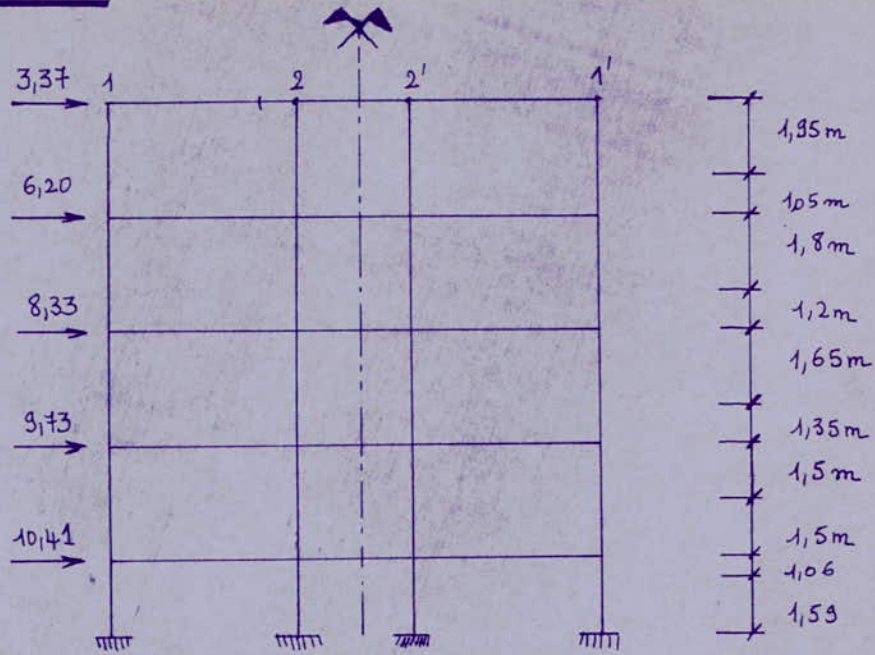
$$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = \frac{I \cdot F}{5,6 I} = \frac{F}{5,6}$$

TABLEAU donnant les forces pour chaque niveau

Niveaux	$F_1 = F_6 = \frac{0,8 F}{5,6}$	$F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = \frac{F}{5,6}$	$\alpha h$	$(1-\alpha) h$
5	1,43	1,79	1,95	1,05
4	2,48	3,11	1,80	1,20
3	3,28	4,10	1,65	1,35
2	3,81	4,76	1,50	1,50
1	4,07	5,08	1,06	1,59



Portique II-II



Les Inerties des poteaux sont toutes égales,  $I = cste$

$$F = \frac{\sum F \cdot 1}{0,8 + 2 + 0,8} = 0,28 \sum F \quad \text{pour un poteau intermédiaire}$$

$$F = \frac{\sum F \cdot 0,8}{0,8 + 2 + 0,8} = 0,22 \sum F \quad \text{pour un poteau de Rive.}$$

Les inerties des différentes poutres sont constantes:

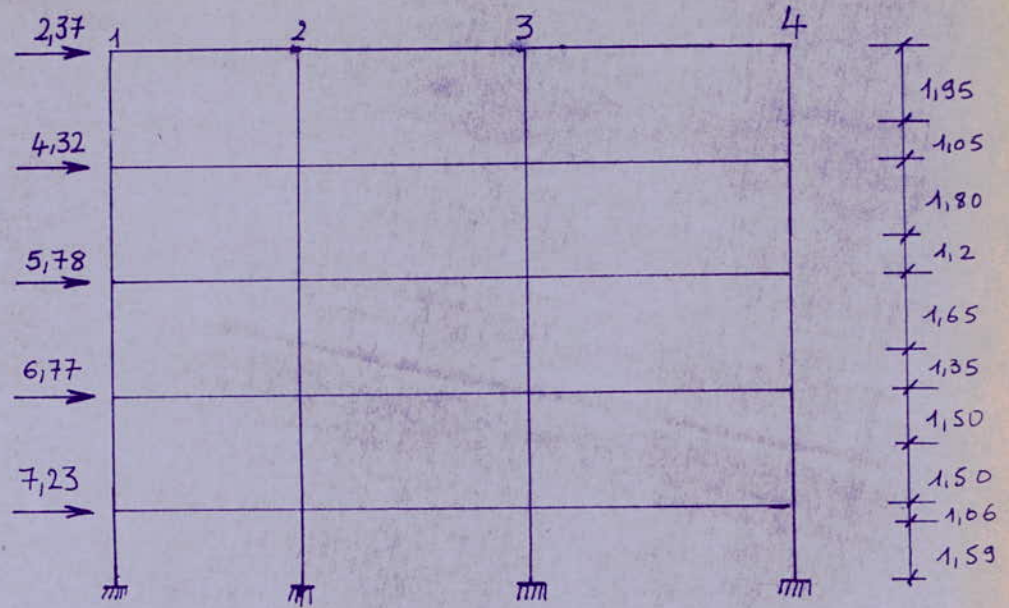
$$K_w = \frac{I_w}{L_w}, \quad K_e = \frac{I_e}{L_e}, \quad I_e = I_w, \quad I = cste$$

détermination des forces pour chaque niveau.

Niveaux	$F_1 = F_1' = 0,22 \sum F$	$F_2 = F_2' = 0,28 \sum F$	$\alpha h$	$(1-\alpha) h$
5	0,75	0,94	1,95	1,05
4	1,38	1,74	1,8	1,20
3	1,85	2,33	1,65	1,35
2	2,16	2,72	1,50	1,50
1	2,31	2,91	1,06	1,59



Portique IV-IV



$$F = \frac{\sum F \cdot 1}{0,8 + 2 + 0,8} = 0,28 \sum F \quad \text{pour un poteau intermédiaire}$$

$$F = \frac{\sum F \cdot 0,8}{0,8 + 2 + 0,8} = 0,22 \sum F \quad \text{pour un poteau de Rive}$$

détermination des forces  $F_1, F_2, F_3, F_4$  pour chaque niveau

Niveaux	$f_1 = F_4$	$f_2 = F_3$	$\alpha h$	$(1-\alpha) h$
5	0,52	0,66	1,95	1,05
4	0,95	1,21	1,80	1,2
3	1,27	1,62	1,65	1,35
2	1,49	1,90	1,50	1,50
1	1,59	2,02	1,06	1,59







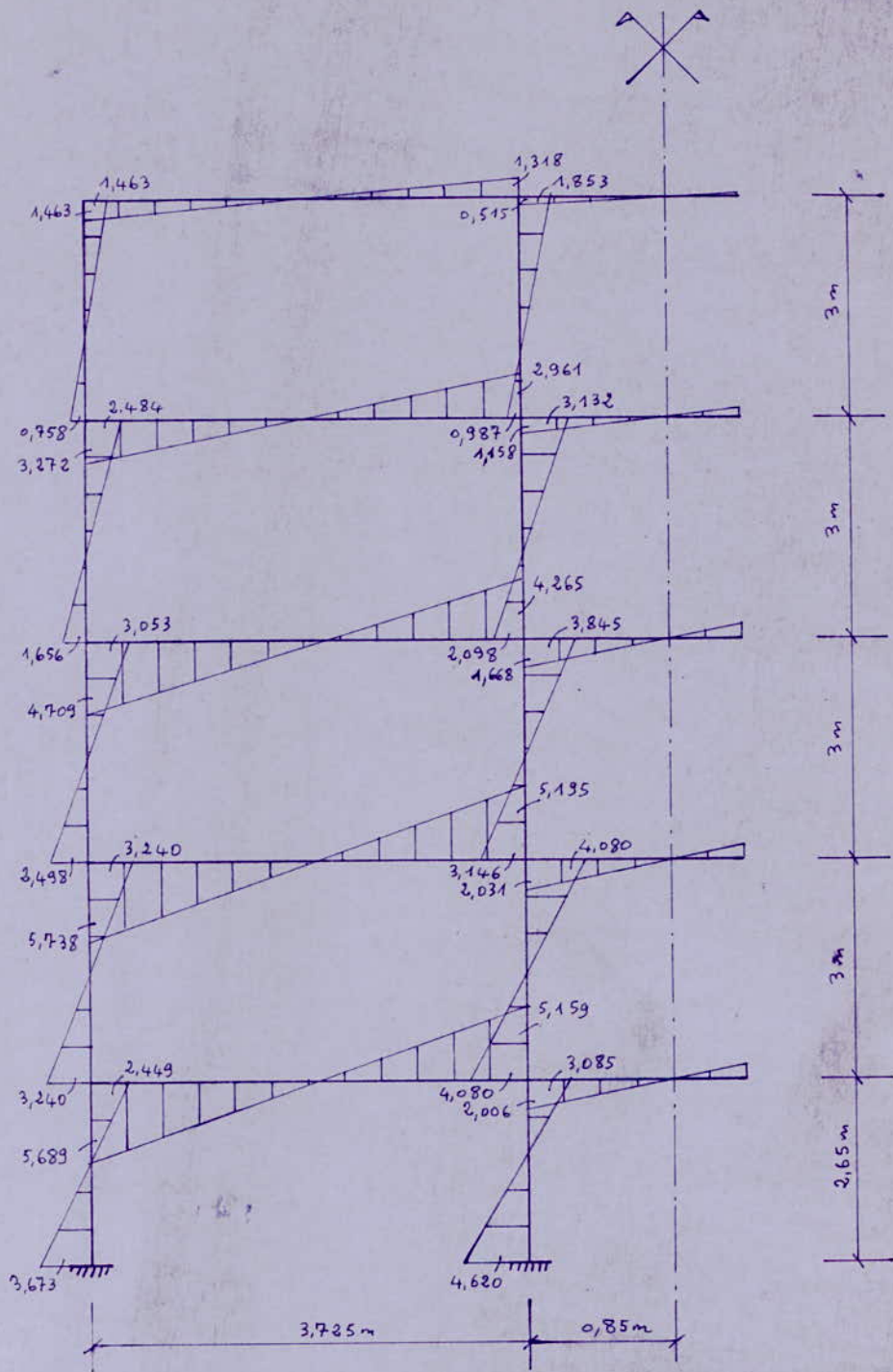


Diagramme des moments fléchissants sous les charges horizontales  $S_{iH}$  - Portique II-II



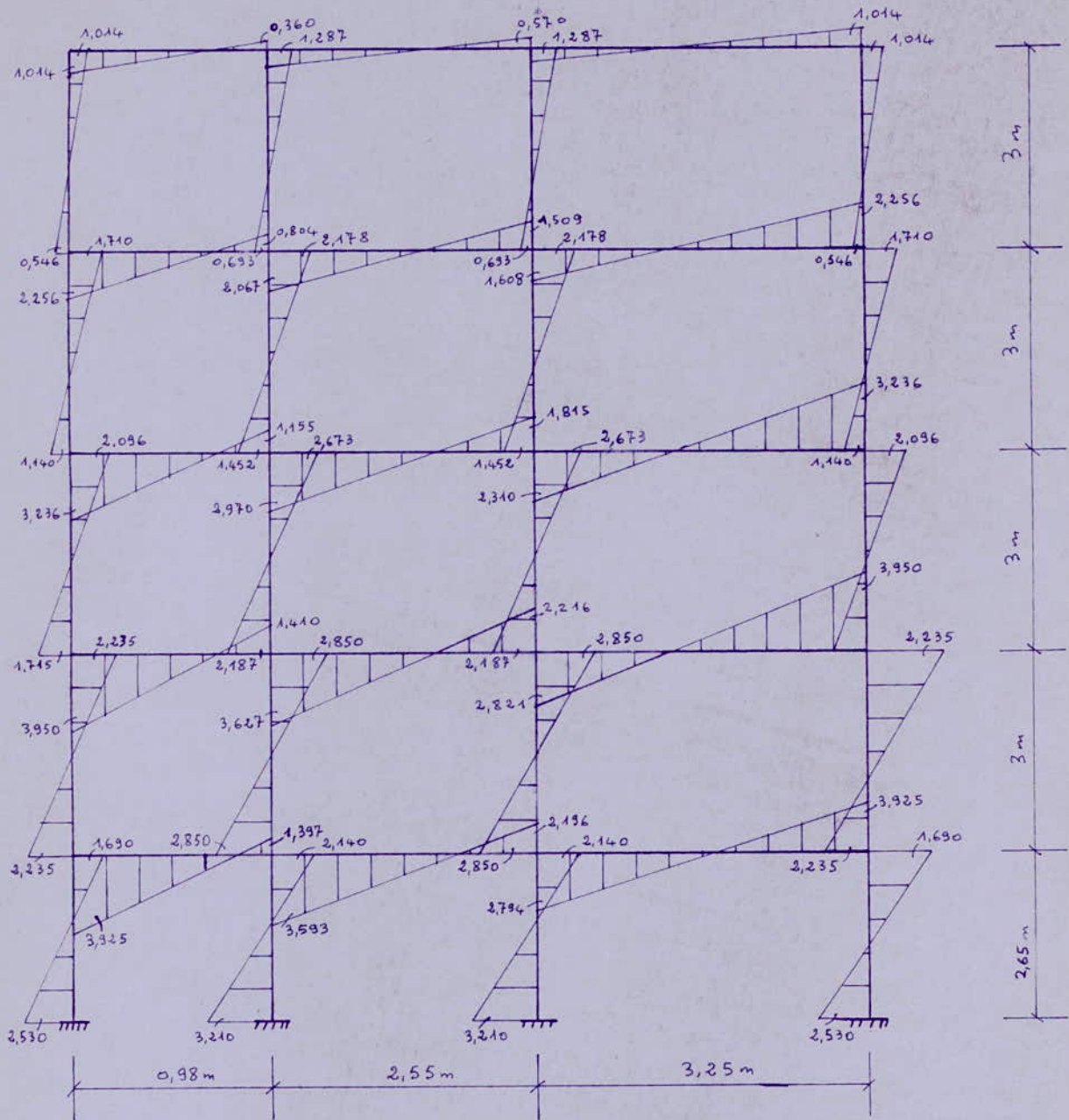


Diagramme des moments fléchissants sous les charges horizontales  $\vec{S}_{iH}$  - Patique IV-IV



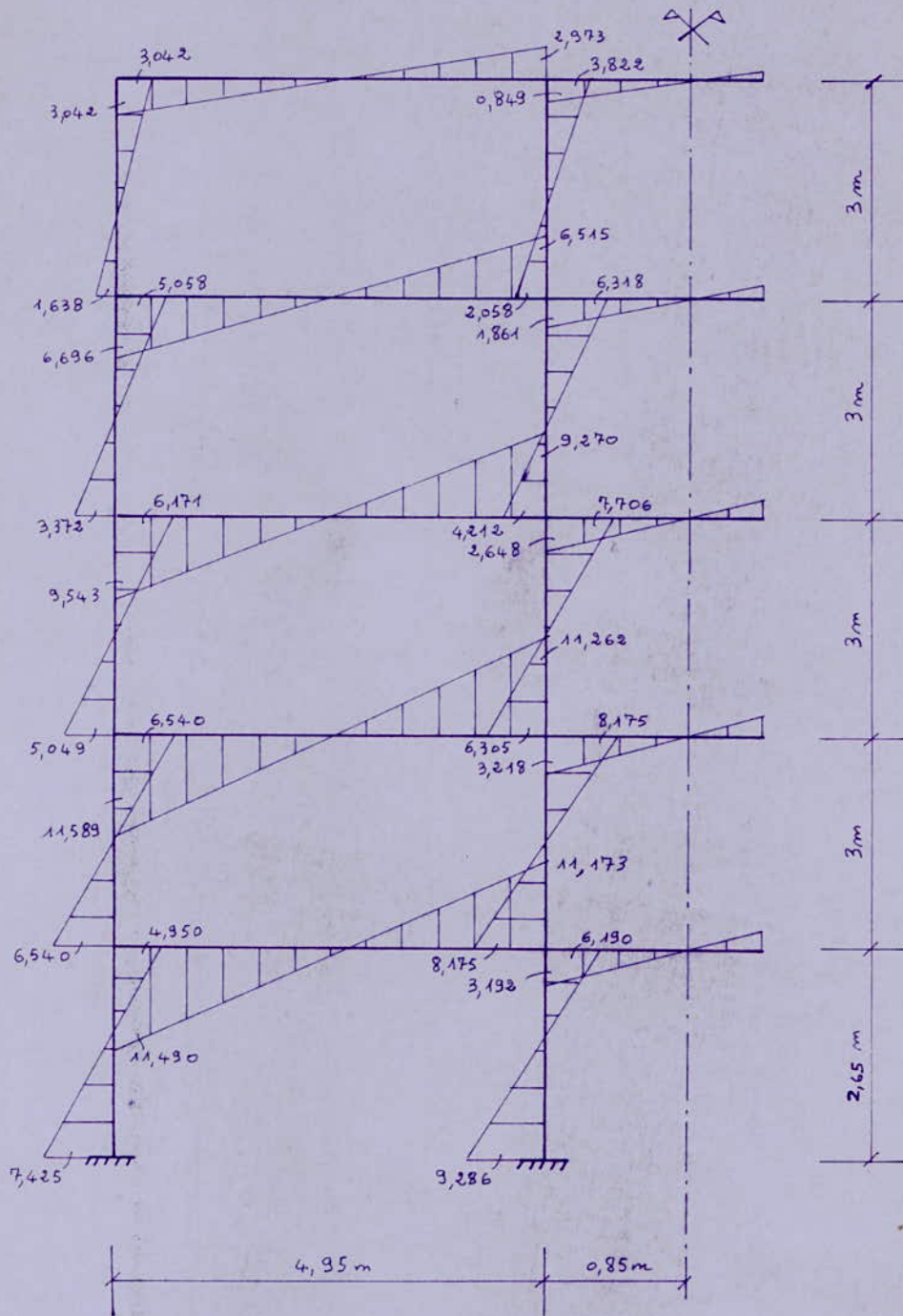


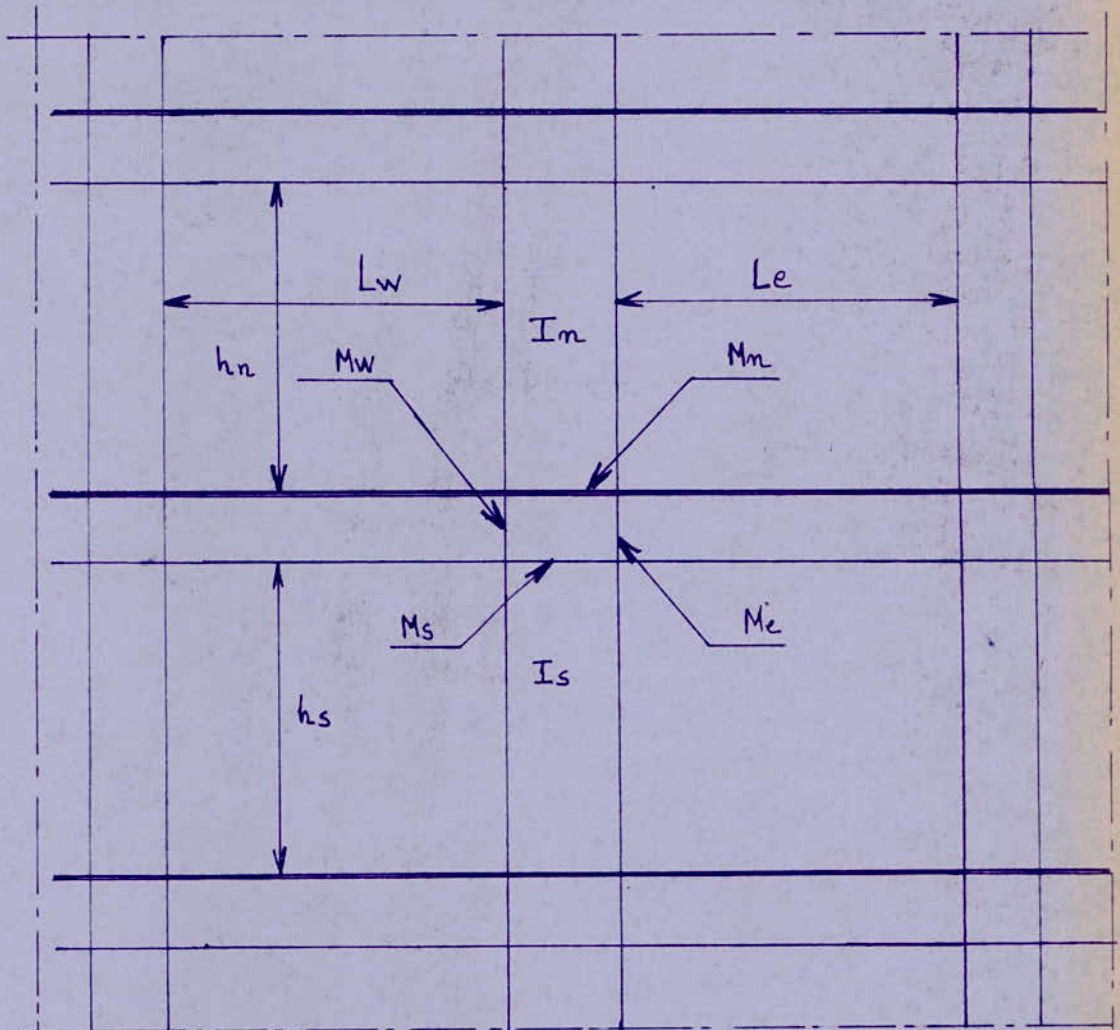
Diagramme des moments flechissants sous les charges horizontales  $S_{1H}$  - Portique I-I.



# CHARGES VERTICALES

Le calcul sous les charges verticales sera fait avec la méthode de Caquot exposée en Annexe A. des C.C.B.A 68

## EXPOSÉ de La méthode de Caquot



On considère des longueurs fictives de poteaux et des longueurs fictives de travesées

$$h'_m = 0,9 h_n \quad \text{si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher}$$

$h_n$ : la hauteur libre

$$h'_m = 0,8 h_n \quad \text{pour les autres cas}$$

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

### travesées intermédiaires :

nous prenons

$$L'_w = 0,8 L_w$$

$$L'_e = 0,8 L_e$$

avec

$L'_w$  : longueur fictive de la traveé à gauche de l'appui

$L'_e$  : longueur fictive de la traveé à droite de l'appui

$L_w$  : longueur de la traveé de gauche (entre nus)

$L_e$  : longueur de la traveé de droite (entre nus)



Soit  $q_w$  La charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche,  $q_e$  sera la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de droite, soit  $Q_w$ , une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  du nu de l'appui ; ( $Q_e, a_e$  pour la travée de droite)

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

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

Les valeurs de  $K$  (soient  $K_w, K_e$ ) sont données, pour les poutres à section constante par l'échelle fonctionnelle en fonction du rapport  $\frac{a}{L}$  ( $\frac{a_w}{L_w}$  ou  $\frac{a_e}{L_e}$ )

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

on pose :  $K_w = \frac{I_w}{L_w}$  ;  $K_e = \frac{I_e}{L_e}$  ;  $K_s = \frac{I_s}{h_s}$  et  $K_m = \frac{I_m}{h_m}$

$$D = K_w + K_e + K_s + K_m$$

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

- au nu de l'appui, dans la travée de gauche

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

- au nu de l'appui dans la travée de droite

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

- au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur

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

- au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur

$$M_m = \frac{K_m}{D} (M'_e - M'_w)$$

pour les traverses, les moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs, pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande valeur de  $M_e$  et  $M_w$  la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.



travée de rive sans console  
On reprend les formules précédentes avec  $k_w = 0 \Rightarrow M_w = 0$

Nœud de rive  $M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right)$  ;  $M_{s1} = M'_{e1} \frac{K_{s1}}{D_1}$   
 $M_{n1} = M'_{e1} \frac{K_{n1}}{D_1}$  avec  $M'_{e1} = q_{e1} \frac{L_{e1}^2}{8,5}$  (Pas de charge e)  
(Concentrée  $Q_c = 0$ )

Nœud voisin du nœud de rive  
la longueur  $L_w$  de la travée fictive de rive est prise égale à  $\chi_1 L_w$  ( $\chi_1$  coefficient compris entre 0,8 et 1,0)

avec  $\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}}$  pour  $K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$   
 $\chi_1 = 0,8$  pour  $K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$

Moments en travée

Les moments aux appuis étant connus, on détermine les moments en travée à partir de la formule:

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$M_0$ : moment isostatique de la travée indépendante suivant le cas de charge considéré.

Efforts tranchants dans les poutres

Les efforts tranchants d'appuis sont calculés en faisant état des moments de continuité pour une travée donnée; Les efforts tranchants seront donnés en valeurs algébriques comme suit:

$$T_e = \frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \quad , \quad T_w = -\frac{qL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$M_e$  et  $M_w$  sont pris en valeurs absolues.  
Efforts normaux apportés par les poutres aux poteaux

Les charges verticales donnent dans les poutres, des diagrammes d'efforts tranchants comme ci-dessous. Les efforts normaux dans les poteaux sont déterminés à partir de ces efforts tranchants:

$$N = T_e - T_w$$

$T_e, T_w$  sont pris en valeurs algébriques

Moments dans les poteaux

On admet que les points de moments nuls dans les poteaux se trouvent à  $h_m$  au dessus du plancher et à  $h_s$  au dessous du nu inférieur des poutres.



Moments dans les poutres sous charges G, S<sub>iv</sub>↓, P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub> - Portique IV-IV

71'''

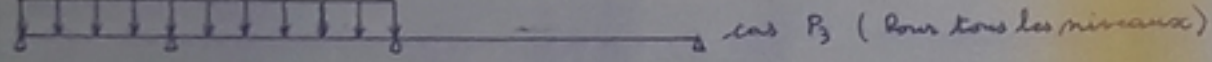
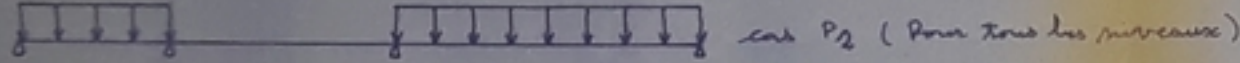
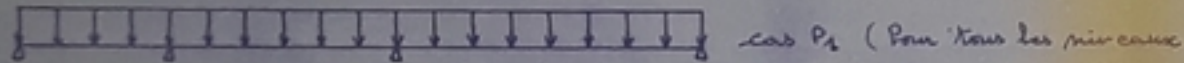
Efforts tranchants, moments isostatique et en travée sous les charges G, S<sub>iv</sub>↓, P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub> - Portique IV-IV

Charges	G				S <sub>iv</sub> ↓				P <sub>1</sub>				P <sub>2</sub>				P <sub>3</sub>					
	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>		
niveau 5	1	0	0,025	0	0,025	0	5,10 <sup>-3</sup>	0	5,10 <sup>-3</sup>	0	4,10 <sup>-3</sup>	0	4,10 <sup>-3</sup>	0	4,10 <sup>-3</sup>	0	4,10 <sup>-3</sup>	0	4,10 <sup>-3</sup>	0	4,10 <sup>-3</sup>	
	2	0,530	0,645	0	0,645	0,406	0,429	0	0,429	0,087	0,106	0	0,045	0,042	0,007	0	0,005	0,087	0,06	0	0,049	
	3	1,016	1,156	0	1,156	0,465	0,465	0,230	0	0,228	0,166	0,190	0	0,23	0,037	0,149	0	0,065	0,079	0,042	0	0,039
	4	0,661	0	0	0,624	0,126	0	0	0,124	0,102	0	0	0,102	0	0	0,102	0	0	0	0	0	0
niveau 4	5	0	0,031	0,048	0,047	0	7,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	4,10 <sup>-3</sup>	0	0,047	8,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	0	0,017	3,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	0	0,017	8,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	
	6	0,373	0,520	0,063	0,078	0,078	0,103	0,045	0,046	0,137	0,274	0,036	0,064	0,034	0,045	0,003	0,040	0,200	0,274	0,036	0,044	
	7	0,957	0,925	0,079	0,029	0,159	0,194	0,047	0,049	0,399	0,487	0,042	0,047	0,173	0,403	0,108	0,122	0,225	0,084	0,067	0,075	
	8	0,663	0	0,303	0,304	0,135	0	0,064	0,071	0,339	0	0,159	0,179	0,333	0	0,159	0,179	0	0	0	0	
niveau 3	9	0	0,033	0,046	0,046	0	5,10 <sup>-3</sup>	2,10 <sup>-3</sup>	2,10 <sup>-3</sup>	0	0,047	3,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	0	0,047	3,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	0	0,047	3,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	
	10	0,369	0,522	0,076	0,076	0,057	0,081	0,042	0,042	0,195	0,275	0,040	0,040	0,034	0,046	0,010	0,040	0,195	0,275	0,040	0,040	
	11	0,754	0,927	0,086	0,086	0,107	0,106	0,043	0,043	0,397	0,488	0,046	0,046	0,169	0,406	0,119	0,119	0,228	0,082	0,073	0,073	
	12	0,657	0	0,328	0,328	0,108	0	0,051	0,051	0,346	0	0,173	0,173	0,346	0	0,173	0,173	0	0	0	0	
niveau 2	13	0	0,033	0,046	0,046	0	3,10 <sup>-3</sup>	2,10 <sup>-3</sup>	2,10 <sup>-3</sup>	0	0,047	3,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	0	0,047	3,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	0	0,047	3,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	
	14	0,365	0,522	0,076	0,076	0,038	0,053	3,10 <sup>-3</sup>	8,10 <sup>-3</sup>	0,195	0,275	0,040	0,040	0,034	0,046	0,010	0,040	0,195	0,275	0,040	0,040	
	15	0,754	0,927	0,086	0,086	0,076	0,093	3,10 <sup>-3</sup>	3,10 <sup>-3</sup>	0,397	0,488	0,046	0,046	0,169	0,406	0,119	0,119	0,228	0,082	0,073	0,073	
	16	0,657	0	0,328	0,328	0,067	0	0,033	0,033	0,346	0	0,173	0,173	0,346	0	0,173	0,173	0	0	0	0	
niveau 1	17	0	0,033	0,046	0,046	0	0,041	0,005	0,006	0	0,122	0,057	0,065	0	0,122	0,057	0,065	0	0,122	0,057	0,065	
	18	0,370	0,526	0,076	0,085	0,047	0,068	0,003	0,004	0,193	0,279	0,039	0,045	0,024	0,010	0,007	0,008	0,193	0,279	0,039	0,045	
	19	0,750	0,930	0,086	0,096	0,024	0,040	0,007	0,008	0,395	0,480	0,044	0,051	0,164	0,441	0,112	0,112	0,231	0,079	0,071	0,081	
	20	0,656	0	0,343	0,360	0,032	0	0,045	0,047	0,355	0	0,165	0,190	0,355	0	0,165	0,190	0	0	0	0	

Charges	G				S <sub>iv</sub> ↓				P <sub>1</sub>				P <sub>2</sub>				P <sub>3</sub>				
	M <sub>o</sub>	M <sub>b</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	M <sub>o</sub>	M <sub>b</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	M <sub>o</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	M <sub>o</sub>	M <sub>b</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	M <sub>o</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	
niveau 5	1-2	0,199	0,079	0,294	1,326	0,040	0,036	0,059	0,265	0,033	0,043	0,048	0,243	0,033	0,025	0,125	0,141	0,033	0,035	0,048	0,278
	2-3	1,745	0,516	1,161	2,059	0,268	0,123	0,415	0,427	0,220	0,094	0,332	0,370	0	0,047	0,031	0,031	0,220	0,128	0,357	0,376
	3-4	2,185	1,297	2,954	2,524	0,416	0,259	0,569	0,503	0,358	0,248	0,467	0,493	0,358	0,273	0,456	0,426	0	0,021	0,043	0,043
niveau 4	5-6	0,155	0,067	0,282	0,980	0,032	0,004	0,060	0,244	0,081	0,026	0,148	0,516	0,081	0,056	0,345	0,349	0,081	0,028	0,165	0,519
	6-7	1,047	0,409	1,549	1,735	0,249	0,085	0,324	0,364	0,551	0,245	0,225	0,949	0	0,036	0,062	0,062	0,564	0,302	0,883	0,915
	7-8	1,701	0,947	2,180	2,006	0,356	0,192	0,457	0,421	0,895	0,482	1,148	1,056	0,895	0,524	1,082	1,082	0	0,042	0,026	0,026
niveau 3	9-10	0,155	0,066	0,288	0,974	0,026	0,007	0,045	0,151	0,081	0,025	0,150	0,516	0,081	0,056	0,345	0,349	0,081	0,025	0,150	0,516
	10-11	1,047	0,409	1,551	1,733	0,163	0,066	0,261	0,269	0,551	0,245	0,216	0,942	0	0,032	0,061	0,061	0,551	0,300	0,883	0,916
	11-12	1,701	0,909	2,176	2,010	0,266	0,141	0,338	0,342	0,895	0,478	1,146	1,058	0,895	0,543	1,120	1,084	0	0,044	0,025	0,025
niveau 2	13-14	0,155	0,066	0,288	0,974	0,016	0,005	0,028	0,100	0,081	0,025	0,150	0,516	0,081	0,056	0,345	0,349	0,081	0,025	0,150	0,516
	14-15	1,047	0,409	1,551	1,733	0,106	0,042	0,157	0,175	0,551	0,245	0,216	0,942	0	0,032	0,061	0,061	0,551	0,300	0,883	0,916
	15-16	1,701	0,909	2,176	2,010	0,172	0,092	0,249	0,203	0,895	0,478	1,146	1,058	0,895	0,549	1,120	1,084	0	0,044	0,025	0,025
niveau 1	17-18	0,155	0,065	0,490	0,972	0,007	0,007	0,023	0,035	0,081	0,077	0,260	0,604	0,081	0,040	0,432	0,432	0,081	0,077	0,304	0,360
	18-19	1,047	0,409	1,556	1,730	0,049	0,097	0,173	0,049	0,551	0,245	0,218	0,940	0	0,027	0,067	0,060	0,551	0,257	0,882	0,916
	19-20	1,701	0,899	2,172	2,016	0,079	0,043	0,081	0,077	0,895	0,508	1,122	1,082	0,895	0,632	1,193	1,081	0	0,040	0,026	0,026

PB03081  
après p. 71  
.2.

Différents cas de surcharges.



P<sub>1</sub> est le cas de surcharge le plus défavorable.

Efforts normaux sous G, S<sub>iv</sub>↓, P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub> - Portique IV-IV

Charges	niveau	Poutre	N <sub>norm</sub>				
			G	S <sub>iv</sub> ↓	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>
5	5	1-5	0,296	0,053	0,048	0,125	0,048
			3,487	0,680	0,550	0,110	0,229
			4,943	0,996	0,837	0,485	0,002
			2,524	0,503	0,413	0,426	0,013
			0,578	0,119	0,193	0,440	0,193
4	4	6-10	6,016	1,208	1,294	0,397	1,577
			8,828	1,817	2,298	1,669	0,873
			4,530	0,924	1,469	1,508	0,043
			0,266	0,164	0,343	0,755	0,343
			2,501	1,600	3,224	0,685	3,313
3	3	11-15	12,737	2,424	4,356	2,850	1,744
			6,540	0,936	2,527	2,907	0,162
			1,154	0,192	0,493	1,050	0,492
			11,066	1,857	4,554	0,973	4,709
			16,646	2,848	7,014	4,031	2,615
2	2	16-20	8,523	1,139	3,585	3,991	0,137
			1,640	0,215	0,753	1,500	0,800
			13,390	2,065	5,776	1,160	5,951
			20,548	2,880	9,046	5,284	3,485
			10,537	1,216	4,667	5,002	0,143



Portique longitudinal II-II

L'espacement entre axes des poutrelles est de 0,65 m, les poutrelles sont disposées parallèlement au portique II-II;

La largeur de la bande revenant à la poutre centrale :

$$0,3 + 0,2 + 0,2 = 0,7 \text{ m d'où } S = 0,7 \times 9,15 \text{ m} = 6,41 \text{ m}^2$$

charges et surcharges

Niveau terrasse :

$$G = 610 \text{ kg/m}^2, P = 100 \text{ kg/m}^2$$

- poids propre du revêtement...  $610 \times 6,41 = 3910,10 \text{ kg}$
- poids propre de la poutre...  $0,20 \times 0,35 \times 2500 (3,725 - 0,4) \times 2 + 0,2 \times 0,35 \times 2500 \times (1,3) = 1391,25 \text{ kg}$

$$G = 1391,25 + 3910,10 = 5301,25 \text{ kg} \rightarrow 579,38 \text{ kg/ml}$$

$$P = 100 \times 6,41 = 641 \text{ kg} \rightarrow 70 \text{ kg/ml}$$

Niveau courant :  $G = 475 \text{ kg}, P = 250 \text{ kg/m}^2$

- poids propre du revêtement...  $475 \times 6,41 = 3044,75 \text{ kg}$
  - poids propre de la poutre...  $1391,25 \text{ kg}$
- $$G = 4436,00 \text{ kg} \rightarrow 484,81 \text{ kg/ml}$$

$$P = 250 \times 6,41 = 1602,5 \text{ kg} \rightarrow 175,14 \text{ kg/ml}$$

travée d'escalier:  $400 \times 6,41 = 2564 \text{ kg} \rightarrow 280,22 \text{ kg/ml}$ , le mur d'escalier apporte une charge de  $498 \text{ kg/ml}$ , la charge de la travée supportant l'escalier =  $982,8 \text{ kg/ml}$

Niveau REZ de chaussée

$$S = \left( \frac{2,8}{2} + \frac{3,5}{2} \right) \times 9,15 = 28,8225 \text{ m}^2$$

$$G = 475 \text{ kg/m}^2, P = 250 \text{ kg/m}^2$$

- poids propre du revêtement...  $475 \times 28,8225 = 13690,69 \text{ kg}$
- poids propre de la poutre...  $1391,25 \text{ kg}$

$$G = 15081,94 \text{ kg} \rightarrow 1648,3 \text{ kg/ml}$$

• travée Courante...  $P = 250 \times 28,8225 = 7205,63 \text{ kg} \rightarrow 787,5 \text{ kg/ml}$

• travée d'escalier...  $P = 400 \times 28,8225 = 11529 \text{ kg} \rightarrow 1260 \text{ kg/ml}$

La charge de la travée supportant l'escalier.

$$q_3 = 498 + 1648,3 = 2146,3 \text{ kg/ml}$$

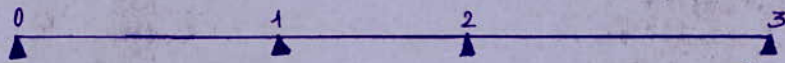


## Méthode de Calcul

dans ces portiques, il est courant de négliger la solidarité poutres-poteaux en calculant la poutre comme poutre continue. En effet les charges verticales revenant à la poutre étant relativement plus faibles que celles revenant aux poutres porteuses ces charges donnent des moments négligeables en tête des poteaux.

## Détermination des efforts

Moments aux appuis : On détermine les moments fléchissants aux différents appuis à l'aide de la formule des 3 moments " exposée dans le cours de résistance des matériaux.



$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -q_i \frac{l_i^3}{4} - q_{i+1} \frac{l_{i+1}^3}{4}$$

### Moments en travées

$M_t = \mu + M_i \cdot \frac{l-x}{l} + M_j \cdot \frac{x}{l}$  pour une travée  $i-j$   
 $M_t$ : moment fléchissant à l'abscisse  $x$  de la travée hyperstatique  
 $\mu$ : le moment fléchissant à l'abscisse  $x$  de la travée isostatique de référence  
 $\mu = -q \frac{x^2}{2} + q \frac{l}{2} x$

### Efforts tranchants

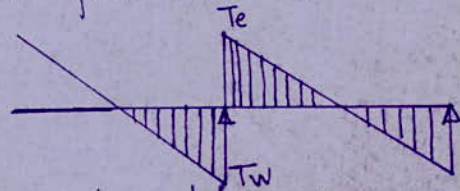
$$T = \frac{dM_t}{dx} = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M_j - M_i}{l} \text{ pour une travée } i-j$$

Remarque: On obtient le moment en travée maximal à l'abscisse  $x$  pour laquelle  $T = \frac{dM_t}{dx} = 0$

### Efforts Normaux

les efforts normaux apportés aux poteaux par les poutres du portique sous charges verticales sont calculés à partir des efforts tranchants obtenues pour celles-ci

$$N = -T_w + T_e$$



### Efforts sous charges permanentes G et sous les surcharges P

Dans les tableaux qui suivent figurent les moments en travées et en appuis, ainsi que les efforts tranchants sous charges permanentes et sous surcharges de l'exploitation  $P$



## SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, de résistance et à la stabilité de forme, on aura à considérer les sollicitations pondérées suivantes :

- (G) la sollicitation due à la surcharge permanente
- (P) La sollicitation due aux surcharges d'exploitation
- (V) La sollicitation due aux surcharges climatiques normales
- (SI) La sollicitation due au séisme
- (W) La sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes

Remarque: Les effets de retrait et de température sont négligés car un joint de dilatation est prévu pour le bâtiment.

### Les sollicitations totales pondérées du 1<sup>er</sup> genre

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

$$S_{1'} = (G) + (P) + (V)$$

### Les sollicitations totales pondérées du 2<sup>eme</sup> genre

$$S_2 = (G) + (P) + (SI)$$

$$S_2' = (G) + (P) + \gamma_w(W) \quad : \gamma_w: \text{depend des surcharges d'exploitation}$$

$$S_2'' = (G) + 1,2(P) + 1,5(V)$$

- La sollicitation totale pondérée du 1<sup>er</sup> genre à prendre en compte sera la plus défavorable des combinaisons  $(G) + 1,2(P)$  et  $(G) + (P) + (V)$
- La sollicitation totale pondérée du 2<sup>eme</sup> genre à prendre en compte sera  $(G) + (P) + (SI)$ , (Le séisme l'emporte largement sur les autres sollicitations)

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure dont les sollicitations les plus défavorables résultent de la combinaison des systèmes  $(SI_H)$  et  $(SI_V)$ . Les P.S 69 Art 3, III-2, préconisent que le système  $(SI_V)$  doit être associé en chaque cas au système  $(SI_H)$ . En outre pour le séisme horizontal, on prendra en compte 1/5 des surcharges d'exploitation et la totalité des surcharges d'exploitation pour le séisme vertical.

Pour le calcul d'un poteau fléchi en béton armé, il convient de considérer en dehors des moments de flexion dus aux sollicitations sismiques latérales; les combinaisons de charges verticales suivantes :

### Calcul de l'armature tendue:

- charges permanentes
- 1/5 des surcharges d'exploitation
- Composantes sismiques verticales dirigées vers le haut



Calcul du béton comprimé

- charges permanentes
- totalité des surcharges d'exploitation
- Composantes Sismiques Verticales dirigées vers le bas.

Les combinaisons sont exprimées sous les sollicitations suivantes :

pour les poutres :

$$(G) + 1,2(P) \quad \text{1er genre}$$

$$(G) + (P) + S_{IV} \uparrow + \overleftarrow{S_{IH}} \quad \text{2eme genre}$$

pour les poteaux :

$$(G) + 1,2(P) \quad \text{1er genre}$$

$$G + \frac{P}{5} + S_{IV} \uparrow + \overrightarrow{S_{IH}} \quad \text{2eme genre}$$

$$G + (P) + S_{IV} \downarrow + \overleftarrow{S_{IH}} \quad \text{2eme genre}$$

Moments en travée des poutres

C.C.BA 68 Art A12

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

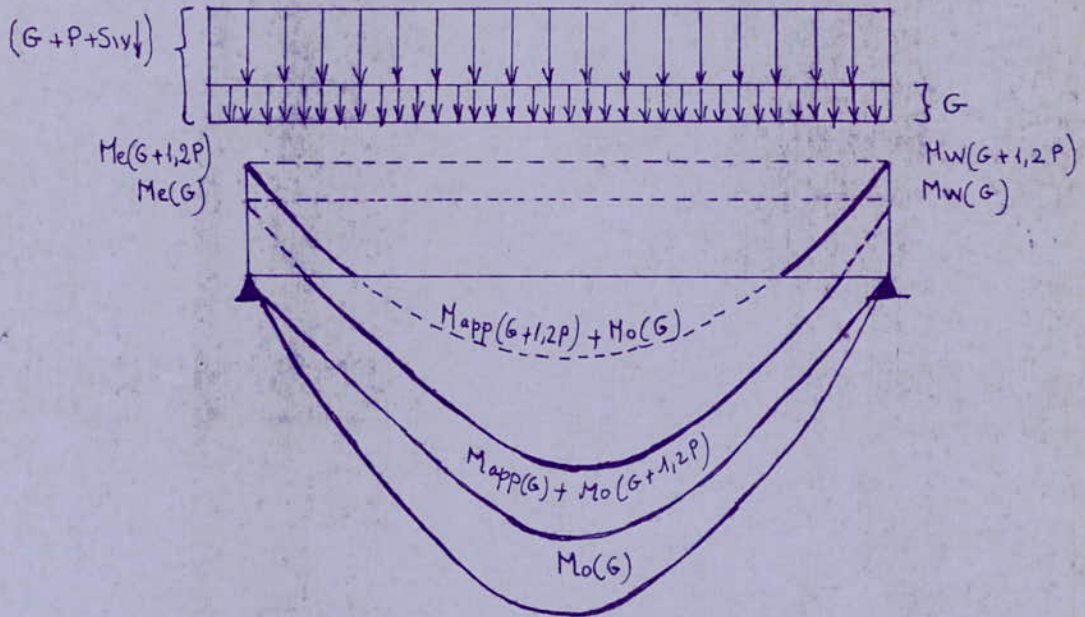
On prend Comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

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



La combinaison la plus défavorable pour le calcul des moments en appui et en travée des poutres sous charges verticales est  $G+P+S_{iv}$ .  
 La figure suivante illustre le procédé de construction des diagrammes enveloppes.



$M_o(G+1,2P)$  : moment isostatique sous  $G+1,2P$

$M_o(G)$  moment isostatique sous  $G$

le moment en travée sous  $G+1,2P$  sera :

$$M_{bt} = M_o(G+1,2P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$$

le moment en appui sera :

$$M_{b\ app} = \frac{M_e(G)}{app} + M_{app}(1,2P) = M_{app}(G+1,2P)$$

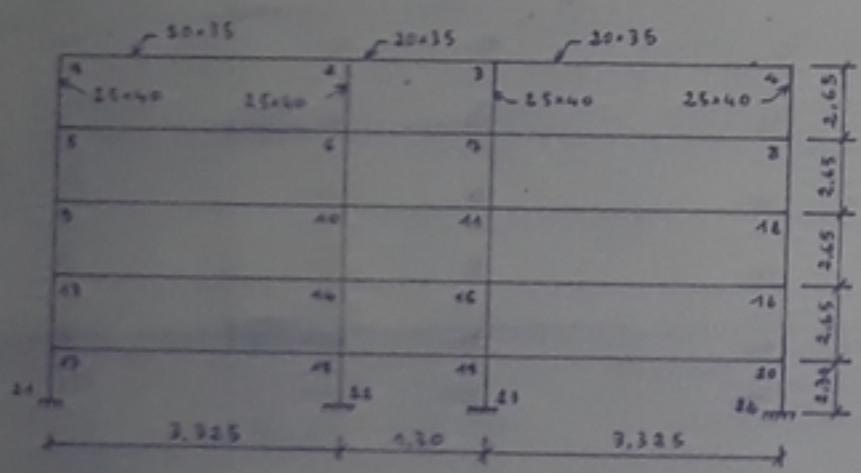


Charges et surcharges utilisées dans le calcul des portiques I-I et II-II

Niveau	Charges en t/ml							
	Portique I-I			Portique II-II				
	$q_G$	$q_P$	$q_{siv}$	$q_{Gc}$	$q_{Pc}$	$q_{Gesc}$	$q_{Pac}$	$q_{siv}$
5 (courant)	0,923	0,410	0,145	0,579	0,070	0,579	0,070	négligé
4 (courant)	0,795	0,295	0,104	0,485	0,175	0,983	0,280	négligé
3 (courant)	0,795	0,295	0,078	0,485	0,175	0,983	0,280	négligé
2 (courant)	0,795	0,275	0,052	0,485	0,175	0,983	0,280	négligé
1 (R.D.C)	2,627	1,250	0,026	1,648	0,788	2,146	1,260	négligé

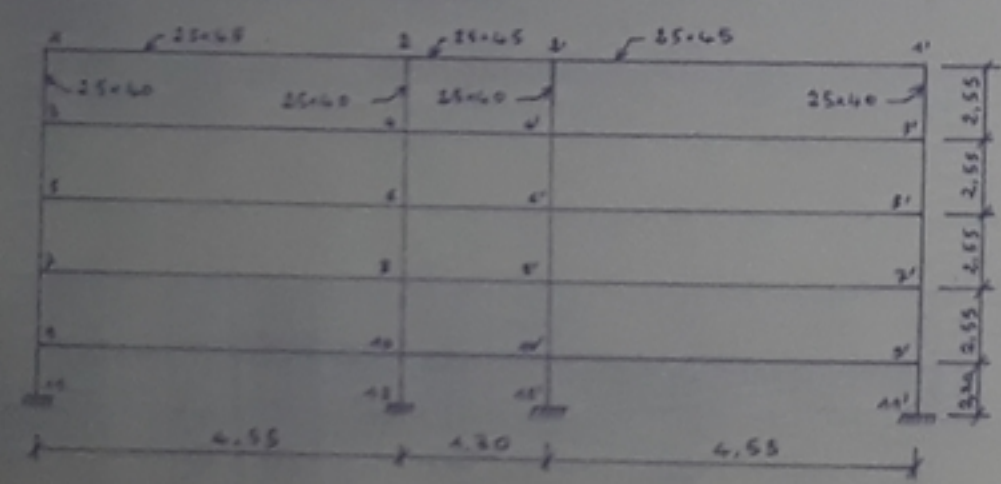
Pour Portique II-II :

- $q_{Gc}$  travée courante
- $q_{Pc}$
- $q_{Gesc}$  travée d'escalier
- $q_{Pac}$



Portes : section 20x35  
Poutres : section 25x40

Portique II-II



Portique I-I

Portes : section 25x45  
Poutres : section 25x40

Moments en appui et en travée sous G et P et efforts tranchants sous G et P - Portiques II-II et I-I

Niveau	Travées	$M_0$		$M_e$		$M_t$		$M_w$		$T_c$		$T_w$	
		G	P	G	P	G	P	G	P	G	P	G	P
		Portique I-I											
5 (courant)	1-2	2,389	0,285	/	/	1,610	0,192	-1,712	-0,204	1,724	0,205	-2,476	-0,295
	2-2'	0,195	0,023	-1,712	-0,204	-1,517	-0,181	-1,712	-0,204	0,600	0,072	-0,600	-0,072
4,3,2 (courant)	3-4	2,006	0,712	/	/	1,351	0,480	-1,436	-0,510	1,447	0,514	-2,078	-0,738
	4-4'	0,164	0,058	-1,436	-0,510	-1,273	-0,452	-1,436	-0,510	0,504	0,179	-0,504	-0,179
1 (R.D.C)	9-10	6,798	3,235	/	/	4,581	2,190	-4,870	-2,318	4,906	2,334	-7,047	-3,353
	10-10'	0,555	0,264	-4,870	-2,318	-4,315	-2,054	-4,870	-2,318	1,708	0,813	-1,708	-0,813
Portique II-II													
5 (courant)	1-2	0,801	0,097	/	/	0,556	0,067	0,535	0,064	0,803	0,097	1,125	0,136
	2-3	0,122	0,015	0,535	0,064	0,413	0,050	0,535	0,064	0,377	0,046	0,377	0,046
	3-4	0,801	0,097	0,535	0,064	0,556	0,067	/	/	1,125	0,136	0,803	0,097
4,3,2 (courant)	5-6	0,670	0,242	/	/	0,496	0,175	0,374	0,146	0,694	0,247	0,919	0,335
	6-7	0,102	0,037	0,374	0,146	0,596	0,173	0,969	0,274	0,143	0,015	0,773	0,213
	7-8	1,358	0,387	0,969	0,274	0,916	0,242	/	/	1,925	0,548	1,342	0,383
1 (R.D.C)	17-18	2,278	1,088	/	/	1,615	0,786	1,442	0,655	2,307	1,112	3,175	1,507
	18-19	0,348	0,166	1,442	0,655	1,341	0,652	2,084	1,324	0,577	0,067	1,565	0,957
	19-20	2,966	1,741	2,084	1,236	2,016	1,179	/	/	4,195	2,177	2,941	2,012

Efforts normaux sous G et P - Portique I-I

Niveau	Poutres	$N_{cum}$	
		G	P
5	1-3	1,724	0,205
	2-4	3,076	0,367
4	3-5	3,171	0,719
	4-6	5,658	1,284
3	5-7	4,618	1,233
	4-8	8,240	2,201
2	7-9	6,065	1,947
	8-10	10,822	3,118
1	9-11	10,991	4,081
	10-12	19,587	7,284

Efforts normaux sous G et P - Portique II-II

Niveau	Poutres	$N_{cum}$	
		G	P
5	1-5	0,803	0,097
	2-6	1,502	0,182
	3-7	1,502	0,182
	4-8	0,803	0,097
	5-9	1,497	0,364
4	6-10	2,898	0,547
	7-11	4,200	0,943
	8-12	2,145	0,480
	9-13	2,191	0,591
	10-14	3,054	0,897
3	11-15	6,898	1,904
	12-16	3,487	0,863
	13-17	2,885	0,838
	14-18	3,230	1,247
	15-19	9,596	2,465
2	16-20	4,829	1,246
	17-21	5,193	1,950
	18-22	7,582	2,821
	19-23	15,329	5,599
	20-24	7,770	3,258

PB03081  
apues p. 76.1.



Moments fléchissants dans les poutres du portique transversal I-I en t.m.

Niveau	Travées	G		P		$S_{CH} \rightarrow$		$S_{CH} \leftarrow$		G + 1,2P			G + P + $S_{CH} \rightarrow$			G + P + $S_{CH} \leftarrow$		
		$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_e$	$M_w$
5	1-2		-1,712		-0,204	3,042	-2,973	-3,042	2,973		1,875	-1,957	3,042	1,852	-4,889	-3,042	1,782	1,057
	2-2'	-1,712	-1,712	-0,204	-0,204	0,849	-0,849	-0,849	0,849	-1,957	-1,762	-1,957	-1,067	-1,781	-2,765	-2,765	-1,781	-1,067
4	3-4		-1,436		-0,510	6,696	-6,515	-6,696	6,515		2,142	-2,048	6,696	2,090	-8,461	-6,696	1,908	4,569
	4-4'	-1,436	-1,436	-0,510	-0,510	1,861	-1,861	-1,861	1,861	-2,048	-1,884	-2,048	-0,095	-1,782	-3,807	-3,807	-1,782	-0,085
3	5-6		-1,436		-0,510	9,543	-9,270	-9,543	9,270		2,142	-2,048	9,543	2,136	-11,216	-9,543	1,862	2,324
	6-6'	-1,436	-1,436	-0,510	-0,510	2,648	-2,648	-2,648	2,648	-2,048	-1,884	-2,048	0,702	-1,782	-4,594	-4,594	-1,782	0,702
2	7-8		-1,436		-0,510	11,589	-11,262	-11,589	11,262		2,142	-2,048	11,589	2,163	-13,208	-11,589	1,835	9,316
	8-8'	-1,436	-1,436	-0,510	-0,510	3,218	-3,218	-3,218	3,218	-2,048	-1,884	-2,048	1,272	-1,782	-5,164	-5,164	-1,782	1,272
1	9-10		-4,870		-2,318	11,490	-11,173	-11,490	11,173		8,245	-7,652	11,490	7,757	-14,727	-11,490	7,439	3,985
	10-10'	-4,870	-4,870	-2,318	-2,318	3,192	-3,192	-3,192	3,192	-7,652	-7,097	-7,652	-3,996	-6,633	-10,380	-10,380	-6,633	-3,996

Efforts tranchants dans les poutres du portique transversal I-I en t

Niveau	Travées	G		P		$S_{CH} \rightarrow$		$S_{CH} \leftarrow$		G + 1,2P		G + P + $S_{CH} \rightarrow$		G + P + $S_{CH} \leftarrow$	
		$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$
5	1-2	1,724	-2,476	0,205	-0,295	-1,322	-1,322	1,322	1,322	1,970	-2,830	0,607	-4,093	3,251	-1,449
	2-2'	0,600	-0,600	0,072	-0,072	-1,306	-1,306	1,306	1,306	0,686	-0,686	-0,634	-1,978	1,978	0,634
4	3-4	1,447	-2,078	0,514	-0,738	-2,904	-2,904	2,904	2,904	2,064	-2,964	-0,943	-5,720	4,865	0,088
	4-4'	0,504	-0,504	0,179	-0,179	-2,863	-2,863	2,863	2,863	0,719	-0,719	-2,180	-3,546	3,546	2,180
3	5-6	1,447	-2,078	0,514	-0,738	-4,135	-4,135	4,135	4,135	2,064	-2,964	-2,174	-6,951	6,036	1,349
	6-6'	0,504	-0,504	0,179	-0,179	-4,074	-4,074	4,074	4,074	0,719	-0,719	-3,331	-4,757	4,757	3,331
2	7-8	1,447	-2,078	0,514	-0,738	-5,022	-5,022	5,022	5,022	2,064	-2,964	-3,061	-9,838	6,983	2,206
	8-8'	0,504	-0,504	0,179	-0,179	-4,951	-4,951	4,951	4,951	0,719	-0,719	-4,268	-5,634	5,634	4,268
1	9-10	4,906	-7,047	2,334	-3,353	-4,981	-4,981	4,981	4,981	7,707	-11,074	2,259	-15,381	12,221	-5,419
	10-10'	1,708	-1,708	0,813	-0,813	-4,911	-4,911	4,911	4,911	2,684	-2,684	-2,390	-7,432	7,432	2,390

Efforts normaux et moments dans les poteaux du portique transversal I-I en t et en t.m.

Etag	Poutres	$\mu$	G		P		$S_{CH} \rightarrow$			$S_{CH} \leftarrow$			G + P/5 + $S_{CH} \rightarrow$			G + P + $S_{CH} \rightarrow$			G + 1,2P
			$N_{cum}$	$N_{cum}$	$M_s$	$M_n$	$N_{cum}$	$M_s$	$M_n$	$N_{cum}$	$M_s$	$M_n$	$N_{min cum}$	$M_s$	$M_n$	$N_{max cum}$	$N_{cum}$		
A	1-3	0,638	1,724	0,205	-3,042	1,638	-1,322	3,042	-1,638	1,322	-3,042	1,638	1,081	-3,042	1,638	1,245	2,608		
	3-5	0,638	3,171	0,719	-5,058	3,372	-4,226	5,058	-3,372	4,226	-5,058	3,372	0,365	-5,058	3,372	0,940	5,310		
	5-7	0,638	4,618	1,233	-6,171	5,049	-2,361	6,171	-5,049	8,361	-6,171	5,049	-1,582	-6,171	5,049	-0,596	8,012		
	7-9	0,638	6,065	1,747	-6,540	6,540	-13,383	6,540	-6,540	13,383	-6,540	6,540	-4,417	-6,540	6,540	-3,019	10,719		
	9-11	0,550	10,971	4,081	-4,950	7,425	-18,364	4,950	-7,425	18,364	-4,950	7,425	-3,475	-4,950	7,425	-0,810	18,970		
I	1-4	0,638	3,076	0,367	-3,822	2,058	0,016	3,822	-2,058	-0,016	3,822	-2,058	3,771	3,822	-2,058	4,065	4,154		
	4-6	0,638	5,658	1,234	-6,318	4,212	0,057	6,318	-4,212	-0,057	6,318	-4,212	7,134	6,318	-4,212	8,161	8,475		
	6-8'	0,638	8,240	2,201	-7,706	6,305	0,118	7,706	-6,305	-0,118	7,706	-6,305	10,476	7,706	-6,305	12,237	12,795		
	8-10	0,638	10,822	3,118	-8,175	8,175	0,189	8,175	-8,175	-0,189	8,175	-8,175	13,809	8,175	-8,175	16,303	17,116		
	10-12	0,550	19,577	7,284	-6,190	9,286	0,259	6,190	-9,286	-0,259	6,190	-9,286	23,377	6,190	-9,286	29,704	31,420		



Moments Flexionnants dans les poutres du portique transversal II-II en t.m.

Niveaux	Travées	G		P		$S_{CH}^{\rightarrow}$		$S_{CH}^{\leftarrow}$		G + 1,2P			G + P + $S_{CH}^{\rightarrow}$			G + P + $S_{CH}^{\leftarrow}$		
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw
5	1-2		-0,535		-0,064	1,463	-1,918	-1,463	1,918		0,648	-0,642	1,463	0,302	-1,917	-1,463	0,556	0,749
	2-3	-0,535	-0,535	-0,064	-0,064	0,515	-0,515	-0,515	0,515	-0,642	-0,640	-0,642	-0,084	-0,437	-1,114	-1,114	-0,437	-0,084
	3-4	-0,535		-0,064		1,318	-1,463	-1,318	1,463	-0,642	0,648		0,719	0,702	-1,463	-1,917	0,556	1,463
4	5-6		-0,374		-0,146	3,272	-2,961	-3,272	2,961		0,773	-0,549	3,272	0,881	-3,481	-3,272	0,569	2,441
	6-7	-0,374	-0,363	-0,146	-0,274	1,158	-1,158	-1,158	1,158	-0,549	-0,821	-1,298	0,638	-0,780	-2,401	-1,678	-0,780	-0,085
	7-8	-0,363		-0,274		2,961	-3,272	-2,961	3,272	-1,298	1,338		1,718	1,417	-3,272	-4,204	1,105	3,272
3	9-10		-0,374		-0,146	4,709	-4,265	-4,709	4,265		0,773	-0,549	4,709	0,947	-4,785	-4,709	0,503	3,745
	10-11	-0,374	-0,363	-0,146	-0,274	1,668	-1,668	-1,668	1,668	-0,549	-0,821	-1,298	1,148	-0,780	-2,911	-2,188	-0,780	0,425
	11-12	-0,363		-0,274		4,265	-4,709	-4,265	4,709	-1,298	1,338		3,022	1,483	-4,709	-5,508	1,039	4,709
2	13-14		-0,374		-0,146	5,738	-5,795	-5,738	5,795		0,773	-0,549	5,738	0,997	-6,315	-5,738	0,453	5,275
	14-15	-0,374	-0,363	-0,146	-0,274	2,031	-2,031	-2,031	2,031	-0,549	-0,821	-1,298	1,511	-0,780	-3,274	-2,551	-0,780	0,788
	15-16	-0,363		-0,274		5,795	-5,738	-5,795	5,738	-1,298	1,338		4,552	1,533	-5,738	-7,038	0,989	5,738
1	17-18		-1,442		-0,655	5,689	-5,159	-5,689	5,159		2,861	-2,228	5,689	2,909	-7,256	-5,689	2,379	3,062
	18-19	-1,442	-2,084	-0,655	-1,234	2,006	-2,006	-2,006	2,006	-2,228	-2,696	-3,565	-0,091	-2,360	-5,724	-4,103	-3,360	-1,312
	19-20	-2,084		-1,234		5,159	-5,689	-5,159	5,689	-3,565	4,013		1,849	3,933	-5,689	-8,477	3,403	-3,689

Efforts tranchants dans les poutres du portique transversal II-II en t.

Niveaux	Travées	G		P		$S_{CH}^{\rightarrow}$		$S_{CH}^{\leftarrow}$		G + 1,2P		G + P + $S_{CH}^{\rightarrow}$		G + P + $S_{CH}^{\leftarrow}$	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
5	1-2	0,803	-1,125	0,097	-0,136	-0,836	-0,836	0,836	0,836	0,919	-1,288	0,064	-2,097	1,736	-0,425
	2-3	0,377	-0,377	0,046	-0,046	-0,792	-0,792	0,792	0,792	0,432	-0,432	-0,369	-1,215	1,155	0,369
	3-4	1,125	-0,803	0,136	-0,097	-0,836	-0,836	0,836	0,836	1,288	-0,919	0,425	-1,736	2,097	-0,064
4	5-6	0,694	-0,919	0,247	-0,335	-1,875	-1,875	1,875	1,875	0,990	-1,321	-0,934	-3,129	2,816	0,621
	6-7	-0,143	-0,773	0,015	-0,213	-1,782	-1,782	1,782	1,782	-0,125	-1,028	-1,910	-2,768	1,601	0,796
	7-8	1,925	-1,342	0,548	-0,383	-1,875	-1,875	1,875	1,875	2,583	-1,802	0,598	-3,601	4,348	0,150
3	9-10	0,694	-0,919	0,247	-0,335	-2,699	-2,699	2,699	2,699	0,990	-1,321	-1,758	-3,953	3,640	1,445
	10-11	-0,143	-0,773	0,015	-0,213	-2,566	-2,566	2,566	2,566	-0,125	-1,028	-2,694	-3,552	2,438	1,580
	11-12	1,925	-1,342	0,548	-0,383	-2,699	-2,699	2,699	2,699	2,583	-1,802	-0,226	-4,424	5,172	0,974
2	13-14	0,694	-0,919	0,247	-0,335	-3,288	-3,288	3,288	3,288	0,990	-1,321	-2,347	-4,542	4,229	2,034
	14-15	-0,143	-0,773	0,015	-0,213	-3,125	-3,125	3,125	3,125	-0,125	-1,021	-3,253	-4,111	4,066	2,139
	15-16	1,925	-1,342	0,548	-0,383	-3,288	-3,288	3,288	3,288	2,583	-1,802	-0,315	-5,013	5,761	1,563
1	17-18	2,307	-3,175	1,112	-1,507	-3,263	-3,263	3,263	3,263	3,641	-4,983	0,156	-7,945	6,682	-1,419
	18-19	0,577	-1,565	0,067	-0,957	-3,086	-3,086	3,086	3,086	0,657	-2,713	-2,442	-5,608	3,730	0,564
	19-20	4,155	-2,941	2,177	-2,012	-3,263	-3,263	3,263	3,263	6,737	-5,355	3,109	-8,216	9,635	-1,323

Efforts normaux et moments dans les poteaux du portique transversal II-II en t et en t.m.

Echelle	Poteaux	$\mu$	G		P		$S_{CH}^{\rightarrow}$			$S_{CH}^{\leftarrow}$			G + P/5 + $S_{CH}^{\rightarrow}$			G + P + $S_{CH}^{\leftarrow}$			G + 1,2P
			N <sub>cum</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>min cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>max cum</sub>	N <sub>cum</sub>		
A	1-5	0,663	0,803	0,097	-1,463	0,788	-0,836	1,463	-0,788	0,836	-1,463	0,788	0,649	1,463	-0,788	2,399	1,582		
	5-9	0,663	1,497	0,344	-2,484	1,656	-2,711	2,484	-1,656	2,711	-2,484	1,656	0,181	2,484	-1,656	5,878	3,236		
	9-13	0,663	2,191	0,591	-3,053	2,498	-5,410	3,053	-2,498	5,410	-3,053	2,498	-1,114	3,053	-2,498	10,184	4,889		
	13-17	0,663	2,885	0,838	-3,240	3,240	-8,698	3,240	-3,240	8,698	-3,240	3,240	-2,991	3,240	-3,240	15,073	6,543		
	17-21	0,575	5,192	1,950	-2,449	3,673	-11,961	2,449	-3,673	11,961	-2,449	3,673	-3,152	2,449	-3,673	22,390	10,257		
E	2-6	0,663	1,502	0,182	-1,833	0,987	0,044	1,833	-0,987	-0,044	1,833	-0,987	2,157	1,833	-3,673	22,390	10,257		
	6-10	0,663	2,278	0,547	-3,132	2,088	0,137	3,132	-2,088	-0,137	3,132	-2,088	3,576	-3,132	2,088	4,288	3,597		
	10-14	0,663	3,054	0,897	-3,845	3,146	0,270	3,845	-3,146	-0,270	3,845	-3,146	4,951	-3,845	3,146	6,210	5,456		
	14-18	0,663	3,830	1,247	-4,080	4,080	0,433	4,080	-4,080	-0,433	4,080	-4,080	6,298	-4,080	4,080	8,162	7,315		
	18-22	0,575	7,582	2,821	-3,085	4,620	0,610	3,085	-4,620	-0,610	3,085	-4,620	10,763	-3,085	4,620	14,240	13,619		
E'	7-11	0,663	4,200	0,943	-3,132	2,088	-0,137	3,132	2,088	0,137	-3,132	2,088	2,157	1,833	0,987	2,391	2,383		
	11-15	0,663	6,898	1,704	-3,845	3,146	-0,270	3,845	-3,146	0,270	-3,845	3,146	5,578	3,132	-2,088	6,606	6,658		
	15-19	0,663	9,596	2,465	-4,080	4,080	-0,433	4,080	-4,080	0,433	-4,080	4,080	12,308	4,080	-4,080	15,146	10,932		
	19-23	0,575	15,329	5,599	-3,085	4,620	-0,610	3,085	4,620	0,610	-3,085	4,620	19,002	3,085	-4,620	24,745	24,775		
	23-27	0,663	2,145	0,480	-2,484	1,656	2,711	2,484	-1,656	-2,711	2,484	-1,656	0,856	-2,484	1,656	6,662	4,047		
A'	8-12	0,663	2,145	0,480	-2,484	1,656	2,711	2,484	-1,656	-2,711	2,484	-1,656	0,856	-2,484	1,656	6,662	4,047		
	12-16	0,663	3,487	0,863	-3,853	3,498	5,410	3,853	-3,498	-5,410	3,053	-2,498	0,239	-3,053	2,498	11,749	6,512		
	16-20	0,663	4,829	1,246	-3,240	3,240	8,698	3,240	-3,240	-8,698	3,240	-3,240	-0,968	-3,240	3,240	17,425	8,976		
	20-24	0,575	7,790	2,258	-2,449	3,673	11,961	2,449	-3,673	-11,961	2,449	-3,673	-0,342	-4,449	3,673	24,216	14,407		

76(2)



Niveaux	travées	G		P		S <sub>iv</sub> ↓		S <sub>iv</sub> ↑		S <sub>ih</sub> →		S <sub>ih</sub> ←		G + 1,2 P			G + P + S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>ih</sub> →			G + P + S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>ih</sub> ←			G + P + S <sub>iv</sub> ↑ + S <sub>ih</sub> →			G + P + S <sub>iv</sub> ↑ + S <sub>ih</sub> ←					
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw
5	1-2	-1,248	-4,997	-0,203	-0,809	-0,264	-1,054	0,264	1,054	2,789	-1,833	-2,789	1,833	-1,432	5,259	-5,948	1,074	6,977	-8,673	-4,504	6,021	-5,007	1,602	4,014	-6,565	-3,976	3,052	-2,899			
	2-3	-4,555	-3,449	-0,741	-0,561	-0,965	-0,730	0,965	0,730	1,658	-1,746	-1,658	1,746	-5,444	2,851	-4,122	-3,121	3,823	-6,486	-6,437	3,911	-2,994	-2,673	1,397	-5,026	-5,989	1,485	-1,534			
	3-4	-3,449	-3,449	-0,561	-0,561	-0,730	-0,730	0,730	0,730	1,746	-1,746	-1,746	1,746	-4,122	3,404	-4,122	-2,994	4,420	-6,486	-6,486	4,420	-2,994	-1,534	1,394	-5,026	-5,026	1,994	-1,534			
	4-5	-3,449	-2,826	-0,561	-0,460	-0,730	-0,598	0,730	0,598	1,746	-2,211	-1,746	2,211	-4,122	3,715	-3,378	-2,994	4,498	-6,095	-6,486	4,964	-1,676	-1,534	2,072	-4,899	-5,026	2,538	-0,477			
	5-6	-4,589	-0,209	-0,421	-0,034	-0,548	-0,044	0,548	0,044	1,280	-2,789	-1,280	2,789	-3,094	0,898	-0,250	-2,278	0,483	-3,076	-4,838	1,993	2,502	-1,182	-0,330	-2,988	-3,742	1,180	2,590			
4	7-8	-1,452	-3,614	-0,763	-1,899	-0,285	-0,709	0,285	0,709	5,966	-3,926	-5,966	3,926	-2,368	6,356	-5,893	3,466	7,858	-10,148	-8,466	5,818	-2,296	4,036	5,722	-8,730	-7,896	3,682	-0,878			
	8-9	-3,225	-2,684	-1,614	-1,410	-0,633	-0,527	0,633	0,527	3,552	-3,739	-3,552	3,739	-5,258	4,321	-4,376	-2,000	4,622	-8,360	-9,104	4,810	-0,882	-0,734	2,874	-7,306	-7,838	3,062	0,172			
	9-10	-2,684	-2,684	-1,410	-1,410	-0,527	-0,527	0,527	0,527	3,739	-3,739	-3,739	3,739	-4,376	4,592	-4,376	-0,882	4,987	-8,360	-8,360	4,987	-0,882	0,172	3,239	-7,306	-7,306	3,239	0,172			
	10-11	-2,684	-2,333	-1,410	-1,173	-0,527	-0,439	0,527	0,439	3,739	-4,736	-3,739	4,736	-4,376	4,817	-3,641	-0,882	4,713	-8,581	-8,360	5,711	0,891	0,172	2,965	-7,703	-7,306	3,963	1,769			
	11-12	-1,909	-0,265	-1,003	-0,139	-0,375	-0,052	0,375	0,052	2,742	-5,966	-2,742	5,966	-3,113	1,352	-0,432	-0,545	-0,128	-6,422	-6,029	3,096	5,510	0,205	-0,714	-6,318	-5,279	2,510	5,614			
3	13-14	-1,459	-3,621	-0,787	-1,902	-0,228	-0,550	0,228	0,550	8,388	-5,511	-8,388	5,511	-2,443	6,329	-5,903	5,874	8,009	-11,584	-10,902	5,131	-0,562	6,330	6,355	-10,484	-10,446	3,477	0,538			
	14-15	-3,216	-2,684	-1,689	-1,410	-0,489	-0,408	0,489	0,408	4,986	-5,249	-4,986	5,249	-5,243	4,326	-4,376	-0,408	4,392	-9,751	-10,380	4,656	0,747	0,570	3,038	-8,935	-9,402	3,302	1,563			
	15-16	-2,684	-2,684	-1,410	-1,410	-0,408	-0,408	0,408	0,408	5,249	-5,249	-5,249	5,249	-4,376	4,592	-4,376	0,747	4,790	-9,751	-9,751	4,790	0,747	1,563	3,436	-8,935	-8,935	3,436	1,563			
	16-17	-2,684	-2,239	-1,410	-1,176	-0,408	-0,340	0,408	0,340	5,249	-6,648	-5,249	6,648	-4,376	4,814	-3,650	0,747	4,312	-10,403	-9,751	5,712	2,893	1,563	2,958	-9,723	-8,935	4,358	3,573			
	17-18	-1,900	-0,275	-0,998	-0,145	-0,289	-0,042	0,289	0,042	3,849	-8,388	-3,849	8,388	-3,098	1,351	-0,449	0,662	-0,853	-8,850	-7,036	3,687	7,926	1,240	-1,307	-8,766	-6,458	3,233	8,010			
2	19-20	-1,459	-3,621	-0,787	-1,902	-0,152	-0,367	0,152	0,367	10,143	-6,654	-10,143	6,654	-2,443	6,329	-5,903	7,705	8,039	-12,544	-12,581	4,549	0,764	8,009	6,937	-11,810	-12,377	3,447	1,498			
	20-21	-3,216	-2,684	-1,689	-1,410	-0,326	-0,272	0,326	0,272	6,021	-6,338	-6,021	6,338	-5,243	4,326	-4,376	0,790	4,139	-10,704	-11,252	4,457	1,972	1,442	3,237	-10,160	-10,600	3,555	2,516			
	21-22	-2,684	-2,684	-1,410	-1,410	-0,272	-0,272	0,272	0,272	6,338	-6,338	-6,338	6,338	-4,376	4,592	-4,376	1,972	4,564	-10,704	-10,704	4,564	1,972	2,516	3,662	-10,160	-10,160	3,662	2,516			
	22-23	-2,684	-2,239	-1,410	-1,176	-0,272	-0,227	0,272	0,227	6,338	-8,027	-6,338	8,027	-4,376	4,814	-3,650	1,972	3,941	-11,669	-10,704	5,631	4,385	2,516	3,039	-11,215	-10,160	4,729	4,839			
	23-24	-1,900	-0,275	-0,998	-0,145	-0,192	-0,028	0,192	0,028	4,647	-10,143	-4,647	10,143	-3,098	1,351	-0,449	1,557	-1,407	-10,591	-7,737	4,089	9,695	1,941	-1,709	-10,535	-7,353	3,787	9,751			
1	25-26	-1,572	-3,501	-0,820	-1,839	-0,079	-0,177	0,079	0,177	10,029	-6,576	-10,029	6,576	-2,546	6,357	-5,708	7,568	7,774	-12,093	-12,490	4,320	1,059	7,726	7,223	-11,739	-12,332	3,769	1,413			
	26-27	-3,251	-2,684	-1,707	-1,410	-0,165	-0,136	0,165	0,136	5,949	-6,263	-5,949	6,263	-5,299	4,308	-4,376	0,826	3,898	-10,493	-11,072	4,212	2,033	1,156	3,446	-10,321	-10,742	3,760	2,305			
	27-28	-2,684	-2,684	-1,410	-1,410	-0,136	-0,136	0,136	0,136	6,263	-6,263	-6,263	6,263	-4,376	4,592	-4,376	2,033	4,339	-10,493	-10,493	4,339	2,033	2,305	3,887	-10,221	-10,221	3,887	2,305			
	28-29	-2,684	-2,267	-1,410	-1,181	-0,136	-0,114	0,136	0,114	6,263	-7,933	-6,263	7,933	-4,376	4,810	-3,664	2,033	3,722	-11,475	-10,493	5,392	4,391	2,305	3,270	-11,247	-10,221	4,940	4,619			
	29-30	-1,888	-0,290	-0,992	-0,153	-0,096	-0,015	0,096	0,015	4,593	-10,029	-4,593	10,029	-3,078	1,350	-0,474	1,617	-1,453	-10,487	-7,569	3,983	9,571	1,809	-1,604	-10,457	-7,377	3,832	3,601			



Efforts tranchants dans les poutres du portique longitudinal III-III en t.

76' (4)

Niveaux	Travées	G		P		$S_{iv} \downarrow$		$S_{iv} \uparrow$		$S_{iH} \rightarrow$		$S_{iH} \leftarrow$		G + 1,2P		$G + P + S_{iv} \downarrow - S_{iH} \rightarrow$		$G + P + S_{iv} \downarrow + S_{iH} \leftarrow$		$G + P + S_{iv} \uparrow + S_{iH} \rightarrow$		$G + P + S_{iv} \uparrow - S_{iH} \leftarrow$	
		$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$
5	1-2	4,649	-6,033	0,751	-0,981	0,979	-1,279	-0,979	1,279	-0,880	-0,880	0,880	0,880	5,520	-7,216	5,469	-9,179	7,229	-7,419	3,511	-6,621	5,271	-4,261
	2-3	5,054	-4,588	0,822	-0,746	1,070	-0,972	-1,070	0,972	-0,717	-0,717	0,717	0,717	6,040	-5,483	6,229	-7,023	7,663	-5,589	4,089	-5,079	5,523	-3,645
	3-4	4,821	-4,821	0,784	-0,784	1,021	-1,021	-1,021	1,021	-0,735	-0,735	0,735	0,735	5,762	-5,762	5,891	-7,361	7,361	-5,891	3,849	-5,319	5,319	-3,849
	4-5	4,952	-4,690	0,805	-0,763	1,049	-0,993	-1,049	0,993	-0,838	-0,838	0,838	0,838	5,918	-5,606	5,973	-7,279	7,639	-5,613	3,875	-5,293	5,541	-3,627
	5-6	3,656	-1,926	0,595	-0,313	0,774	-0,408	-0,774	0,408	-1,480	-1,480	1,480	1,480	4,370	-2,302	3,545	-4,127	6,505	-1,167	1,997	-3,311	4,957	-0,351
4	7-8	3,736	-4,560	1,963	-2,395	0,733	-0,895	-0,733	0,895	-1,884	-1,884	1,884	1,884	6,092	-7,434	4,548	-9,734	8,316	-5,966	3,082	-7,944	6,850	-4,176
	8-9	3,867	-3,639	2,031	-1,911	0,758	-0,714	-0,758	0,714	-1,535	-1,535	1,535	1,535	6,304	-5,932	5,121	-7,799	8,191	-4,729	3,605	-6,371	6,675	-3,301
	9-10	3,753	-3,753	1,971	-1,971	0,736	-0,736	-0,736	0,736	-1,574	-1,574	1,574	1,574	6,118	-6,118	4,826	-8,034	8,034	-4,826	3,414	-6,562	6,562	-3,414
	10-11	3,848	-3,658	2,021	-1,921	0,755	-0,717	-0,755	0,717	-1,784	-1,784	1,784	1,784	6,273	-5,963	4,840	-8,080	8,408	-4,512	3,330	-6,646	6,898	-3,078
	11-12	2,771	-1,575	1,455	-0,827	0,543	-0,309	-0,543	0,309	-3,167	-3,167	3,167	3,167	4,517	-2,567	1,602	-5,878	7,936	0,456	0,516	-5,260	6,850	1,074
3	13-14	3,744	-4,552	1,967	-2,391	0,569	-0,691	-0,569	0,691	-2,647	-2,647	2,647	2,647	6,104	-7,421	3,633	-10,281	8,927	-4,987	2,495	-8,899	7,789	-3,605
	14-15	3,865	-3,641	2,030	-1,912	0,587	-0,553	-0,587	0,553	-2,155	-2,155	2,155	2,155	6,301	-5,935	4,327	-8,261	8,637	-3,951	3,153	-7,155	7,463	-2,845
	15-16	3,753	-3,753	1,971	-1,971	0,570	-0,570	-0,570	0,570	-2,210	-2,210	2,210	2,210	6,118	-6,118	4,084	-8,504	8,504	-4,084	2,944	-7,364	7,364	-2,944
	16-17	3,847	-3,659	2,020	-1,922	0,584	-0,556	-0,584	0,566	-2,505	-2,505	2,505	2,505	6,271	-5,965	3,946	-8,642	8,956	-3,632	2,778	-7,530	7,788	-2,520
	17-18	2,764	-1,582	1,451	-0,831	0,420	-0,240	-0,420	0,240	-4,450	-4,450	4,450	4,450	4,505	-2,579	0,185	-7,103	9,085	1,797	-0,655	-6,623	8,245	2,277
2	19-20	3,744	-4,552	1,967	-2,391	0,379	-0,461	-0,379	0,461	-3,199	-3,199	3,199	3,199	6,104	-7,421	2,891	-10,603	9,289	-4,205	2,133	-9,681	8,531	-3,283
	20-21	3,865	-3,641	2,030	-1,912	0,391	-0,369	-0,391	0,369	-2,602	-2,602	2,602	2,602	6,301	-5,935	3,424	-8,524	8,888	-3,320	2,902	-7,786	8,106	-2,582
	21-22	3,753	-3,753	1,971	-1,971	0,380	-0,380	-0,380	0,380	-2,669	-2,669	2,669	2,669	6,118	-6,118	3,435	-8,773	8,773	-3,435	2,675	-8,013	8,013	-2,675
	22-23	3,847	-3,659	2,020	-1,922	0,389	-0,371	-0,389	0,371	-3,024	-3,024	3,024	3,024	6,271	-5,965	3,232	-8,976	9,280	-2,928	2,454	-8,234	8,502	-2,186
	23-24	2,764	-1,582	1,451	-0,831	0,280	-0,160	-0,280	0,160	-5,378	-5,378	5,378	5,378	4,505	-2,579	-0,883	-7,951	9,873	2,205	-1,443	-7,631	9,313	3,125
1	25-26	3,779	-4,517	1,985	-2,373	0,191	-0,229	-0,191	0,229	-3,163	-3,163	3,163	3,163	6,161	-7,365	2,792	-10,282	9,118	-3,956	2,410	-9,824	8,936	-3,498
	26-27	3,872	-3,634	2,034	-1,908	0,196	-0,184	-0,196	0,184	-2,571	-2,571	2,571	2,571	6,313	-5,924	3,531	-8,297	8,673	-3,155	3,139	-7,729	8,281	-2,987
	27-28	3,753	-3,753	1,971	-1,971	0,190	-0,190	-0,190	0,190	-2,637	-2,637	2,637	2,637	6,118	-6,118	3,277	-8,251	8,551	-3,277	2,897	-8,171	8,171	-2,897
	28-29	3,845	-3,661	2,019	-1,923	0,195	-0,185	-0,195	0,185	-2,989	-2,989	2,989	2,989	6,268	-5,969	3,070	-8,758	9,042	-2,780	2,680	-8,388	8,658	-2,410
	29-30	2,754	-1,592	1,446	-0,836	0,139	-0,081	-0,139	0,081	-5,317	-5,317	5,317	5,317	4,489	-2,595	-0,978	-7,826	9,656	2,808	-1,256	-8,664	9,379	2,970



3081 copies p. 76  
-6-

Efforts normaux et moments dans les poteaux du Portique longitudinal III-III en t et en t.m

Élément	Poteaux	↑	G			P			S <sub>iv</sub> ↓ (S <sub>iv</sub> ↑)			S <sub>iH</sub> → (S <sub>iH</sub> ←)			G + P/5 + S <sub>iv</sub> ↑↓ + S <sub>iH</sub> ↔			G + P + S <sub>iv</sub> ↑↓ + S <sub>iH</sub> ↔			G + 1,2 P		
			M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	N <sub>min cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	M <sub>max cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	N <sub>cum</sub>
A	1-7	0,625	1,248	-0,683	4,619	0,203	-0,359	0,751	0,264 (-)	-0,134 (+)	0,979 (-)	-2,789 (+)	1,502 (-)	-0,880 (+)	-1,764	0,881	3,535	4,504	-2,678	7,854	1,492	-1,114	6,145
	7-13	0,625	0,769	-0,749	8,355	0,404	-0,394	2,714	0,151 (-)	-0,114 (+)	1,712 (-)	-4,464 (+)	2,976 (-)	-2,764 (+)	-3,765	2,262	5,672	5,788	-4,233	16,795	1,254	-1,222	12,862
	13-19	0,625	0,749	-0,749	12,099	0,394	-0,394	4,681	0,114 (-)	-0,076 (+)	2,281 (-)	-5,412 (+)	4,428 (-)	-5,411 (+)	-4,698	3,676	7,218	6,669	-5,647	26,347	1,222	-1,222	19,591
	19-25	0,625	0,749	-0,723	15,843	0,394	-0,380	6,648	0,076 (-)	-0,037 (+)	2,660 (-)	-5,715 (+)	5,715 (-)	-8,610 (+)	-4,963	5,542	8,403	6,934	-5,973	36,261	1,222	-0,267	26,321
	25-31	0,538	0,839	/	19,622	0,441	/	8,633	0,042 (-)	/	2,851 (-)	-4,314 (+)	6,471 (-)	-11,773 (+)	-3,429	6,471	9,763	5,636	-6,471	43,066	1,368	/	33,020
B	2-8	0,625	-0,422	0,183	11,093	-0,068	0,096	1,803	-0,089 (+)	0,036 (-)	2,349 (-)	-3,491 (+)	1,880 (-)	0,163 (-)	3,144	-1,714	9,567	-4,070	2,195	16,033	-0,504	0,298	13,882
	8-14	0,625	-0,206	0,203	19,520	-0,108	0,106	6,229	-0,040 (+)	0,031 (-)	4,002 (-)	-5,598 (+)	3,732 (-)	0,512 (-)	5,410	-3,539	17,502	-5,952	4,072	31,513	-0,336	0,330	28,245
	14-20	0,625	-0,203	0,203	27,937	-0,106	0,106	10,650	-0,031 (+)	0,021 (-)	5,280 (-)	-6,765 (+)	5,535 (-)	1,004 (-)	6,572	-5,332	25,658	-7,105	5,865	46,746	-0,330	0,330	42,592
	20-26	0,625	-0,203	0,216	36,354	-0,106	0,113	15,071	-0,021 (+)	0,011 (-)	6,172 (-)	-7,140 (+)	7,140 (-)	1,601 (-)	6,937	-7,120	34,135	-7,470	7,181	61,658	-0,330	0,043	56,999
	26-32	0,538	-0,251	/	44,743	-0,132	/	19,478	-0,013 (+)	/	6,657 (-)	-5,385 (+)	8,077 (-)	2,193 (-)	5,121	-8,077	42,927	-5,781	8,077	76,009	-0,409	/	71,155
C	3-9	0,625	/	/	9,409	/	/	1,530	/	/	1,993 (-)	-3,491 (+)	1,880 (-)	-0,018 (+)	-3,491	1,880	8,329	3,491	-1,880	13,575	/	/	11,870
	9-15	0,625	/	/	16,801	/	/	5,412	/	/	3,443 (-)	-5,598 (+)	3,732 (-)	-0,057 (+)	-5,598	3,732	15,633	5,598	-3,732	26,963	/	/	24,545
	15-21	0,625	/	/	24,195	/	/	9,295	/	/	4,566 (-)	-6,765 (+)	5,535 (-)	-0,112 (+)	-6,765	5,535	23,251	6,765	-5,535	40,043	/	/	37,224
	21-27	0,625	/	/	31,589	/	/	13,178	/	/	5,315 (-)	-7,140 (+)	7,140 (-)	-0,179 (+)	-7,140	7,140	31,231	7,140	-7,140	52,761	/	/	49,903
	27-33	0,538	/	/	38,976	/	/	17,057	/	/	5,689 (-)	-5,385 (+)	8,077 (-)	-0,245 (+)	-5,385	8,077	39,491	5,385	-8,077	65,005	/	/	62,492
D	4-10	0,625	/	/	9,773	/	/	1,589	/	/	2,070 (-)	-3,491 (+)	1,880 (-)	-0,098 (+)	-3,491	1,880	8,548	3,491	-1,880	14,155	/	/	12,305
	10-16	0,625	/	/	17,374	/	/	5,581	/	/	3,561 (-)	-5,598 (+)	3,732 (-)	-0,308 (+)	-5,598	3,732	15,871	5,598	-3,732	28,074	/	/	25,321
	16-22	0,625	/	/	24,974	/	/	9,572	/	/	4,715 (-)	-6,765 (+)	5,535 (-)	-0,603 (+)	-6,765	5,535	23,445	6,765	-5,535	41,739	/	/	38,335
	22-28	0,625	/	/	32,574	/	/	13,563	/	/	5,484 (-)	-7,140 (+)	7,140 (-)	-0,958 (+)	-7,140	7,140	31,345	7,140	-7,140	55,079	/	/	51,350
	28-34	0,538	/	/	40,172	/	/	17,553	/	/	5,869 (-)	-5,385 (+)	8,077 (-)	-1,310 (+)	-5,385	8,077	39,542	5,385	-8,077	67,942	/	/	64,274
E	5-11	0,625	-0,237	0,153	8,346	-0,039	0,080	1,358	-0,050 (+)	0,030 (-)	1,767 (-)	-3,491 (+)	1,880 (-)	-0,647 (+)	-3,686	2,019	6,829	3,165	-1,617	12,743	-0,284	0,249	10,601
	11-17	0,625	-0,172	0,170	14,775	-0,090	0,089	4,734	-0,034 (+)	0,026 (-)	3,027 (-)	-5,598 (+)	3,732 (-)	-2,030 (+)	-5,754	3,894	11,915	5,302	-3,447	25,816	-0,280	0,277	21,706
	17-23	0,625	-0,170	0,170	21,198	-0,089	0,089	8,107	-0,026 (+)	0,017 (-)	4,003 (-)	-6,765 (+)	5,535 (-)	-3,975 (+)	-6,927	5,706	16,716	6,480	-5,259	39,158	-0,277	0,277	32,801
	23-29	0,625	-0,170	0,166	27,621	-0,089	0,087	11,480	-0,017 (+)	0,008 (-)	4,654 (-)	-7,140 (+)	7,140 (-)	-6,329 (+)	-7,311	7,216	21,434	6,864	-7,026	52,584	-0,277	0,118	44,397
	29-35	0,538	-1,931	/	34,036	-0,101	/	14,849	-0,010 (+)	/	4,978 (-)	-5,385 (+)	8,077 (-)	-8,657 (+)	-7,326	8,077	26,409	3,343	-8,077	65,558	-3,052	/	54,893
F	6-12	0,625	-0,209	0,125	1,926	-0,034	0,065	0,313	-0,044 (+)	0,024 (-)	0,408 (-)	-2,787 (+)	1,502 (-)	1,480 (-)	2,615	-1,388	0,726	-3,074	1,716	4,752	-0,250	0,203	2,927
	12-18	0,625	-0,140	0,138	3,501	-0,074	0,072	1,140	-0,028 (+)	0,021 (-)	0,717 (-)	-4,464 (+)	2,976 (-)	4,647 (-)	4,337	-2,845	-0,385	-4,706	3,207	11,255	-0,229	0,224	6,119
	18-24	0,625	-0,138	0,138	5,083	-0,072	0,072	1,971	-0,021 (+)	0,014 (-)	0,957 (-)	-5,412 (+)	4,428 (-)	9,097 (-)	5,281	-4,290	-2,702	-5,643	4,652	18,983	-0,224	0,224	9,323
	24-30	0,625	-0,138	0,134	6,665	-0,072	0,071	2,802	-0,014 (+)	0,007 (-)	1,117 (-)	-5,715 (+)	5,715 (-)	14,475 (-)	5,577	-5,672	-5,867	-5,939	5,779	27,559	-0,224	0,066	12,527
	30-36	0,538	-0,136	/	8,257	-0,082	/	3,638	-0,008 (+)	/	1,198 (-)	-4,314 (+)	6,471 (-)	19,792 (-)	4,150	-6,471	-8,967	-4,560	6,471	35,923	-0,254	/	15,661





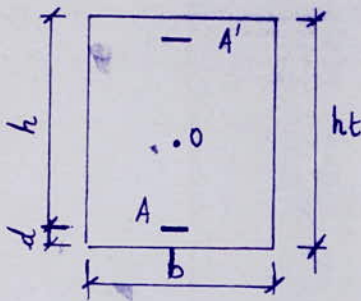


# FERRAILLAGE DES POUTRES

## Méthode de Calcul

Les poutres de chaque portique sont soumises à un moment fléchissant et à un effort normal (effort tranchant dans les poteaux) dans chacune de leur section. Le calcul doit donc se faire en flexion composée mais compte tenu de l'article 15 du C.C.BA 68 qui stipule que, pour simplification, on ne fait pas état des efforts normaux dans les poutres. Les calculs seront menés en flexion simple.

## Méthode de Calcul des Armatures longitudinales Méthode de charon :



- $M \Rightarrow \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon \\ k \end{cases}$
- si  $k < k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,44$   
alors  $A' = 0$  et  $A = \frac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a}$
  - si  $k > k_0 \Rightarrow$  armatures comprimées  
méthode de calcul en flexion simple avec armatures comprimées.

Les calculs étant conduits respectivement sous les sollicitations les plus défavorables du 1<sup>er</sup> genre (SP<sub>1</sub>) et 2<sup>e</sup> genre (SP<sub>2</sub>), on retiendra la plus grande des deux armatures ainsi déterminées.

- Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre (G) + 1,2(P) avec

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

- Sollicitations du 2<sup>e</sup> genre

$$(G) + (P) + (SIV) + (SIH)$$

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

## Détermination des armatures transversales:

Contrainte de cisaillement C.C.BA 68 Art 25.12

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}, \quad \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b$$

$$z = \frac{7}{8} h, \quad \bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 2 \bar{\sigma}'_{b0}; \quad \bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \tau_b \leq 2,5 \bar{\sigma}'_b$$



Espacement des cadres

$$\zeta_b = \frac{T_{max}}{b \cdot \bar{\sigma}} ; t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} ; \bar{\sigma} = \max \begin{cases} 0,2h \\ h(1 - 0,3 \frac{\zeta_b}{\bar{\sigma}_b}) \end{cases}$$

$$t_{adopté} \leq \min \left\{ \frac{t}{\bar{\sigma}} \right\}$$

avec  $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$   $A_t = \text{section d'armatures}$   
 $\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$   $\bar{\sigma} = \frac{7}{8} h$   
 $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$   $\bar{\sigma}_{at} = \max \begin{cases} 2/3 \\ 1 - \frac{\zeta_b}{9\bar{\sigma}_b} \end{cases}$

disposition pratique des cadres.

- le 1er cours d'armatures sera placé à  $\frac{t}{2}$  à partir du nu de l'appui
- pour les poutres chargées uniformément, on adoptera la disposition de Caquot
- pour les poutres à charges concentrées, un espacement constant  $t$

METHODES de vérifications

Vérification des contraintes

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a ; \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} \leq \bar{\sigma}'_b$$

- pour  $\bar{\sigma}_a$  : A est calculée à partir de  $\bar{\sigma}_a$  et  $A_{adoptée} \geq A_{calculée} \Rightarrow \sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$  est nécessairement vérifiée
- pour  $\bar{\sigma}'_b$  : on a  $k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$  ;  $k = \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}'_b}$  ;  $k_0 \leq k \Rightarrow \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$

fissuration

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\sigma} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\sigma} \bar{\sigma}_b} ; \sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \max \begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases}$$

avec  $k = 1,5 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible  
 $\eta = 1,6$  (aciers H.A)



Condition de non fragilité

$$A \geq \left\{ \begin{array}{l} A_0 \text{ plus petite section d'armatures adoptée} \\ \text{min.} \left\{ \begin{array}{l} A_1 = 1,2 A_0 \\ A_2 = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h \end{array} \right. \end{array} \right.$$

ADHÉRENCE

$$\sigma_d \leq \bar{\sigma}_d \text{ avec } \bar{\sigma}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \leq 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

avec  $n$ : nbre de barres  
 $p = \frac{\pi \phi^2}{4}$   
 $z = \frac{7}{8} \cdot h$

flèche

La verification se fait sous les sollicitations de service (S) = (G+P)  
La justification est inutile si:

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}; \quad \frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$$

- $h_t$ : hauteur totale de la section
- $l$ : portée libre de la poutre
- $M_t$ : moment max en travée sous
- $M_0$ : moment max de la travée supposé isostatique
- $b_0$ : largeur de la poutre
- $h$ : hauteur utile
- $\sigma_{en}$ : limite d'élasticité (en bars) des armatures en travée  $\sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$
- $A$ : section d'armatures tendues.

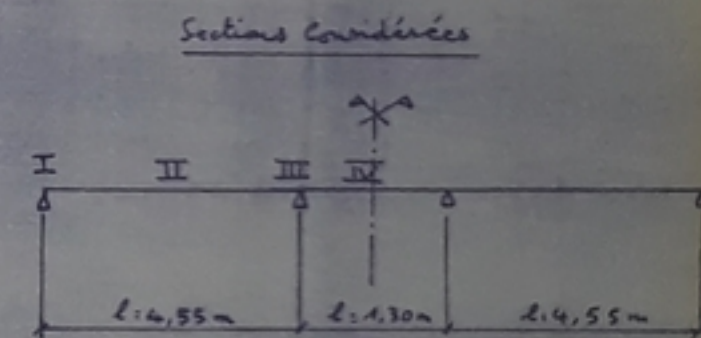


79 (A)  
Portique I.I - ferrailage des poutres : Calcul des sections d'aciers - vérification de la fixation, des conditions de flèche et de non fragilité. Calcul des Constantes

Niveaux	5											4											3																		
	I			II			III			IV		I			II			III			IV			I			II			III											
Sollicitations	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2					
M max (k.m)	3,062	-1,062	1,375	1,852			-1,957	-4,889	1,057	-1,762	-1,721					6,636	-6,696	2,142	2,090			-2,048	-8,461	4,569	-1,884	-1,782					9,543	-9,543	2,142	2,136			-2,048	-11,216	7,324		
$\mu$	0,0246	0,0246	0,0228	0,0150			0,0237	0,0396	0,0086	0,0213	0,0119					0,0542	0,0542	0,0260	0,0169			0,0248	0,0685	0,0370	0,0228	0,0146					0,0773	0,0773	0,0260	0,0173			0,0248	0,0908	0,0593		
E	0,9315	0,9315	0,9342	0,9457			0,9329	0,9153	0,9580	0,9359	0,9476					0,9027	0,9027	0,9301	0,9425			0,9315	0,8925	0,9178	0,9342	0,9465					0,8869	0,8869	0,9301	0,9419			0,9315	0,8883	0,8990		
A (cm <sup>2</sup> )	1,85	1,85	1,71	1,11			1,78	3,03	0,63	1,60	1,03					4,21	4,21	1,96	1,26			1,87	5,37	2,82	1,72	1,07					6,10	6,10	1,96	1,29			1,87	7,23	4,62		
Choix des Sections d'aciers	2T12 + 2T10 (3,83)	2T12 + 2T10 (3,83)	2T12 (2,26)							2T12 + 2T10 (3,83)	2T12 (2,26)					4T14 (6,15)	4T14 (6,15)	2T14 (3,08)													2T20 + 2T12 (8,54)	2T20 + 2T12 (8,54)	2T12 (2,26)				2T20 + 2T12 (8,54)	2T14 + 2T12 (5,34)			
$f_{a, \min} (f_{a, \max} (f_{a, \min}))$	2086,36	2086,36	2134,58							3353,14	726,95	2005,94				2924,56	2924,56	1810,26							3695,45	1995,57	1592,22				3054,27	3054,28	2438,55							3589,71	3658,07
$\tau_{\max} < \frac{137}{205}$	54,33	54,33	41,05							87,32	18,87	38,58				100,84	100,84	41,52							127,43	68,81	36,52				128,33	128,33	46,90				150,83	115,76			
$\sigma_1$	4240,56	4240,56	2842,75							4240,56	4240,56	2842,75				5172,62	5172,62	3153,02							5172,62	5172,62	3153,02				4492,08	4492,08	2842,75				4492,08	4629,17			
$\sigma_2$	2636,08	2636,08	2636,08							2636,08	2636,08	2636,08				2443,26	2443,26	2443,26							2443,26	2443,26	2443,26				2042,07	2042,07	2636,08				2042,07	2443,26			
Condition de flèche (cm)	10,85	10,85	10,85							10,85	10,85	10,85				10,85	10,85	10,85							10,85	10,85	10,85				10,85	10,85	10,85				10,85	10,85			
Condition de non fragilité (cm)	1,02	1,02	1,02							1,02	1,02	1,02				1,02	1,02	1,02							1,02	1,02	1,02				1,02	1,02	1,02				1,02	1,02			

Remarque : + Aux niveaux 5, 4, 3, 2, la section des poutres est la même et elle est rectangulaire ( $b = 25$ ,  $h_f = 45$ ,  $d = d' = 3$ ,  $k = 43$ ).  
 + Au niveau 1 (RDC), on a une dalle, la section considérée est en T : pour la travée  $l = 4,55m$  [ $h_f = 45$ ,  $k = 43$ ,  $d = d' = 3$ ,  $b = 115$  en travée ; à l'appui, la section est rectangulaire ( $h_f = 45$ ,  $b = 25$ ,  $k = 43$ ,  $d = d' = 3$ ).  
 Pour la travée  $l = 1,30m$  [ $h_f = 45$ ,  $k = 43$ ,  $d = d' = 3$ ,  $b = 51$  en travée ; à l'appui, la section est rectangulaire ( $h_f = 45$ ,  $b = 25$ ,  $k = 43$ ,  $d = d' = 3$ ).  
 + La travée du milieu  $l = 1,30m$  est courte (section IV) ; on la ferraille de la même façon que l'appui III (section III).

Niveaux	2												1																				
	IV			I			II			III			IV			I			II			III			IV								
Sollicitations	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2
M max (k.m)	-1,884	-1,782		11,589	-11,589	2,142	2,163			-2,048	-13,208	9,316	-1,884	-1,782		11,490	-11,490	8,245	7,757			-7,652	-14,727	3,985	-7,097	-6,633							
$\mu$	0,0228	0,0146		0,0939	0,0939	0,0260	0,0175			0,0248	0,1070	0,0755	0,0228	0,0144		0,0930	0,0930	0,0218	0,0137			0,0229	0,1193	0,0323	0,0423	0,0263							
E	0,9362	0,9465		0,9150	0,9150	0,9301	0,9415			0,9315	0,8708	0,8879	0,9342	0,9465		0,8777	0,8777	0,9355	0,9479			0,8780	0,8649	0,9228	0,9129	0,9296							
A (cm <sup>2</sup> )	1,72	1,07		7,18	7,18	1,96	1,30			1,87	8,60	5,95	1,72	1,07		7,42	7,42	7,49	4,64			7,41	9,65	2,45	6,61	3,76							
Choix des Sections d'aciers	2T12 (2,26)			3T16 + 3T12 (9,42)	3T16 + 3T12 (9,42)	3T12 (3,39)							3T16 + 3T12 (9,42)	3T14 + 3T12 (8,01)	3T12 (3,39)				5T14 (7,69)	5T14 (7,69)	5T14 (7,69)				5T16 (10,05)	5T14 (7,69)	5T16 (10,05)						
$f_{a, \min} (f_{a, \max} (f_{a, \min}))$	2146,83			3381,25	3381,25	1652,49							3853,62	3090,09	1453,45				4060,14	4060,14	2731,62				4042,85	1408,15	1875,89						
$\tau_{\max} < \frac{137}{205}$	41,25			150,95	150,95	40,50							172,04	123,11	35,62				159,85	159,85	44,41				128,04	55,44	56,50						
$\sigma_1$	2842,75			5970,67	5970,67	3948,62							5970,67	6132,24	3948,62				5982,91	5982,91	1872,72				6193,44	5982,91	4435,78						
$\sigma_2$	2636,08			2283,30	2283,30	2636,08							2283,30	2443,26	2636,08				2443,26	2443,26	2443,26				2283,30	2443,26	2283,30						
Condition de flèche (cm)	10,85			10,85	10,85	10,85							10,85	10,85	10,85				10,85	10,85	10,85				10,85	10,85	10,85						
Condition de non fragilité (cm)	1,02			1,02	1,02	1,02							1,02	1,02	1,02				1,02	1,02	1,02				1,02	1,02	1,02						



PB03081  
après p. 79  
-1-



Portique I-I. Portes : Condition de non-entrainement des armatures - Conditions d'appui - Armatures transversales.

Niveau	Appuis	Condition de non entrainement			Conditions d'appui							Armatures transversales													
		T <sub>max</sub> (t)	Z <sub>d</sub>	Z̄ <sub>d</sub>	Appui de rive			Armatures inférieures				1 <sup>ère</sup> travée l = 4,55 m						2 <sup>ème</sup> travée l = 1,30 m.							
					T <sub>max</sub> (t)	C (cm)	C <sub>0</sub> (cm)	T (t)	M (t.m)	T+M (t) Z̄	A √σ <sub>a</sub> (t)	T <sub>max</sub> (t)	σ' <sub>b</sub>	σ'_{b0}	Z <sub>b</sub>	Z̄ <sub>b</sub>	t (cm)	E (cm)	T <sub>max</sub> (t)	σ' <sub>b</sub>	σ'_{b0}	Z <sub>b</sub>	Z̄ <sub>b</sub>	t (cm)	E (cm)
5	I	2,830 (SP1)	10,22	17,70 (SP1)	3,251 (SP2)	15,40	2,53	0,607 (SP2)	3,042 (SP2)	8,84	16,09	2,830 (SP1)	36,22	68,50 (SP1)	3,08	20,65 (SP1)	16	35,42		58,21	103,33 (SP2)	2,15	30,98 (SP2)	20	38,94
	II							1,449 (SP2)	1,057 (SP2)	4,33	16,09		1 cadre φ8 - espacements sur l/2 : 8 + 3x16 + 3x20 + 3x25 + 36,5 = $\frac{l}{2} = \frac{4,55}{2} = 2,275$ m						1,978 (SP2)	1 cadre φ8 - espacements sur l/2 : 10 + 20 + 25 + $\frac{20}{2} = \frac{l}{2} = \frac{1,30}{2} = 65$ cm.					
4	I				4,865 (SP2)	14,30	3,79	0,943 (SP2)	6,696 (SP2)	19,16	25,83		127,43	103,33 (SP2)	6,23	28,91 (SP2)	10	33,13		127,43	103,33 (SP2)	3,86	28,91 (SP2)	16	36,50
	II	5,720 (SP2)	8,85	26,55 (SP2)				0,088 (SP2)	4,569 (SP2)	12,52	25,83	5,720 (SP2)	1 cadre φ8 - espacements sur l/2 : 5 + 3x10 + 3x11 + 3x13 + 3x16 + 3x20 + $\frac{25}{2} = \frac{4,55}{2} = 2,275$ m						3,546 (SP2)	1 cadre φ8 - espacements sur l/2 : 8 + 16 + 20 + 21 = $\frac{1,30}{2} = 65$ cm					
3	I				6,096 (SP2)	11	4,75	2,174 (SP2)	9,543 (SP2)	28,14	35,87		150,83	103,33 (SP2)	7,57	26,91 (SP2)	8	31,22		150,83	103,33 (SP2)	5,18	26,91 (SP2)	10	34,63
	II	6,951 (SP2)	12,41	26,55 (SP2)				1,319 (SP2)	7,324 (SP2)	21,25	22,43	6,951 (SP2)	1 cadre φ8 - espacements sur l/2 : 4 + 3x8 + 3x9 + 3x10 + 3x11 + 3x13 + 3x16 + 22,5 = $\frac{4,55}{2}$ m						4,757 (SP2)	1 cadre φ8 - espacements sur l/2 : 5 + 10 + 11 + 13 + 16 + $\frac{20}{2} = \frac{1,30}{2} = 65$ cm					
2	I				6,983 (SP2)	13,20	5,44	3,061 (SP2)	11,589 (SP2)	34,60	39,56		172,04	103,33 (SP2)	8,53	25,09 (SP2)	13	29,86		172,04	103,33 (SP2)	6,13	25,09 (SP2)	20	33,27
	II	7,838 (SP2)	9,32	26,55 (SP2)				2,206 (SP2)	9,316 (SP2)	27,56	33,64	7,838 (SP2)	1 cadre + 1 étrier φ8 - espacements sur l/2 : 6,5 + 3x13 + 3x16 + 3x20 + 2x25 + 24 = $\frac{4,55}{2}$ m						5,634 (SP2)	1 cadre + 1 étrier φ8 - espacements sur l/2 : 10 + 20 + 25 + $\frac{20}{2} = \frac{1,30}{2} = 65$ cm					
1	I	11,071			12,221 (SP2)	14,30	9,52	2,259 (SP2)	11,490 (SP2)	28,52	32,30		125,36	68,50 (SP1)	12,05	15,75 (SP1)	13	16,27		188,04	103,33 (SP2)	8,09	23,72 (SP2)	25	30,48
	II	11,071 (SP1)	11,99	17,70				5,419 (SP2)	3,985 (SP2)	16,26	32,30	11,071 (SP1)	1 cadre + 3 étriers - espacements sur l/2 : 6,5 + 3x13 + 3x16 + 3x20 + 2x25 + 24 = $\frac{4,55}{2}$ m							1 cadre + 3 étriers - espacements sur l/2 : 12,5 + 25 + 27,5 = $\frac{1,30}{2} = 65$ cm					

Remarques:

- $Z_d < \bar{Z}_d$
- $C \geq C_0$
- $T + \frac{M}{Z} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a$
- $$\sigma'_{b0} < \sigma'_b < 2 \sigma'_{b0} \rightarrow \bar{Z}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \cdot \bar{Z}_b$$

$$\sigma'_b < \sigma'_{b0} \rightarrow \bar{Z}_b = 3,5 \bar{Z}_b$$
- $Z_b < \bar{Z}_b$
- $E < \bar{E}$







Exercice II - Ponts : Condition de non entraînement des armatures - Conditions d'appui - Armatures transversales

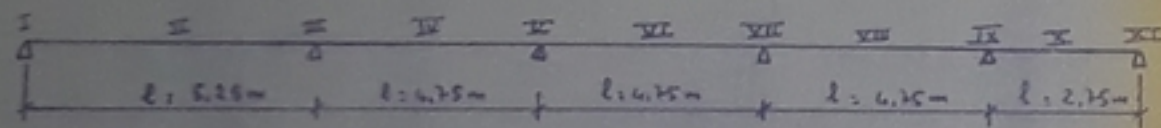
Niveau	Appui	Condition de non entraînement			Conditions d'appui							Armatures transversales													
					Appui de rive			Armatures inférieures				1 <sup>ère</sup> , 3 <sup>ème</sup> travée l = 3,325 m						2 <sup>ème</sup> travée l = 1,30 m							
		T <sub>max</sub> (t)	Z <sub>d</sub> < Z <sub>d</sub>	Z <sub>d</sub>	T <sub>max</sub> (t)	C (cm)	C <sub>0</sub> ≤ C <sub>lim</sub>	T (t)	M (t.m)	T+M/2 < A <sub>f</sub> F <sub>a</sub>	A <sub>f</sub> F <sub>a</sub> (t)	T <sub>max</sub> (t)	T' <sub>b</sub>	F' <sub>b0</sub>	Z <sub>b</sub> < Z <sub>b</sub>	Z <sub>b</sub>	t < E	E (cm)	T <sub>max</sub> (t)	T' <sub>b</sub>	F' <sub>b0</sub>	Z <sub>b</sub> < Z <sub>b</sub>	Z <sub>b</sub>	t < E	E (cm)
5	I				1,936 (SP2)	10,40	2,14	1,936 (SP2)	1,463 (SP2)	< 0	9,49		74,50	103,33	3,70	30,98	25	27,99		74,50	103,33	2,17	30,98	25	28
	III						0,425 (SP2)	0,947 (SP2)	3,70	9,49		2,097 (SP2)		(SP2)	(SP2)			1,215 (SP2)		(SP2)	(SP2)				
	V	3,038 (SP2)	3,96	26,55 (SP2)									1 cadre φ8 - espacements sur l/2 12,5 + 2x25 + 2x35 + $\frac{67,5}{2} = \frac{l}{2} = \frac{332,5}{2} = 166,25$ cm						1 cadre φ8 - espacements sur l/2 12,5 + 25 + 27,5 = $\frac{l}{2} = \frac{130}{2} = 65$ cm						
	VII																								
4	I				3,600 (SP2)	10,40	3,50	0,934 (SP2)	3,272 (SP2)	12,62	14,24		126,70	103,33	7,76	28,91	20	23,5		126,70	103,33	4,94	28,91	20	26,75
	III							0,627 (SP2)	2,441 (SP2)	9,34	14,24			(SP2)	(SP2)			2		(SP2)	(SP2)				
	V	4,348 (SP2)	11,28	26,55 (SP2)								4,348 (SP2)	1 cadre φ8 + 1 étrier φ8 - espacements sur $\frac{l}{2}$ 10 + 2x20 + 2x25 + 35 + $\frac{62,5}{2} = \frac{332,5}{2} = 166,25$ cm						1 cadre + 1 étrier φ8 - espacements sur $\frac{l}{2}$ 10 + 20 + 25 + 12,5 = $\frac{130}{2} = 65$ cm						
	VII																								
3	I							0,640 (SP2)	4,709 (SP2)	3,47	19,74		156,48	103,33	9,24	26,35	16	21,98		156,48	103,33	6,34	26,35	25	25
	III							3,953 (SP2)	4,785 (SP2)	3,78	14,24			(SP2)	(SP2)			3,552 (SP2)		(SP2)	(SP2)				
	V	5,172 (SP2)	13,28	26,55 (SP2)				5,172 (SP2)	5,508 (SP2)	4,98	14,24	5,172 (SP2)	1 cadre φ8 + 1 étrier φ8 - espacements sur $\frac{l}{2}$ 8 + 2x16 + 2x20 + 2x25 + $\frac{72,5}{2} = \frac{332,5}{2} = 166,25$ cm						1 cadre φ8 + 1 étrier φ8 - espacements sur $\frac{l}{2}$ 12,5 + 25 + 27,5 = $\frac{130}{2} = 65$ cm						
	VII				4,424 (SP2)	9,30	4,31	4,424 (SP2)	4,709 (SP2)	4,59	19,74														
2	I				5,013 (SP2)	8,20	4,88	4,229 (SP2)	5,738 (SP2)	22,84	24,11		149,86	103,33	10,29	30,98	16	20,84		149,86	103,33	7,34	26,92	20	24
	III							2,034 (SP2)	5,275 (SP2)	20,87	23,35			(SP2)	(SP2)					(SP2)	(SP2)				
	V	5,761 (SP2)	13,65	26,55 (SP2)				0,815 (SP2)	4,552 (SP2)	17,07	19,40		1 cadre φ8 + 1 étrier φ8 - espacements sur $\frac{l}{2}$ 8 + 2x16 + 2x20 + 2x25 + $\frac{72,5}{2} = \frac{332,5}{2} = 166,25$ cm						1 cadre φ8 + 1 étrier φ8 - espacements sur $\frac{l}{2}$ 10 + 20 + 25 + 12,5 = $\frac{130}{2} = 65$ cm						
	VII							1,563 (SP2)	5,738 (SP2)	22,06	24,11	5,761 (SP2)													
1	I							0,156 (SP2)	5,689 (SP2)	20,47	23,35		191,52	103,33	14,19	23,33	11	16,61		209,31	103,33	10,01	22,14	16	21,14
	III							1,449 (SP2)	3,062 (SP2)	12,35	23,35	7,945 (SP2)		(SP2)	(SP2)					(SP2)	(SP2)				
	V	6,731 (SP2)	12,76	12,70 (SP2)				3,109 (SP2)	1,849 (SP2)	9,71	23,35		1 cadre φ8 + 1 étrier φ8 - espacements sur $\frac{l}{2}$ 5,5 + 2x11 + 2x13 + 2x16 + 2x20 + 25 + 32,5 = $\frac{332,5}{2} = 166,25$ cm						1 cadre φ8 + 1 étrier φ8 - espacements sur $\frac{l}{2}$ 8 + 3x16 + $\frac{22}{2} = \frac{130}{2} = 65$ cm						
	VII				8,216 (SP2)	10,60	8	1,323	5,689	21,64	23,35														

Remarque: la 1<sup>ère</sup> et la 3<sup>ème</sup> travée ont même portée (3,325 m). les efforts tranchants aux appuis des deux travées étant sensiblement du même ordre de grandeur; nous avons calculé les armatures transversales avec le cas le plus défavorable pour les deux travées.



Niveau	5										4										3												
	I			II, V, VIII, IX, XI			II, IV, VI, VIII			X			I			III, V, VII, IX, XI			II, IV, VI, VIII			X			I			III, V, VII, IX, XI					
Sollicitations	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2			
Mmax (t.m)	1,492	4,506	4,977	5,968	8,673		5,259	6,977		0,878	1,993	0,330	2,168	8,666	4,036	5,893	10,708	1,769	4,356	7,858		1,352	3,096	0,774	2,643	10,302	2,009	5,303	14,586	2,009			
$\sigma_c$	0,0551	0,0306	0,0474	0,0604	0,0490		0,0591	0,0474		0,0051	0,0136	0,0022	0,0239	0,0576	0,0274	0,0595	0,0690	0,0120	0,0462	0,0534		0,0137	0,0211	0,0069	0,0267	0,0741	0,0165	0,0556	0,0788	0,0165			
E	0,9050	0,9248	0,9084	0,8984	0,8992		0,9035	0,9084		0,9569	0,9682	0,9783	0,9324	0,9000	0,9281	0,8988	0,8922	0,9510	0,8954	0,9035		0,9479	0,9363	0,9682	0,9315	0,8889	0,9027	0,8988	0,8858	0,9027			
A (cm <sup>2</sup> )	1,23	2,52	3,38	5,44	4,99		4,52	3,98		0,73	1,09	0,78	1,97	4,87	2,25	5,09	5,89	0,96	6,51	6,50		1,11	1,71	0,38	2,04	6,35	6,59	5,10	6,77	6,59			
Choix des sections d'acier		2T12 2T10 (3,83)	4T12 (4,52)	4T14 (4,15)			4T12 (4,52)			4T10 (3,76)	4T10 (3,74)		3T16 (6,03)	3T16 (6,03)		2T20 1T16 (8,29)	3T16 (6,03)	3T16 (6,03)							3T12 (3,39)	3T10 (2,35)		4T16 (8,04)	4T14 (6,15)		4T16 (8,04)	4T14 (6,15)	
$f_a$ (min[ $f_{a,1}$ , max( $f_{a,2}$ , $f_{a,3}$ )])		2809,01	2904,09	2160,38			2796,11			1504,37	249,09		3423,58	1632,12		3035,06	745,36	2590,32							2171,24	712,51		3356,21	3199,80		3566,17	3199,80	
$\tau_b < 205$		69,19	75,93	74,90			75,93			33,13	5,49		110,08	52,47		118,56	22,99	82,65							50,03	13,32		128,59	107,53		136,63	107,53	
$\sigma_1$		3400,27	3968,62	4239,94			3948,62			3375,79	3375,79		3530,02	3530,02		3620,59	3590,02	3530,02							3114,41	2621,81		4369,67	4239,94		4369,67	4239,94	
$\sigma_2$		2635,67	2635,67	2643,26			2635,67			2885,73	2885,73		2283,30	2283,10		2042,07	2283,30	2283,30							2635,67	2885,73		2283,30	2643,26		2283,30	2643,26	
Condition de flèche (cm)		11,89	11,89	11,89			11,89			11,89	11,89		11,89	11,89		11,89	11,89	11,89							11,89	11,89		11,89	11,89		11,89	11,89	
Condition de non fragilité (cm)		1,11	1,11	1,11			1,11			1,11	1,11		1,11	1,11		1,11	1,11	1,11							1,11	1,11		1,11	1,11		1,11	1,11	

Sections considérées :



Remarque :

- Le potique III-III a 5 travées inégales qui ont des efforts de même ordre de grandeur. Pour simplifier les calculs, nous avons calculé : les sections des appuis III, IV, V, VI, VII et VIII sous Mmax ; les sections des travées II, III, IV et V sous Mmax. Les sections de la travée X sous Mmax.  
 + La travée l = 2,75m est courte, elle sera feuillée avec les sections d'acier des appuis IX et XI (barres filantes)  
 + Aux niveaux 5, 4, 3, 2, la section des poutres est rectangulaire ( $b = 25$ ,  $h_f = 50$ ,  $d = d' = 4$ ,  $h = 46$ )  
 + Aux niveaux 1 (RDC), on a une dalle ( $h_0 = 15$ cm), la section considérée est en T<sub>1</sub> : pour les travées l = 5,25m et l = 4,75m [ $h_f = 50$ ,  $h = 46$ ,  $d = d' = 4$ ,  $b = 115$  cm travée ; à l'appui, la section est rectangulaire ( $h_f = 50$ ,  $b = 25$ ,  $d = d' = 4$ ,  $h = 46$ )], pour la travée l = 2,75m ( $h_f = 50$ ,  $h = 46$ ,  $d = d' = 4$ ,  $b = 75$  cm travée ; à l'appui, la section est rectangulaire ( $h_f = 50$ ,  $b = 25$ ,  $d = d' = 4$ ,  $h = 46$ ))

Niveau	3										2										1									
	II, IV, VI, VIII			X			I			III, V, VII, IX, XI			II, IV, VI, VIII			X			I			III, V, VII, IX, XI			II, IV, VI, VIII			X		
Sollicitations	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2
Mmax (t.m)	6,329	8,009		1,351	3,687	1,307	1,643	12,584	8,039	5,903	12,544	8,039	6,329	8,039		1,351	4,083	1,709	2,566	12,490	7,726	5,700	12,093	4,619	6,357	7,774		1,350	3,983	1,200
$\sigma_c$	0,0639	0,0665		0,0186	0,0251	0,0089	0,0247	0,0856	0,0547	0,0596	0,0853	0,0547	0,0639	0,0547		0,0136	0,0278	0,0116	0,0252	0,0843	0,0522	0,0578	0,0817	0,0312	0,0440	0,0116		0,0046	0,0090	0,0036
E	0,8956	0,9027		0,9682	0,9310	0,9576	0,9315	0,8821	0,9023	0,8988	0,8821	0,9023	0,8956	0,9023		0,9482	0,9275	0,9519	0,9301	0,8826	0,9062	0,9000	0,8843	0,9227	0,9474	0,9522		0,9690	0,9593	0,9726
A (cm <sup>2</sup> )	5,69	6,59		1,11	2,05	0,71	8,04	7,38	4,61	5,09	7,36	4,61	5,49	4,61		1,11	2,28	0,93	2,13	7,33	4,42	4,92	7,08	2,59	5,210	4,23		4,08	2,15	0,85
Choix des sections d'acier	4T16 (6,45)			4T10 (3,74)	4T10 (3,74)		4T16 (8,04)	4T14 (6,15)		4T16 (8,04)	4T14 (6,15)	4T14 (6,15)				4T10 (3,74)	4T10 (3,74)		4T16 (8,04)	4T14 (6,15)		4T16 (8,04)	4T14 (6,15)	4T16 (8,04)	4T14 (6,15)		4T10 (3,74)	4T10 (3,74)		
$f_a$ (min[ $f_{a,1}$ , max( $f_{a,2}$ , $f_{a,3}$ )])	2512			2783,05	986,56		3873,10	3190,70		3861,71	3190,70	2512			3086,15	1290			3845,08	3066,47		3922,36	1833,29	2382,60			2792,11	1149,51		
$\tau_b < 205$	81,82			61,30	21,73		149,39	103,93		149,36	103,93	81,82			67,98	28,41			147,32	99,88		142,64	58,72	32,64			74,79	16,09		
$\sigma_1$	4239,94			3375,79	3375,79		4369,68	4239,94		4369,68	4239,94	4239,94			3375,79	3375,79		4369,68	4239,94		4369,68	4239,94	4239,94			3375,79	3375,79			
$\sigma_2$	2643,26			2885,73	2885,73		2283,30	2643,26		2283,30	2643,26	2643,26			2885,73	2885,73		2283,30	2643,26		2885,73	2643,26	2643,26			2885,73	2643,26			
Condition de flèche (cm)	11,89			11,89	11,89		11,89	11,89		11,89	11,89	11,89			11,89	11,89		11,89	11,89		11,89	11,89	11,89			11,89	11,89			
Condition de non fragilité (cm)	1,11			1,11	1,11		1,11	1,11		1,11	1,11	1,11			1,11	1,11		1,11	1,11		1,11	1,11	1,11			1,11	1,11			



Portique III-III. Poutres : Condition de non entraînement des armatures - Conditions d'appui - Armatures transversales.

Niveaux	Appuis	Condition de non entraînement			Conditions d'appui						Armatures transversales														
					Appui de rive		Armatures inférieures				travées $l = 2,75\text{ m}$														
		$T_{max}$ (t)	$2d < \bar{Z}_d$	$\bar{Z}_d$	$T_{max}$ (t)	$C > C_0$ (cm)	$C_0$ (cm)	$T$ (t)	$M$ (t.m)	$T+M/2$ $< A\bar{\sigma}_a$	$A\bar{\sigma}_a$ (t)	$T_{max}$ (t)	$\bar{v}'_b$	$\bar{v}'_{b_0}$	$z_b < \bar{Z}_b$	$\bar{Z}_b$	$t < \bar{E}$ (cm)	$\bar{E}$ (cm)	$T_{max}$ (t)	$\bar{v}'_b$	$\bar{v}'_{b_0}$	$z_b < \bar{Z}_b$	$\bar{Z}_b$	$t < \bar{E}$ (cm)	$\bar{E}$ (cm)
5	I				8,520 (S1)	16,40	6,45	7,229	4,504	8,14 (S1)	18,98														
	II	7,216 (S1)	11,90	17,7 (S1)				4,089	2,673	-2,55 (S1)	18,98	7,216 (S1)	76,90	68,50 (S1)	7,17	19,93 (S1)	20	29,23		76,90	68,50 (S1)	4,34	19,93	20	35,85
	III							3,249	1,534	0,04 (S1)	18,98		1 cadre + 2 étriers $\phi 8$ - espacements sur $l/2$												
	IV							3,875	1,534	0,06 (S1)	18,98		1 cadre + 3 étriers $\phi 8$ - espacements sur $l/2$												
	V							3,627	0,477	2,44 (S1)	18,98		travée $l = 5,25$ : $10 + 3 \times 20 + 3 \times 25 + 3 \times 35 + \frac{2,5}{2} = \frac{5,25}{2} = 262,5\text{ cm}$ travée $l = 4,75$ : $10 + 3 \times 20 + 3 \times 25 + 2 \times 35 + 2,5 = \frac{4,75}{2} = 237,5\text{ cm}$												
4	VI							1,167	2,502	7,38 (S1)	18,98														
	II							3,082	4,036	14,06 (S1)	25,33		79,04	68,50 (S1)	7,39	19,74 (S1)	16	28,71		118,56	103,33 (S2)	7,89	29,67 (S2)	16	33,70
	III	7,434 (S1)	11,14	17,7 (S1)				3,605	-0,734	1,78 (S2)	25,33	7,434 (S1)													
	IV							3,414	0,172	3,84 (S2)	25,33		1 cadre + 1 étrier $\phi 8$ - espacements sur $l/2$												
	V							3,414	0,172	3,84 (S2)	25,33		travée $l = 5,25$ : $8 + 3 \times 16 + 3 \times 20 + 3 \times 25 + 35 + 36,5 = \frac{5,25}{2} = 262,5\text{ cm}$ travée $l = 4,75$ : $8 + 3 \times 16 + 3 \times 20 + 3 \times 25 + 35 + \frac{2,5}{2} = \frac{4,75}{2} = 237,5\text{ cm}$												
3	VI							3,078	1,769	7,47 (S2)	25,33														
	II							6,092 (S1)	12,20	7,11	25,33		91,02	68,50 (S1)	7,37	18,74 (S1)	25	28,76		136,63	103,33 (S2)	9,03	28,18 (S2)	20	31,92
	III	7,421 (S1)	10,49	17,7 (S1)				3,153	0,570	4,57 (S2)	25,83	7,421 (S1)													
	IV							2,944	1,563	6,83 (S2)	25,83		1 cadre + 2 étriers $\phi 8$ - espacements sur $l/2$												
	V							2,944	1,563	6,83 (S2)	25,83		travée $l = 5,25$ : $12,5 + 3 \times 25 + 2 \times 35 + 45 + 60 = \frac{5,25}{2} = 262,5\text{ cm}$ travée $l = 4,75$ : $12,5 + 3 \times 25 + 3 \times 35 + 45 = \frac{4,75}{2} = 237,5\text{ cm}$												
2	VI							2,520	3,573	11,40 (S2)	25,83														
	II							2,277	8,010	22,17 (S1)	25,83		98,64	68,50 (S1)	7,37	18,05 (S1)	25	28,76		147,96	103,33 (S2)	9,81	27,15 (S2)	20	30,70
	III	7,421 (S1)	10,49	17,7 (S1)				3,283	1,498	7 (S2)	25,83	7,421 (S1)													
	IV							3,675	2,516	8,93 (S2)	25,83		1 cadre + 2 étriers $\phi 8$ - espacements sur $l/2$												
	V							2,675	2,516	8,93 (S2)	25,83		travée $l = 5,25$ : $12,5 + 3 \times 25 + 2 \times 35 + 45 + 60 = \frac{5,25}{2} = 262,5\text{ cm}$ travée $l = 4,75$ : $12,5 + 3 \times 25 + 3 \times 35 + 45 = \frac{4,75}{2} = 237,5\text{ cm}$												
1	VI							2,133	8,009	22,03 (S2)	25,83														
	II							3,125	9,751	24,35 (S2)	25,83		95,10	68,50 (S1)	7,32	18,36 (S1)	25	28,88		142,64	103,33 (S2)	9,60	27,61 (S2)	20	31,03
	III	7,365 (S1)	10,41	17,7 (S1)				2,410	7,726	21,61 (S2)	25,83	7,365 (S1)													
	IV							2,897	2,305	8,62 (S2)	25,83		1 cadre + 2 étriers $\phi 8$ - espacements sur $l/2$												
	V							2,897	2,305	8,62 (S2)	25,83		travée $l = 5,25$ : $12,5 + 3 \times 25 + 2 \times 35 + 45 + 60 = \frac{5,25}{2} = 262,5\text{ cm}$ travée $l = 4,75$ : $12,5 + 3 \times 25 + 3 \times 35 + 45 = \frac{4,75}{2} = 237,5\text{ cm}$												

Remarque: Les travées 5,25 et 4,75 m ont des moments fléchissants et des efforts tranchants du même ordre de grandeur; on calcule leurs armatures transversales sous les efforts les plus défavorables.



Moments flechissants dans les poutres du portique longitudinal IV-IV en t.m

Niveau	Travée	G		P		S <sub>iv</sub> ↓		S <sub>iv</sub> ↑		S <sub>ih</sub> →		S <sub>ih</sub> ←		G+P+S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>ih</sub> →			G+P+S <sub>iv</sub> ↑ + S <sub>ih</sub> ←			G+1,2P			G+P+S <sub>iv</sub> ↑ + S <sub>ih</sub> →		G+P+S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>ih</sub> ←			
		M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>		
5	1-2	-0,020	-0,150	-0,10 <sup>-3</sup>	-0,027	-0,10 <sup>-3</sup>	-0,106	1,10 <sup>-3</sup>	0,106	0,040	-0,360	-0,016	0,360	0,980	0,143	1,083	1,048	0,511	0,363	0,030	0,127	0,635	0,330	0,271	1,038	0,511		
	2-3	-0,148	-0,044	-0,106	-0,116	-0,163	-0,165	0,165	0,145	0,930	-0,570	-0,910	0,570	1,340	1,184	1,835	1,840	0,814	0,755	0,772	0,773	1,213	0,708	1,605	1,552	0,465		
	3-4	-1,156	-0,621	-0,190	-0,102	-0,230	-0,124	0,230	0,110	0,720	-1,010	-0,720	1,010	0,856	1,943	1,861	2,296	2,237	0,167	1,384	1,325	0,744	0,336	1,613	1,836	0,445		
4	5-6	-0,031	-0,373	-0,042	-0,197	-0,10 <sup>-3</sup>	-0,078	0,10 <sup>-3</sup>	0,078	1,256	-0,266	-2,256	0,266	2,201	0,529	1,472	2,311	0,923	0,156	0,052	0,774	0,609	2,215	1,296	2,297	0,312		
	6-7	-0,120	-0,787	-0,124	-0,199	-0,103	-0,159	0,109	0,159	1,067	-1,509	-2,067	1,509	1,164	1,457	2,824	2,970	0,299	0,194	0,849	1,070	1,236	1,382	2,506	1,752	0,512		
	7-8	-0,325	-0,643	-0,187	-0,339	-0,194	-0,195	0,194	0,195	1,608	-2,256	-1,608	2,256	0,002	1,244	3,373	3,244	2,492	1,139	1,509	1,954	1,050	0,330	2,103	2,826	0,403		
3	9-10	-0,033	-0,369	-0,039	-0,195	-0,10 <sup>-3</sup>	-0,057	0,10 <sup>-3</sup>	0,057	3,256	-1,155	-3,256	1,155	3,181	0,229	1,976	3,291	1,193	0,534	0,054	0,173	0,603	3,121	1,622	3,281	0,448		
	10-11	-0,522	-0,754	-0,275	-0,397	-0,081	-0,117	0,081	0,117	2,970	-1,915	-2,970	1,915	2,092	1,701	3,083	3,242	0,545	0,547	0,852	1,071	1,230	2,254	2,849	3,636	0,781		
	11-12	-0,927	-0,657	-0,422	-0,346	-0,146	-0,102	0,146	0,102	2,310	-2,236	-2,310	2,236	0,751	1,605	4,341	3,869	2,531	2,131	1,513	1,983	1,072	1,039	4,137	3,581	6,325		
2	13-14	-0,033	-0,369	-0,039	-0,195	-0,10 <sup>-3</sup>	-0,038	0,10 <sup>-3</sup>	0,038	3,950	-1,440	-3,950	1,440	3,897	1,097	2,012	4,003	1,443	0,808	0,054	0,173	0,603	3,903	1,936	3,997	0,884		
	14-15	-0,522	-0,754	-0,275	-0,397	-0,053	-0,076	0,053	0,076	3,627	-2,216	-3,627	2,216	2,977	1,972	3,643	4,677	0,360	0,989	0,852	1,071	1,230	2,283	3,291	4,371	1,141		
	15-16	-0,927	-0,657	-0,422	-0,346	-0,053	-0,067	0,053	0,067	3,821	-3,950	-2,821	3,950	1,313	1,410	5,020	4,329	2,540	2,880	1,513	1,983	1,072	1,499	4,886	4,143	3,014		
1	17-18	-0,232	-0,370	-0,122	-0,193	-0,041	-0,017	0,011	0,017	3,925	-1,397	-3,925	1,397	3,560	0,946	1,997	4,290	1,582	0,917	0,378	0,235	0,602	3,582	1,943	4,268	0,851		
	18-19	-0,526	-0,750	-0,277	-0,395	-0,268	-0,264	0,268	0,264	3,593	-2,191	-3,593	2,191	2,522	1,708	3,365	4,664	0,310	1,027	0,858	1,070	1,224	3,058	3,347	4,128	1,075		
	19-20	-0,930	-0,674	-0,420	-0,355	-0,040	-0,032	0,040	0,032	2,794	-3,925	-2,794	3,925	1,404	1,308	4,986	4,184	2,438	2,264	1,434	1,973	1,100	1,624	4,922	4,106	2,928		

Efforts tranchants dans les poutres du portique longitudinal IV-IV en t

Niveau	Travée	G		P		S <sub>iv</sub> ↓		S <sub>iv</sub> ↑		S <sub>ih</sub> →		S <sub>ih</sub> ←		G+1,2P		G+P+S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>ih</sub> →		G+P+S <sub>iv</sub> ↑ + S <sub>ih</sub> ←		G+P+S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>ih</sub> ←		G+P+S <sub>iv</sub> ↑ + S <sub>ih</sub> →			
		T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>		
5	1-2	0,276	1,326	0,048	0,218	0,059	0,265	0,059	0,265	1,430	1,430	1,430	1,430	0,754	1,588	1,833	0,379	1,027	3,239	1,715	0,151	1,145	2,709		
	2-3	2,161	2,059	0,332	0,370	0,415	0,427	0,415	0,427	0,538	0,538	0,538	0,538	2,559	2,503	3,496	2,268	2,320	3,464	2,666	1,416	1,490	2,590		
	3-4	2,854	2,524	0,467	0,413	0,569	0,503	0,569	0,503	0,530	0,530	0,530	0,530	3,414	3,020	4,420	2,910	3,360	3,970	3,282	1,904	2,222	2,964		
4	5-6	0,282	0,980	0,148	0,516	0,060	0,204	0,060	0,204	3,122	3,122	3,122	3,122	0,460	1,599	3,612	1,622	2,632	4,822	3,492	1,830	2,752	4,414		
	6-7	1,549	1,735	0,825	0,913	0,324	0,364	0,324	0,364	1,402	1,402	1,402	1,402	2,539	2,831	2,551	1,628	1,296	4,432	3,452	0,900	0,642	3,704		
	7-8	2,180	2,006	1,148	1,056	0,457	0,421	0,457	0,421	1,189	1,189	1,189	1,189	3,558	3,273	4,974	2,294	2,596	4,672	4,060	1,452	1,682	3,830		
3	9-10	0,288	0,974	0,150	0,514	0,045	0,151	0,045	0,151	4,481	4,481	4,481	4,481	0,468	1,622	4,964	2,842	3,998	6,120	4,874	3,144	4,088	5,818		
	10-11	1,551	1,733	0,816	0,912	0,241	0,269	0,241	0,269	1,876	1,876	1,876	1,876	2,530	2,827	4,479	1,038	0,732	4,789	3,998	0,500	0,250	4,247		
	11-12	2,176	2,010	1,146	1,058	0,338	0,312	0,338	0,312	1,705	1,705	1,705	1,705	3,551	3,280	5,365	1,670	1,955	5,085	4,689	1,051	1,279	4,161		
2	13-14	0,288	0,974	0,150	0,514	0,028	0,100	0,028	0,100	5,469	5,469	5,469	5,469	0,468	1,591	5,935	3,881	5,003	7,057	5,879	4,081	5,059	6,857		
	14-15	1,551	1,733	0,816	0,912	0,157	0,175	0,157	0,175	2,291	2,291	2,291	2,291	2,530	2,827	4,815	0,525	0,233	5,511	4,572	0,179	0,081	5,155		
	15-16	2,176	2,010	1,146	1,058	0,215	0,203	0,215	0,203	2,083	2,083	2,083	2,083	3,551	3,280	5,624	1,188	1,458	5,354	5,186	0,792	1,020	4,963		
1	17-18	0,430	0,772	0,260	0,404	0,023	0,035	0,023	0,035	5,431	5,431	5,431	5,431	0,802	1,176	6,204	4,255	4,658	6,642	6,158	4,290	4,704	6,572		
	18-19	1,554	1,730	0,818	0,910	0,173	0,119	0,173	0,119	2,270	2,270	2,270	2,270	2,536	2,822	4,815	0,351	0,275	4,891	4,469	0,389	0,071	4,929		
	19-20	2,172	2,014	1,122	1,082	0,081	0,077	0,081	0,077	2,067	2,067	2,067	2,067	3,518	3,312	5,442	1,106	1,308	5,240	5,280	0,952	1,146	5,086		

Efforts normaux et moments dans les poteaux du portique longitudinal IV-IV en t et en t.m

Niveau	Poteau	P	G			P			S <sub>iv</sub> ↓ (S <sub>iv</sub> ↑)			S <sub>ih</sub> → (S <sub>ih</sub> ←)			G+P/S+S <sub>iv</sub> ↑ + S <sub>ih</sub> →			G+P+S <sub>iv</sub> ↓ + S <sub>ih</sub> ←			G+1,2P				
			M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>norm</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>norm</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>norm</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>norm</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	N <sub>norm</sub>		
A	1-5	0,663	0,025	0,015	0,256	4,10 <sup>-3</sup>	1,10 <sup>-3</sup>	0,048	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
	5-9	0,663	0,017	0,016	0,578	9,10 <sup>-3</sup>	9,10 <sup>-3</sup>	0,193	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
	9-13	0,663	0,016	0,016	0,866	9,10 <sup>-3</sup>	9,10 <sup>-3</sup>	0,343	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
	13-17	0,663	0,016	0,017	1,154	9,10 <sup>-3</sup>	9,10 <sup>-3</sup>	0,493	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
	17-21	0,663	0,014	0,014	1,640	0,065	0,065	0,753	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
B	2-6	0,663	0,016	0,016	3,487	0,019	0,016	0,550	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
	6-10	0,663	0,018	0,016	6,016	0,041	0,040	1,294	0,010	0															







## FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux seront calculés en flexion composée ou en compression simple (selon le cas) : chaque poteau est soumis à un effort normal (et éventuellement à des moments fléchissants en tête et à la base dans le sens longitudinal et transversal)

On fera le calcul des poteaux sous les sollicitations les plus défavorables du premier et du second genre.

### ARMATURES LONGITUDINALES

#### Méthode de calcul

#### Flexion Composée

2 cas peuvent se présenter :

##### 1/ Section partiellement comprimée

Ce cas se produit lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène. On a alors :

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{ht}{6}$$

$e_0$  : excentricité de la charge  
 $M$  : moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section de béton seul.  
 $N$  : effort de compression au centre de gravité du béton seul.  
 $ht$  : hauteur totale de la section.

##### a) Section sans armatures comprimées :

On détermine les armatures  $A_1$  de la section rectangulaire de mêmes dimensions et soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_0$  des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues. La section  $A$  des armatures tendues soumise à  $M$  et à  $N$  sera alors :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad N : (\text{compression})$$

La condition pour qu'il n'y ait pas d'armatures comprimées est :

$$k \geq \bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'}$$

pour avoir l'armature minimale, on prendra  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$ .

##### b) Section avec armatures comprimées

soit : -  $M_{ac}$  : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures comprimées



- Mat: moment des forces exterieures / c.d.g des armatures tendues.  
On adoptera les armatures symétriques ( $A = A'$ )

$$\mu'_1 = \frac{Mat}{\sigma'_b \cdot b \cdot h^2} ; \mu'_2 = \frac{Mac}{\sigma'_b \cdot b \cdot h^2} ; \tilde{\omega}' = \frac{100 A'}{b \cdot h} ; \tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h}$$

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

pour obtenir des sections d'armatures telles que  $(A + A')$  soit Minimum, on doit rechercher la valeur de  $k$  qui satisfasse à cette condition, on utilise l'abaque de charon (calcul pratique des sections en béton armé)

- si  $k < \bar{k}$  on retiendra  $k$  pour la suite des calculs
  - si  $k > \bar{k}$  on prend  $k = \bar{k}$
- Connaissant  $k$ , on calcule  $\tilde{\omega}$  et  $\tilde{\omega}'$  à l'aide des formules.

$$\tilde{\omega}' = \frac{\mu'_1 - \mu'_0}{f} ; \tilde{\omega} = \frac{100(\mu'_2 + g)}{k(1 + S')} ; \mu'_0, f, g \text{ sont donnés en fonction de } k \text{ et } S' \text{ dans les tableaux (s) du même ouvrage.}$$

• Les sections d'aciers seront:

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

• La contrainte des armatures comprimées est:

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

## 2) Section entièrement comprimée

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

On armera la section symétriquement  $A'_1 = A'_2 = A'$  en appliquant les formules classiques de la résistance des matériaux à la section homogénéisée la contrainte en un point situé à la distance "v" du centre de gravité sera alors:

$$\sigma' = \frac{-N}{S} + \frac{Mv}{I}$$

La contrainte sur la fibre la plus comprimée sera:

$$\sigma'_{1b} = \frac{N}{bht + 2NA'} + \frac{Mg \cdot \frac{ht}{2}}{I} \quad (1)$$

$Mg$ : moment des forces exterieures agissant à gauche de la section par rapport au C.D.G de la section homogénéisée confondu avec le centre de gravité du rectangle:

$I$ : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe passant G et  $\perp$  à l'axe de symétrie

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2nA' (0,5 - S't) ht^2$$



On a intérêt du point de vue économique à prendre  $\bar{\sigma}'_{1b} = \bar{\sigma}'_b$ , car le béton est fortement comprimé.  
soit

$$\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot ht} ; \quad e_0 = \frac{M_G}{N} ; \quad \nu = \frac{6e_0 \rho}{ht} ;$$

$$\varepsilon = 12(0,5 - S't)^2, \quad \frac{2n A'}{b \cdot ht} = \mu ; \quad c = \frac{1 - \rho - \nu}{\varepsilon}$$

$$D = 0,5 \left[ 1 - \rho + \frac{\rho}{\varepsilon} + c \right]$$

avec ces relations, la relation (1) devient:

$$\mu^2 + 2D\mu + c = 0$$

dont la racine à retenir est

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - c} \quad , \quad \text{on aura}$$

$$A' = \frac{\mu \cdot b \cdot ht}{2n}$$

### • Compression simple

La section d'aciers longitudinaux doit vérifier les 3 conditions:

(1)  $A_L \geq \frac{1,25}{1000} \vartheta_1 \cdot \vartheta_2 \cdot \vartheta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$  avec  $\vartheta_1$  coefficient tenant compte des possibilités d'excentricité de la charge

- $\vartheta_1 = 1,8$  poteaux d'angles
- $\vartheta_1 = 1,4$  poteaux de rive
- $\vartheta_1 = 1$  autres poteaux

(2)  $A_L \geq \frac{1}{n} \left( \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B \right)$

$$\vartheta_2 = \frac{l_c}{4a - 2c} + 1$$

$l_c$ : Longueur de flambement (art 53.23 c.c.BA68)  
 $a$ : plus petite dimension transversale  
 $c$ : enrobage des armatures longitudinales.

(3)  $A \leq \frac{B}{20}$

$$\vartheta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

dépend de la nuance des aciers longitudinaux

### • Contrainte admissible $\bar{\sigma}'_b$ en flexion Composéé (art 94);

sous  $SP_1$   $\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot S \cdot E \cdot \bar{\sigma}'_{28}$   
 $\alpha, \beta, \gamma, E$  sont définis précédemment

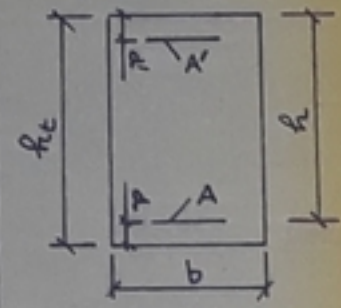
$$S = \min \left[ 0,6, 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$$

sous  $SP_2$  : la valeur de S est multiplié par "1,5"



Dimensions des sections des poteaux de chaque portique.

Portique	I - I	II - II	III - III	IV - IV
$R_c$ (cm)	40	40	25	25
$b$ (cm)	25	25	40	40
$h$ (cm)	36	36	23	23
$d = d'$ (cm)	4	4	2	2
$e_1 = h/6$ (cm)	0,067	0,067	0,042	0,042



Armatures longitudinales sous SP1 - Sections simplement comprimées - Portique III - III

Files	Poteaux	N (t)	$\bar{F}'_b$	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
C	3-9	11,870	68,85	<0	1,04
	9-15	24,545	68,85	<0	2,16
	15-21	37,224	68,85	<0	3,28
	21-27	49,903	68,85	<0	4,39
	27-33	62,582	68,85	<0	5,05
D	4-10	12,305	68,85	<0	1,08
	10-16	25,321	68,85	<0	2,23
	16-22	38,335	68,85	<0	3,37
	22-28	51,350	68,85	<0	4,52
	28-34	64,374	68,85	<0	5,20

Armatures longitudinales sous SP1 - Portique I - I - Sections simplement comprimées

Files	Poteaux	$N_{max}$ (t)	$e_0$ (m)	$\bar{F}'_b$	$A'$	$A_{min}$
A et A'	1-3	2,608		68,85	<0	0,32
	3-5	5,310		68,85	<0	0,65
	5-7	8,012		68,85	<0	0,99
	7-9	10,713		68,85	<0	1,32
I et I'	2-4	4,154		68,85	<0	0,37
	4-6	8,475		68,85	<0	0,75
	6-8	12,795		68,85	<0	1,13
	8-10	17,116		68,85	<0	1,51
10-12	21,430		68,85	<0	2,54	

Armatures longitudinales sous SP1 - Sections entièrement comprimées - Portique III - III

Files	Poteaux	$M_{max}$ (t.m)	N (t)	$e_0$ (m)	$\bar{F}'_b$	$\mu$	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
A	25-31	1,368	33,020	0,061	73,00	<0	<0	3,74
	2-8	0,504	19,222	0,036	70,82	<0	<0	1,22
	8-14	0,336	28,265	0,012	60,33	<0	<0	2,49
	14-20	0,330	42,532	0,008	58,58	<0	<0	3,75
B	20-26	0,330	56,939	0,006	57,70	<0	<0	5,01
	26-32	0,409	71,155	0,006	57,70	<0	<0	5,75
	5-11	0,284	10,601	0,027	66,82	<0	<0	0,93
	11-17	0,280	24,706	0,013	60,76	<0	<0	1,91
E	17-23	0,277	32,801	0,008	58,58	<0	<0	2,89
	23-29	0,277	49,297	0,006	57,70	<0	<0	3,86
	29-35	0,052	54,893	0,037	71,25	<0	<0	4,44
	12-18	0,229	6,119	0,037	71,25	<0	<0	0,75
F	18-24	0,224	9,323	0,024	65,57	<0	<0	1,15
	24-30	0,224	12,527	0,018	62,95	<0	<0	1,54
	30-36	0,254	15,661	0,016	62,07	<0	<0	1,77

Portique I - I

Armatures longitudinales sous SP2 ( $M_{max}, N_{max}$ ) et SP2 ( $M_{max}, N_{min}$ ) - Sections partiellement comprimées

Files	Poteaux	$M_{max}$ (t.m)	$N_{max}$ (t)	$e_0$ (m)	$\bar{F}'_b$	$\bar{\omega}'$	$\bar{\omega}$	$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$y_1$ (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
A et A'	1-3	2,042	3,889	0,782	165,24			2,65	1,72		1,72		
	3-5	5,058	9,392	0,539	165,24			4,88	2,64		2,64		
	5-7	6,171	16,126	0,383	165,24	<0	0,558	5,13	<0		5,13		
	7-9	6,560	23,547	0,275	165,24	<0	0,515	4,74	<0		4,74		
I et I'	2-4	3,822	4,097	0,933	165,24	0,255	0,450	3,27	2,29		2,29		
	4-6	6,318	8,295	0,764	165,24			5,72	3,75		3,75		
	6-8	7,706	12,493	0,618	165,24	<0	0,693	6,28	<0		6,28		
	8-10	8,175	16,631	0,490	165,24	0,097	0,696	6,40	0,87		6,40		
A et A'	10-12	9,286	30,222	0,307	165,24	0,570	0,675	6,21	5,13		6,21		
	1-3	3,042	4,021	2,816	165,24			3,71	2,05		2,05		
	3-5	5,058	9,365	4,358	165,24			3,75	3,66		3,66		
	5-7	6,171	16,582	3,901	165,24			4,37	4,75		4,75		
I et I'	7-9	6,560	16,469	1,681	165,24			4,31	5,36		5,36		
	9-11	7,425	23,475	2,137	165,24			5,12	5,95		5,95		
	2-4	3,822	3,771	1,016	165,24			3,23	2,33		2,33		
	4-6	6,318	7,136	0,886	165,24			5,58	3,88		3,88		
I et I'	6-8	7,706	10,476	0,736	165,24	<0	0,689	6,34	<0		6,34		
	8-10	8,175	13,809	0,592	165,24	0,057	0,706	6,49	0,51		6,49		
	10-12	9,286	23,377	0,323	165,24	0,496	0,718	6,60	4,46		6,60		

Armatures longitudinales sous SP1 - Sections partiellement comprimées - Portique III - III

Files	Poteaux	$M_{max}$ (t.m)	N (t)	$e_0$ (m)	$\bar{F}'_b$	$\bar{\omega}'$	$\bar{\omega}$	$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$y_1$ (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
A	1-7	1,492	6,145	0,243	110,16			3,68	4,49		4,49	8,54	2,22
	7-13	1,254	12,862	0,097	97,48			4,52	<0		<0	7,89	5,02
	13-19	1,222	19,591	0,062	82,18	<0	<0	<0	<0		<0	7,03	8,59
F	6-12	0,250	3,927	0,085	92,24			0,91	<0		<0	7,61	1,19

Armatures longitudinales sous SP2 ( $M_{max}, N_{min}$ ) et ( $M_{max}, N_{max}$ ) - Sections partiellement comprimées

Files	Poteaux	$M_{max}$ (t.m)	$N_{min}$ (t)	$e_0$ (m)	$\bar{F}'_b$	$\bar{\omega}'$	$\bar{\omega}$	$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$y_1$ (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
A	1-7	1,766	3,595	0,499	165,24			2,14	1,57		1,57		
	7-13	3,765	5,672	0,666	165,24			5,02	3,73		3,73		
	13-19	4,698	7,249	0,651	165,24			6,43	4,71		4,71		
	19-25	5,562	8,403	0,660	165,24			8,05	6,83		6,83		
B	25-31	6,471	7,763	0,663	165,24			9,65	8,24		8,24		
	31-37	7,404	9,207	0,689	165,24			11,27	9,57		9,57		
	37-43	8,337	10,651	0,715	165,24			12,89	10,89		10,89		
	43-49	9,270	12,095	0,741	165,24			14,51	12,19		12,19		
C	49-55	10,203	13,539	0,767	165,24			16,13	13,47		13,47		
	55-61	11,136	14,983	0,793	165,24			17,75	14,81		14,81		
	61-67	12,069	16,427	0,819	165,24			19,37	16,15		16,15		
	67-73	13,002	17,871	0,845	165,24			21,00	17,49		17,49		
D	73-79	13,935	19,315	0,871	165,24			22,62	18,83		18,83		
	79-85	14,868	20,759	0,897	165,24			24,24	20,17		20,17		
	85-91	15,801	22,203	0,923	165,24			25,86	21,51		21,51		
	91-97	16,734	23,647	0,949	165,24			27,48	22,85		22,85		
E	97-103	17,667	25,091	0,975	165,24			29,10	24,19		24,19		
	103-109	18,600	26,535	1,001	165,24			30,72	25,53		25,53		
	109-115	19,533	27,979	1,027	165,24			32,34	26,87		26,87		
	115-121	20,466	29,423	1,053	165,24			33,96	28,21		28,21		
F	121-127	21,399	30,867	1,079	165,24			35,58	29,55		29,55		
	127-133	22,332	32,311	1,105	165,24			37,20	30,89		30,89		
	133-139	23,265	33,755	1,131	165,24			38,82	32,23		32,23		
	139-145	24,198	35,199	1,157	165,24			40,44	33,57		33,57		



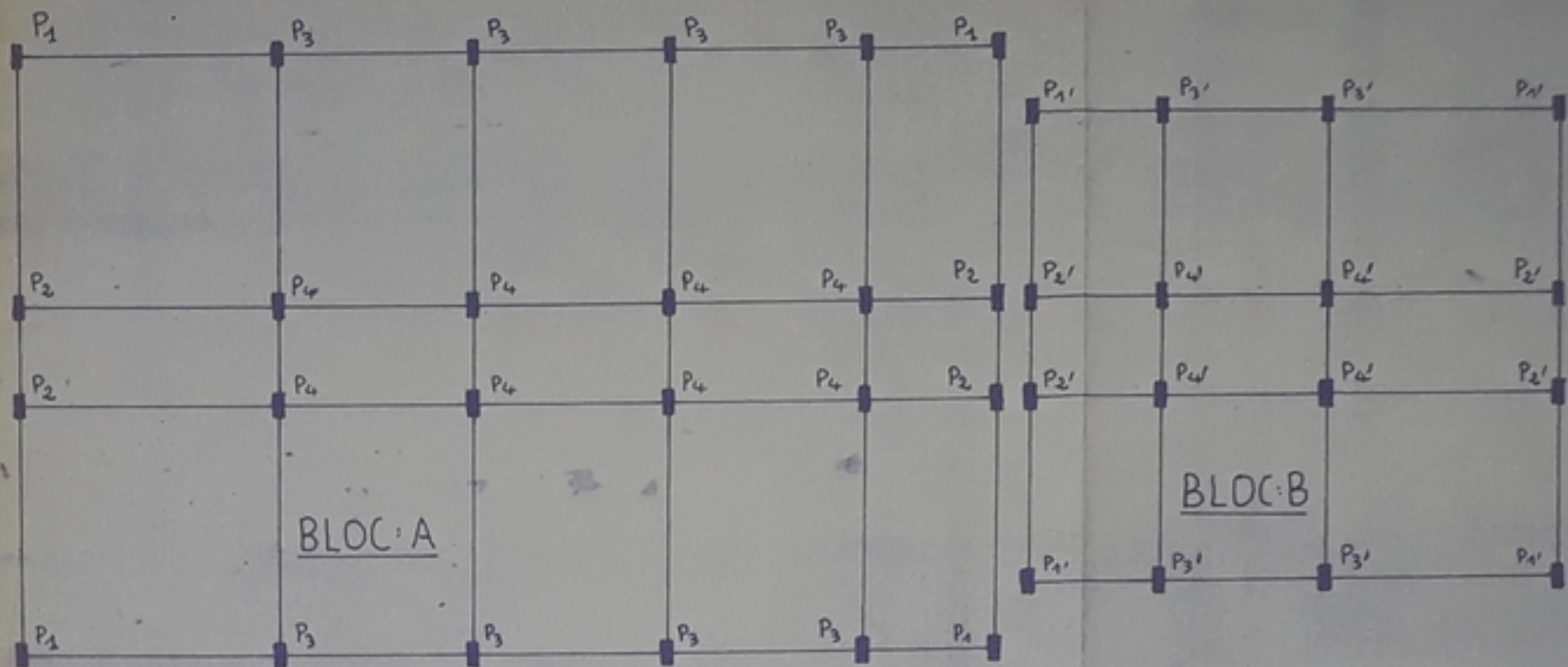
après 82  
-3-

Armatures longitudinales  
Sections définitives - Portique III-III

Armatures longitudinales  
Sections définitives - Portique I-I

File	Poteaux	A.A' SP1	max(A.A') SP2	A <sub>min</sub>	A <sub>max</sub> choisie
A	1-7	1,49	4,40	2,22	4,40
	7-13	co	6,61	5,02	6,61
	13-19	co	7,02	8,94	7,02
	19-25	co	8,94	12,29	8,94
	25-31	co	8,45	3,74	8,45
B	2-8	co	4,94	1,22	4,94
	8-14	co	6,35	2,49	6,35
	14-20	co	10,98	3,75	10,98
	20-26	co	15,02	5,01	15,02
C	26-32	co	18,18	5,75	18,18
	3-9	co	3,10	1,04	3,10
	9-15	co	6,60	2,16	6,60
	15-21	co	9,00	3,28	9,00
D	21-27	co	11,98	4,39	11,98
	27-33	co	15,85	5,05	15,85
	4-10	co	3,07	1,08	3,07
	10-16	co	6,55	2,23	6,55
E	16-22	co	9,43	3,37	9,43
	22-28	co	11,94	4,52	11,94
	28-34	co	16,64	5,20	16,64
	5-11	co	3,50	0,93	3,50
F	11-17	co	6,92	1,91	6,92
	17-23	co	8,07	2,89	8,07
	23-29	co	11,65	3,86	11,65
	29-35	co	16,18	4,44	16,18
G	6-12	co	2,99	1,19	2,99
	12-18	co	5,96	0,75	5,96
	18-24	co	6,50	1,15	6,50
	24-30	co	7,33	1,54	7,33
H	30-36	co	8,66	1,79	8,66

File	Poteaux	A.A' SP1	max(A.A') SP2	A <sub>min</sub>	A <sub>max</sub> choisie
A	1-7	co	2,05	0,32	2,05
	3-5	co	3,66	0,65	3,66
	5-7	co	5,13	0,99	5,13
	7-9	co	5,36	1,32	5,36
	9-11	co	5,95	2,15	5,95
I	2-4	co	2,33	0,37	2,33
	4-6	co	3,88	0,75	3,88
	6-8	co	6,34	1,13	6,34
	8-10	co	6,49	1,51	6,49
I'	10-12	co	6,60	2,54	6,60



Armatures longitudinales - Sections d'aciers adoptées - Bloc A

Poteaux	Niveaux →		5	4	3	2	1
	Sections						
P <sub>1</sub>	A <sub>L</sub>		4,40 3T14	6,61 2T20 + 1T16	7,02 2T20 + 1T16	8,94 3T20	8,66 3T20
	A <sub>T</sub>		2,05 2T14	3,66 2T20	5,13 2T20	5,36 2T20	5,95 2T20
P <sub>2</sub>	A <sub>L</sub>		4,40 3T14	6,61 2T20 + 1T16	7,02 2T20 + 1T16	8,94 3T20	8,66 3T20
	A <sub>T</sub>		2,33 2T14	3,88 2T20	6,34 2T20	6,49 2T20	6,60 2T20
P <sub>3</sub>	A <sub>L</sub>		4,94 4T14	6,92 4T16	10,98 4T20	15,02 2T25 + 2T20	18,18 4T25
	A <sub>T</sub>		2,05 2T14	3,66 2T16	5,13 2T20	5,36 2T25	5,95 2T25
P <sub>4</sub>	A <sub>L</sub>		4,94 4T14	6,92 4T16	10,98 4T20	15,02 2T25 + 2T20	18,18 4T25
	A <sub>T</sub>		2,33 2T14	3,88 2T16	6,34 2T20	6,49 2T25	6,60 2T25

Armatures longitudinales - Sections d'aciers adoptées - Bloc B

Poteaux	Niveaux →		5	4	3	2	1
	Sections						
P <sub>1'</sub>	A <sub>L</sub>		1,68 3T12	2,21 3T12	3,07 2T14 + 1T12	3,77 3T14	4,63 2T16 + 1T14
	A <sub>T</sub>		0,95 2T12	1,75 2T12	2,33 2T14	2,68 2T14	3,03 2T16
P <sub>2'</sub>	A <sub>L</sub>		1,68 3T12	2,21 3T12	3,07 2T14 + 1T12	3,77 3T14	4,63 2T16 + 1T14
	A <sub>T</sub>		1,03 2T12	1,83 2T12	2,21 2T14	2,23 2T14	3,06 2T16
P <sub>3'</sub>	A <sub>L</sub>		1,22 3T12	2,09 3T12	2,63 2T14 + 1T12	2,85 2T14	3,21 3T14
	A <sub>T</sub>		0,95 2T12	1,75 2T12	2,33 2T14	2,68 2T14	3,03 2T14
P <sub>4'</sub>	A <sub>L</sub>		1,22 3T12	2,09 3T12	2,63 2T14 + 1T12	2,85 2T14	3,21 3T14
	A <sub>T</sub>		1,03 2T12	1,83 2T12	2,21 2T14	2,23 2T14	3,06 2T14

Dans les blocs A et B, nous avons 4 sortes de poteaux à ferriller

P<sub>1</sub>, P<sub>1'</sub>: Poteaux d'angle.

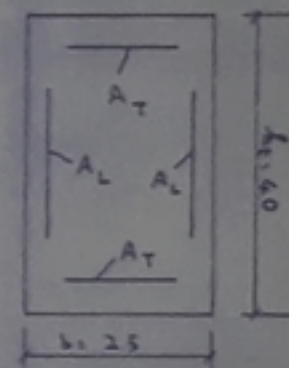
P<sub>2</sub>, P<sub>2'</sub>: Poteaux de rive - côté transversal

P<sub>3</sub>, P<sub>3'</sub>: Poteaux de rive - côté longitudinal

P<sub>4</sub>, P<sub>4'</sub>: Poteaux centraux

Les poteaux sont ferrillés avec la section la plus défavorable et symétriquement dans les deux sens.

Disposition des sections d'aciers





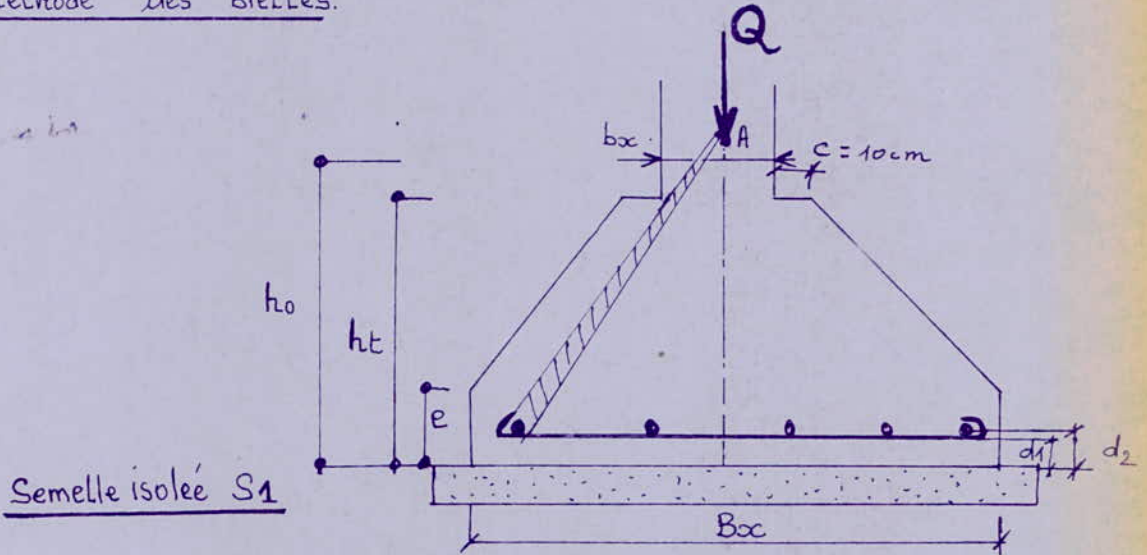
CALCUL DES SEMELLES

BLOC A

nous dimensionnons La semelle sous l'effort normal maximal correspondant à la file soit  $N_{max} = 18,97 + 71,155 = 90,125t$

- On suppose que les semelles sont rigides
- On considère des semelles homothétiques des poteaux

Méthode des bielles.



•  $B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$  ( $\bar{\sigma}_s$  : cont. ad du sol)

•  $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$  (homothétie)

N: effort normal transmis au sol. soit  $N = 90,125t$

$$\begin{cases} B_x \cdot B_y \geq \frac{90,125}{2,5} = 36050 \text{ cm}^2 \\ \frac{B_x}{B_y} = \frac{40}{25} \end{cases}$$

soit  $B_x = 240\text{cm}$

On adoptera

$B_x = 240\text{cm}$ $B_y = 180\text{cm}$
--

hauteur de la semelle:  $h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1$ , on prend  $d_1 = 4\text{cm}$

$$h \geq \begin{cases} \frac{B_y - b_y}{4} = \frac{180 - 25}{4} = 38,75\text{cm} \\ \frac{B_x - b_x}{4} = \frac{240 - 40}{4} = 50\text{cm} \end{cases}$$



Condition de non poinçonnement de Caquot

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}}} = 1,44 \sqrt{\frac{90125}{68,5}} = 52,23 \text{ cm}$$

On prend  $h = 56 \text{ cm}$   $\rightarrow$   $h_t = 56 + 4 = 60 \text{ cm}$   
 épaisseur de la semelle:  $e \geq 6\phi + 6$ , soit pour des  $\phi = 20 \text{ mm}$ ;  $e \geq 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm}$   
 On prendra  $e = 20 \text{ cm}$ .

La charge prise en compte dans le calcul des armatures.

$Q = N_{\text{max}} + \text{poids propre de la fondation}$ .  
Calcul du poids de la semelle:

$$N_0 = 1,8 \times 2,4 \times 0,2 \times 2500 + \left(\frac{2,4 + 0,6}{2}\right) \times (0,6 - 0,2) \times 1,8 \times 2500 = 4860 \text{ kg}$$

L'effort normal total transmis au sol  $N_t = N_0 + N = 94985 \text{ kg}$ .

$$\frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = \frac{94985}{2,5} = 37994 \text{ cm}^2 < B_x \cdot B_y = 43200 \text{ cm}^2$$

Le sol peut supporter l'effort normal qui lui est transmis.

détermination des Efforts "F<sub>x</sub>" et "F<sub>y</sub>"

$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} = \frac{94985(240 - 40)}{8(60 - 4)} = 42404 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{Q(B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)} = \frac{94985(180 - 25)}{8(60 - 6)} = 34080,264 \text{ kg}$$

Détermination des armatures

lit inférieur  $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{42404}{2800} = 15,14 \text{ cm}^2$

lit supérieur  $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{34080,264}{2800} = 12,17 \text{ cm}^2$

pour  $A_x$  On prendra:  $8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$   
 avec un espacement  $e = 25 \text{ cm}$

pour  $A_y$  On prendra:  $8T14 = 12,34 \text{ cm}^2$   
 avec un espacement  $e = 32 \text{ cm}$



BLOC B

Semelle isolée :  $S_3$

l'effort normal qui lui est transmis est  $N = 34,63 + 14,407 = 49,037t$   
L'étude sera identique à la semelle isolée  $S_1$ , de ce fait le calcul ne sera pas détaillé.

$$\begin{cases} B_x = 200\text{cm} \\ B_y = 112\text{cm} \end{cases}$$

Condition de non poinçonnement de Caquot

on trouve :  $h = 56\text{cm}$  , on prend  $h_t = 60\text{cm}$  ,  $d = d' = 4\text{cm}$

$e = 20\text{cm}$

$$F_x = \frac{51613(200-40)}{8(60-4)} = 18433,214\text{ kg}$$

$$F_y = \frac{51613(112-25)}{8(60-4)} = 10023,06\text{ kg}$$

Armatures:

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = 6,58\text{cm}^2 \text{ soit } 6T14 = 9,23\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 20\text{cm}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} = 3,6\text{cm}^2 \text{ soit } 6T10 = 4,71\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 38\text{cm}$$



le moment à l'appui :

La section dangereuse est celle de l'appui.

$$M = q \cdot \frac{c^2}{2} = 21,37 \cdot \frac{1,025^2}{2} = 11,226 \text{ t.m}$$

effort tranchant à l'appui

$$T = q \cdot c = 21,37 \times 1,025 = 21,9 \text{ t}$$

La section à considérer est une section rectangulaire de (100x60)  
d = d' = 5 cm

$$\Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 11,226 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 55^2} = 0,0499 \rightarrow \begin{cases} k = 65,5 \\ \epsilon = 0,9379 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 42,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{11,226 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9379 \cdot 55} = 7,77 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ T12 p.m.l.} \\ e = 12 \text{ cm}$$

### Verifications

Condition aux appuis :

$$T + \frac{M}{Z} \leq A \bar{\sigma}_a \text{ ou } A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left[ T + \frac{M}{Z} \right] \\ A \geq \frac{1}{2800} \left[ 58,98 \cdot 10^3 - \frac{33,92 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 65} \right] < 0$$

Verification à l'adhérence :

$$\bar{\sigma}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

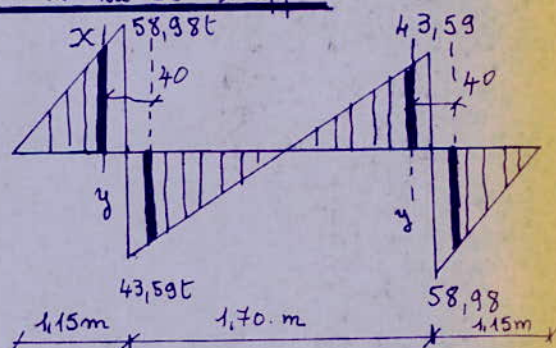
$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot \pi \cdot \phi \cdot z} \Rightarrow n \phi \geq \frac{T}{\pi \cdot z \cdot \bar{\sigma}_d} = \frac{58980}{3,14 \times 7/8 \cdot 55 \cdot 17,7} = 22$$

pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow n \geq 15$ , on prend 17 T14 = 26,18 cm<sup>2</sup>

Determination de l'effort tranchant au nu de l'appui

$$x = \frac{1,45 - 0,2}{58,98 / 1,15} \Rightarrow x = 48,7 \text{ t}$$

$$\frac{y}{-43,59} = \frac{\frac{1,7}{2} - 0,2}{\frac{1,7}{2}} = -32,57 \text{ t}$$



• Contrainte de cisaillement de la poutre de liaison

$$T_{max} = 48,7 \text{ t}, \quad \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{48,7 \cdot 10^3}{35 \cdot 7/8 \cdot 65} = 24,46 \text{ kg/cm}^2$$

dans le béton comprimé  $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2338,5}{19,1} = 122,43 \text{ kg/cm}^2$

donc  $\tau'_{b0} < \sigma'_b < 2 \tau'_{b0} \rightarrow$  la contrainte de cisaillement vaut  
 $\tau'_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\tau'_{b0}} \right) \cdot \bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{122,43}{68,5} \right) \times 5,9 = 16 \text{ kg/cm}^2$   
 donc  $\tau'_b > \bar{\tau}_b$  les axes obliques s'imposent



$y = \alpha h = 0,4098 \cdot 65 = 26,637 \text{ cm}$   
 $y = \alpha h > h_0$  L'axe neutre tombe dans la nervure et le béton tendu qui est la partie inférieure n'est pas pris en compte dans le calcul des armatures donc on considère la section rectangulaire  $35 \times 70 \text{ cm}$   
 $d = d' = 5 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{21,6} = 129,62 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{33,92 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8634 \times 65} = 21,58 \text{ cm}^2 \rightarrow 17T14 \quad (\varepsilon = 14 \text{ cm})$$

La section en travée :  $M = 15,386 \text{ t.m}$   
 La partie tendue étant vers le haut, la largeur à prendre en compte est  $b = 240 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 15,386 \cdot 10^5}{2800 \cdot 240 \cdot 65^2} = 0,0081 \rightarrow \begin{cases} K = 108 \\ \varepsilon = 0,9593 \\ \alpha = 0,122 \end{cases}$$

$y = \alpha h = 0,122 \cdot 65 = 7,93 < h_0$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, On considère une section rectangulaire  $240 \times 70$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{108} = 25,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

pas d'aciers comprimés

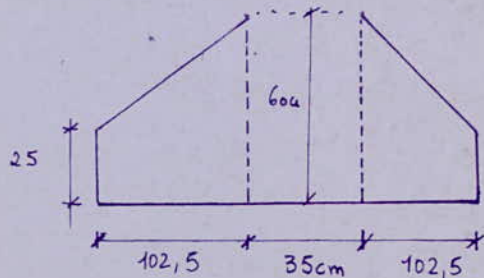
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{15,386 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9593 \times 65} = 8,813 \text{ cm}^2$$

La portée entre les 2 poteaux étant faible, elle ne permet pas l'arrêt des armatures inférieures (tendues) donc nous garderons les aciers calculés aux appuis tout le long de la poutre.

### Calcul des Armatures perpendiculaires à la poutre.

Le calcul sera fait pour une bande de  $1 \text{ m}$  de largeur

$$q = \frac{R}{B \cdot L} = \frac{2 \times 102,575}{2,4 \times 4,00} = 21,37 \text{ t/ml}$$





pour les barres obliques. l'espacement ne doit pas dépasser  $\bar{t}$

$$\bar{t} = \text{Min} \begin{cases} t_1 = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 65 = 56,875 \text{ cm} \\ t_2 = \frac{h}{3} \left( 5 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = \frac{65}{3} \left( 5 - \frac{16}{5,9} \right) = 49,58 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\boxed{\bar{t} = 49,58 \text{ cm}}$$

pour les cadres et étriers Verticaux

$$\bar{t} = \text{max} \begin{cases} t_1 = 0,2h = 0,2 \cdot 65 = 13 \text{ cm} \\ t_2 = h \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 65 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{16}{5,9} \right) = 12,12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\boxed{\bar{t} = 13 \text{ cm}}$$

On détermine la part de l'effort tranchant  $T_x$  équilibré par les barres inclinées de  $45^\circ$ ,  $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_n = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$

On considère 3 plans de couture de 3T16 espacés de 20cm

$$A_i = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow T_x = \frac{A_i \bar{\sigma}_{at}}{\sqrt{2}} \cdot n$$

$$n: \text{ nbre de plans de couture. } \Rightarrow T_x = 3 \times \frac{6,03 \times 2800}{\sqrt{2}} = 35,81 \text{ t}$$

•  $T_r = T - T_x$  : Effort tranchant résiduel.

$T_r = 48,7 - 35,81 = 12,89 < \frac{T}{2}$ , enfin quelque soit la valeur de  $T_x$ , On admet que  $T_r$  doit être au moins égal à  $\frac{T}{2}$

$$T_r = \frac{48,7}{2} = 24,35 \text{ t}$$

$$A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}$$

$$\text{soit } 4 \phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{T_{\text{max}}} = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,14 \cdot 56,875 \cdot 1600}{24,35 \cdot 10^3} = 10 \text{ cm}$$

$$\boxed{t = 10 \text{ cm}}$$

$t/2 = 5 \text{ cm}$ , On prend 1 espacement constant

$$\frac{l_1}{2} = \frac{1,7 - 0,14}{2} = 0,65 \text{ m, soit } 65 \text{ cm.}$$

$$5 + 6 \times 10 = 65 \text{ cm}$$



BLOC B  
Calcul des semelles continues sous deux poteaux:

$N_1 = N_2 = 59,405 \text{ t}$   
 L'étude sera identique aux semelles continues sous 2 poteaux du BLOC A, de ce fait le calcul ne sera pas détaillé

$B = 1,5 \text{ m}$ ,  $L \geq \frac{R}{B \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{118,81 \cdot 10^3}{150 \times 2,5} = 316,8 \text{ cm}$ , on prend  $L = 4 \text{ m}$

$N_0$ : poids propre de la semelle =  $3,939 \text{ t}$

$N_t = 118,81 + 3,939 = 122,749 \text{ t}$

$\bar{\sigma} = \frac{R}{BL} = \frac{122,749}{150 \times 400} = 2,046 < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$

le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis

dimensions des consoles:  $C = \frac{4,00 - 1,7}{2} = 1,15 \text{ m}$

Determination des efforts

$q = \frac{R}{L} = \frac{118,81}{4} = 29,7 \text{ t/ml}$

Moments fléchissants:

aux appuis:  
 en travée

$M_A = M_B = q \frac{c^2}{2} = 19,639 \text{ t.m}$

$M_0 = q \left(\frac{L}{2}\right)^2 - N \cdot \frac{1,7}{2} = 8,91 \text{ t.m}$

Efforts tranchants

$T_{A(0)} = q \cdot c = 34,159 \text{ t} = -T_{B(0)}$

$T_{A(L)} = qc - N = 34,159 - 59,405 = -25,246 \text{ t}$

Determination des armatures longitudinales

le ferrailage se fera pour une section en T:

Section A: au droit de l'appui :  $M: 19,639 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 19,639 \cdot 10^5}{2800 \times 35 \cdot 65^2} = 0,0711 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 30,7 \\ \alpha = 0,3292 \\ \epsilon = 0,9906 \end{cases}$

$y = \alpha h = 21,33 \text{ cm} > h_0 = 25 \text{ cm}$

On prend une section rectangulaire (35 x 70),  $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 91,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

$A = \frac{19,639 \cdot 10^5}{2800 \cdot 150 \cdot 65} = 12,116 \text{ cm}^2$  soit 9T14



La section en travée

$$M = 8,91 \text{ t.m} \quad , \quad \mu = \frac{15 \cdot 8,91 \cdot 10^5}{2800 \cdot 150 \cdot 65^2} = 0,0075 \rightarrow \begin{cases} k = 113 \\ \alpha = 0,1172 \\ \epsilon = 0,9609 \end{cases}$$

$y = \alpha h = 7,618 \text{ cm} < h_0$  L'axe neutre tombe dans la table de compression, On considère une section rectangulaire de (150x70)

$$A = \frac{8,91 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9609 \times 65} = 5,094 \text{ cm}^2$$

La portée entre les 2 poteaux étant faible, elle ne permet pas l'arrêt des armatures inférieures (tendues), donc nous garderons les aciers calculés aux appuis tout le long de la poutre.

Calcul des Armatures perpendiculaires à la poutre.

$$q = \frac{R}{B.L} = \frac{2 \times 59,405}{1,5 \cdot 4} = 19,8 \text{ t/ml} \quad , \quad \text{la largeur de la}$$

Console étant égale à 57,5 cm

Moment à l'appui

$$M = q \cdot \frac{c^2}{2} = 3,27 \text{ t.m}$$

Effort tranchant à l'appui

$$T = q \cdot c = 19,8 \times 0,575 = 11,385 \text{ t}$$

section rectangulaire: (100x60)

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,00579 \rightarrow \begin{cases} k = 130 \\ \epsilon = 0,9655 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 21,538 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{3,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9655 \cdot 55} = 2,199 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T10$$

Verifications

• Condition aux appuis :

$$A \geq \frac{1}{2800} \left[ 34,159 \cdot 10^3 - \frac{19,639 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55} \right] < 0$$

Verification à l'adhérence :

$$\bar{\sigma}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{T}{n \cdot \pi \cdot \phi^3} \ll \bar{\sigma}_d$$

$$n \phi \geq \frac{T}{\pi \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_d} \quad , \quad \text{pour } \phi 14 \rightarrow n \geq 9$$

9T14

• Détermination de l'effort tranchant au nu de l'appui

$$\frac{x}{34,159} = \frac{1,15 - 0,2}{1,15} \Rightarrow x = 28,22 \text{ t}$$

$$\frac{y}{-25,246} = \frac{1/7 - 0,2}{-2 \cdot 1/7/2} \Rightarrow y = -19,3 \text{ t}$$



Contrainte de cisaillement de la poutre de liaison.

$$T_{\max} = 34,159t, \quad \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 14,17$$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 13,85}{35 \cdot 65} = 0,6088 \xrightarrow{b \cdot z} \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8848 \\ k = 28,4 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon h} = \frac{19,639 \cdot 10^5}{13,85 \cdot 0,8848 \cdot 65} = 2465,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2465,5}{28,4} = 86,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} < \bar{\sigma}'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \tau_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \cdot \bar{\sigma}'_b = 19,073 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\sigma}'_b$ , On utilise des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.

soit un cadre + 2 étriers en  $\phi 10$ ,  $A_t = 4,71 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 26,58 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 13 \text{ cm} \\ t_2 = 65 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{19,073}{5,9}\right) = 2,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{t} = 13 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 10cm constant.

$$\frac{l}{2} = 65 \text{ cm} \rightarrow 5 + 6 \times 10 = 65 \text{ cm}$$



Calcul du RADIER simple

Les 6 poteaux étant très rapprochés, la seule solution est de faire un petit radier, On prendra comme épaisseur de la dalle  $h_0 = 40\text{cm}$ .

Le calcul se fait comme pour un plancher renversé (plancher champignon). La section de base des poteaux sera renforcée par des chapiteaux (ou talon en terme de chantier)

calcul des charges

• poids propre du radier .....  $2500 \times 0,4 = 1000 \text{ kg/m}^2 = 1\text{t/m}^2$

•  $\Sigma N = (40,77 + 20,95 + 29,74) \times 2 = 180,92\text{t}$

La contrainte transmise au sol doit être telle que:

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{\Sigma N}{S} + 1 \text{ (p.p radier)} \Rightarrow S \geq \frac{\Sigma N}{(\bar{\sigma}_s - 1)} = 7,54 \text{ m}^2$$

S : surface totale du radier ;  $\bar{\sigma}_s$  en  $(\text{t/m}^2)$

soit  $S = 3 \times 2,6 = 7,80 \text{ m}^2$

$$\bar{\sigma} = \frac{\Sigma N}{S} + 1 = \frac{180,92}{7,8} + 1 = 24,19 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 25 \text{ t/m}^2$$

La méthode de calcul est celle exposée dans les annexes du C.C. BA 68, la dalle est divisée en bandes.

largeur des bandes dans les sens

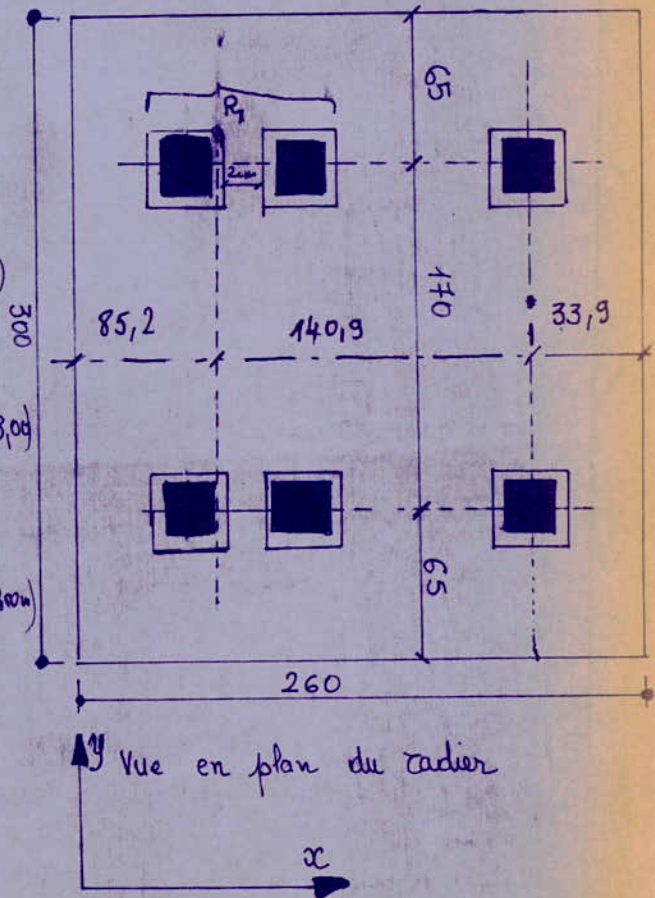
lx: 2 bandes de rive  
 $0,65 + \frac{1,70}{2} = 1,5\text{m}$  (longueur 2,60m)

suivant ly: 2 bandes de rive

1) 1<sup>er</sup> bande  
 $0,95 \times 2 + \frac{1,409}{2} = 1,56$  (longueur 3,09)

2<sup>e</sup>me bande:

$$0,339 + \frac{1,409}{2} = 1,04 \text{ m (L=3,09m)}$$





Calcul des efforts dans le sens y.

$ht = 40 \text{ cm}, d = 3 \text{ cm}, h = 37 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, l = 1,70 \text{ m}$

moment négatif sur appui  $M = -q \frac{l^2}{16} = -24,19 \frac{1,70^2}{16} = -4,371 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 4,371 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 37^2} = 0,0171 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9422 \\ \kappa = 71,5 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon h} = \frac{4,371 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9422 \cdot 37} = 4,48 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 12 / \text{ml}$

moment entrainé (ou positif entre appuis)  $M = q \frac{l^2}{40} = 24,19 \frac{1,7^2}{40} = 1,748 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 1,748 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 37^2} = 0,0068 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9627 \\ \kappa = 119 \end{cases}$

$A = \frac{1,748 \cdot 10^5}{2800 \cdot 37 \cdot 0,9627} = 1,75 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 8 / \text{ml}$

Calcul des efforts dans le sens x

moment négatif sur appuis :  $M = -q \frac{l^2}{16} = -24,19 \frac{1,409^2}{16} = -3,003 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 3,003 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 37^2} = 0,0118 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9515 \\ \kappa = 88 \end{cases}$

$A = \frac{3,003 \cdot 10^5}{2800 \cdot 37 \cdot 0,9515} = 3,05 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 10 / \text{ml}$

Moment positif entre appuis :

$M = q \frac{l^2}{40} = 24,19 \frac{1,409^2}{40} = 1,201 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 1,201 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 37^2} = 0,0047 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9686 \\ \kappa = 144 \end{cases}$

$A = \frac{1,201 \cdot 10^5}{2800 \cdot 37 \cdot 0,9686} = 1,20 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 8 / \text{ml}$



# VOILE

Sous le niveau R.D.C seront disposés des murs périphériques en béton armé. Ces murs reprendront les effets du séisme au niveau R.D.C et assurant une stabilité à l'ensemble du bâtiment.

Ils sont soumis à un effort de compression dû à leur poids propre et poids du niveau 1.

Le voile est soumis à des moments fléchissants et à des efforts tranchants dus à la poussée des terres. Le voile sera calculé en flexion simple.

### Calcul du voile:

Le voile sera calculé sous l'effet de la poussée des terres extérieures et de la poussée due à une surcharge de  $400 \text{ kg/m}^2$ .

On a  $\varphi = 35^\circ$ ,  $\Delta = 1800 \text{ kg/m}^3$  (poids spécifique des terres)

$\varphi$ : angle du talus naturel.

$Q_1$ : poussée des terres appliquée à  $\frac{h}{3}$ , h: hauteur des terres.

$$Q_1 = A \cdot \Delta \cdot \frac{h^2}{2}, \quad [\text{à partir de la base}]$$

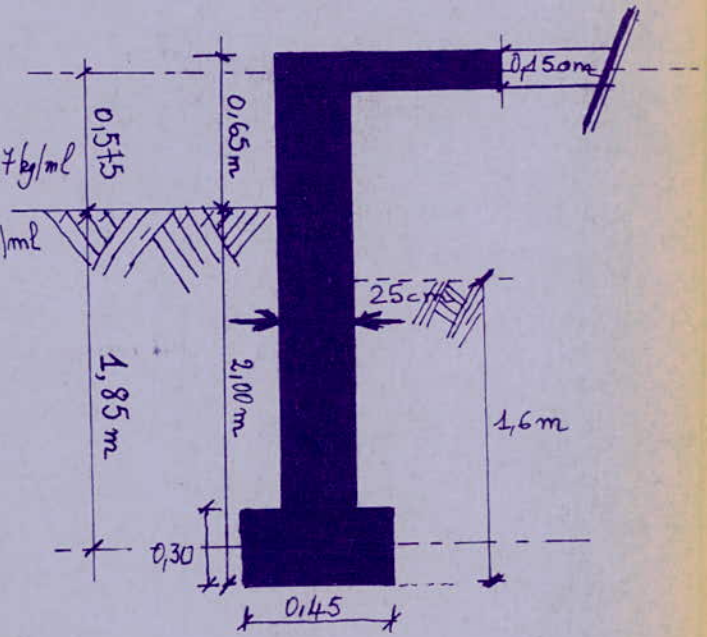
$Q_2$ : poussée due à la surcharge  $q = 400 \text{ kg/m}^2$  sur le terre plein sera déterminée par la formule:

$$A = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad Q_2 = A \cdot q \cdot h, \quad Q_2 \text{ agit à } \frac{h}{2}$$

$$A = \text{tg}^2\left(\frac{45 - 35}{2}\right) = 0,27$$

$$Q_1 = 0,27 \cdot 1800 \cdot \frac{1,95^2}{2} = 831,67 \text{ kg/ml}$$

$$Q_2 = 0,27 \cdot 400 \cdot 1,85 = 199,8 \text{ kg/ml}$$





Determination des armatures. sous  $M = 458,84 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 458,84 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 22^2} = 0,0051 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9673 \\ k = 138 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{458,84 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9673 \cdot 22} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

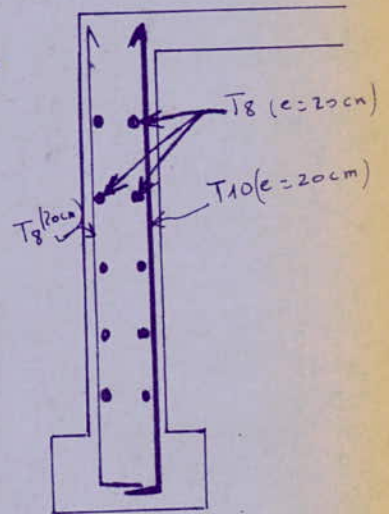
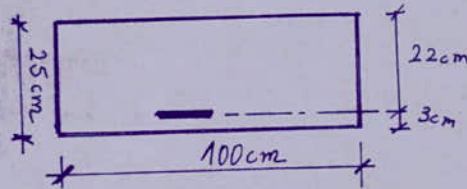
$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 22 = 2,13 \text{ cm}^2$$

• donc On adopte la section de non fragilité

On prend 5 T10 ( $e = 20 \text{ cm}$ ) ( $3,92 \text{ cm}^2$ ) Verticalement

5 T8 ( $e = 20 \text{ cm}$ ) horizontalement

du côté extérieur, on met un quadrillage T8 maille ( $20 \times 20 \text{ cm}$ )



• Pour le plancher Rez de chaussée, c'est le voile qui va reprendre les moments calculés pour le portique longitudinal.

Le Moment Maximum est :

$$M_1 = 5299 \text{ kg.m sous } (G+1,2P)$$

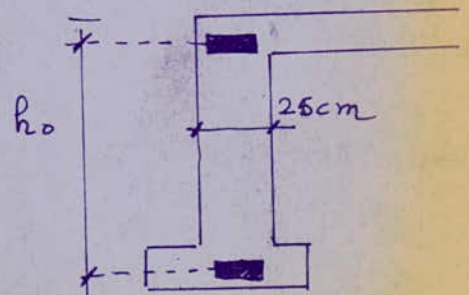
$$M_2 = 12333 \text{ kg.m sous les sollicitations du 2}^{\text{e}} \text{ genre :}$$

1<sup>er</sup> genre  $\rightarrow A = \frac{M_1}{h_0 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{5299 \cdot 10^2}{2,425 \cdot 2800 \cdot 10^2} = 0,7804$

2<sup>e</sup> genre  $\rightarrow A = \frac{M_2}{h_0 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{12333 \cdot 10^2}{242,5 \cdot 2800} = 1,816 \text{ cm}^2$

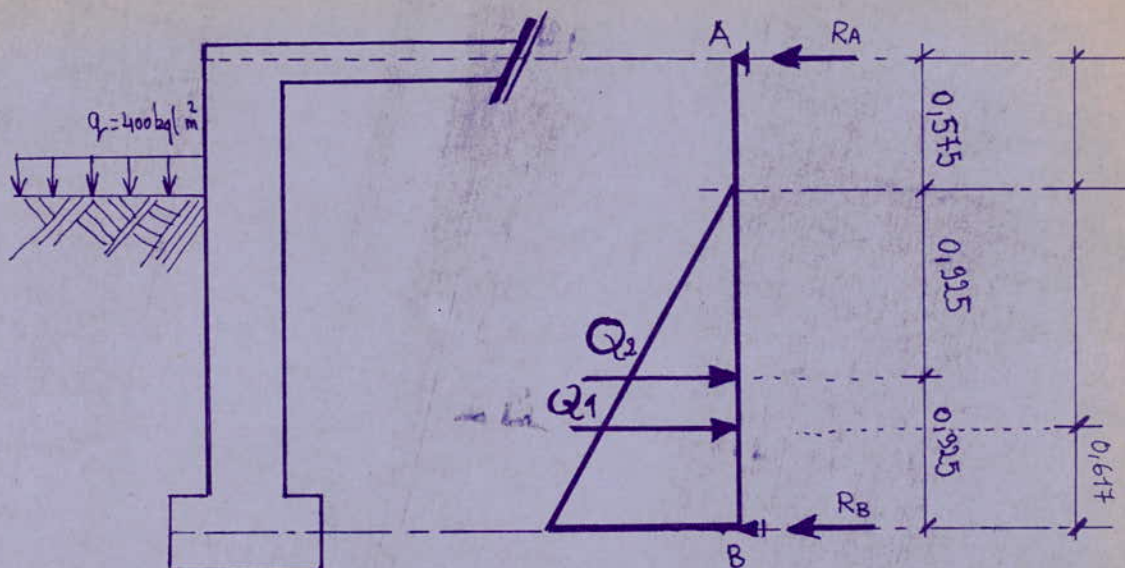
On adoptera 4 T12 avec des cadres en  $\phi 6$  avec un

espacement  $e = 25 \text{ cm}$





Le calcul se faisant pour une bande de 1m. de mur.



pour une bande de 1m de mur.

$$Q_1 = 831,67 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 199,8 \text{ kg}$$

Determination des reactions RA. et RB

$$\bullet (\sum M)_A = 0 \rightarrow R_B \times 2,425 - Q_1 (2,425 - 0,617) - Q_2 (2,425 - 0,925) = 0$$

$$R_B = \frac{1}{2,425} \left[ 831,67 (2,425 - 0,617) + 199,8 (2,425 - 0,925) \right]$$

$$R_B = 743,653 \text{ kg.}$$

$$\bullet (\sum M)_B = 0 \quad R_A \cdot 2,425 - Q_2 (0,925) - Q_1 (0,617) = 0 \rightarrow$$

$$R_A = \frac{1}{2,425} \left[ 199,8 (0,925) + 831,67 (0,617) \right] = 287,82 \text{ kg.}$$

Determination du moment maximal

$$\bullet x \in (A, C) \rightarrow M(x) = R_A \cdot x$$

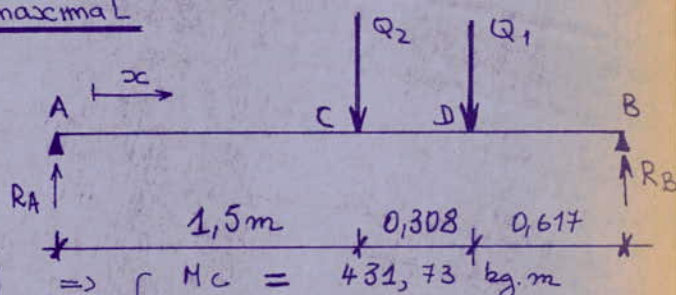
$$\Rightarrow \begin{cases} M_A = 0 \\ M_C = 431,73 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$\bullet x \in (C, D) \rightarrow$$

$$M(x) = R_A \cdot x - Q_2 (x - 1,5)$$

$$M_C = 287,82 \times 1,5 - Q_2 (1,5 - 1,5) = 431,73 \text{ kg.m} \quad M_D = 458,84 \text{ kg.m}$$

$$M_D = 287,82 \times 1,808 - 199,8 (1,808 - 1,5) = 458,84 \text{ kg.m}$$





Semelle sous mur

Cette semelle sera calculée verticalement et horizontalement

Verticalement : elle est soumise au poids propre du mur

- Poids propre du mur .....  $2,65 \times 0,25 \times 1 \times 2500 = 1656,25 \text{ kg}$   
pour une bande de 1m de largeur.

On prend pour la semelle une largeur de 40cm et une hauteur 20cm

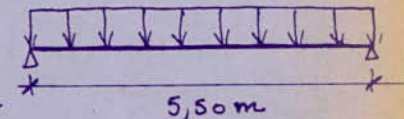
$$F = p \left[ 100 \cdot \left( \frac{l-a}{2} \right) \right] \quad \text{avec} \quad p = \frac{P}{l \cdot 100} = \frac{1656,25}{40 \cdot 100} = 0,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 100 \cdot p \cdot \frac{(l-a)^2}{8} = 100 \times 0,41 \cdot \frac{(40-20)^2}{8} = 2050 \text{ kgCm}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{M \cdot V}{I} = M \cdot \frac{6}{b \cdot h^2} = \frac{2050}{100 \times 16^2} = 0,0801 < \bar{\sigma}_b \text{ le béton}$$

peut suffire :

horizontalement : elle est soumise à la réaction linéaire  $R_B$  du voile

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{743,653 \times 5,50^2}{8} = 2911,94 \text{ kg.m}$$


$$\mu = \frac{15 \cdot 2911,94 \cdot 10^2}{2900 \times 20 \cdot 37^2} = 0,0550 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,902 \\ k = 36 \end{cases}$$

$$A = \frac{2911,94 \cdot 10^2}{2900 \cdot 0,902 \cdot 36} = 3,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ filantes}$$

On arme symétriquement (la poutre étant continue)

Effort tranchant :  $T = q \frac{l}{2} = R_B \cdot \frac{p}{2} = 743,6 \cdot \frac{5,5}{2} = 2045,05 \text{ kg}$

contrainte de cisaillement :  $\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2045,05}{20 \cdot 7/8 \cdot 37} = 3,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

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

l'espacement  $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{1,13 \cdot 1600 \times 7/8 \cdot 37}{2045,05} = 28,62 \text{ cm}$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 0,2 \times 37 = 7,4 \text{ cm} \\ 37 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{3,16}{5,9} \right) = 31,05 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend un espacement constant  $t = 30 \text{ cm}$



# LONGRINES

On Calculera 2 sortes de longrines.  
les autres longrines se Calculeront de la même façon.

Principe de Calcul : Art C.T.C N°22-5 stipule:  
Rôle des longrines :

En l'absence d'un système rigide d'infrastructure, toute les fondations isolées sur les sols de consistance moyenne et sur sols meubles seront chaînés dans les 2 directions avec des longrines suffisamment rigides les Longrines auront comme dimensions minimales indiquées ci-après

- 25 x 30 pour les sols de fondation de Consistance moyenne.
- 30 x 30 pour les sols meubles en ayant une forte teneur en eau

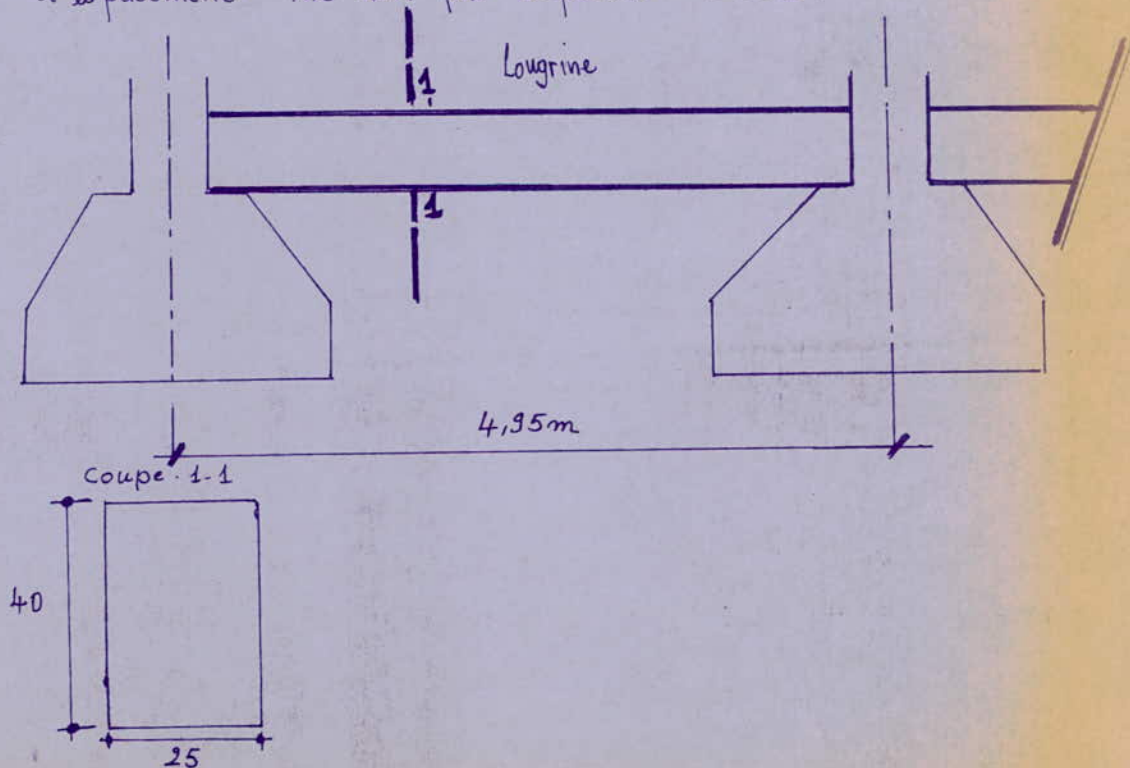
les Longrines devront être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à  $\frac{N}{10}$  pour tout terrain (nouveau règlement janvier 71)

pour ce qui est du règlement 73, la force doit être égale à :

- $\frac{N}{15}$  pour terrains de consistance moyenne.
- $\frac{N}{10}$  pour terrains meubles

Où  $N$  est l'effort axial du poteau en question, à cette sollicitation il faut ajouter le cas échéant, les effets de charge et moments appliqués directement à la longrine.

Le ferrailage minimum doit être 4Ø14 ou 4T12 avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20cm.





charges Verticales

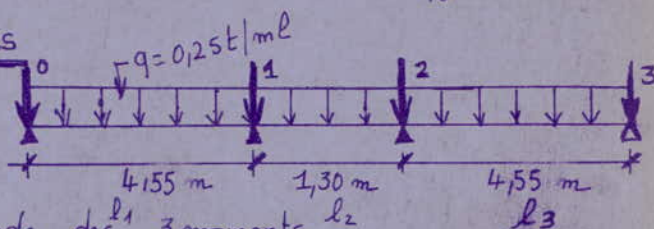
pois propre de la Longrine  $0,4 \times 0,25 \times 2,5 \times 4,7 = 1,18t$

La charge par ml est égale à  $0,25t/ml$

L'effort normal dans le poteau :

$N = 31,42 + 71,155 = 102,58t$   
 d'où un effort de traction dans la longrine =  $\frac{N}{10} = \frac{102,58}{10} = 10,258t$

Calcul des longrines



On applique la méthode des 3 moments

• Moments sur appuis  
 entre (0 et 1) :  $M_0 l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -q \frac{l_1^3}{4} - q \frac{l_2^3}{4}$   
 entre (1 et 3) :  $M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -q \frac{l_2^3}{4} - q \frac{l_3^3}{4}$   
 $M_1 = M_2 = M = \frac{-q(l_2^3 + l_3^3)}{4(3l_2 + 2l_3)} = -463,42 \text{ kg.m}$

à l'appui de rive, on prend un moment égal  $M = 0,4M_0$

$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,25 \cdot 4,55^2}{8} = 0,65t.m = 650 \text{ kg.m}$

d'où  $M_0 = M_3 = -0,4 \times 650 = -260 \text{ kg.m}$

• Moments en travée  $M_L = \mu + \mu b_i + \frac{M_j - M_i}{l} x$

• 1<sup>er</sup> travée (0-1) :  $M = q \frac{l_1}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_0 + \frac{M_1 - M_0}{l_1} x$

$T = \frac{dM}{dx} = q \frac{l_1}{2} - qx + \frac{M_1 - M_0}{l_1}$

M est max pour  $T=0$  soit  $x = \frac{l_1}{2} + \frac{M_1 - M_0}{ql_1} = 2,10 \text{ m}$

$M_{max} = \frac{250 \times 4,7}{2} (2,10) - \frac{250 \times 2,10^2}{2} - 260 + \frac{-463,42 + 260}{4,55}$

•  $M_{max} = 338,42 \text{ kg.m}$

•  $T_0 = \frac{ql_1}{2} + \frac{M_1 - M_0}{l_1} = \frac{250 \times 4,55}{2} + \frac{-463,42 + 260}{4,55} = 524,04 \text{ kg}$

•  $T_{1g} = \frac{ql_1}{2} - ql_1 + \frac{M_1 - M_0}{l_1} = \frac{250 \times 4,55}{2} - 250 \cdot 4,55 + \frac{-463,42 + 260}{4,55} = -613,46 \text{ (kg)}$



• travée (1-2).  $x = \frac{l_2}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ cm}$

$M_{\max} = \frac{250 \cdot 1,3}{2} (0,65) - \frac{250 \cdot (0,65)^2}{2} = 463,42 = -410,60 \text{ kg.m}$

•  $T_2g = \frac{q l_2}{2} - q l_2 = \frac{250 \cdot 1,3}{2} - 250 \cdot 1,3 = -162,50 \text{ kg}$

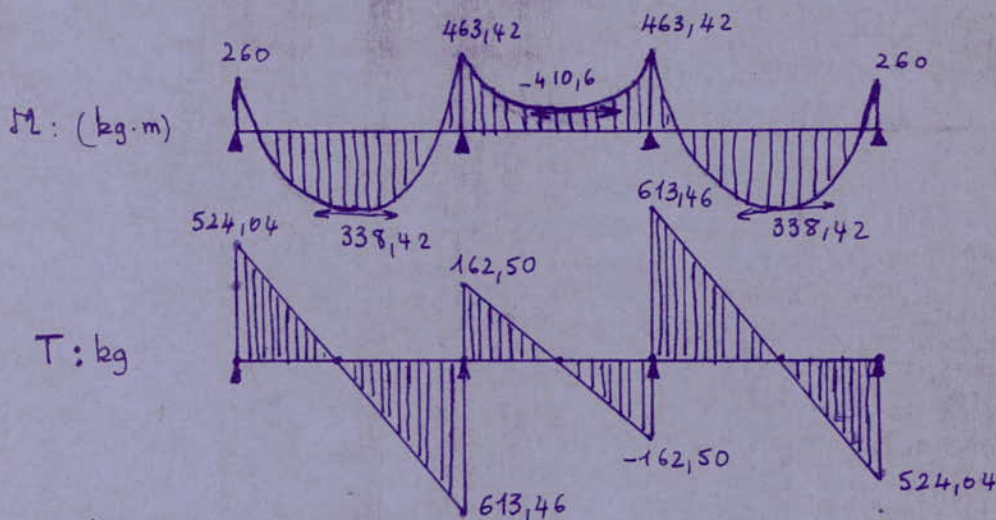
•  $T_{1D} = \frac{q l_2}{2} = 162,50 \text{ kg}$

• travée (2-3)

•  $M_{\max} = 338,42 \text{ kg.m}$

•  $T_{2d} = +613,46 \text{ kg}$

•  $T_{3g} = -524,04 \text{ kg}$



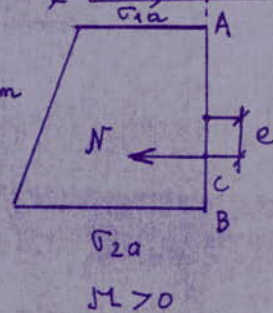
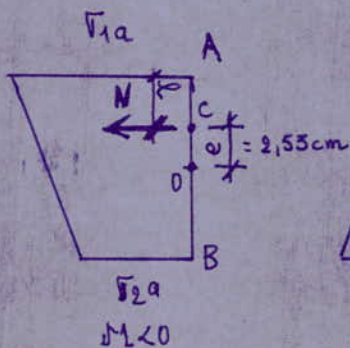
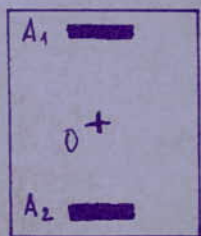
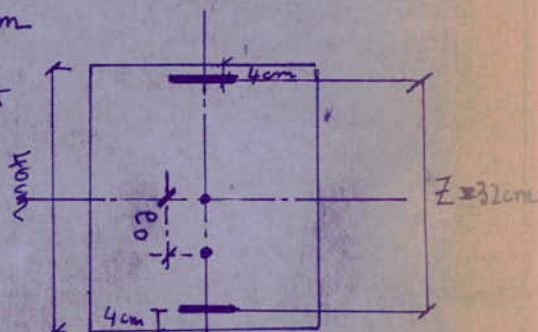
Calcul des armatures

a) sur appuis

Appui 1.  $M = -260 \text{ kg.m}$ ,  $T = 524,04 \text{ kg}$ ,  $N = \frac{Q}{10} = 10,258 \text{ t}$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{260 \cdot 10^2}{10259} = 2,53 \text{ cm}$

La section est entièrement tendue si l'effort normal appliqué est un effort de traction et qu'en outre la résultante des forces extérieures passe entre les armatures.





La valeur minimale des armatures, valeur qui correspond à la section économique, sera obtenu pour  $\sigma_1 a = \sigma_2 a = \bar{\sigma}_a$  d'où

$$A_1 = \frac{N \cdot l}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10,258 \cdot 13,47 \cdot 10^3}{32 \cdot 2800} = 1,54 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } l = 20 - 2,53 - 4 = 13,47 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{N(Z-l)}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10,258 \cdot 10^3 [32 - 13,47]}{32 \cdot 2800} = 2,12 \text{ cm}^2$$

Appui 2.

$$M = -463,42 \text{ kg.m}, \quad N = 10258 \text{ kg} \rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 4,52 \text{ cm (e.t.)}$$

$$l = 20 - 4,52 - 4 = 11,48 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{10,258 \times 11,48 \cdot 10^3}{32 \times 2800} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2,35 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des armatures en travée

travée 1.  $M = 338,42 \text{ kg.m}, \quad N = 10258 \text{ kg}, \quad e_0 = \frac{M}{N} = 3,30 \text{ cm}$   
 $l = 20 - 3,30 - 4 = 12,70 \text{ cm}$

$$A_1 = \frac{N \cdot l}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10,258 \times 12,7 \cdot 10^3}{32 \cdot 2800} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N(Z-l)}{\bar{\sigma}_a} = 2,21 \text{ cm}^2$$

travée 2  $M_b = -410,6 \text{ kg.m}, \quad e_0 = \frac{410,6 \cdot 10^2}{10258} = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{(ent. tendue)}$   
 $l = 20 - 4 - 4 = 12 \text{ cm}$

$$A_1 = \frac{10,258 \times 12 \cdot 10^3}{32 \cdot 2800} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N(Z-l)}{\bar{\sigma}_a} = 2,29 \text{ cm}^2$$

Selon le règlement du C.T.C, le ferrailage minimum doit être 4T12

- On adopte pour toute la poutre une section d'acier égale 4T12

Armatures transversales

travée (0-1), (2-3),  $T_{\max} = 613,46 \text{ kg} \rightarrow \tilde{w} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,52}{25 \cdot 36} = 0,502$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot h} = \frac{463,42}{4,52 \cdot 0,7797 \cdot 36} = 365,26 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,7797 \\ k = 7,7 \end{cases}$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a, \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{365,26}{7,7} = 47,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{613,46}{25 \cdot 7/8(36)} = 0,78 \text{ kg/cm}^2, \quad A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ tuteur } \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

les armatures sont  $\perp$  à la ligne moyenne



$$\text{l'espacement } t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sqrt{\sigma_{at}}}{T} = \frac{1,13 \cdot 718(36) \times 1600}{613,46} = 92 \text{ cm.}$$

Selon le règlement Du C.T.C, l'espacement ne doit pas dépasser 20cm. ,  $t = 20 \text{ cm.}$

travée (1-2). On prend les mêmes Armatures transversales



Calcul de la semelle n°6

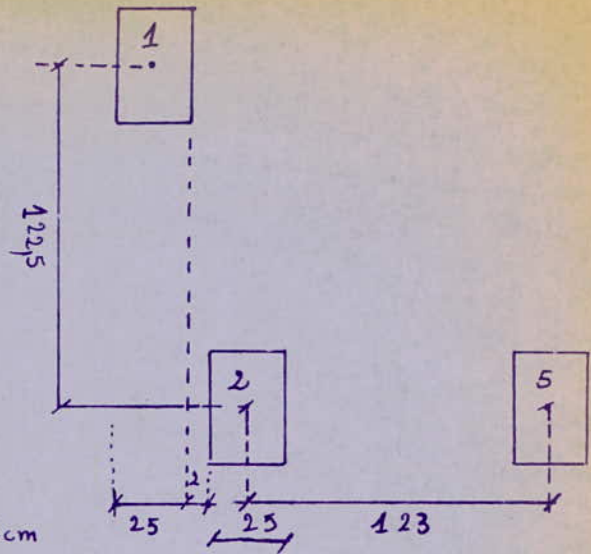
Poteau P<sub>1</sub> : N<sub>1</sub> = 32,14t  
 Poteau P<sub>2</sub> : N<sub>2</sub> = 15,008t  
 Poteau P<sub>5</sub> : N<sub>5</sub> = 29,355t

calcul de la resultante entre P<sub>2</sub> et P<sub>5</sub>.

$$R_{25} = N_2 + N_5 = 44,36t$$

$$P_2 x = P_5 (1,23 - x) \Rightarrow$$

$$x = \frac{29,355 \cdot 1,23}{15,008 + 29,355} = 81,39cm$$



Calcul de la resultante totale

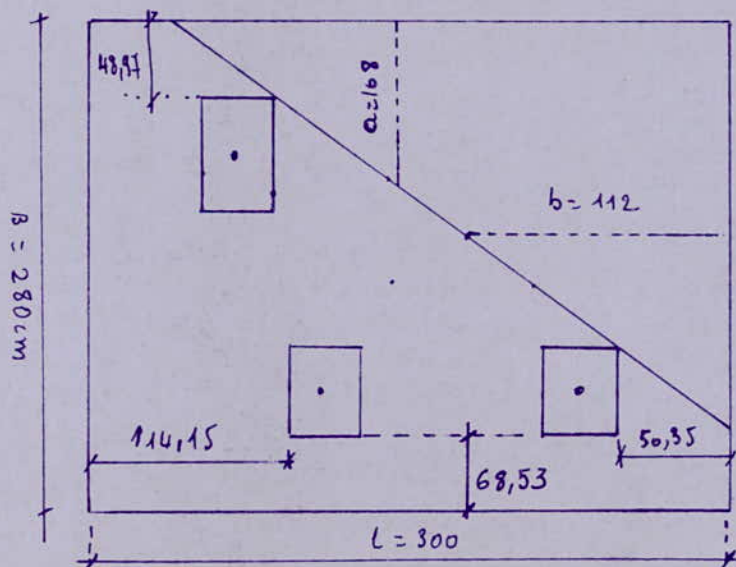
$$R = P_1 + R_{25} = 76,50t$$

$$P_1 x' = R_{25} (163,57 - x') \Rightarrow x' = \frac{163,57 \cdot 44,36}{32,14 + 44,36} = 94,85cm$$

$$\text{soit } B = 280 \Rightarrow \bar{\sigma} = \frac{R_t}{B} = \frac{R_t}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_s = 2,5 kg/cm^2 \Rightarrow L \geq \frac{R_t}{B \cdot \bar{\sigma}_s} = 109,29cm$$

on prend L = 3m

$$\bar{\sigma}_s = \frac{R_t}{B \cdot L} = \frac{76,50 \cdot 10^3}{280 \times 300} = 0,91 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s = 2,5 kg/cm^2$$





suivant x, la plus grande console a = 108 cm  
suivant y, la plus grande console b = 114,5 cm

On applique la méthode des consoles.

$$ht \geq \frac{l_{max}}{2} = \frac{114,5}{2} = 57,25 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } ht = 60 \text{ cm}$$

Ferraillage des Consoles

: On prend une bande de 1 m de large

1)  $b = 114,5 \text{ cm}$  ;  $N = \bar{\sigma}_s \cdot b \cdot 1 \text{ m} = 0,91 \times 114,5 \times 100 = 101,92 \cdot 10^2 \text{ kg./ml}$

$$M = N \cdot \frac{b}{2} = 10192 \times \frac{114,5}{2} = 570752 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{mM}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 570752}{2800 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,01011 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9550 \\ k = 96 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{570752}{2800 \times 0,9550 \times 55} = 3,88 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T10/\text{ml}$$

(e = 20 cm)  
soit 14 T10 filantes

2°)  $a = 108 \text{ cm}$  : pour une bande de 1 m de large

$$N = \bar{\sigma}_s \cdot a \cdot 100 = 0,91 \times 108 \cdot 100 = 9828 \text{ kg/ml}$$

$$M = N \cdot \frac{a}{2} = 9828 \cdot \frac{108}{2} = 530712 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 530712}{2800 \times 100 \cdot 55^2} = 0,0094 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9563 \\ k = 99,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{530712}{2800 \times 0,9563 \times 55} = 3,60 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T10/\text{ml}$$

(e = 20 cm)  
soit 15 T10 filantes



# ETUDE AU SEISME SELON LE REGLEMENT DU C.T.C

## Principes généraux de conception

### 1) SOL de fondation:

SOL homogène compact. il faut éviter les terrains fracturés, alluvions récents, les sols présentant un indice de vides élevé et les sols saturés d'eau. Les fondations sur remblai compacté ne sont pas admises, l'étude du sol au préalable est obligatoire.

### 2) Infrastructure.

On considère un ensemble rigide bien encasté dans le terrain et assurant la transmission et la distribution des efforts entre la structure et la fondation. Les joints en infrastructure sont à éviter.

L'infrastructure comprend les fondations et les éléments de structure enterrés ( poteaux, voiles, planchers ), en l'absence d'un système rigide d'infrastructure toutes les fondations isolées sur sol de consistance moyenne et sur sol meuble seront chaînées dans les deux directions avec les longrines suffisamment rigides.

La profondeur de l'infrastructure est égale au  $\frac{1}{10}$  de la hauteur de construction.

### 3) Structure

La forme souhaitée du bloc est rectangulaire ou proche, les constructions en T, U ou L sont acceptées avec justification spéciale.

### 4) Contreventement

On considère une ossature à nœuds rigides (portiques), le mur de contreventement doit être en béton armé ou en maçonnerie.

### 5) Matériaux utilisés

On utilise l'acier de construction, le béton armé et les maçonneries diverses. L'utilisation des matières fragiles ( fonte, béton non armé... ) est interdite.

## — Règles de Calcul —

### Principes fondamentaux de Calcul

#### Méthode statique

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal, les forces horizontales sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales. Dans le cas général, ces directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.



il faut remarquer toutefois que les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure élastique sous l'action du mouvement du sol. c'est pourquoi, l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante (voir définition)
- la capacité de dissiper l'énergie induite par le  $m^v$  du sol.

### Méthode dynamique directe

Il est possible d'utiliser une méthode dynamique plus exacte basée sur l'utilisation d'un accélérogramme ou d'un spectre de réponse convenablement choisi pour le site de la construction. Cette méthode d'analyse dynamique approuvée peut être utilisée. Ce type d'analyse est obligatoire si la structure présente une dissymétrie dans son plan ou des irrégularités dans son élévation.

### Ossature ductile en béton armé

définition : La ductilité est l'aptitude d'un élément de structure ou de structure dans son ensemble, à se déformer au delà de la limite élastique sans risque de rupture soudaine fragile (souplesse). d'une manière générale on appelle ossatures ductiles, les ossatures (poutres, poteaux) respectant les conditions suivantes :

- dans les éléments flexés, la rupture par cisaillement et/ou par écrasement du béton comprimé ne peut se produire avant que les aciers tendus n'aient atteint le palier d'écoulement.
- dans les éléments comprimés, la rupture par cisaillement n'est pas permise.
- Le comportement ductile des éléments de l'ossature est fonction
  - de la quantité des armatures
  - de l'intensité des contraintes normales

Les ossatures prises comme étant ductiles, devant résister seules à l'action sismique (autostables)

### Forces sismiques minimum pour un bâtiment

tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques latérales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule :

$$V = A.D.B.Q.W$$

A : Coefficient d'accélération de zone : (tableau 3-1)

Ce coefficient dépend :

- du groupe d'usage (ou d'importance) dans lequel est classée la structure (il en existe trois, classées suivant le risque qu'à la structure de subir un séisme d'intensité donnée)
- de la zone sismique



**D:** Facteur d'amplification dynamique moyen (figure 3-2)

Ce facteur est classé selon deux types de sol: ferme ou meuble

**B:** Facteur de Comportement de La structure (tableau 3-2)

Ce facteur dépend du système de contreventement utilisé dans la structure

**Q:** Facteur de qualité (tableau 3-3)

Ce facteur relatif à la qualité du système de contreventement de la structure pénalise les mauvaises conceptions sismiques.

**W:** Poids total de La structure:

dans le cas de bâtiments courants W est pris égal aux charges permanentes  
- pour les bâtiments à fortes surcharges d'exploitations, on prend en considération 50% des charges d'exploitations.  
- pour les bâtiments dont la charge d'exploitation peut être de longue durée (réservoirs, silos, ...) on prend la totalité de la charge d'exploitation.

### — DISTRIBUTION des forces sismiques Latérales —

La force latérale totale V doit être distribuée par la hauteur de la structure selon la formule:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_t$  étant la force au sommet de la structure valant:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} & (F_t \leq 0,25V) \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

La distribution de la force latérale totale V sur la hauteur se fait suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot h_i)}$$

$\begin{cases} h_i: \text{hauteur du niveau } i \text{ à partir} \\ \text{de la base;} \\ W_i: \text{poids total au niveau } i \end{cases}$

### 1 Base de Calcul des éléments structuraux

les éléments structuraux doivent être dimensionnés par ces combinaisons de charge sur la base des règlements de béton et de charpente métallique q en vigueur:

(1)  $G + Q + E$  3-GA

(2)  $0,8G \pm E$  3-GB

(3)  $G + Q + 1,2E$  ( poteaux dans les ossatures autostables )

avec: G: charge permanente  
Q: charge d'exploitation  
E: effets des séismes.



**Application de cette méthode à notre bâtiment**

La force horizontale totale à la base du bâtiment est :

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

- Coefficient de zone: A  
 zone de sismicité moyenne : zone II  
 groupe d'usage 2. }  $\Rightarrow A = 0,15$ .

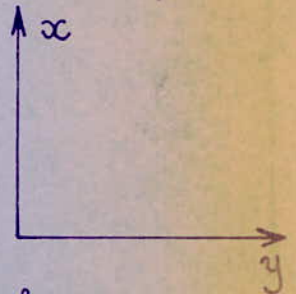
- Facteur d'amplification dynamique moyen: D  
 Connaissant la période T de la structure, la valeur du coefficient D se lit alors sur la figure 3-2, pour les sols de type 1 (sols fermes)

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D_s}}$$

$$h_n = 13,04 \text{ m}$$

BLOC A :  $D_x = 12 \text{ m}$ ;  $T = 0,09 \cdot \frac{13,04}{\sqrt{12}} = 0,345 \rightarrow D = 3,4$  (sol ferme)

$$D_y = 23,75 \text{ m}; T = 0,09 \cdot \frac{13,04}{\sqrt{23,75}} = 0,24 \text{ sec} \rightarrow D = 2$$
 (sol ferme)



- Facteur de comportement: B  
 ossature ductile en B.A  $\rightarrow B = 1/6$

- Facteur de qualité: Q  
 $Q = 1 + \sum P_{q_i}$   
 $P_q$  est la pénalité qui dépend de l'observation ou non de critères de qualité  $q$ .

- sens x :  $P_{q_1} = 0,1$   
 sens y :  $P_{q_1} = 0,1$  } redondance des files porteuses : au moins 3 traversés ayant un rapport de largeur relative d'au plus 1,5
- sens x :  $P_{q_2} = 0$   
 sens y :  $P_{q_2} = 0,1$  } redondance en plan : les files seront réparties avec un rapport d'espacement inférieur à 1,5
- sens x :  $P_{q_3} = 0$   
 sens y :  $P_{q_3} = 0$  } symétrie en plan
- Régularité en élévation : les rigidités sont constantes  $P_{q_4} = 0$
- Contrôle de qualité des matériaux  $P_{q_5} = 0,1$
- Contrôle de la qualité de construction  $P_{q_6} = 0,1$ .

d'où

$$Q_x = 1 + 0,1 + 0 + 0 + 0 + 0,1 + 0,1 = 1,3$$

$$Q_y = 1 + 0 + 0,1 + 0 + 0 + 0,1 + 0,1 = 1,3$$

— poids total de la construction : W (tient compte de 20% des surcharges)

$$W = 2556,58 \text{ t (voir descente de charge)}$$



Calcul du poids de chaque niveau.  $i$ :  $W_i$

Niveau V (terrasse)

- plancher :  $0,610 \times 23,75 \times 12 = 173,85 \text{ t}$
- poutres :  $2,5 \times 0,25 \times 0,5 \times 23,75 \times 4 + 2,5 \times 0,25 \times 0,45 \times 12 \times 6 = 49,94 \text{ t}$
- $1/2$  poteaux :  $\frac{1}{2} \cdot 2,5 \times 0,4 \times 0,25 \times 3 \times 26 = 9,75 \text{ t}$
- murs :  $0,7344 \times 0,7 \times 23,75 \times 12 = 146,51 \text{ t}$
- cloisons :  $0,498 \times 23,75 \times 12 = 141,93 \text{ t}$
- 0,2 P :  $0,2 \times 0,1 \times 23,75 \times 12 = 5,7 \text{ t}$

$$W_V = 527,68 \text{ t}$$

Niveau IV, III, II

- plancher :  $0,475 \times 23,75 \times 12 = 135,38 \text{ t}$
- poutres :  $2,5 \times 0,25 \times 0,5 \times 23,75 \times 4 + 2,5 \times 0,25 \times 0,45 \times 12 \times 6 = 49,94 \text{ t}$
- poteaux :  $2,5 \times 0,4 \times 0,25 \times 3 \times 26 = 19,5 \text{ t}$
- murs :  $\dots \dots \dots = 146,51 \text{ t}$
- cloisons :  $\dots \dots \dots = 141,93 \text{ t}$
- 0,2 P :  $0,2 \times 0,25 \times 23,75 \times 12 = 14,25 \text{ t}$

$$W_{IV} = W_{III} = W_{II} = 507,51 \text{ t}$$

Niveau I

- plancher :  $0,475 \times 23,75 \times 12 = 135,38 \text{ t}$
- poutres :  $\dots \dots \dots = 49,94 \text{ t}$
- poteaux :  $2,5 \times 0,25 \times 0,4 \times \left( \frac{3,00}{2} + \frac{2,65}{2} \right) \times 26 = 18,36 \text{ t}$
- murs :  $\dots \dots \dots = 146,51 \text{ t}$
- cloisons :  $\dots \dots \dots = 141,93 \text{ t}$
- 0,2 P :  $\dots \dots \dots = 14,25 \text{ t}$

$$W_I = 506,37 \text{ t}$$

Force Sismique totale  $V = A.D.B.Q.W$  est :

sens de x :  $V = 0,15 \times 3,4 \times 1/6 \times 1,3 \times 2556,58 = 282,5 \text{ t}$

sens de y :  $V = 0,15 \times 2 \times 1/6 \times 1,3 \times 2556,58 = 166,18 \text{ t}$

Distribution en elevation de la force laterale  $V$ :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i)} \quad , \quad V = F_t + \sum F_i$$

or  $F_t = 0$  car  $T < 0,7 \text{ sec}$   
donc  $V = \sum F_i$

d'où  $F_i = \frac{W_i h_i}{\sum (W_i h_i)} V$



① sens x,  $V_x = 292,5 \text{ t}$

$$F_1 = \frac{506,37 \times 2,65}{506,37 \times 2,65 + 507,51 \times 5,65 + 507,51 \times 8,65 + 507,51 \times 11,65 + 527,68 \times 14,65} \times 292,5$$

$$F_1 = \frac{506,37 \times 2,65}{22242,27} \times 292,5 = 17,04 \text{ t}$$

$$F_2 = \frac{507,51 \times 5,65}{22242,27} \times 292,5 = 36,42 \text{ t}$$

$$F_3 = \frac{507,51 \times 8,65}{22242,27} \times 292,5 = 55,76 \text{ t}$$

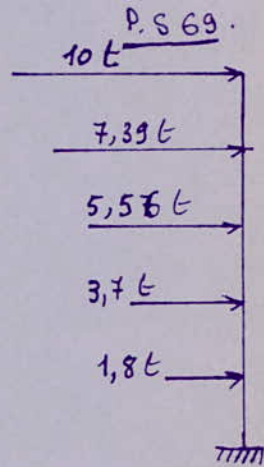
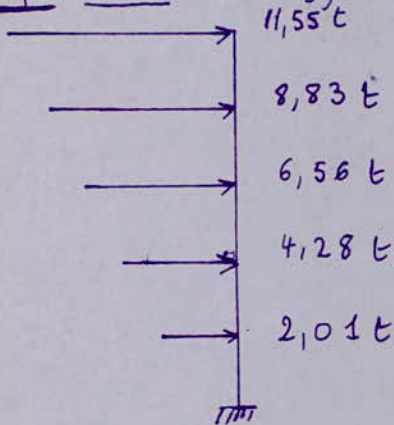
$$F_4 = \frac{507,51 \times 11,65}{22242,27} \times 292,5 = 75,09 \text{ t}$$

$$F_5 = \frac{527,68 \times 14,65}{22242,27} \times 292,5 = 98,19 \text{ t}$$

Sens y  $V_y = 166,19 \text{ t}$

- $F_1 = 10,03 \text{ t}$
- $F_2 = 21,42 \text{ t}$
- $F_3 = 32,8 \text{ t}$
- $F_4 = 44,17 \text{ t}$
- $F_5 = 57,76 \text{ t}$

par pontique C.T.C (sens y):





## Comparaison entre les règlements P.S.G. et du C.T.C

D'après l'exemple qu'on vient de traiter, on remarque que les résultats sont assez proches. Il sera maintenant préférable de comparer ces deux méthodes du point de vue conception et adaptation à notre pays. Dans le règlement du C.T.C, une nouvelle notion est introduite sous le nom de ductilité; cette ductilité, comme on l'a vu dans l'exposé de la méthode dépend de la quantité d'acier et de la conformité de détail des sections résistante, comme elle est liée également directement aux déformations que peut supporter l'ossature. Comme on peut également soulever un point essentiel de cette notion de ductilité à savoir qu'on doit s'assurer avant tout calcul que notre structure est ductile; semi ductile ou non ductile, autrement dit, on classe notre ossature en se fixant une valeur de  $B$  avant tout calcul.

Il est aussi important d'ajouter une remarque sur le facteur de qualité  $Q$  qui caractérise d'une manière concrète notre construction.

## CONCLUSION

La conclusion qu'on peut tirer de ce règlement du C.T.C est que ce dernier est basé sur des notions pratiques pouvant assurer la résistance d'une construction à un séisme donné, autrement dit, dans ce règlement de C.T.C, on essaye d'introduire des aspects pratiques dans l'étude théorique des forces sismiques, ceci est d'une grande importance puisqu'il va dans le sens de la prévoyance et de la protection des vies humaines.



## BIBLIOGRAPHIE

- C.C.B.A 68
- CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARMÉ
- CALCUL Pratique des sections en b.a P. charon
- CALCUL Pratique des OSSATURES DE BATIMENTS en B.A. (AFUENTES)
- Traité de béton armé TOME IV
- Regles parasismiques 1969
- Aide memoire R.D.M DUNOD
- Cours béton I ENPA ST ENESCU
- Cours béton II ENPA MEROUANI
- Cours R.D.M II ENPA P BONVILLE
- Cours R.D.M III ENPA G. MOJMANU



PB 03081  
1-

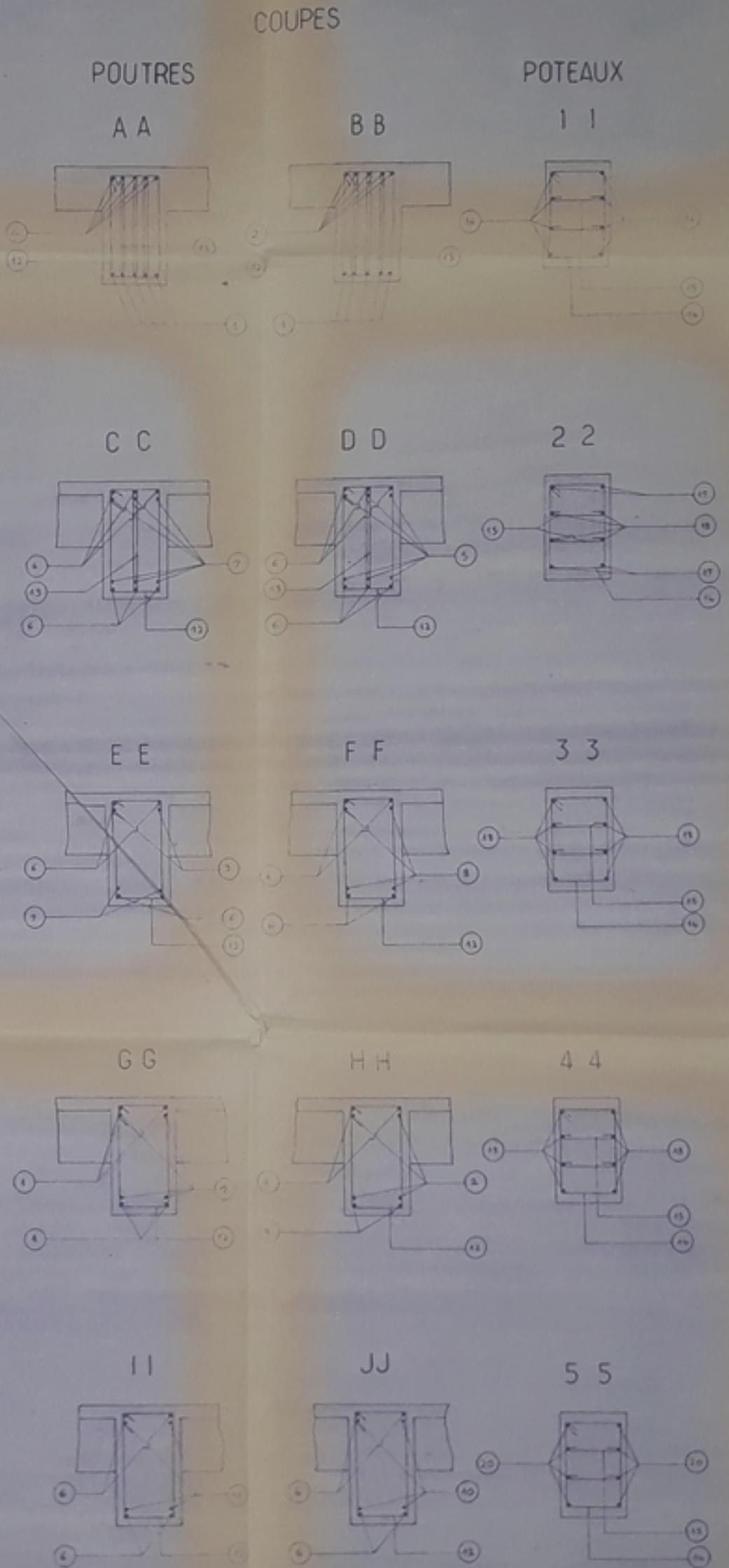
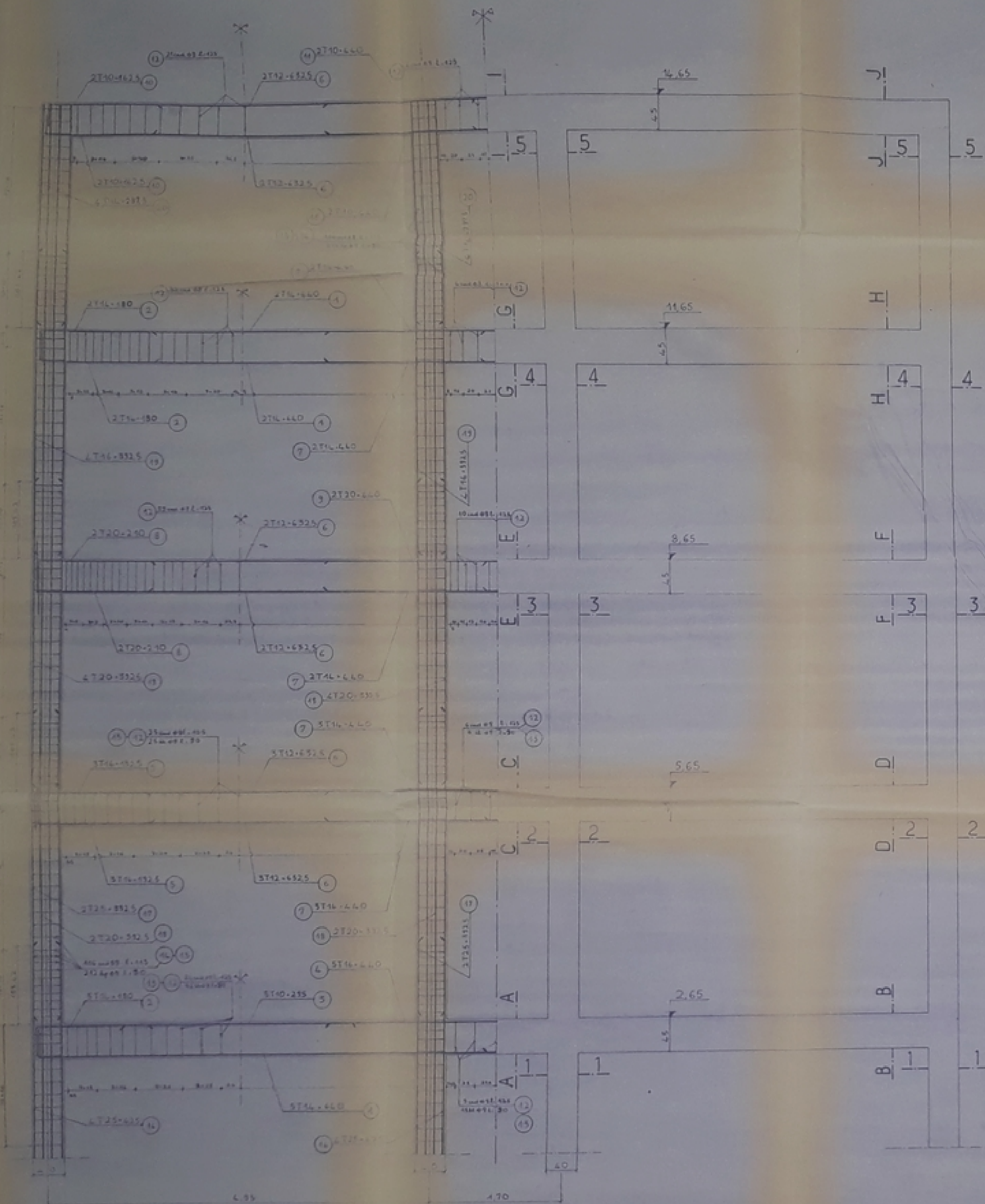


TABLEAU DES DIMENSIONS

NO	PROFIL	HAUTEUR	PROFIL	HAUTEUR
1	ST10-635	635	ST10-635	635
2	ST12-635	635	ST12-635	635
3	ST14-440	440	ST14-440	440
4	ST16-440	440	ST16-440	440
5	ST20-335	335	ST20-335	335
6	ST22-440	440	ST22-440	440
7	ST24-440	440	ST24-440	440
8	ST26-440	440	ST26-440	440
9	ST30-440	440	ST30-440	440
10	ST32-440	440	ST32-440	440
11	ST34-440	440	ST34-440	440
12	ST36-440	440	ST36-440	440
13	ST40-235	235	ST40-235	235
14	ST42-440	440	ST42-440	440
15	ST44-440	440	ST44-440	440
16	ST46-440	440	ST46-440	440
17	ST48-440	440	ST48-440	440
18	ST50-440	440	ST50-440	440
19	ST52-440	440	ST52-440	440
20	ST54-440	440	ST54-440	440
21	ST56-440	440	ST56-440	440
22	ST58-440	440	ST58-440	440
23	ST60-440	440	ST60-440	440
24	ST62-440	440	ST62-440	440
25	ST64-440	440	ST64-440	440
26	ST66-440	440	ST66-440	440
27	ST68-440	440	ST68-440	440
28	ST70-440	440	ST70-440	440
29	ST72-440	440	ST72-440	440
30	ST74-440	440	ST74-440	440
31	ST76-440	440	ST76-440	440
32	ST78-440	440	ST78-440	440
33	ST80-440	440	ST80-440	440
34	ST82-440	440	ST82-440	440
35	ST84-440	440	ST84-440	440
36	ST86-440	440	ST86-440	440
37	ST88-440	440	ST88-440	440
38	ST90-440	440	ST90-440	440
39	ST92-440	440	ST92-440	440
40	ST94-440	440	ST94-440	440
41	ST96-440	440	ST96-440	440
42	ST98-440	440	ST98-440	440
43	ST100-440	440	ST100-440	440

proposé snéri

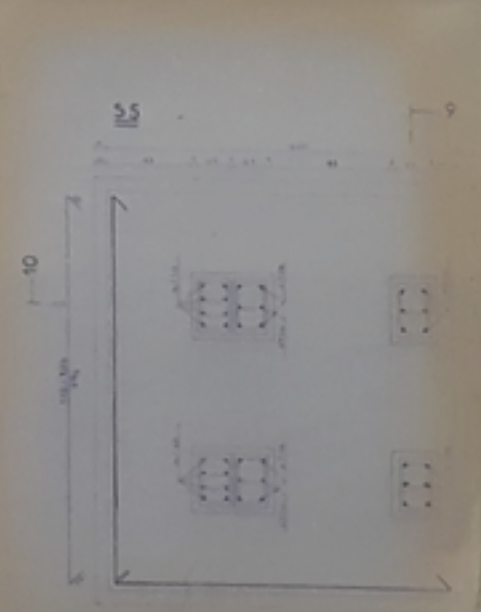
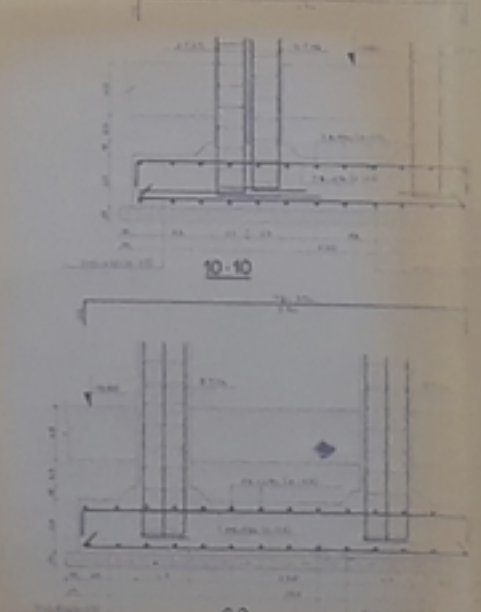
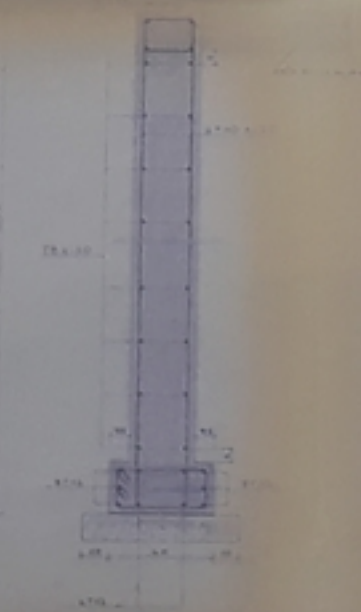
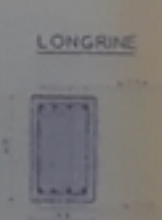
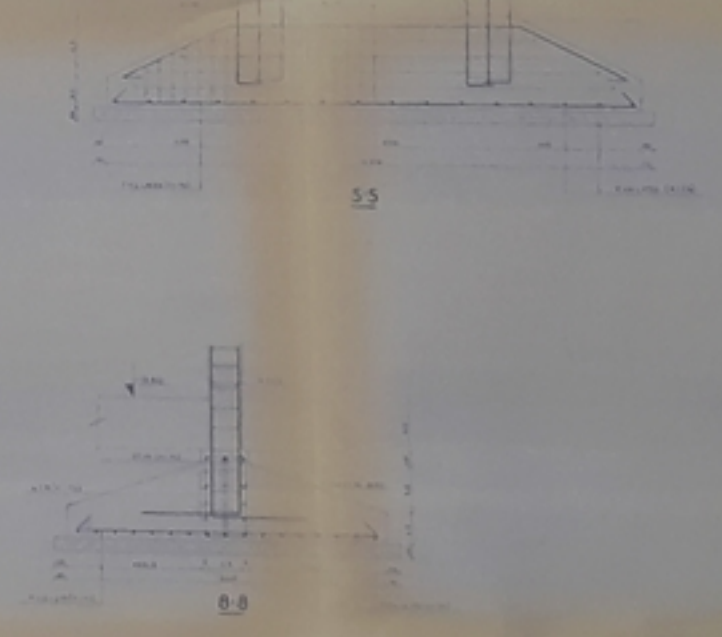
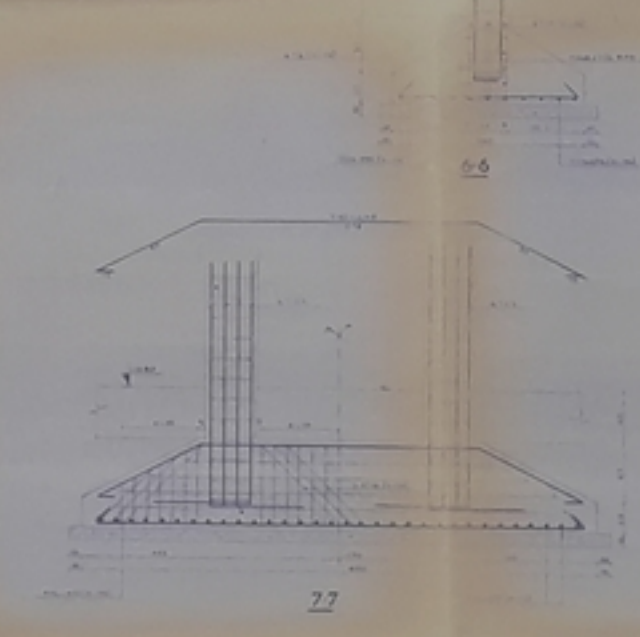
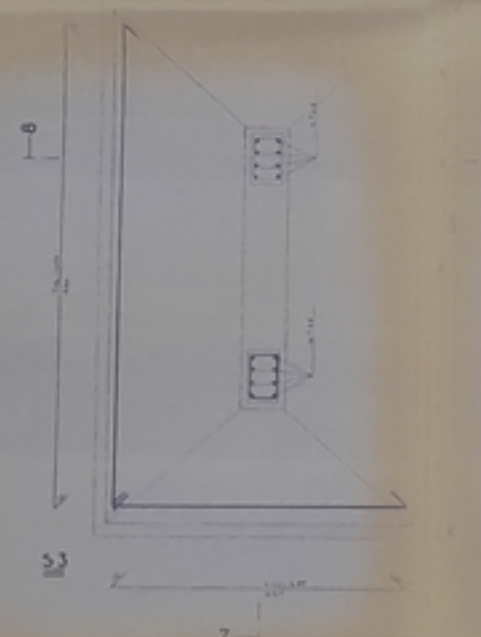
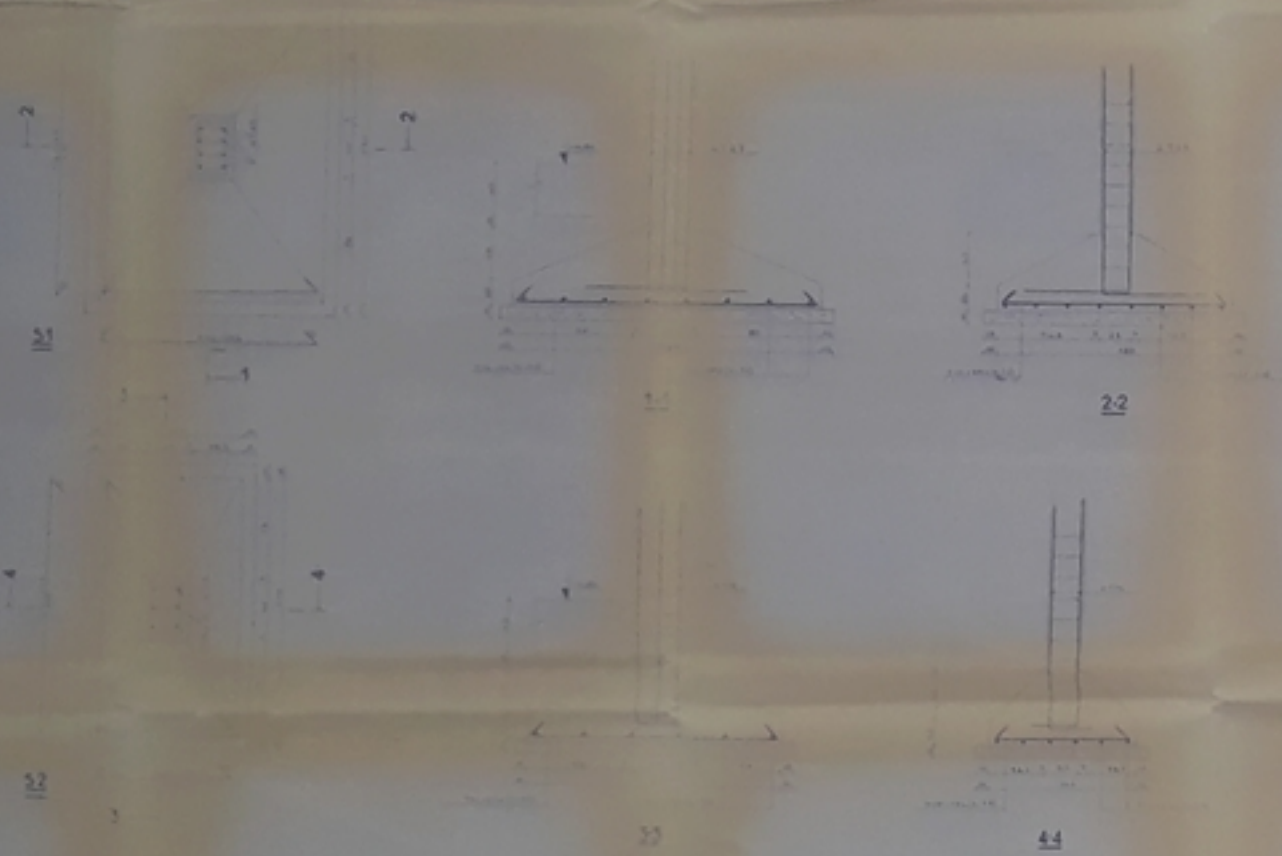
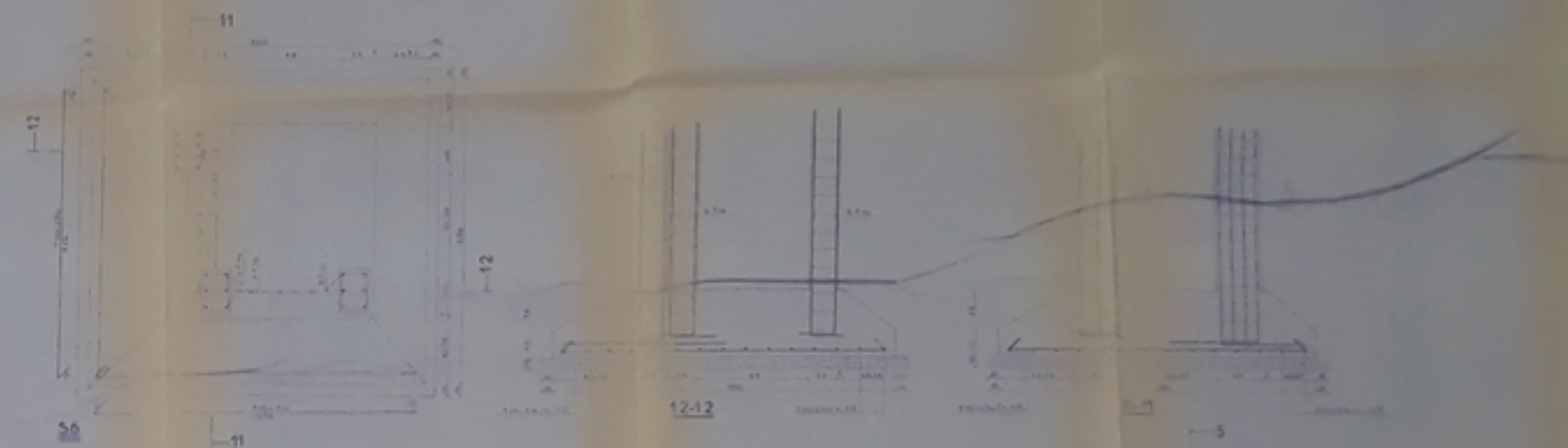
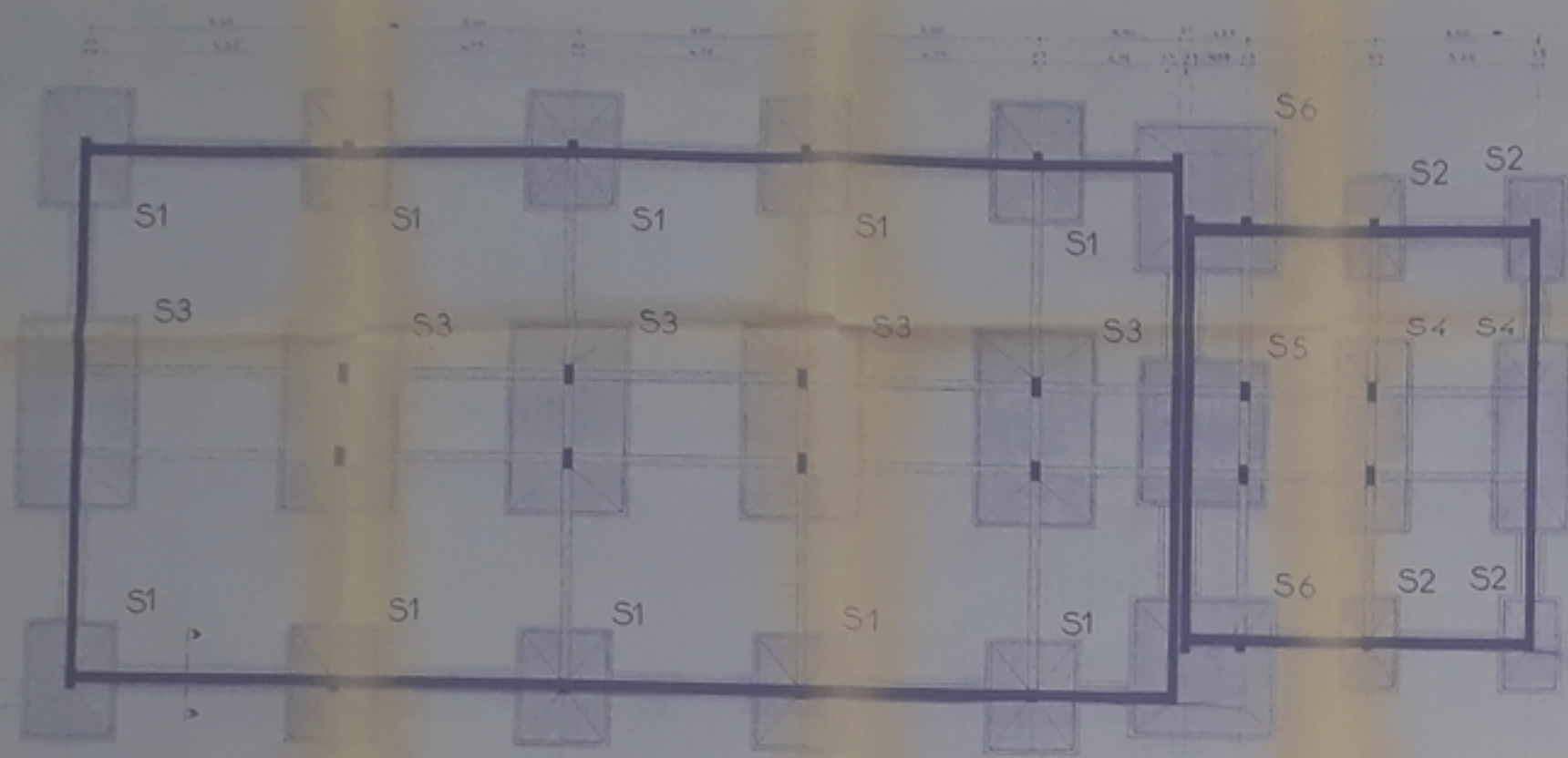
COFFRAGE - FERRAILLAGE  
DU PORTIQUE TRANS. I-I

ENPA 1/25  
1/70 A. MAOUDJI  
M. ROUHYEM

de fin d'études  
batiment administratif  
n+3



0303081



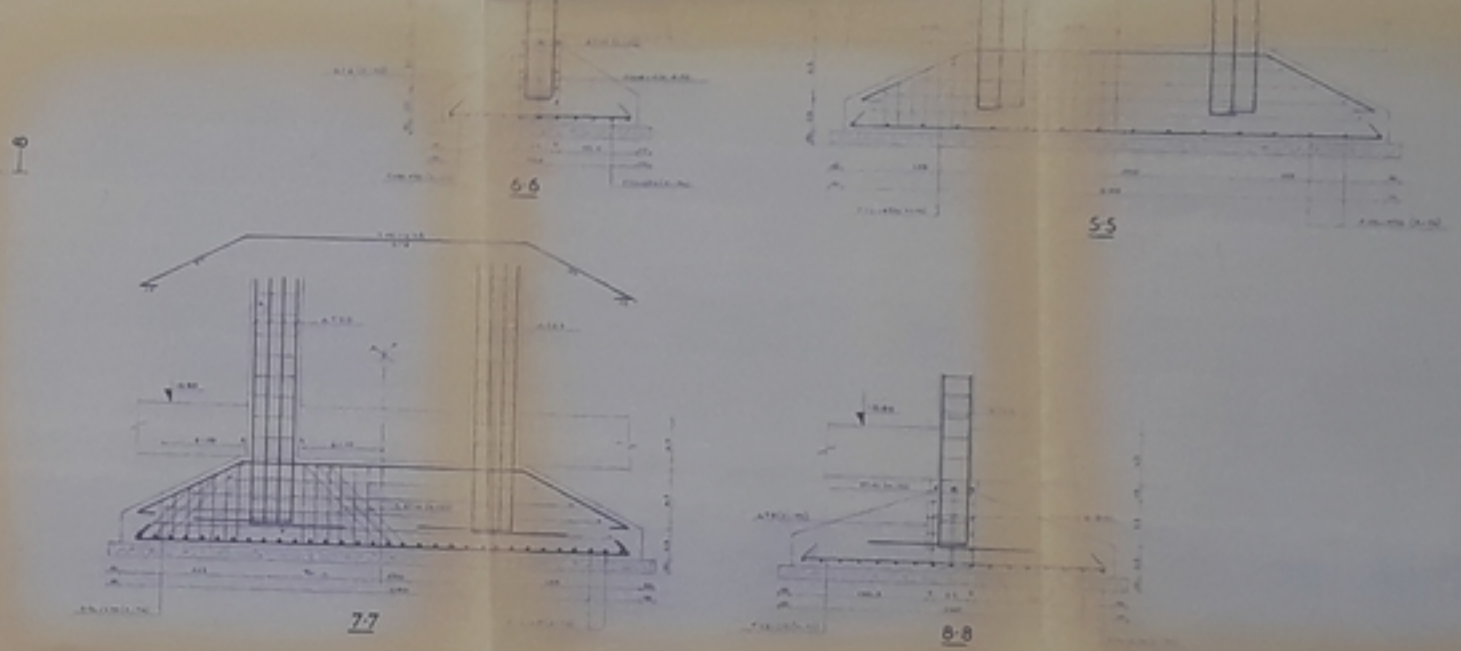
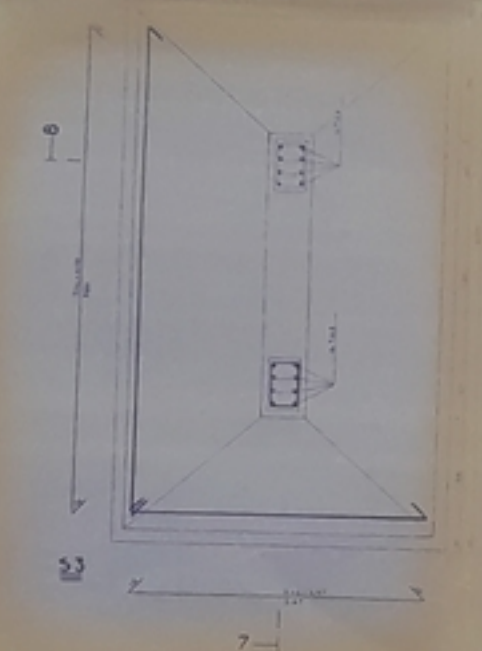
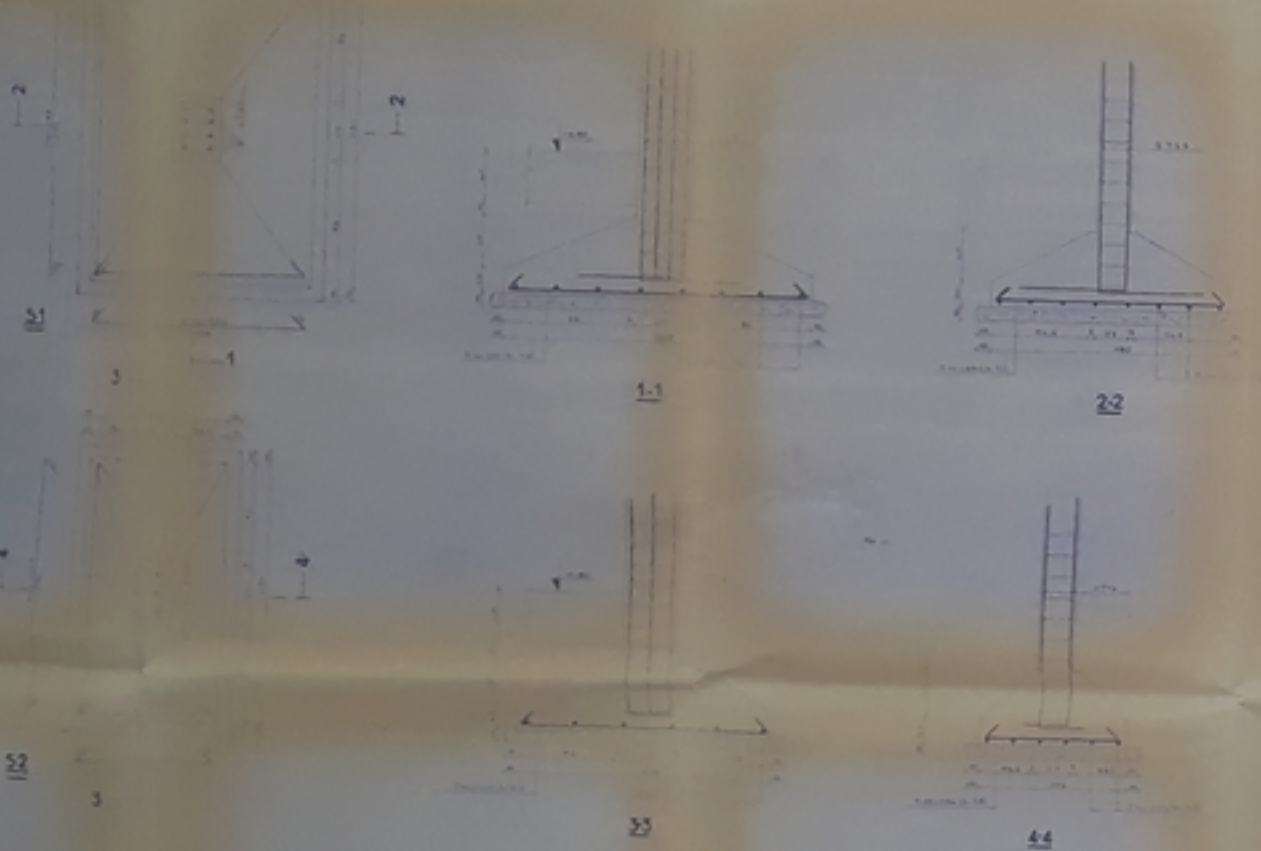
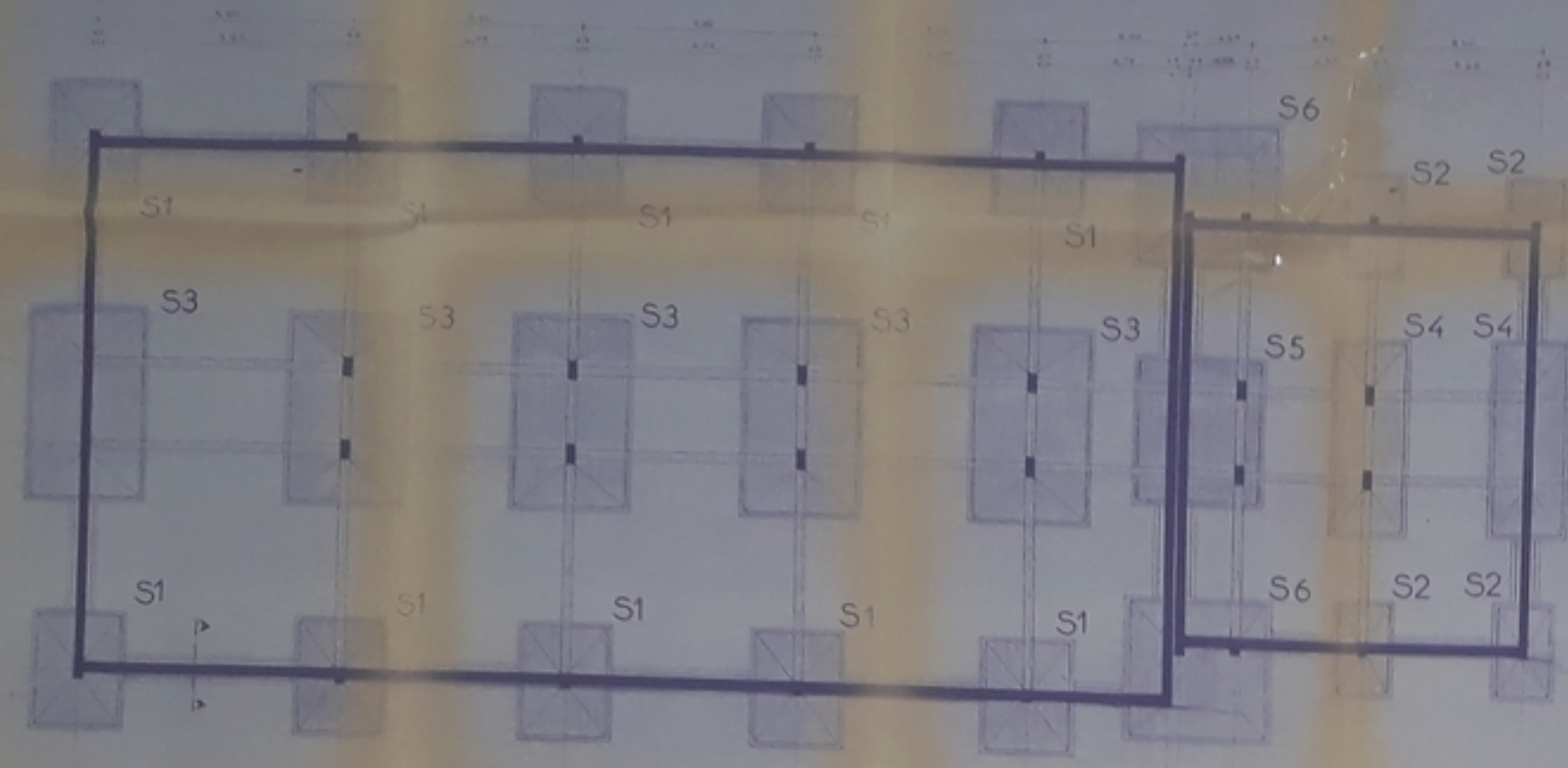
proposé snéri

COFFRAGE-FERRAILLAGE  
DES FONDATIONS

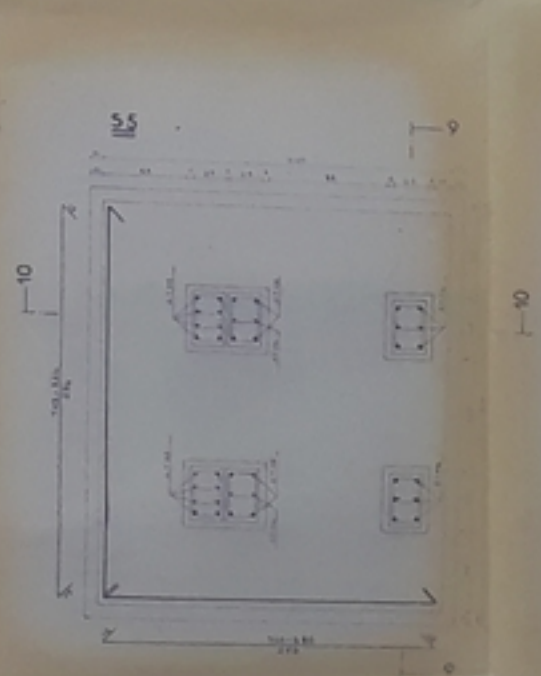
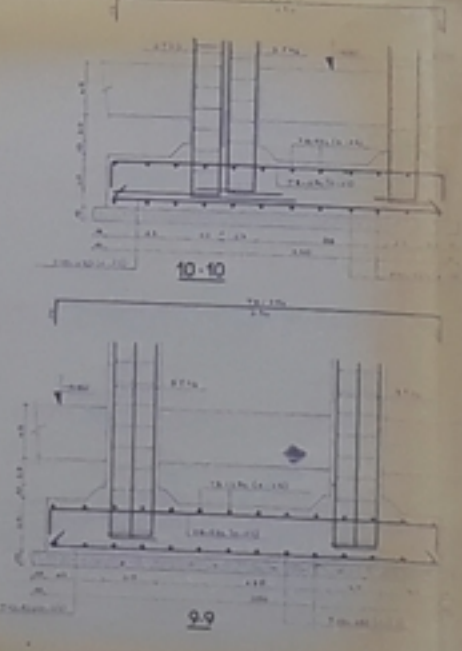
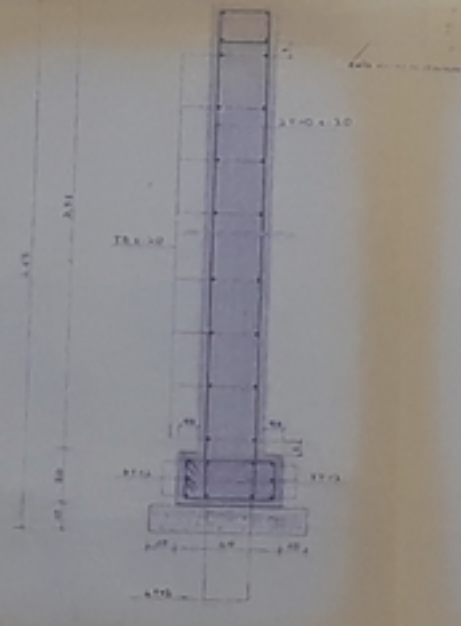
ENPA A MAOUDI  
M. ROUHYEM

de fin d'études  
bâtiment administratif





VOILE ET SA SEMELLE FILANTE - COUPE A A



LONGRINE

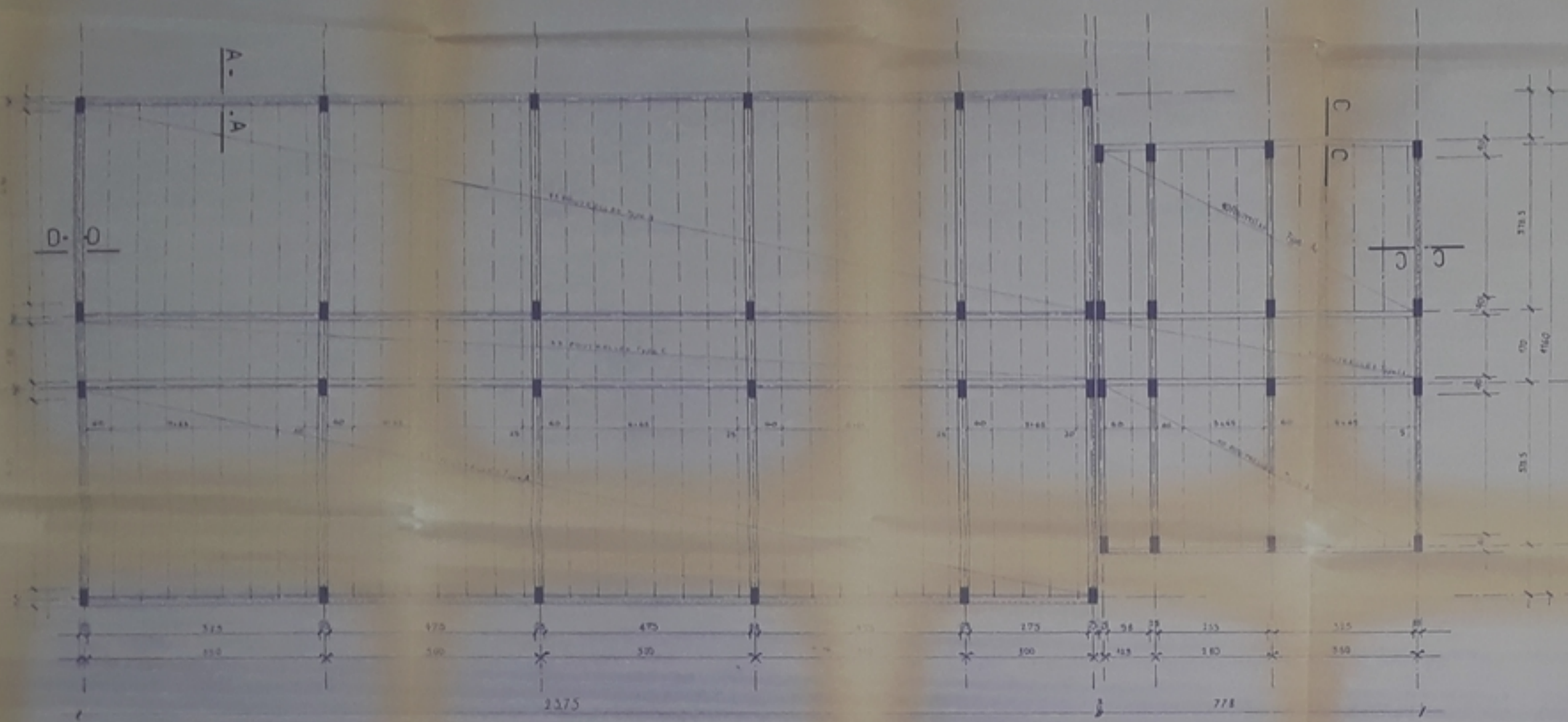
proposé snéri

COFFRAGE-FERRAILLAGE  
DES FONDATIONS

ENPA A MAUDJI  
M. ROUHYEM

de fin d'études  
barriment administratif

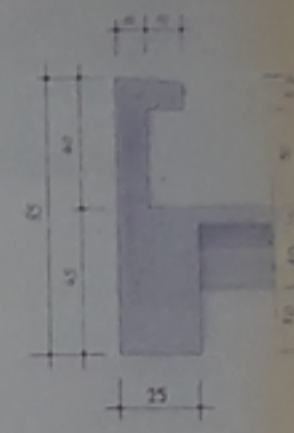




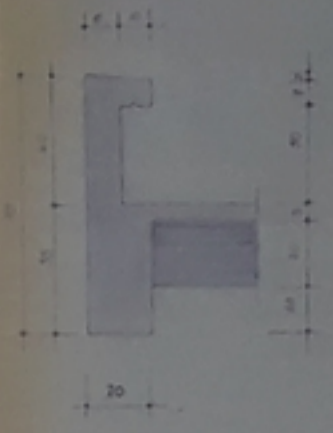
- COUPE A-A -



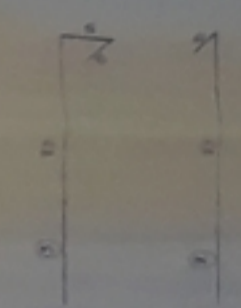
- COUPE D-D -



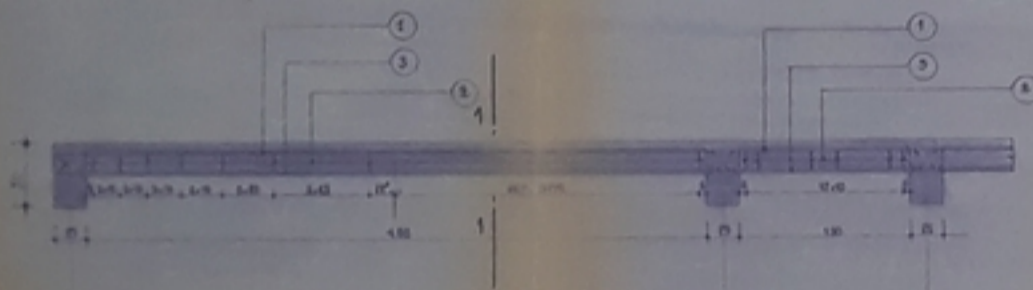
- COUPE C-C -



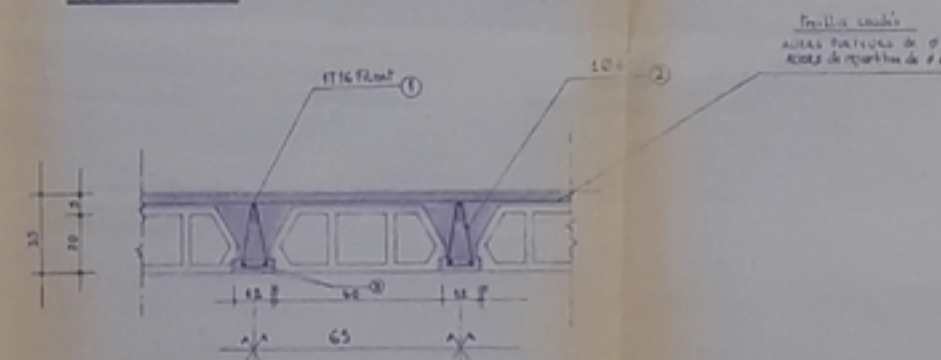
- ACROTÈRE coffrage ferrillage



POUTRELLE TYPE A



COUPE - 1-1

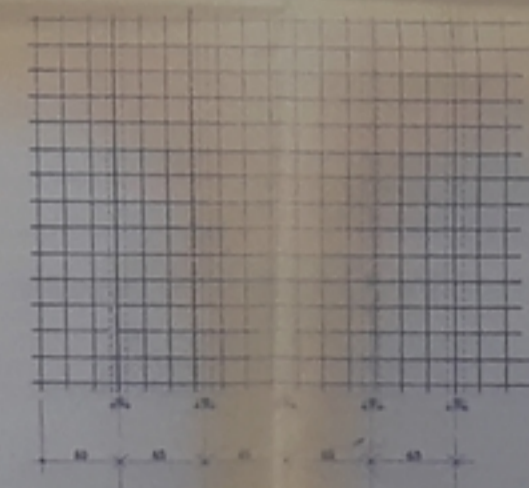
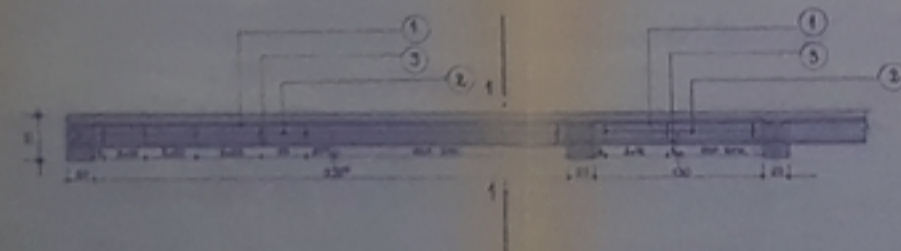


Trillis soudés  
AUXES PORTULACS DE Ø 6  
ACROTE DE REPARTITION DE 12

DALLE DE COMPRESSION

ACROTE DE REPARTITION Ø 6 e: 10cm

POUTRELLE TYPE A



autres parties de terrain

PB 0308  
- 2 -

proposé snéri

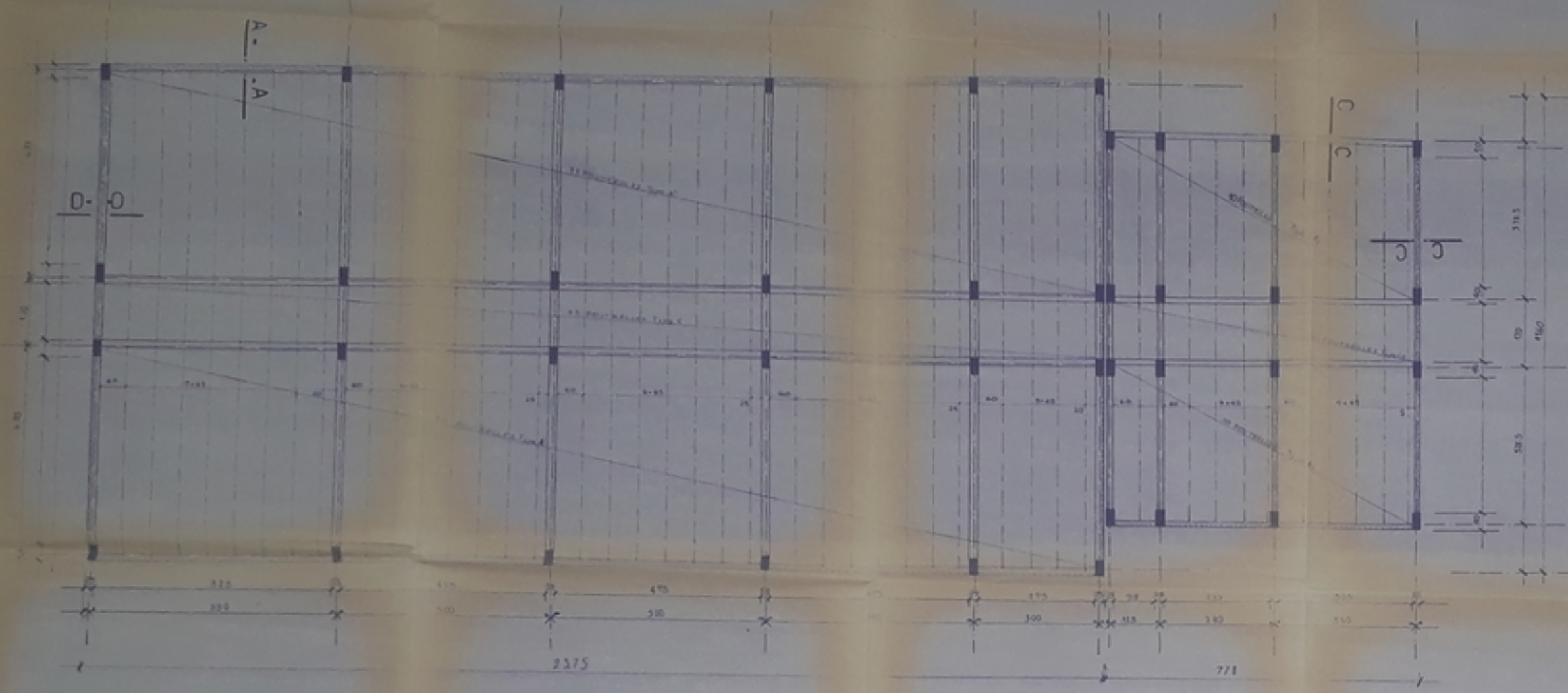
PLANCHER  
TERRASSE  
ACROTÈRE

ENPA

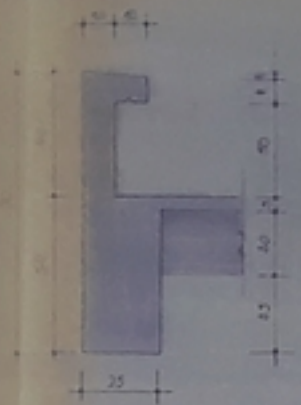
A MAOUDJI  
M ROUHYEM

defin d'études  
batiment administratif  
n+3

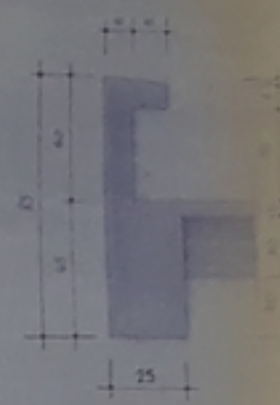




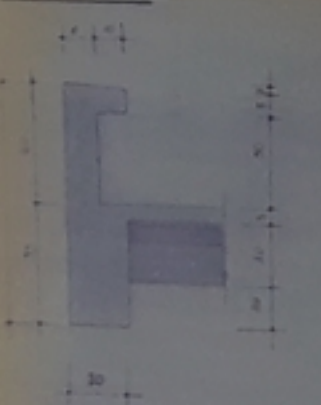
- COUPE A-A -



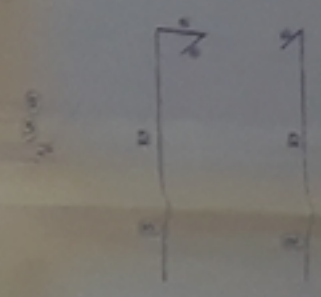
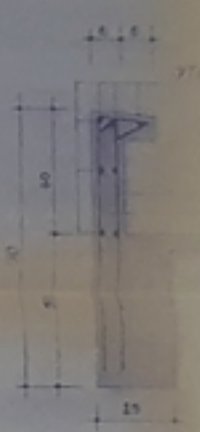
- COUPE D-D -



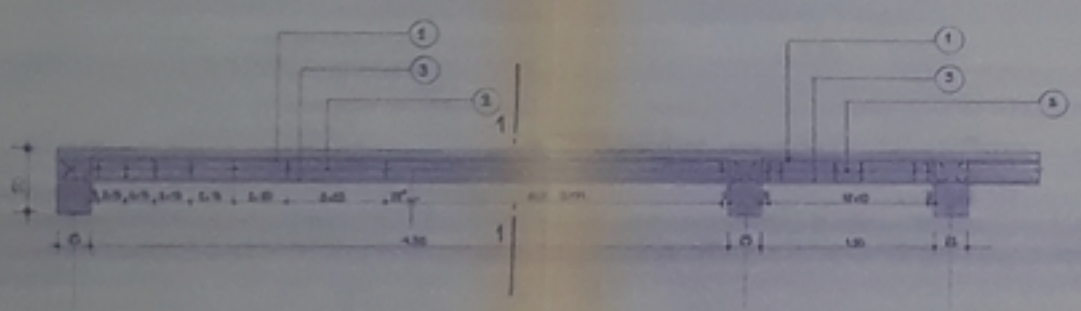
- COUPE C-C -



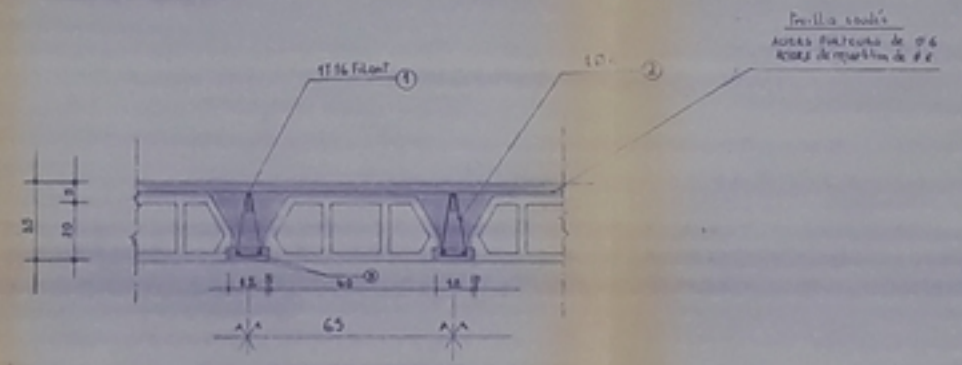
ACROTÈRE coffrage ferrillage



POUTRELLE TYPE A

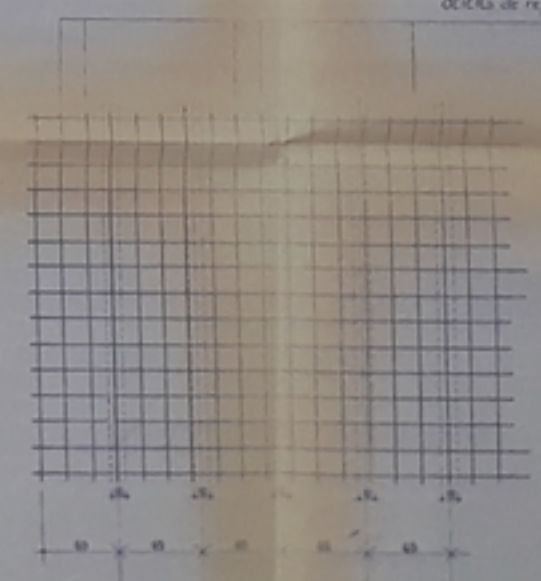


COUPE - 1-1



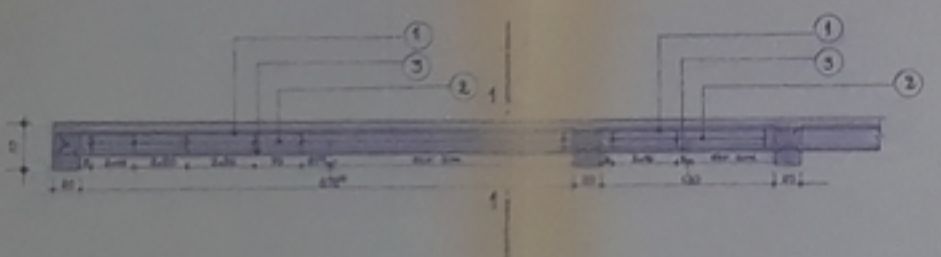
DALLE DE COMPRESSION

OSERIS de repartition Ø 6 - 6 x 12cm



OSERIS de repartition Ø 6 - 6 x 12cm

POUTRELLE TYPE A



PB-301  
05

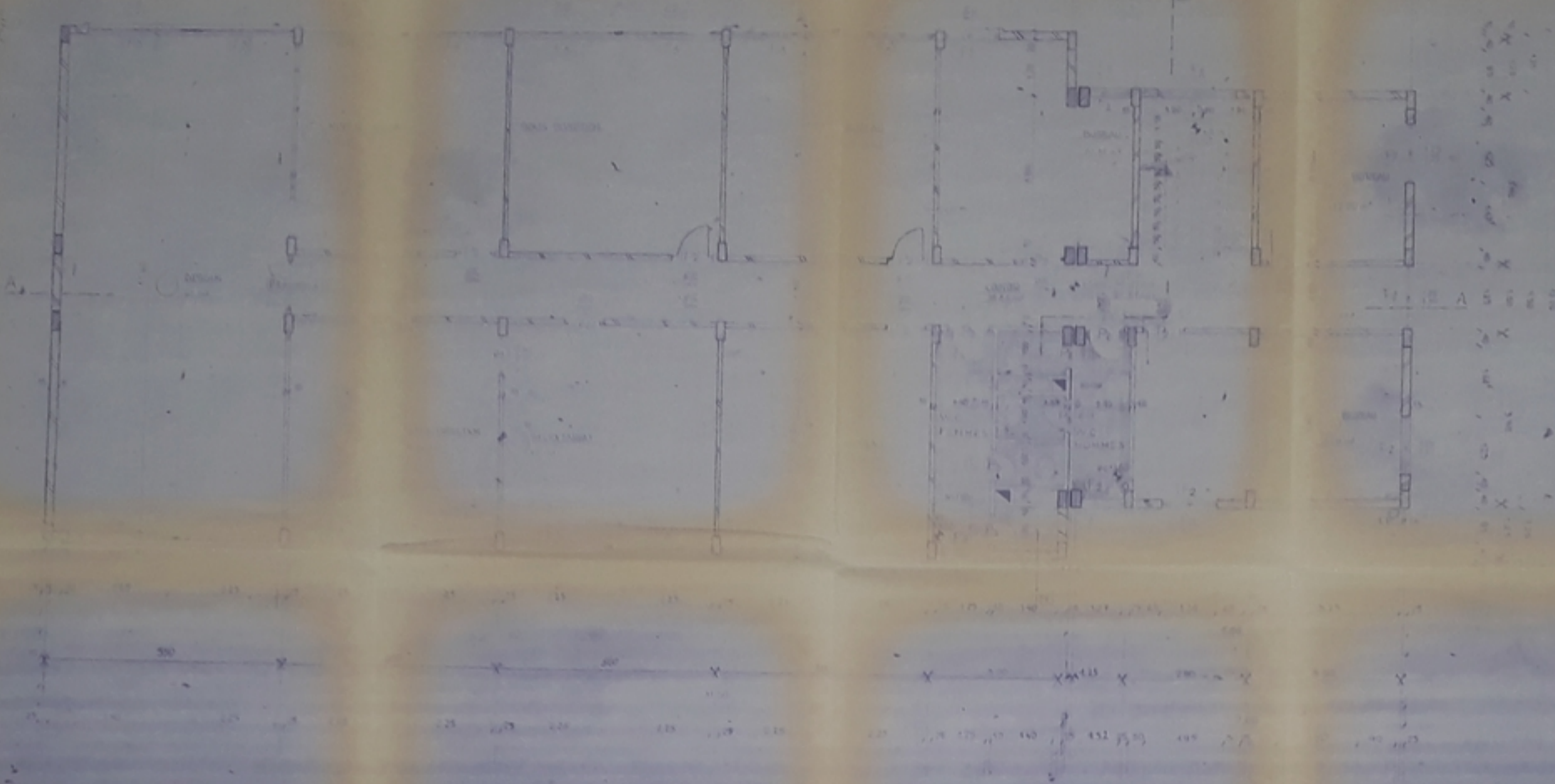
proposé snéri

PLANCHER  
TERRASSE  
ACROTÈRE

ENPA A MAOUDJI  
M ROUHYEM

de fin d'études  
batiment administratif  
r+3





-PLAN DE 1<sup>er</sup> ETAGE-



DE CHAUSSEE

NOTA: POUR LE NIVEAU DU PLANCHER  
10625 (VOIR PLAN V.R.D)

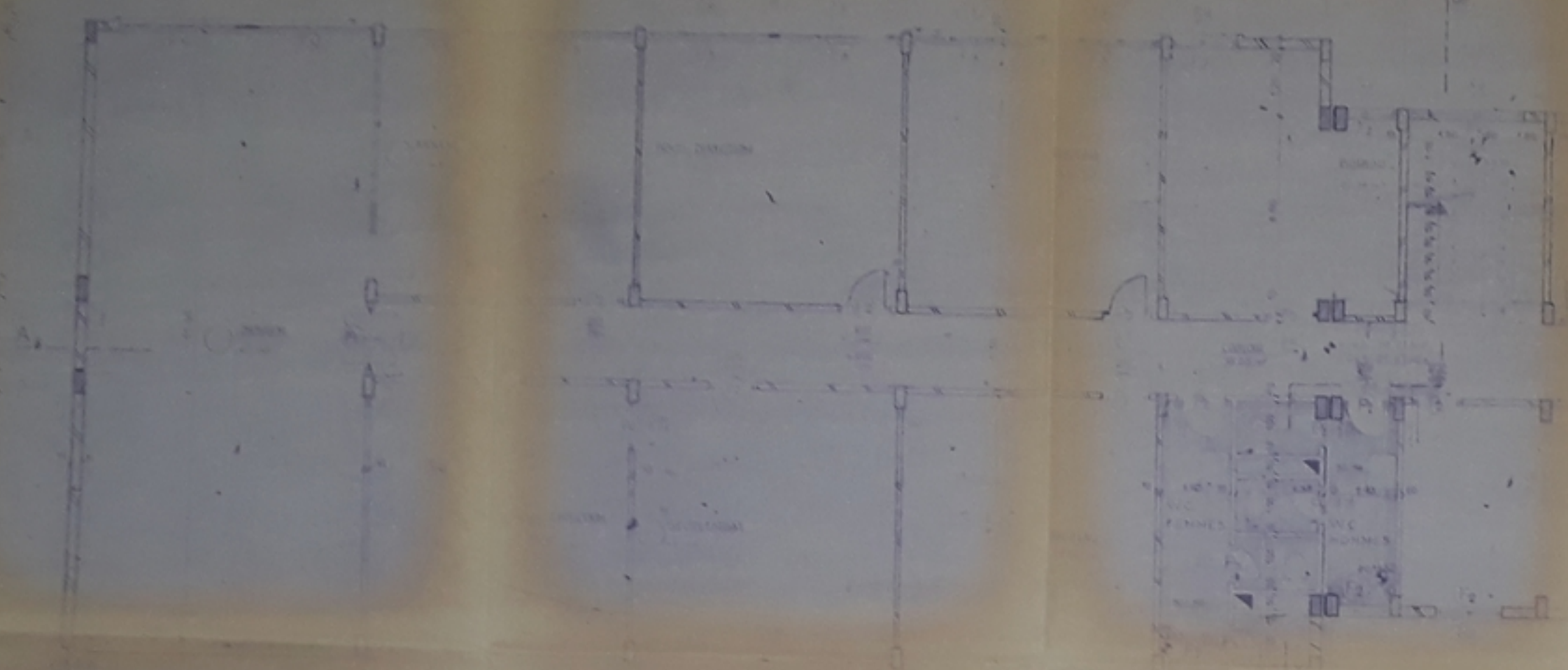
PS-3091  
06.

proposé snéri

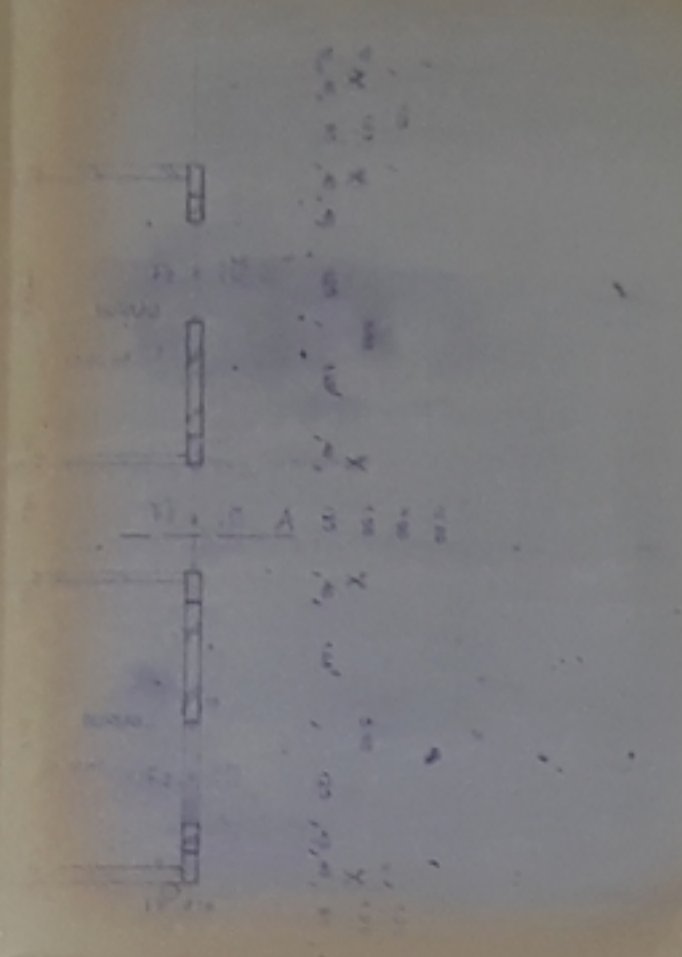
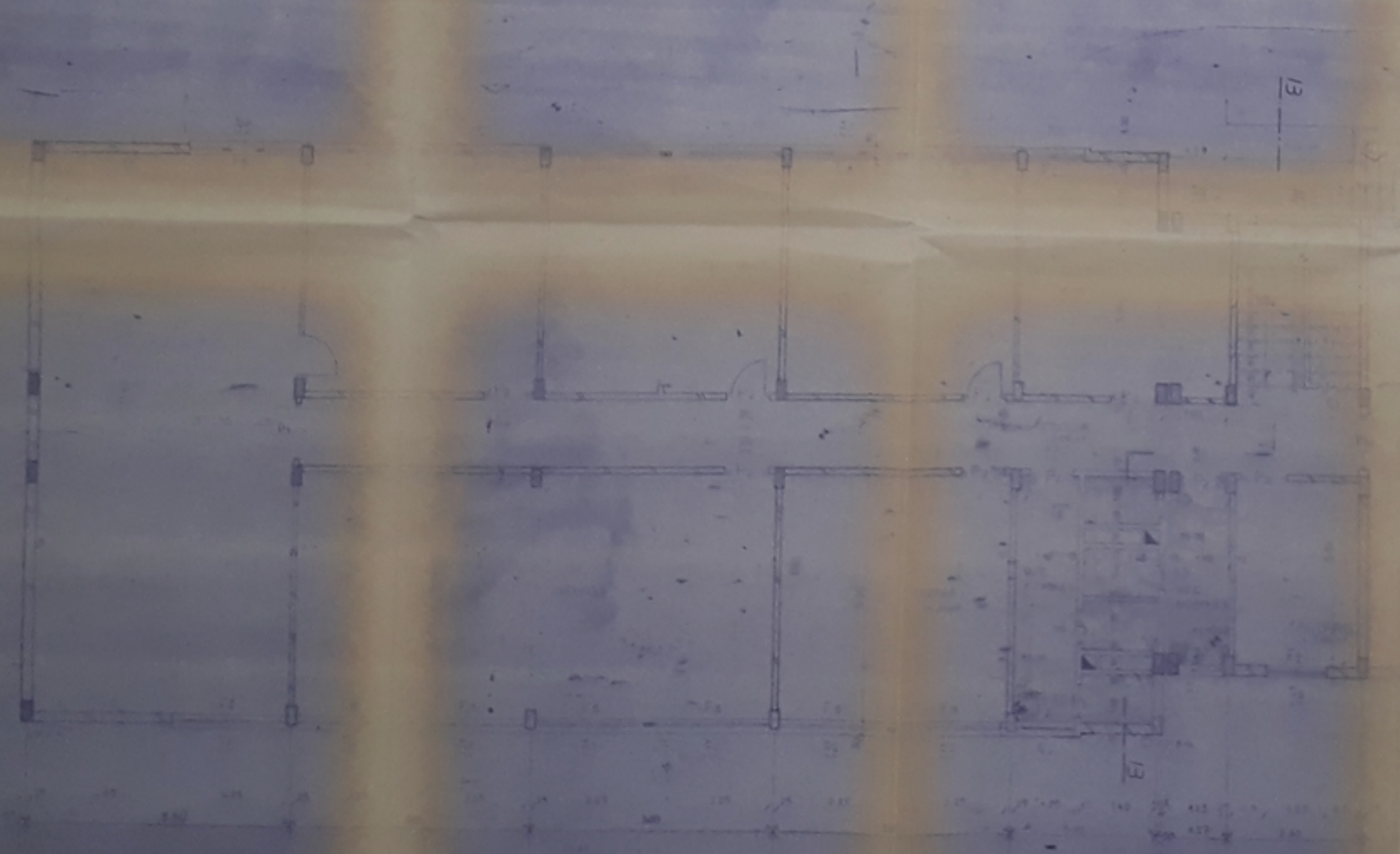
PLAN RDC  
PLAN 1<sup>er</sup> ET 2<sup>em</sup> ETAGE

ENPA M. ROUHYEM  
A. MAOUDJI  
de fin d'études  
batiment administratif  
n°3





-PLAN DU 1er ETAGE-



NOTA POUR LE NIVEAU DU PLANCHER  
10625 (VOIR PLAN V.R.D.)

93-381  
of

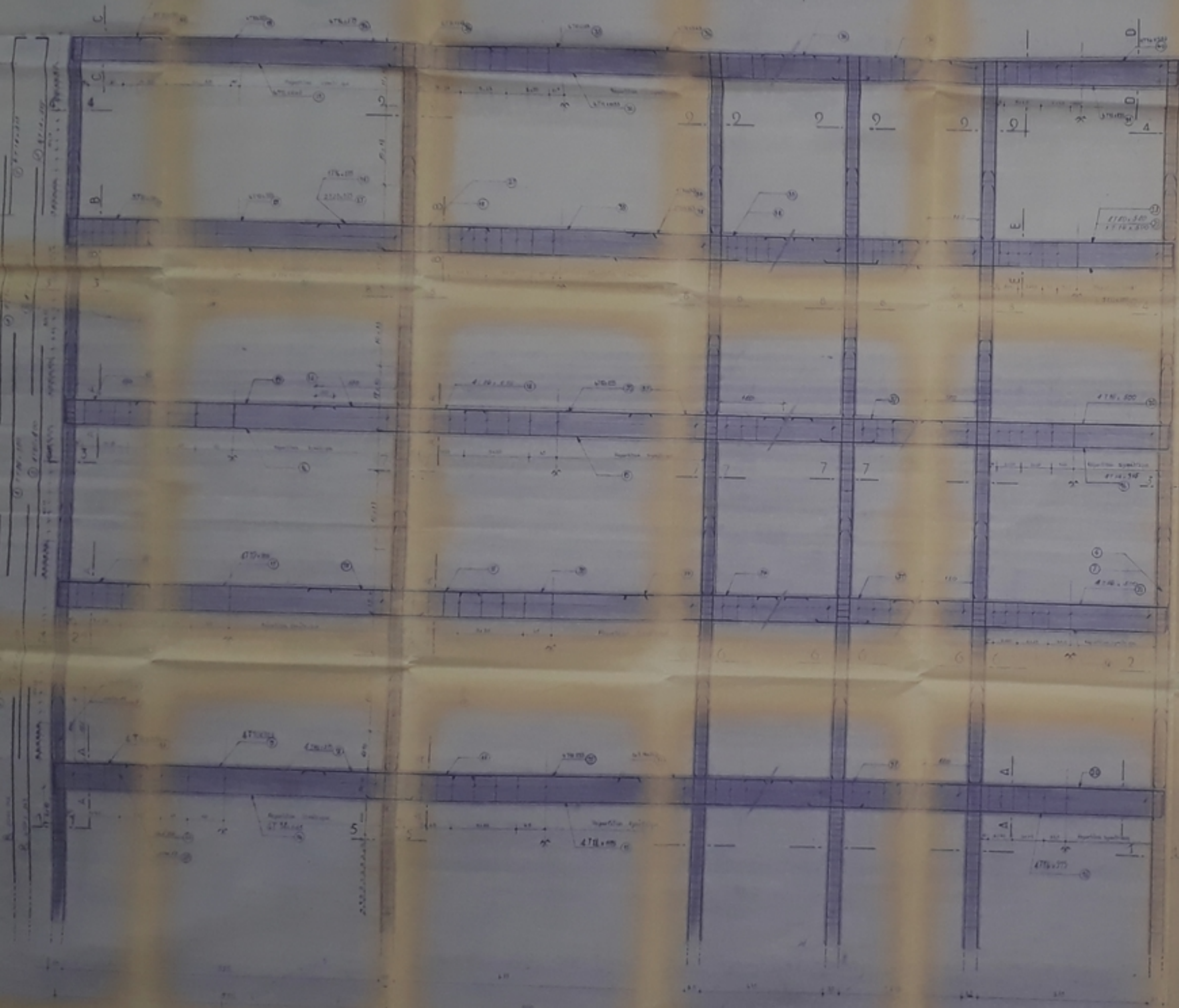
proposé snéri

PLAN R.C.  
PLAN 1er ET 2nd ETAGE

ENPA M. ROUHYEM  
A. MAOUDJI

de fin d'études  
bâtiment administratif  
r+3





COUPES POTEAUX

COUPES POUTRES

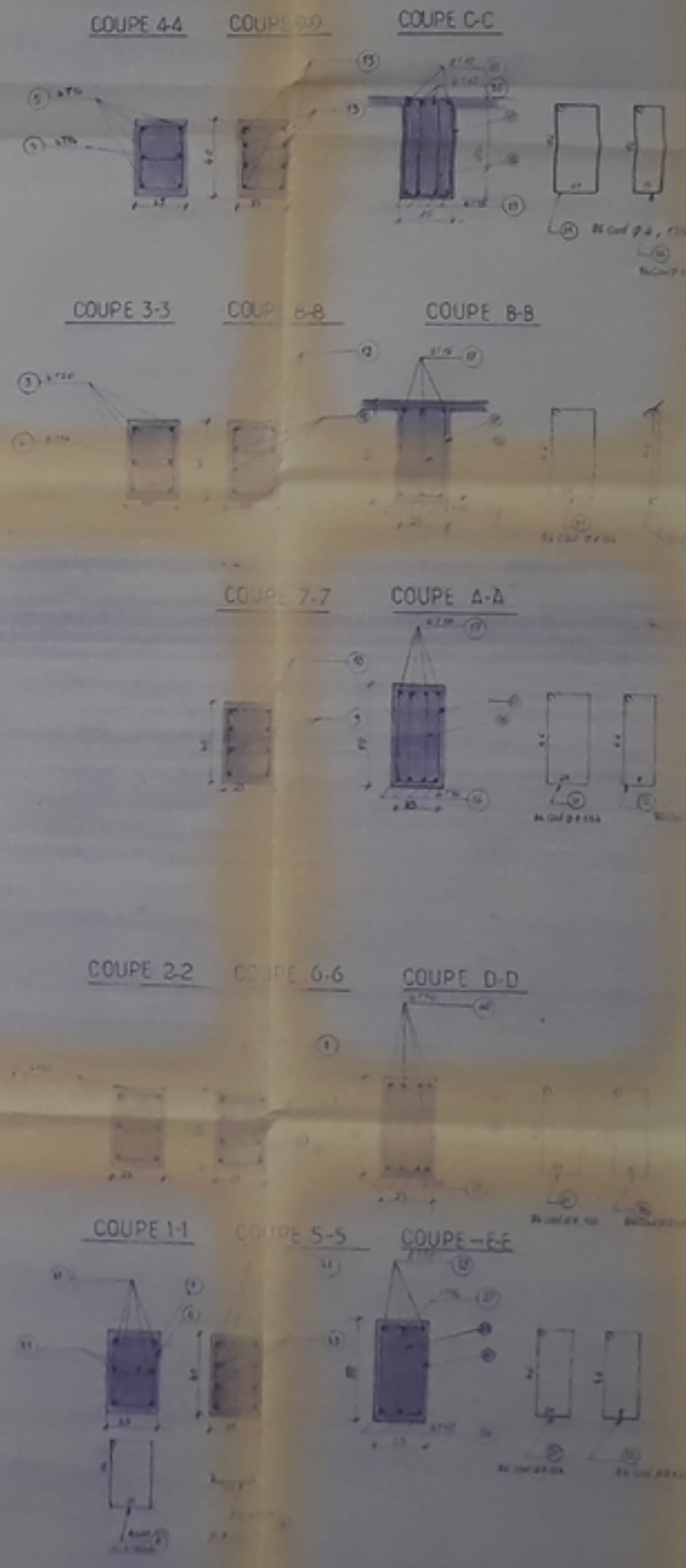
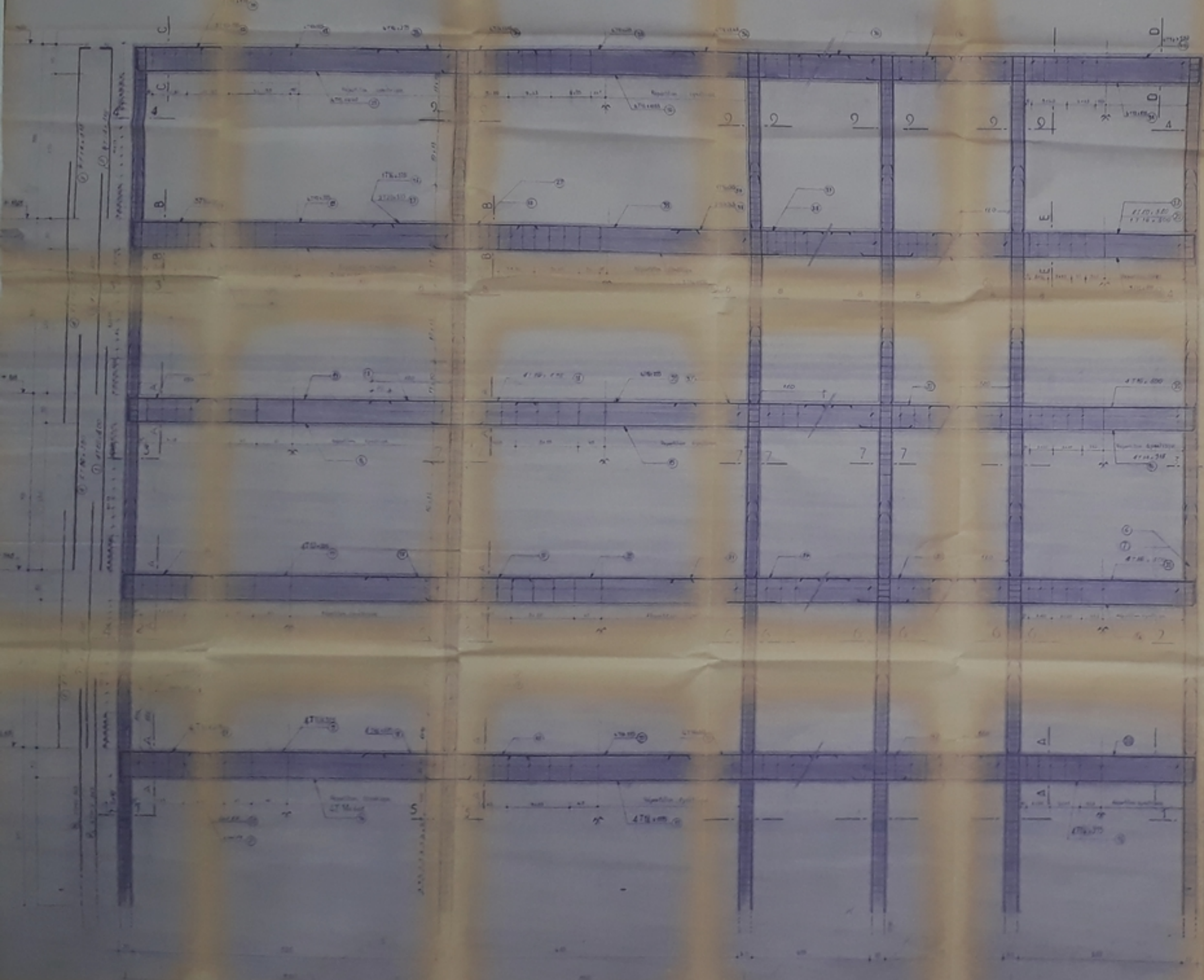


TABLEAU DES QUANTITÉS

NO	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	REMARQUES
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				





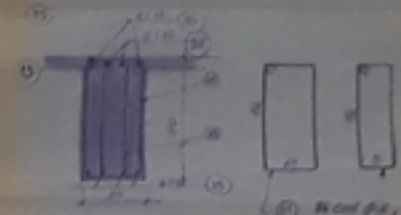
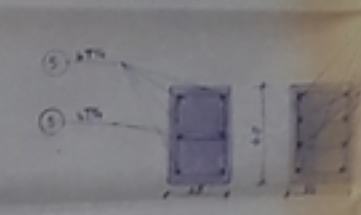
COUPES POTEAUX

COUPES POUTRES

COUPE 4-4

COUPE 5-5

COUPE C-C



COUPE 3-3

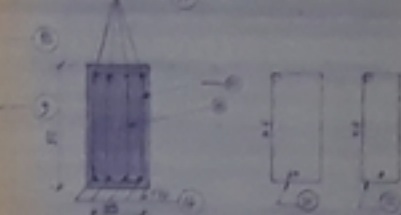
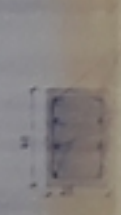
COUPE 6-6

COUPE B-B



COUPE 7-7

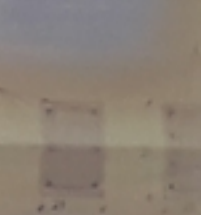
COUPE A-A



COUPE 2-2

COUPE 6-6

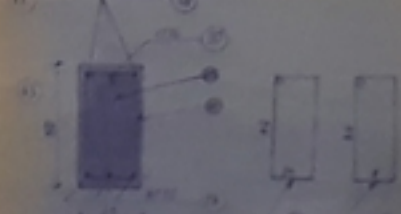
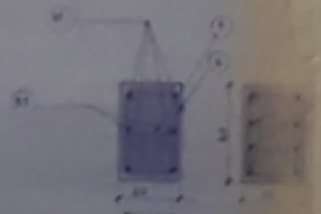
COUPE D-D



COUPE 1-1

COUPE 5-5

COUPE E-E



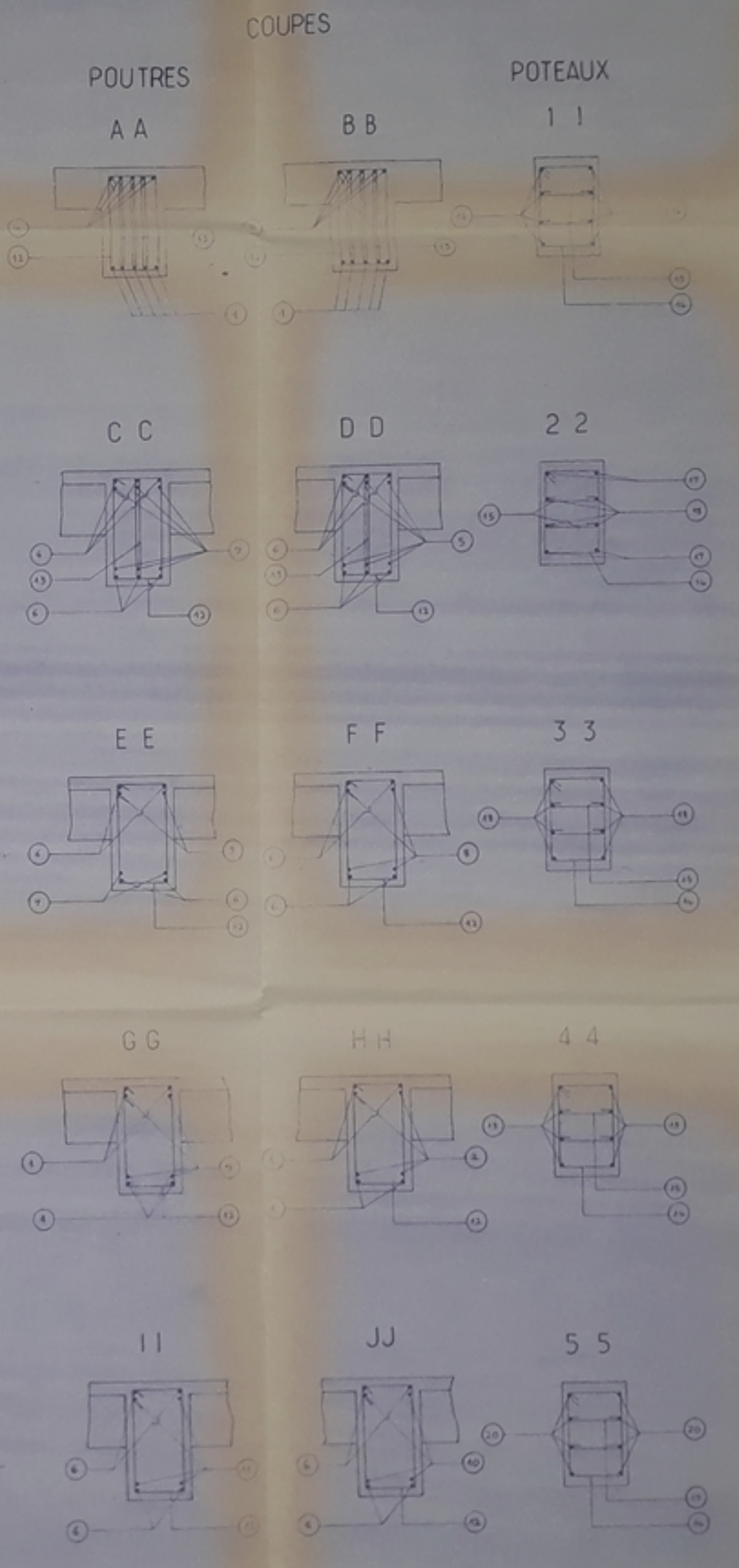
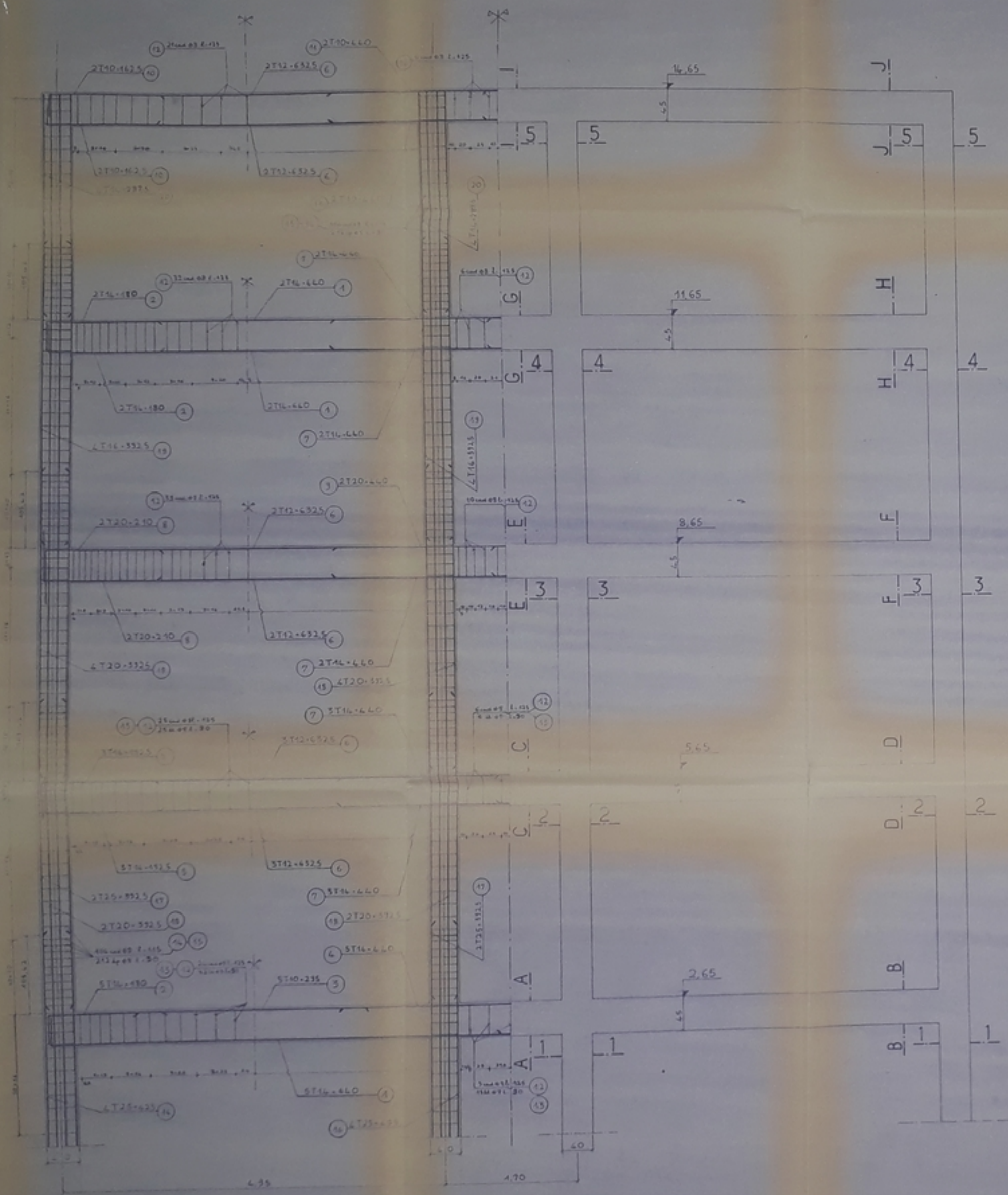
proposé snr

COFFRAGE-FERRAILLAGE  
DU PORTIQUE LONG

ENPA

de l'Institut National de la Recherche Scientifique





NO	PROFIL	SECTION	PROFIL	SECTION	PROFIL	SECTION
1	ST10-460	11	ST10-460	11	ST10-460	11
2	ST14-180	22	ST14-180	22	ST14-180	22
3	ST14-460	33	ST14-460	33	ST14-460	33
4	ST20-325	44	ST20-325	44	ST20-325	44
5	ST20-460	55	ST20-460	55	ST20-460	55

proposé snéri

COFFRAGE - FERRAILLAGE  
DU PORTIQUE TRANS. I-I

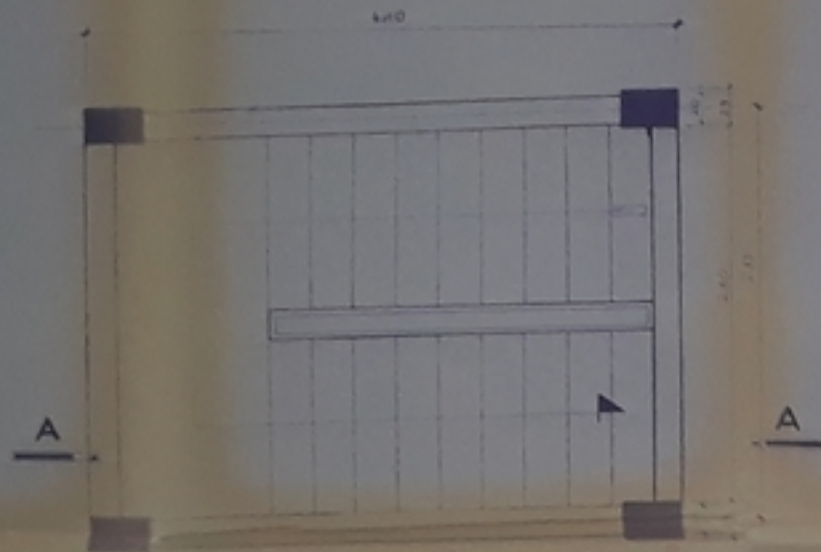
**ENPA** 1/25  
1/30

A. MAOUDJI  
M. ROUHYEM

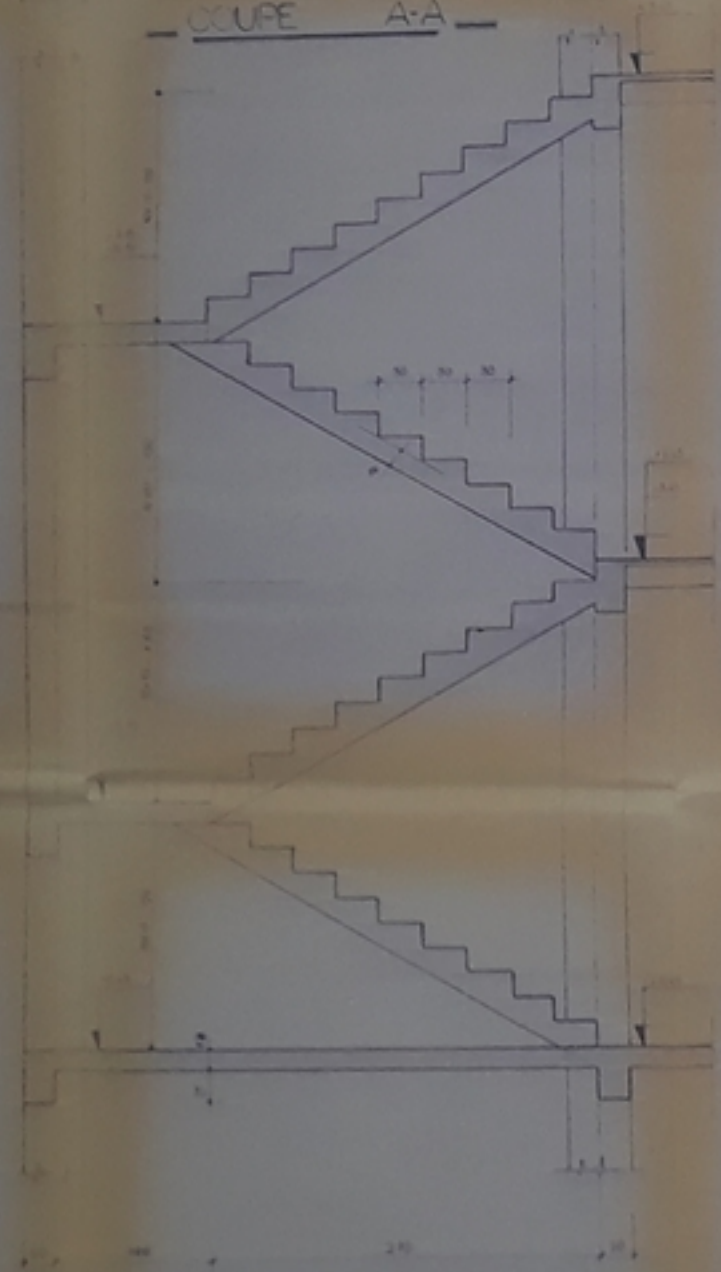
de fin d'études  
bâtiment administratif  
n°3



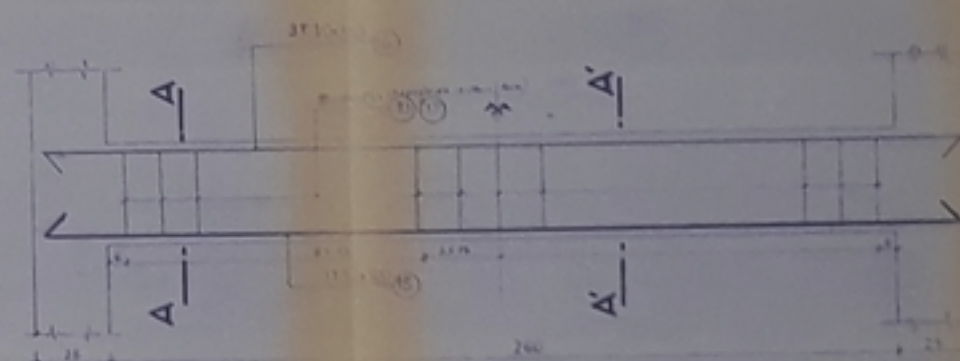
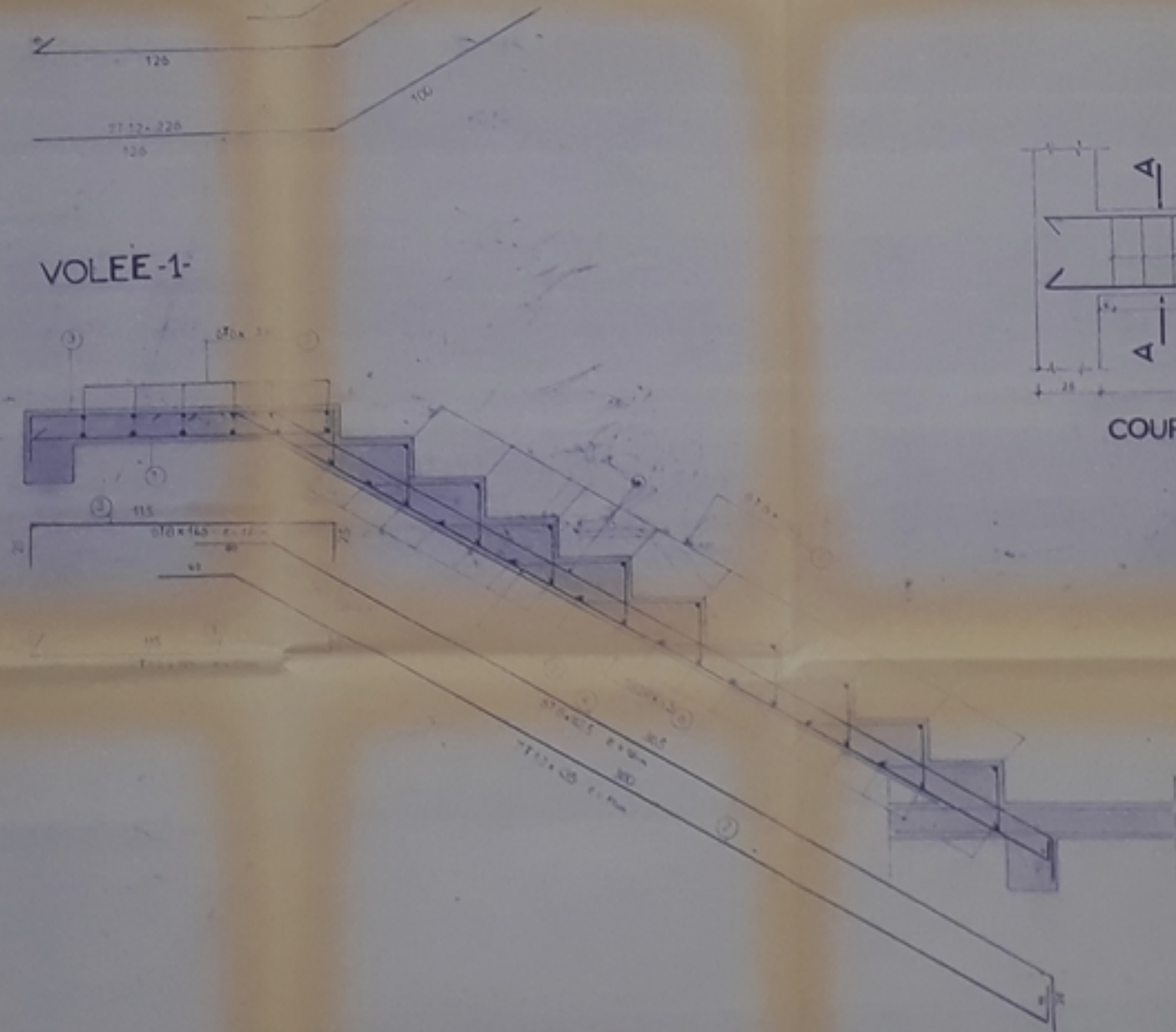
VOLEE-2



COUPE A-A

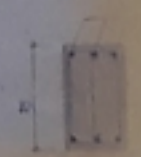


VOLEE-1



COUPE A-A

COUPE A'-A'



PB 03081  
14

proposé snéri

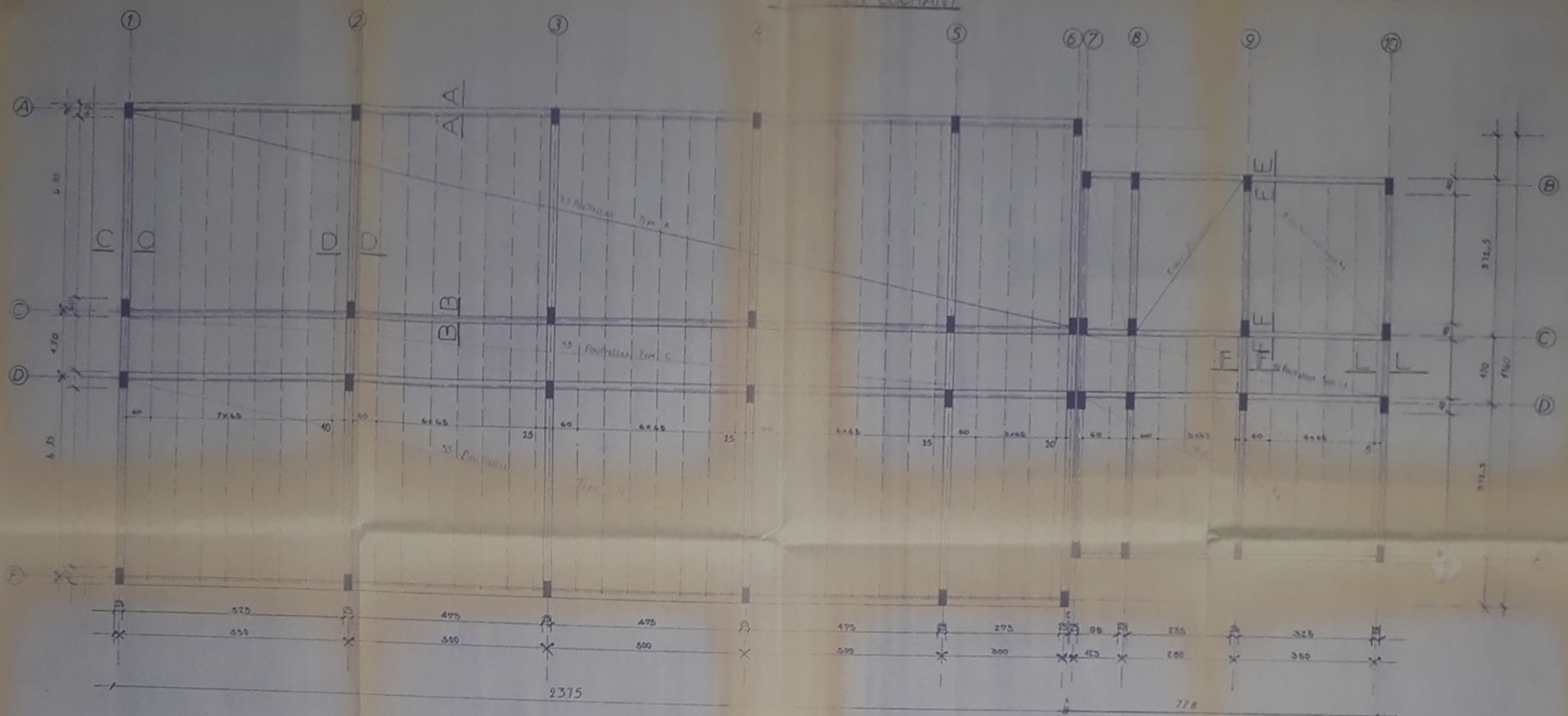
COFFRAGE - FERRAILLAGE  
DES ESCALIERS

ENPA

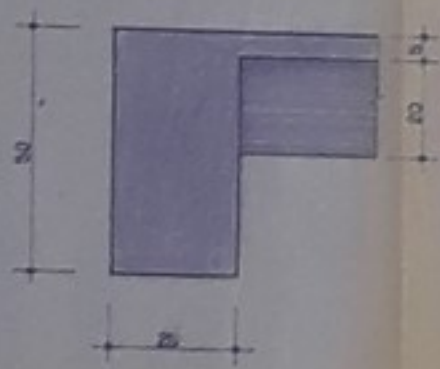
A. MAOUDJI  
M. ROUHYEM

de fin d'études  
batiment administratif

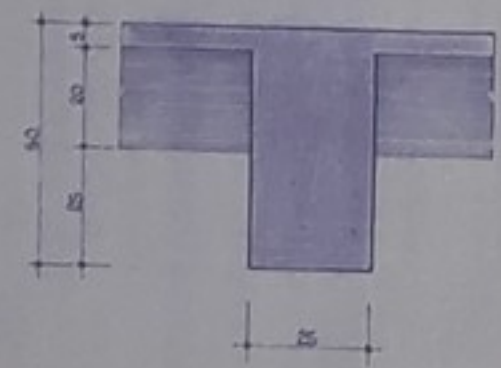




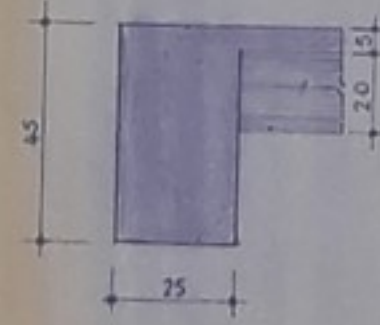
- Coupe A-A -



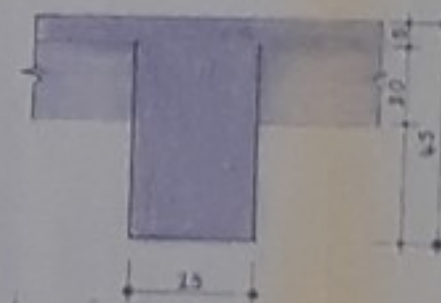
- Coupe B-B -



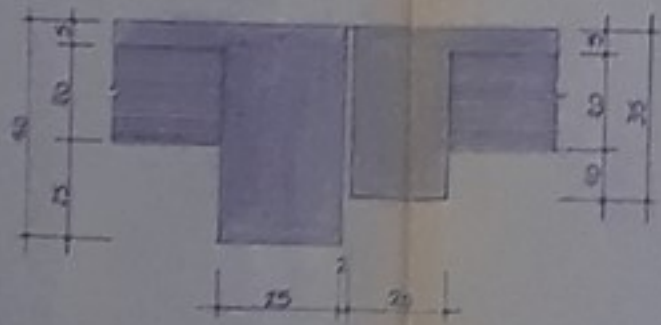
- Coupe C-C -



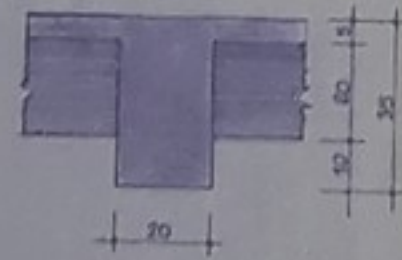
- Coupe D-D -



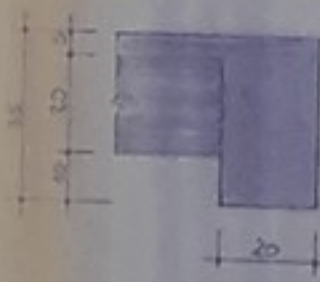
- Coupe E-E -



- Coupe F-F -



- Coupe L-L -



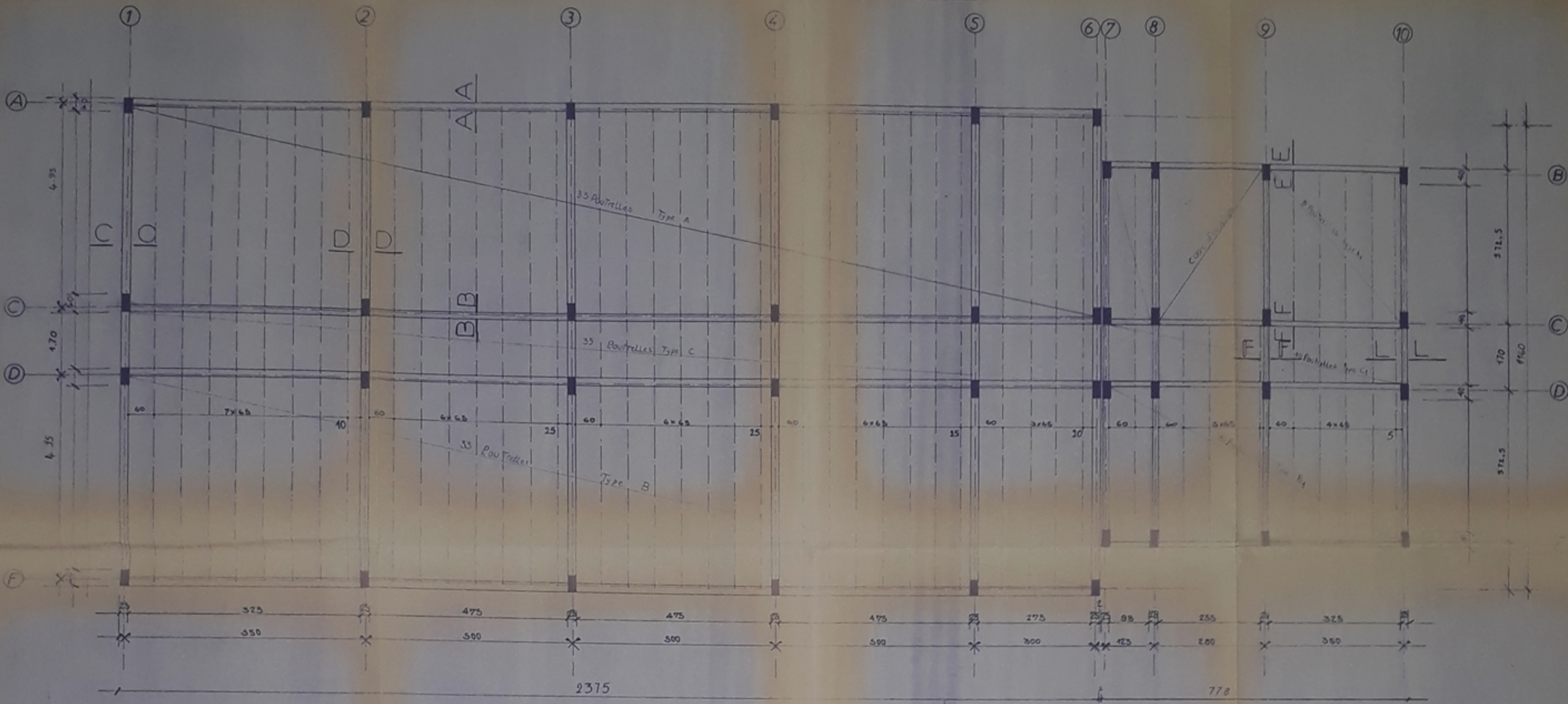
FB03081  
-18-

proposé snéri

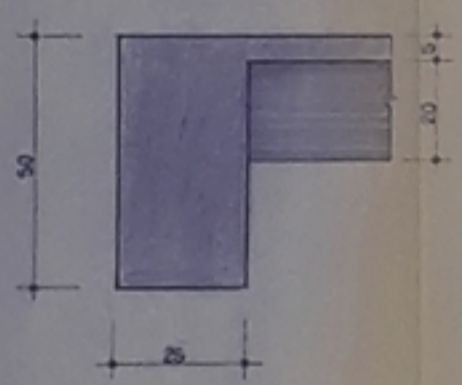
NO. DESIGN	VERIF	ING. RESP	CH.F. PROJ.	DATE	INCORPORATION
DESIGNATION					
PLANCHER ETAGE COURANT					
DESIGN	VERIF	ING. RESP	CH.F. PROJ.	DATE	INCORPORATION
<b>ENPA</b>		1 / 50		A.MAOUDJI M.ROUHYEM	
de fin d'études bâtiment administratif n+3					



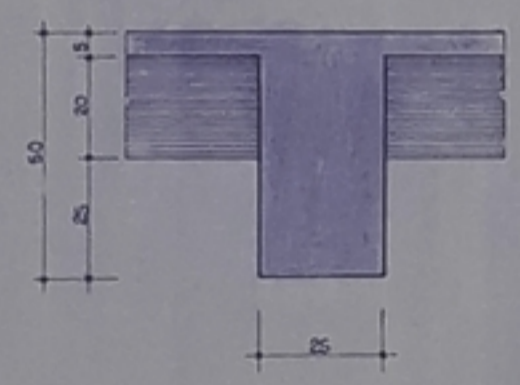
PLANCHER COURANT



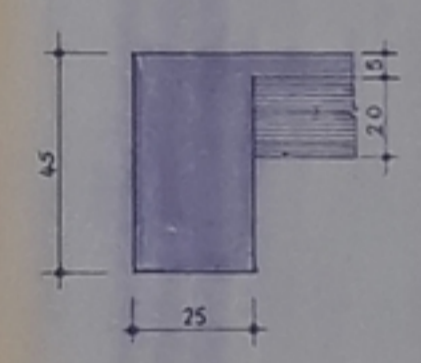
Coupe A-A



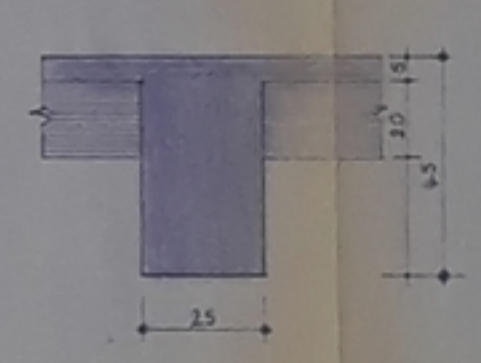
Coupe B-B



Coupe C-C

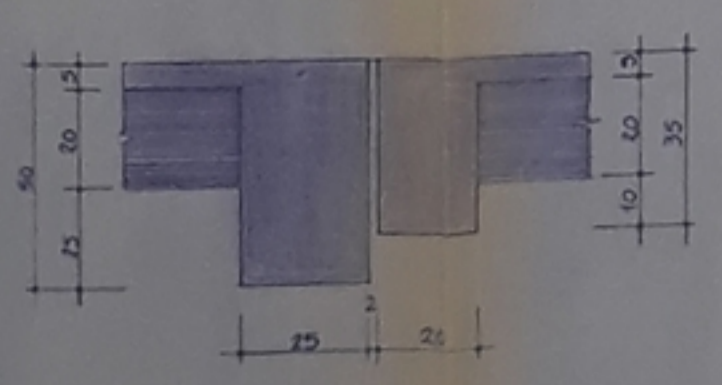


Coupe D-D

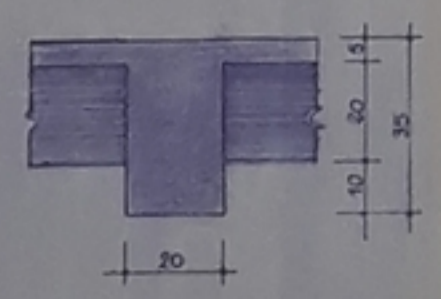


PB 03081  
13.

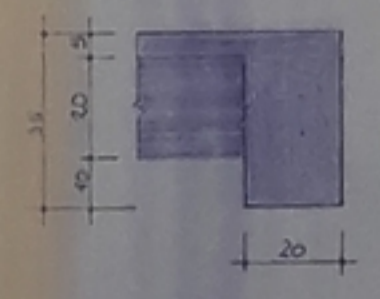
Coupe E-E



Coupe F-F



Coupe L-L



proposé snéri

NO	DESIGN	VERIF	ING. RESP	CHIEF PROJ	DATE	MODIFICATION
DESIGNATION						
PLANCHER ETAGE COURANT						
DESIGN	VERIF	ING. RESP	CHIEF PROJ	DATE	MODIF	VERIF
ENPA			1/50	A. MAOUDJI M. ROUHYEM		
de fin d'études batiment administratif r+3						



