

26/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

Batiment R+9
« portique »

Proposé par :

Berep

Etudié par :

KALI
MESKINE

Dirigé par :

HAFIDI

4 PLANCHES

PROMOTION : janvier 87

Remerciements

الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي هَدَانَا لِهَذَا وَمَا كُنَّا لِنَهْتَدِيَ لَوْلَا
أَنْ هَدَانَا اللَّهُ.

Que tous ceux qui ont contribué à notre formation trouvent ici notre profonde reconnaissance et nos vifs remerciements.

Nous tenons particulièrement à remercier M.M IBELAID et GEORGE du BEREP pour leur disponibilité, nous remercions également M^e HAFIDI notre promoteur pour ses précieux conseils.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à M^{elle} KALI NACERA, pour l'immense service qu'elle nous a rendu.

Ainsi que toutes les personnes qui nous ont aidé dans l'élaboration de notre thèse.



- A ma très chère mère
- A mon cher père
- A mes frères et sœurs
- A tous ceux qui m'aiment, et que j'aime
- A la mémoire de ma grand-mère.
- A mon oncle ABDALLAH

Meskiné
☞

4

Ma très chère mère
la mémoire de mon père
tous mes frères et sœurs
tous ceux que j'aime et j'espère qu'ils se reconnaîtront.

☞

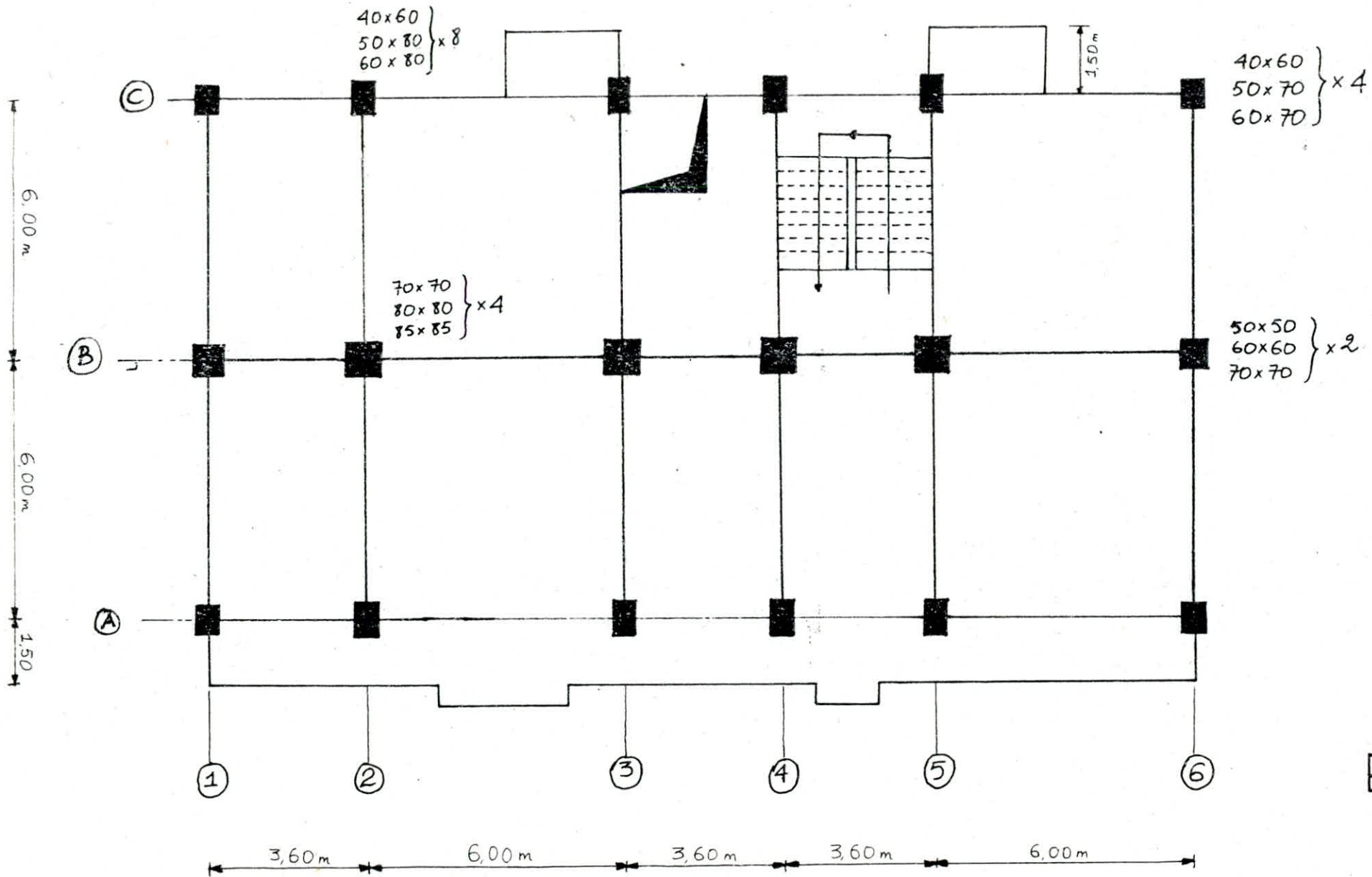
A tous nos amis de L'E.N.P.A

☞ Meskiné

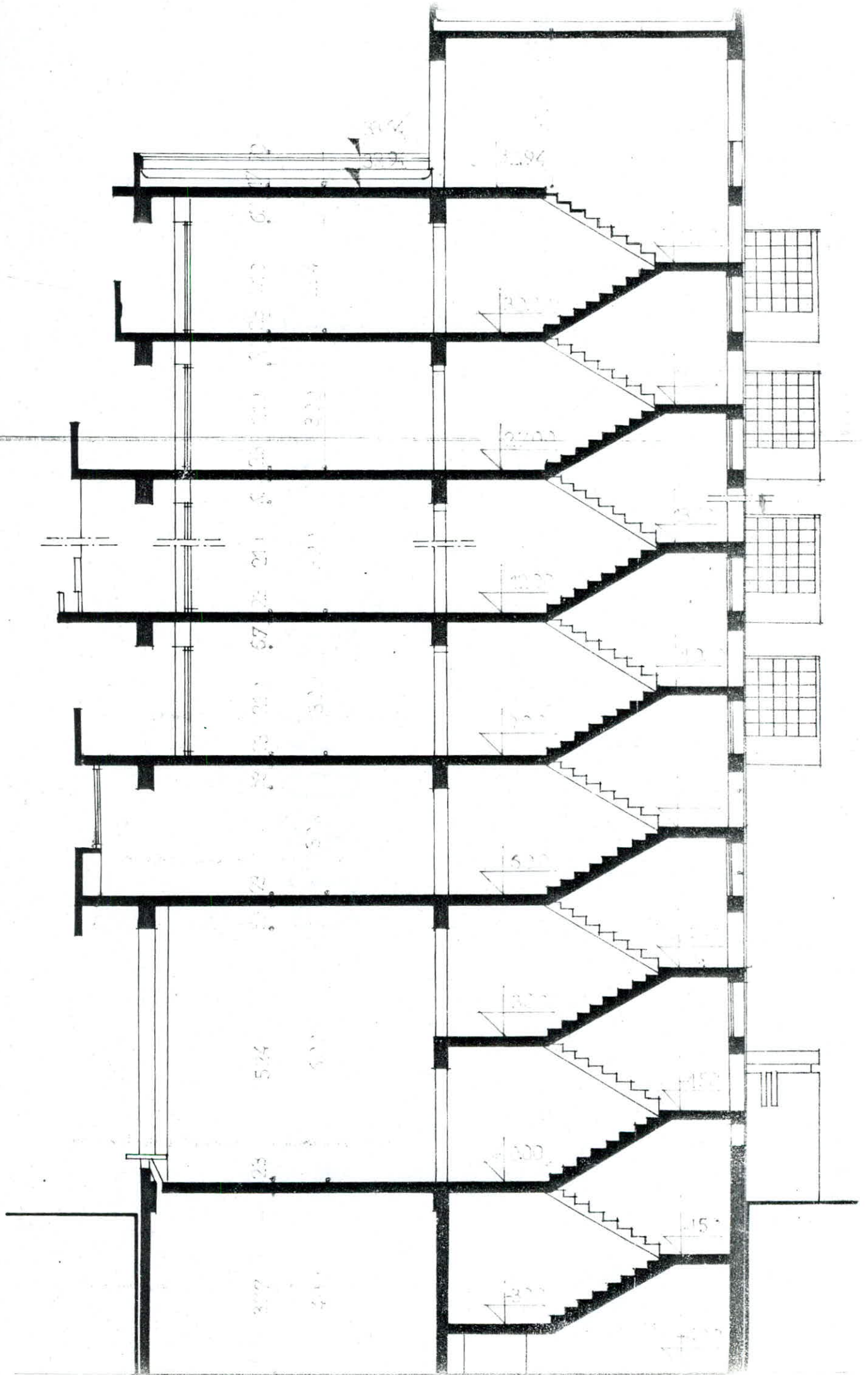
- I _ PRESENTATION DE L'OUVRAGE
- II _ CARACTERISTIQUES MECANIKES
DES MATERIAUX
- III _ CALCUL DES ELEMENTS
 - 1. ACROTERE
 - 2. ESCALIER
 - 3. PLANCHERS
- IV _ PREDIMENSIONNEMENT
- V _ ETUDE AU VENT
- VI _ CALCUL DES RIGIDITES
- VII _ ETUDE AU SEISME
- VIII _ CALCUL DES EFFORTS SOUS CHARGES
HORIZONTALES
- IX _ CALCUL DES EFFORTS SOUS CHARGES
VERTICALES
- X _ SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS
- XI _ FERRAILLAGE DES PORTIQUES
 - 1. POUTRES
 - 2. POTEAUX
- XII _ INFRASTRUCTURE
 - 1. CALCUL DU RADIER
 - 2. CALCUL DE LA BOITE RIGIDE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



المكتبة الوطنية للبحوث
 BIBLIOTHEQUE — Scientifique
 Ecole Nationale Polytechnique
 E.C.P.



1/1))
1/1

RESENTATION DE L'OUVRAGE -

- :-

-Le projet que nous avons étudié, nous a été proposé par le BEREP, et consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation.

-Ce bâtiment qui sera implanté à Blida, classé zone - **II** - par le RPA.81 se compose de :

- Rez de chaussée à usage commercial .
- 9 étages courants dont le 1er.niveau est réservé aux bureaux .
- 1 cage d'escalier .
- 1 cage d'ascenseur .
- 1 vide sanitaire .

1°) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

1.1 - Ossatures : le contreventement du bâtiment est assuré par des portiques en B.A. dans les deux sens .

Les dimensions en plan sont les suivantes :

- Sens Longitudinal. $L = 23.40$ m .
- Sens Transversal $l = 13.85$ m .
- Hauteur totale du bâtiment . 36.87 (acrotère comprise) .
- Hauteur d'étage . 3.00 m .
- Hauteur du Rez de chaussée : 6.00 m .
- Hauteur du vide sanitaire . 4.00 m, non aménagé avec voile périphérique (Art. Q.2. commentaires R.P.A.) .

1.2.- Planchers : Tous les planchers sont constitués de dalles pleines de 16 cm. d'épaisseur .

1.3.- Cage d'escalier et d'ascenseur :

Elle est réalisé par des murs en briques de 30 cm. d'épaisseur, les derniers ne participent pas au contreventement .

L'escalier est type droit, il sera constitué par 2 vollées adjacentes, appuyés sur les 2 paliers, les éléments d'escaliers sus-cités seront tous coulés sur place .

2°) CARACTERISTIQUES DU SOL :

-Ne disposons pas du rapport du sol, il nous a été juste donné la contrainte admissible de celui-ci elle vaut 2 bars .

3°) CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

- Pour le béton entrant dans la réalisation de notre ouvrage, nous nous conformerons aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CCBA.68) et à tous les règlements en vigueur (applicables en ALGERIE) .

- La composition de 1 m³. de béton sera :

- 800 litres de gravillons avec D_g 25mm. (diamètre max - d'un gravillon)
- 400 litres de sable avec D_s 5 mm. (diamètre max du sable)
- 350 Kgs de ciment du type C.P.A. 325 .
- 175 litres d'eau .

La préparation du béton sera faite mécaniquement; c'est à dire soit à l'aide de bétonnière ou d'une centrale à béton avec engins de transport . camion toupille .

Le chantier sera doté du matériel (petit laboratoire) qui puisse permettre le prélèvement d'échantillons à des fins de divers contrôles .

L'acier utilisé (doux et haute adhérence) sera propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente .

**CHARACTERISTIQUES
MECANIQUES DES
MATERIAUX**

() ONTRAINTE ADMISSIBLES -

I- B E T O N :

- Notre bâtiment, étant considéré à usage d'habitation le béton est dosé à 350 Kgs/ m³. en ciment CPA 325 avec un contrôle atténué .

- Les contraintes admissibles pour les sollicitations du 1er. Genre sont définies aux articles 9, 10, 11, 12 des règles CCBA 68.

- La résistance nominale constitue la base technique des justifications de sécurité .

- Elle est désigné par .

- à la compression $\frac{\sigma_n'}{\sigma_n}$ = $\sigma_{28}' = 270 \text{ bars} = 275.13 \text{ Kg/cm.}^2$
- à la traction $\frac{\sigma_n'}{\sigma_n}$ = $\sigma_{18} = 7 + 0.06 \sigma_n' = 23.2 \text{ bars} = 23.7 \text{ kg/cm}^2$

1- CONTRAJNTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE (Art. 9.4. CCBA 68)

- Cette contrainte est désigné par σ_b' , c'est la fraction ρ_b' de sa résistance nominale : soit

- La fraction ρ_b' est définie comme suit: $\rho_b' = \alpha . \beta . \gamma . \delta . \epsilon$

$\alpha = 1$. Dépend de la classe du ciment utilisé, dans notre cas c'est le CPA. 325 .

$\beta = 5/6$. Dépend de l'efficacité du contrôle dans notre cas. il est atténué .

$\gamma = 1$. Dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats .

- La grosseur des granulats est le diamètre minimal des trous d'une passoire susceptible de livrer passage à 90 % de l'ensemble de ces granulats . $C_g = 5/ 115$.

$\delta =$ Dépend de la nature de la sollicitation .

- En compression simple : $\delta = 0.3$
- En flexion simple : $\delta = 0.6$.
- En flexion composée : $\delta = 0.6$, si l'effort normal est - une traction .
• $\delta = \begin{cases} 0.3 (1 + e_0/5e_1) & \text{si } \delta < 0.6 \\ 0.6 & \text{si } \delta \geq 0.6 \end{cases}$ n'effort normal est une compression.

où e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au 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 .

Pour les sollicitations du second genre, les valeurs du 1er; genre devront être multipliées par 1,5 .

ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre . (nature de la sollicitation) .

.../...

$\varepsilon = 1$. en compression simple, quelque soit la forme de la section, de même si la section est rectangulaire quand elle est soumise à la flexion simple, ou à la flexion composée avec effort normal de traction.

- Dans tous les autres cas, ε est déterminé par la condition que : $\frac{F'b}{B'} \leq \sigma'_{b_0}$:

- $F'b$: résultante des forces de compression.
- B' : Section de béton comprimée.
- σ'_{b_0} : contrainte admissible en compression simple.

Dans notre cas les valeurs des contraintes sont :

- CONTRAİNTE ADMISSIBLE EN COMPRESSION SIMPLE ;

$$\sigma'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 270 = 67.5 \text{ bars}.$$

. Sous la sollicitation du 1er. Genre : SP_1 : $\sigma'_{b_0} = 67.5 \text{ bars} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$

. sous la sollicitation du 2^e Genre : SP_2 : $\sigma'_{b_0} = 1,5 \times 67.5 = 102.76 \text{ kg/cm}^2$

- Contrainte admissible en flexion simple ou en flexion composée : avec traction en section rectangulaire .

- Sous SP_1 : $\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0.6 \times 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ Kg/cm}^2$.

- Sous SP_2 : $\bar{\sigma}'_b = 1.5 \times 137 = 205.5 \text{ Kg/cm}^2$.

- CONTRAİNTE DE TRACTION DE REFERENCE DU BETON (Art. 9.5. CCBA. 68)

$$\bar{\sigma}'_b = f_b \cdot \sigma'_{28} \text{ AVEC : } f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta.$$

- Les valeurs de α, β, γ , gardent les mêmes significations que précédemment et prennent les valeurs qui y ont été prescrites :

- $\alpha = 1$; $\beta = 5/6$; $\gamma = 1$

est à la résistance nominale du béton par la formule de θ

$$\theta = 0,018 + \frac{2.1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2.1}{270} = 0,0258.$$

d'où :

$$\sigma'_{b_0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0258 \times 270 = 5.8 \text{ bars}.$$

Sous SP_1 : $\bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$.

Sous SP_2 : $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 5,9 = 8.95 \text{ Kg/cm}^2$.

- II - A C I E R S / - Pour nos besoins, on distingue 2 catégories d'acier.

- II-1. Aciers doux : (ronds lisses) .

Nuance : Fe E 24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

Contraintes admissibles : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$ (sous SP_1)

: $\bar{\sigma}_a = 1 \times \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ (sous SP_2) .

-II-2. ACIERS DE HAUTE ADHERENCE (H.A) .

- Nuance : F e E 40 : Pour $\phi \leq 20$ mm. $\longrightarrow \sigma_{en} = 4200$ Kg/cm²
 : Pour $\phi > 25$ mm $\longrightarrow \sigma_{en} = 4000$ Kg/cm²

- CONTRAINTES ADMISSIBLES :

- $\phi \leq 20$ mm : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800$ Kg/cm² (sous SP1.)

$\bar{\sigma}_a = 1 \times 4200 = 4200$ Kg/cm² (sous SP2.)

- $\phi > 25$ mm : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667$ Kg/cm². (sous SP1.)

$\bar{\sigma}_a = 1 \times 4000 = 4000$ Kg/cm². (sous SP2.)

-CONTRAINTES DE TRACTION IMPOSEES PAR LA CONDITION DE NON-FISSURATION (Art. 49-22- CCBA. 68) .

- Pour éviter des fissures inacceptables dans les éléments, la valeur maximale de la contrainte de traction des armateurs est limitée à la plus grande des valeurs suivantes :

- $\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \left(\frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \right)$: contrainte de fissuration systématique;
 - $\sigma_2 = 2.4 \cdot \left(\eta \kappa \bar{\sigma}_b / \phi \right)^{1/2}$: contrainte de fissuration accidentelle.

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

K : 1,5 10⁶ : fissuration peu nuisible (notre cas) .

η : Coefficient de fissuration .

$\eta = 1$: pour les ronds lisses .

$\eta = 1,6$: pour les aciers H.A .

ϕ : Diamètre de la plus grosse barre tendue, exprimée en mm. $\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration défini par :

- $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ A : Section des barres tendues .
 B_f : Section de béton enrobant ces barres .

- $\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence (traction) du béton exprimé en bars.

Treillis soudé : ce sont des grillages, se croisant perpendiculairement et soudés à leurs points de croisement .

- $\sigma_{en} = 5300$ Kg/cm². pour $\phi \leq 6$ mm .

- $\sigma_{en} = 4500$ Kg/cm². pour $\phi > 6$ mm.

- (CHARGES ET SURCHARGES) -

A- PLANCHER TERRASSE :

A.1.- Protection solaire (gravillons 4 cm)	68 Kg/ m ² .
- Fente de bitume .	15 Kg/ m ² .
- Forme de pente	374 Kg/ m ² .
- Isolation thermique .	10Kg/ m ² .
- Enduit de platre .	30 Kg/ m ² .
- Dalle pleine de 16 cm .	400 Kg/ m ² .

$$G = 900 \text{ Kg/ m}^2.$$

A.2.- Surcharges d'exploitation .

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

$$q = G + 1.2 P = 1020 \text{ Kg/ m}^2.$$

B- PLANCHER ETAGE COURANT :

B.1.- Charges .

- Carrelage (2 cm.)	44 Kg/ m ² .
- Mortier (1,5cm)	30
- Liège (2 cm)	8
- Enduit (1,5cm)	30
- Dalle (16 cm)	400
- Cloison répartie .	100

B.2.- Surcharges d'exploitation .

175

$$-q = G + 1,2 P = 612 + 1,2 \times 175 = 822 \text{ Kg/ m}^2.$$

REMARQUE : Pour les planchers du rez de chaussée qui est à usage commercial et du 1er Niveau, qui est à usage bureaux les surcharges ont pour valeurs :

$$-RDC : P=500 \text{ Kg/m}^2. \quad q = G + 1.2P = 612 + 1.2 \times 500 = 1212 \text{ Kg/ m}^2.$$

$$-1er. Niveau - P = 250 \text{ Kg/m}^2. \quad q = G + 1,2 P = 1010 \text{ Kg/ m}^2.$$

- Balcons et sechoirs : $G + 1,2 P = 932 \text{ Kg/ m}^2$.

- Murs extérieurs : Les murs extérieurs seront faits en double cloison, soit une brique de 15 cm. et une brique de 10 cm avec une lame d'air de 5 cm .

- Brique creuse (15. cm)	130 Kg/ m ²
- Brique creuse (10 cm)	90 Kg/ m ² .
- Enduit de ciment	18 Kg/ m ² . /
- Enduit en platre	10 Kg/ m ² . /

$$G = 248 \text{ Kg/ m}^2.$$

CALCUL DES ELEMENTS

1. MICROTEIRE

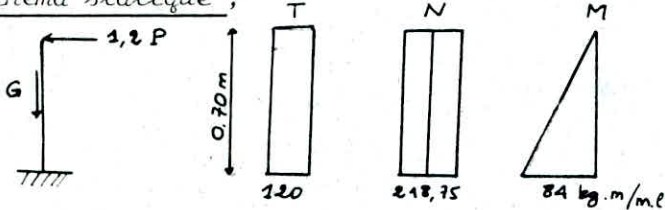
2. ESCALIER

3. PLANCHEIR

- L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans la dalle du plancher terrasse.

- Charges et surcharges : poids propre $= G = (10.35 + 13.35 + 7.10) 10.2500.1 = 218,75$
 surcharge (main courante) $P = 100 \text{ kg/ml}$ ($1,2 = 120$)

- Schéma statique ;



T : Diagramme de l'effort tranchant.
 N : diagramme de l'effort normal (compress)
 M : Diagramme du moment fléchissant.

- La section dangereuse se situe à l'encastrement, elle sera calculée en flexion composée.

$$\left. \begin{aligned}
 - e_o &= \frac{M}{N} = \frac{84}{219} = 0,38 \text{ m.} \\
 - e_d &= \frac{h \cdot t}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ m}
 \end{aligned} \right\} e_o > e_d \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

- FERRAILLAGE DE LA SECTION :

$M = N \cdot \ell$ M : moment fictif.
 $M = 219 \cdot 0,41 = 90,779 \text{ kg.m}$ ℓ : distance du centre de poussée jusqu'aux armatures tendues.
 $(\ell = e_o + \frac{ht}{2} - d = 0,38 + \frac{0,1 - 2}{2} = 0,41 \text{ m})$

- $M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha \sigma'_b b h^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,42 \cdot 0,86 \cdot 137.100 (8)^2 \cdot 10^{-2} = 1593,6 \text{ kg.m}$

- car $\alpha = \frac{n \sigma'_b}{n \sigma'_b + \sigma_a} = \frac{15.137}{15.137 + 2800} = 0,42$: $\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,86$

- $M_{rb} > M$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Détermination des armatures tendues : $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$

- $A_1 = ?$ $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 90.10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0075$ $\epsilon = 0,9609$ et $K = 113 \Rightarrow A = \frac{M}{\epsilon h \sigma_a} = \frac{90.10^2}{0,9609 \cdot 81800} = 0,418$

- $A = 0,418 - \frac{219}{2800} = 0,34 \text{ cm}^2$. Cette section est faible, on adoptera alors une section d'armatures minimale par la condition de non fragilité (Art. 52 ccBA.68).

$A_{min} \geq 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} b h = 0,78 \Rightarrow 4 \text{ HA } 6 / \text{ ml} = 1,13 \text{ cm}^2$.

- L'espacement est vérifié conformément aux règles du (CCBA.68 art .57 - 33)

- $f_{min} \leq 3h_t$. $25 < 3 \cdot 10$ vérifié.

- on prévoit des armatures perpendiculaires à celles-ci afin d'éviter les ouvertures de fissures. vu que l'acrotère est soumise aux intempéries \rightarrow on prendra 3 HA 6 / ml.

- VERIFICATION :

- Contrainte de compression du béton . $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{113} = 24,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- Vérification à la fissuration . $\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6} \frac{\frac{113}{2 \cdot 2 \cdot 10^6}}{1 + 10 \frac{113}{2 \cdot 2 \cdot 10^6}} = 726,3$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}'_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot 5,9} = 3010 \text{ kg/cm}^2 ; \max(\sigma_1; \sigma_2) = \sigma_2 > \bar{\sigma}_a$

- Vérification à l'effort tranchant :

- $A \bar{\sigma}_a \geq \frac{T + M}{z} \rightarrow 0,78 \cdot 2800 \geq 120 + \frac{8400}{\frac{7,8}{8}}$ c'est vérifié .

- Vérification au seisme : (Art.33.9 RPA.81).

- $F_p = Z J C_p W_p \leq 1,2 p.$

- Z : Ce produit dépend de la zone et du groupe d'usage du bâtiment, donné par le tableau (P.49 RPA. 81) $Z J = 0,6$

- W_p = Poids propre de l'acrotère = 219 kg / ml .

- C_p = donné par le tableau $C_p = 0,8 \Rightarrow F_p = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 219 = 105 \text{ kg} < 120 \text{ kg}$ vérifié.

- LBS ESCALIERS -

- L'escalier que nous étudions est à paillasses adjacentes pleines. la paillasse est simplement appuyée sur les paliers.

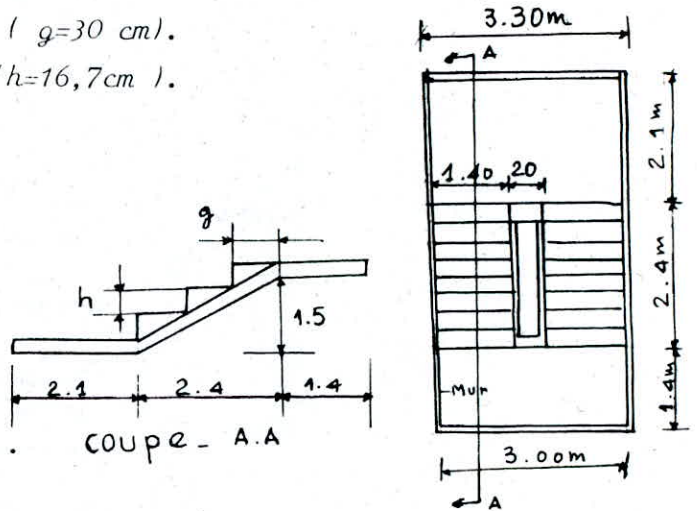
- Le Palier d'étage est encastré sur trois côtés et libre sur le quatrième.
- Le palier intermédiaire est appuyé sur trois côtés et libre sur le quatrième.

- DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE :

- $g =$ "giron" largeur d'une marche ($g = 30$ cm).
- $h =$ hauteur de la contre marche ($h = 16,7$ cm).
- $l =$ emmarchement $l = 1,40$ m.
- $j =$ le jour $j = 20$.
- $H =$ hauteur d'étage ($H = 3$ m).
- $n =$ nombre de marche ($n = 9$).

- VERIFICATION DE LA RELATION DE BLONDEL :

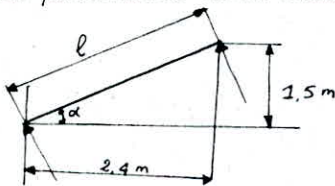
- $59 \leq g + 2h \leq 64$ cm.
- $G + 2h = 30 + 2 \cdot 16,7 = 63,4$ cm.



- Etude de la paillasse :

- La paillasse sera étudiée comme une poutre appuyée sur deux côtés.

- Schéma statique :



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,5}{2,4} = 0,625 \rightarrow \alpha = 32^\circ \rightarrow l = \frac{2,4}{\cos \alpha} = 2,83 \text{ m}$$

- L'épaisseur $\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \rightarrow 9,4 \text{ cm.} < e < 14,2 \text{ cm.}$ d'où $e = 12$ cm.

- EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

- Charges permanentes .

- Poids propre de la paillasse $\frac{2500 \cdot e \cdot 1}{\cos \alpha} = 354 \text{ kg/ m}^2$
 - Revêtement + mortier de pose. 84 kg/ m^2
 - Garde corps (métallique) 50 kg/ m^2
 - Poids propre des marches $2200 \cdot \frac{h}{2} = 1837 \text{ kg/ m}^2$
- $G = 672 \text{ kg/ m}^2$

- Surcharges : surcharge d'habitation = 250 kg/ m^2 .

- $q = G + 1,2 P = 672 + 1,2 \cdot 250 = 972 \text{ kg/ m}^2$.

- DETERMINATION DES EFFORTS :

- Ferrailage :

- $M = 699,84 \text{ kg.m.}$ $\mu = \frac{15 M}{a b h} = \frac{15 \cdot 699,84 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 10} = 0,0375 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,9172 \\ K = 45,4 \end{matrix}$

- $ht = 12 \text{ cm.}$

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

- $h = 10 \text{ cm.}$ $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{699,84 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9172 \cdot 10} = 2,7 \text{ cm}^2.$

on prend 5.T.8 /ml .

- Armatures de répartition : On prévoit des armatures de répartition telles que :

$-\frac{A_e}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A_l}{2} \rightarrow 0,675 \leq A_{rep} \leq 1,35$ avec $A_e = 2,7 \text{ cm}^2.$

$A_{rep.} = 4 \cdot T.6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$

- VERIFICATION :

a) Conditions de non fissuration :

$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \bar{\sigma}_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$ avec

$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \omega_f}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f}$

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

$k = 1,5 \cdot 10^6 \rightarrow$ fissuration très préjudiciable

$\eta = 1,6 \text{ HA}$

$\omega_f = \frac{A}{2 B_f}$

$\sigma_1 = 1897 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 3133 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Pas de risque de fissuration

b) Vérification des contraintes :

$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,7}{100 \cdot 10} = 0,27$ Tableau 5 donne

$K = 45,6$

$E = 0,9175$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{699 \cdot 100}{2,7 \cdot 0,9175 \cdot 10} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{45,6} = 61,4 \leq 137 \text{ kg/cm}^2.$ c'est vérifié.

c) Vérification à l'effort tranchant : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$\tau_b = \bar{\tau} = \frac{1166}{b \cdot z} = \frac{1166}{100 \cdot \frac{7 \cdot 10}{8}} = 1,33 \text{ kg/cm}^2$: donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2.$

d) Condition de non fragilité : $A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$

$A = 2,7$

$0,69 \cdot b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \leq A = 2,7 \text{ cm}^2$

e) Vérification de la flèche :

- Pour une poutre simplement appuyée la flèche est donnée par $f = \frac{5.9 \ell^4}{384 EI}$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 7000 \sqrt{270} = 115021,74 \Rightarrow f = \frac{5.972. (240)^4 \cdot 10^{-2}}{384. 115022. 100. \frac{10^3}{12}} = 0,44 \text{ cm}$$

\bar{f} admissible est donnée par : $\bar{f} = \frac{\ell}{300} = \frac{240}{300} = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow f < \bar{f}$

- PAL IERS :

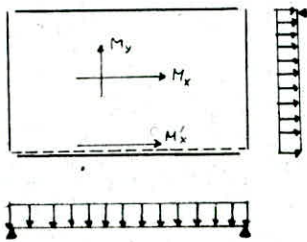
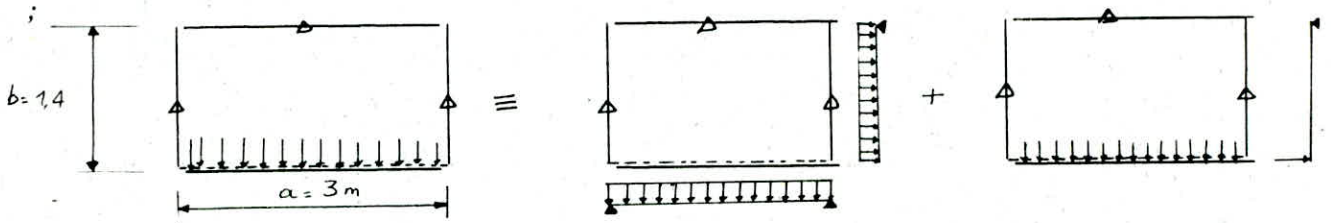
- Palier intermédiaire : est une dalle sur 3 côtés et libre sur le 4ème.

Elle est soumise aux efforts suivants : Poids propre .

Surcharges majorés .

La réaction de la paillasse / ml .

En utilisant les tables de Mr. CHAKER EL. BOUHARRI .



$$\frac{b}{a} = \frac{1,4}{3}$$

$$k = 8,46$$

$$k = 4,89$$

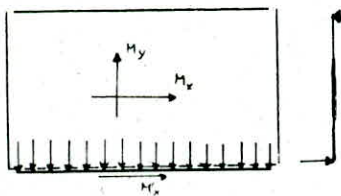
$$ky = 12,99$$

$$q = 784 \text{ kg/ml}$$

$$m_x = \frac{1}{K} p b^2 = \frac{1}{8,46} 784 (1,4)^2 = 182 \text{ kg.m}$$

$$m'_x = \frac{1}{K} p b^2 = \frac{1}{4,89} 784 (1,4)^2 = 316 \text{ kg.m}$$

$$m_y = \frac{1}{ky} p b^2 = \frac{1}{12,99} 784 (1,4)^2 = 118 \text{ kg.m}$$



$$\frac{b}{a} = \frac{1,4}{3} = 0,5$$

$$k = 9,85$$

$$k' = 4,91$$

$$ky = 52,9$$

$$m_x = \frac{1}{K} q a = \frac{1}{9,85} 388,8 \cdot 3 = 118,42 \text{ kg.m}$$

$$m'_x = \frac{1}{K'} q a = \frac{1}{4,91} 388,8 \cdot 3 = 237,56 \text{ kg.m}$$

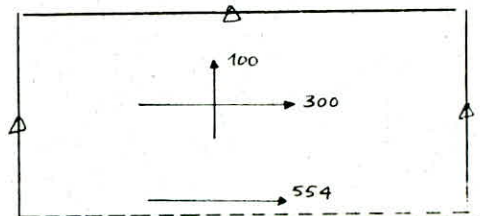
$$m_y = \frac{1}{ky} q a = \frac{1}{52,9} 388,8 \cdot 3 = 22,05 \text{ kg.m}$$

- Puis on fait la superposition .

- Ferraillage du Palier intermédiaire .

en utilisant la méthode de Mr. P. CHARRON .

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2}$$



- en travée : $\mu = \frac{15.300.100}{2800.100 (14)^2} = 0,0082 \rightarrow \varepsilon = 0,9590$
 $K = 107.$

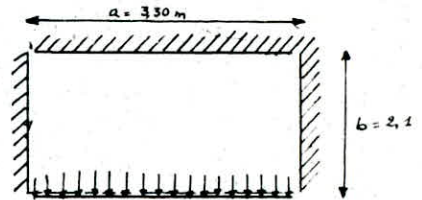
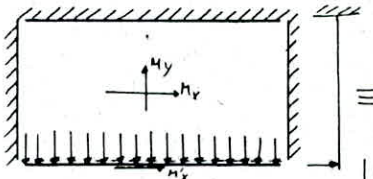
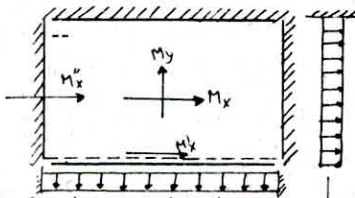
$A_x = \frac{M}{\sqrt{a} \varepsilon h} = \frac{300.00}{2800.0,959.14} = 0,8 \rightarrow 5.7.6 = 1,414 \text{ cm}^2.$

$-\mu = \frac{15.100.100}{2800.100 (14)^2} = 0,0027 \rightarrow \varepsilon = 0,9761$
 $K = 194$

$-A_y = \frac{M}{\sqrt{a} b h} = \frac{100.00}{2800.0,976 (14)} = 0,26$ $5.7.6 \rightarrow 1,44 \text{ cm}^2.$

- en appui : $= \frac{15.55400}{2800.100 (14)^2} = 0,0151 \rightarrow \varepsilon = 0,9454$ $A = \frac{55400}{2800.0,9454.14} = 1,49 \rightarrow 5.7.8 = 2,513$
 $K = 76,5$

= Palier d'étage : c'est une dalle encastrée sur trois côtés et libre sur le 4ème.



$-K_1 = 23,6$ $M_x = 149 \text{ kg.m.}$
 $-K_2 = 62,82 - m_y = 62,86 \text{ kg.m.}$
 $-K'_1 = 11,87 - m_x = 291 \text{ kg.m.}$
 $-K''_1 = 8,79 - m_x = 393 \text{ kg.m.}$

$-K = 9,42$ $M_x = 123,82$
 $-K = 256$ $M'_x = 256,35$
 $-K_y = 38,7$ $M_y = 30,14$

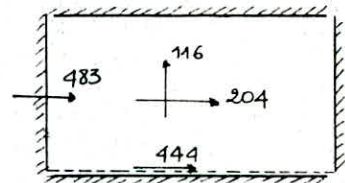
sachant que

$\gamma = \frac{a}{b} = 0,6$

$q = \frac{1166,4}{3,3} = 353,45 \text{ kg/ml}$

- FERRAILLAGE DE CETTE DALLE :

$-\mu = \frac{15. M}{\sqrt{a} b h^2}$ $A = \frac{M}{\sqrt{a} \varepsilon h.}$



Superposition des moments.

- En travée :

$\mu = \frac{15.11600}{2800.100 (14)^2} = 0,0032 \rightarrow \varepsilon = 0,9741$
 $K = 178$

$A_y = \frac{11600}{2800.0,9741.14} = 0,304 \rightarrow 4.7.6 = 1,13 \text{ cm}^2.$

$\mu = \frac{15.20400}{2800.100 (14)^2} = 0,0056 \rightarrow \varepsilon = 0,9660$
 $K = 132$

$A_x = \frac{20400}{2800.0,966.14} = 0,54 \rightarrow 4.7.6 = 1,13 \text{ cm}^2.$

- En appui :

$\mu = \frac{44400.15}{2800.100 (14)^2} = 0,0121 \rightarrow \varepsilon = 0,9507$
 $K = 86,5$

$A_x = \frac{44400}{2800.0,9507.14} = 1,19 \rightarrow 5.7.8$
 continuité de la dalle.

$\mu = \frac{48300.15}{2800.100 (14)^2} = 0,0132 \rightarrow \varepsilon = 0,9487$
 $K = 82,5$

$A_y = \frac{48300}{2800.0,9487.14} = 1,29 \rightarrow 5.7.8 = 2,53 \text{ cm}^2.$

- VERIFICATION : (Palier intermédiaire en appui) .

a) Contraintes :

$$A = 2,513 \text{ cm}^2 \quad W = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 2,513}{100 \cdot 14} = 0,1795 \quad \begin{array}{l} E = 0,8423 \\ K = 16,7 \end{array}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{55400}{2513 \cdot 0,8423 \cdot 14} = 1869 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{a}{K} = \frac{1869}{16,7} = 112 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

b) Contraintes de fissuration ;

$$\sigma_1 = \frac{K n}{\phi} \frac{W f}{1+10\omega f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \frac{2 \cdot 100 \cdot 14}{1+10 \cdot \frac{2,513}{2100 \cdot 4}} = 914 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k n \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 5,9} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

- max (σ_1 , σ_2) = $\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ pas de risque de fissuration .

c) Contraintes de fragilité :

$$\text{suivant } l_x : A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{ben}} \left(1 - \frac{\rho}{2} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,5}{2} \right) = 1,018$$

$$\text{suivant } l_y : A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{ben}} \left(\frac{1+\rho}{4} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+0,5}{4} \right) = 0,509$$

- Sachant que $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,5$

- On prend la grande surface $5 \cdot 7 \cdot 8 = 2,513 \text{ cm}^2$ $A = 2,513 \text{ cm}^2$ donc c'est vérifié.

d) Vérification à l'effort tranchant .

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = 1,15 \bar{\sigma}_b ; \quad \frac{9}{b \cdot z} \frac{l}{2} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b \quad \frac{784 \cdot 3,3}{2} = 1,056 < 1,15 \cdot 5,9 = 6,785$$

$$\frac{100 \cdot 7 \cdot 14}{8}$$

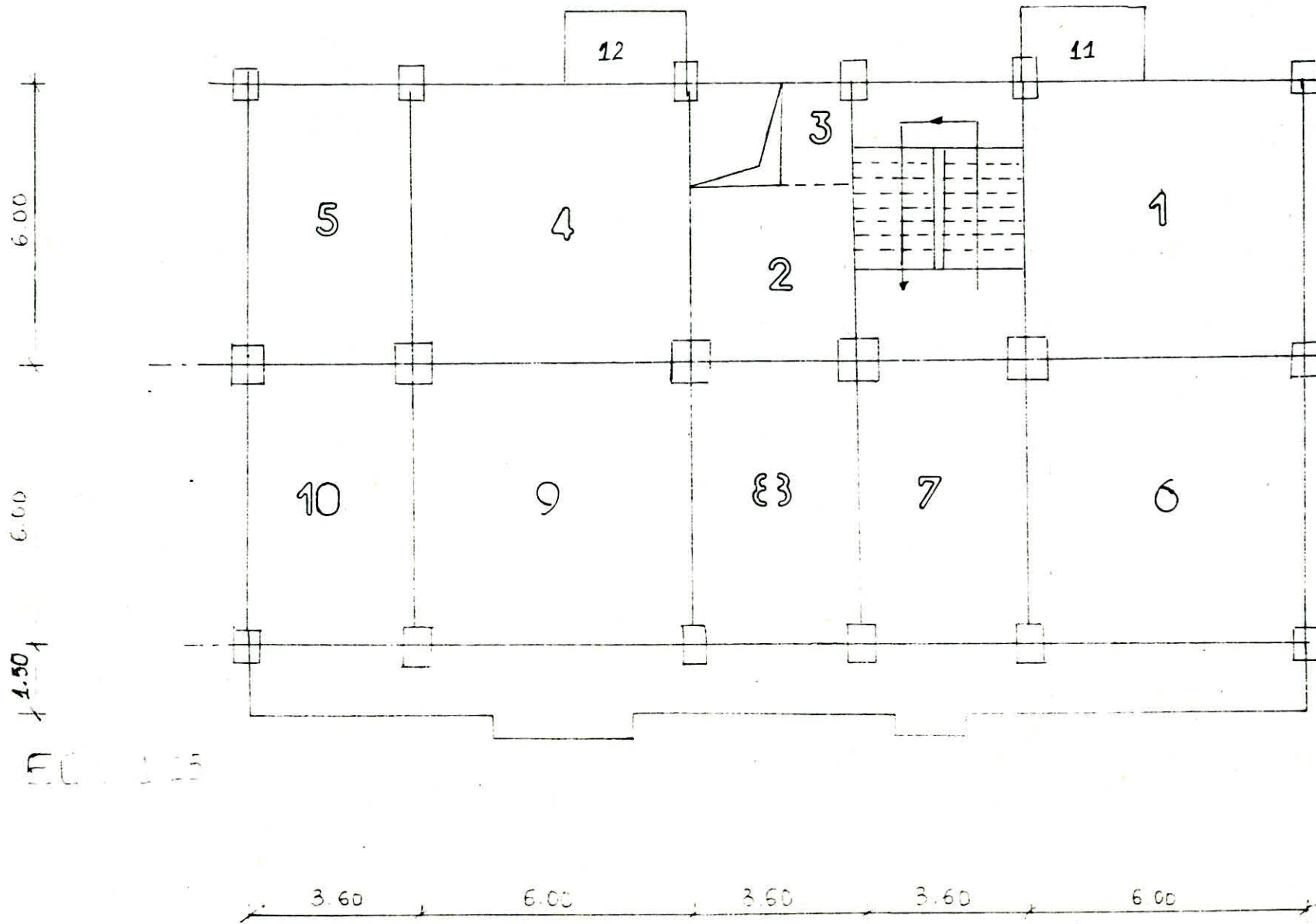
- donc c'est vérifié .

e) Vérification à la flèche ;

$$f = \frac{5 \cdot 9 l^4}{384 \cdot E I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot 784 / 100 (300)^4}{384 \cdot 115022 \cdot \frac{100 (14)^3}{12}} = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 0,6 \quad \text{c'est vérifié .}$$

IDENTIFICATION DES PANNEAUX DE PLANCHER



-I - Charges et Surcharges :

* Plancher Terrasse : $G + 1,2 S = 900 + 1,2 \times 100 = 1020 \text{ kg/m}^2 = q_1$

* Plancher étage courant :

* Charges permanentes : 512 kg/m^2

. Poids des murs revenant au plancher $/\text{m}^2 = \frac{140 \text{ kg}}{\text{m}^2}$.

$$G = 512 + 140 = 652 \text{ kg/m}^2$$

$$G + 1,2 S = 652 + 1,2 \cdot 175 = \underline{862 \text{ kg/m}^2} = q_2$$

* Plancher 1er. niveau : $G + 1,2 S = \underline{960 \text{ kg/m}^2} = q_3$

* Plancher R. D. C : $G + 1,2 S = 612 + 1,2 \times 500 = 1212 \text{ kg/m}^2 = q_4$.

- Remarques : pour les balcons et séchoir .

$$q = 612 + 1,2 \times 350 = 932 \text{ kg/m}^2$$

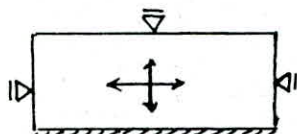
-II PRESENTATION DES DALLES :

Les 4 types de plancher différent uniquement par les charges qui leurs reviennent . Les dimensions de toutes les dalles sont représentés sur les schémas .

-III FERRAILLAGE DES DALLES :

Pour le ferrailage des dalles, nous allons considérer les 4 planchers. pour la réalisation nous considérerons seulement le plancher R.D.C. et le plancher terrasse que nous étendrons à tout les étages courant. Nous sommes en présence de 4 types de dalles .

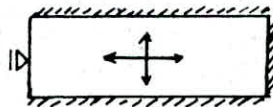
-1- Dalles portant sur 2 sens encastré sur un côté, appuyées sur 3 côtés .



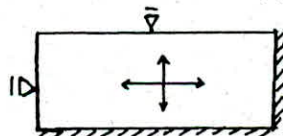
Dalle N° . 1 . 3

-2- Dalles portant sur 2 sens encastree sur 3 côtés appuyées sur le 4eme.

Dalles N° . 2 et 4 10 , 6

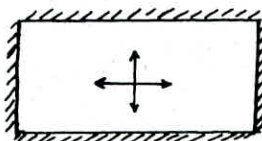


-3- Dalles portant sur 2 sens encastrees sur 2 côtés appuyées sur les 2 autres Dalles N° . 5



-4- Dalles portant sur les 2 sens encastres sur les 4 côtés .

Dalles N° . 7 , 8 , 9

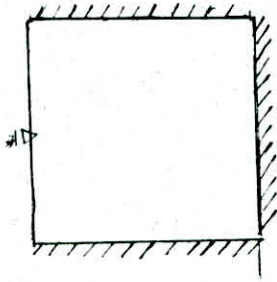


Les moments nous permettant de ferrailer ces dalles sont obtenues à partir des tables établies par Mr. BARES .

Les moments à prendre en compte pour ferrailer sont les moments maximum entravée et en appui .

Nous donnerons un exemple de calcul détaillé, d'une seule dalle, les autres nous nous contenterons de donner les résultats seulement avec à la fin des schémas de ferrailage des différentes dalles et des différents planchers .

Dalles N^o. 10 : Nous choisirons $q^c = 862 \text{ kg/m}^2$.



- $q = 862 \text{ kg/m}^2$.
- $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$.
- $h = 16 \text{ cm}$.
- $a = 3,30$
- $b = 5,70$
- $q a^4 = 9387 \text{ kg} \cdot \text{x m} / \text{ml}$.
- $q b^4 = 28006 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$.
- $\frac{q a^4}{E h^3} = 0,012$

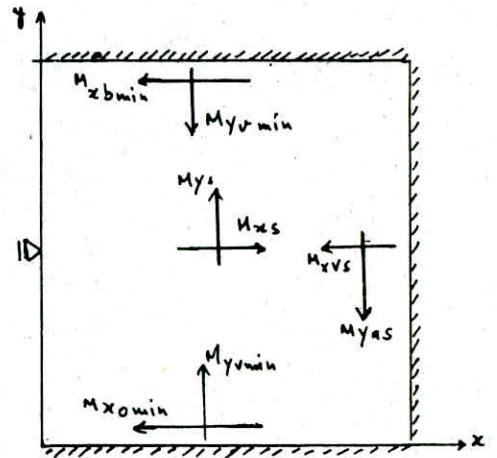
$$M_{\text{min}} = M \cdot b \text{ min.}$$

$$M_{y \text{ as}} = \mu M \cdot v \text{ s.}$$

$$M_{x \text{ min}} = \mu M \cdot y \text{ min.}$$

$$\mu = 0,15$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = 0,58$$



- Les tables de barres nous donnent les différents coefficients.

$M_{y \text{ as}}$: Coeff. de moment suivant y .

$M_{x \text{ s}}$: " " " " x .

$M_{y \text{ s}}$: " " " " y .

W_s : Coeff. de flèche au milieu de la dalle.

- Nous devons faire une interpolation pour le calcul des coefficients.

$$\ast W_s. \quad \frac{W_s - 0,0489}{0,045 - 0,0489} = \frac{0,58 - 0,55}{0,6 - 0,55} \longrightarrow W_s = 0,0466.$$

$$\frac{M_{x \text{ s}} - 0,0614}{0,0476 - 0,0614} = \frac{0,58 - 0,55}{0,6 - 0,55} \longrightarrow M_{x \text{ s}} = 0,0491$$

$$\frac{M_{x \text{ v s}} - 0,1078}{0,1021 - 0,1078} = \frac{0,58 - 0,55}{0,6 - 0,55} \longrightarrow M_{x \text{ v s}} = 0,1044.$$

$$\frac{M_{y \text{ s}} - 0,0062}{0,0081 - 0,0062} = \frac{0,58 - 0,55}{0,6 - 0,55} \longrightarrow M_{y \text{ s}} = 0,0073.$$

$$\frac{M_{y \text{ v min}} - 0,0274}{0,0291 - 0,0274} = \frac{0,58 - 0,55}{0,6 - 0,55} \longrightarrow M_{y \text{ v min}} = 0,0273$$

ρ	W.S	M x S	MxvS	My S	Myvmin.	Myas	Mxomin. Mxvmin.
0,58	0,0466	0,0491	0,1044	0,0073	0,0273		
Coefficient Multipliateur	$q^4 / E h^3$	q^4	q^4	$q^4 b^2$	$q^4 b^2$		
Valeurs Corrigées.	$5,5 \cdot 10^{-4}$	461	980	204	765	147	115

- Le moment max en travée : 461 kg.m .
- Le moment max en appui : 765 kg.m.
- La méthode utilisé est la méthode de CHARON .
en travée : M : 461 kg.m

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 461 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0,0126 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,95 \\ K = 85 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon h} = \frac{461 \cdot 10^2}{2800 \times 0,95 \times 14} = 1,238 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- Choix du diamètre des aciers : $\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{14}{10} = 14 \text{ mm} .$

- VERIFICATION :

1°) Conditions de non fragilité : (CCBA 68. Art.52) .

A_0 : Section d'armatures longitudinales suffisantes pour résister aux sollicitation calculées .

A_1 : Section d'armatures évaluées pour résister dans les mêmes condions que A_0 et aux mêmes sollicitations majorées de 20 % .

$$A_1 = 1,2 \cdot A_0$$

A_2 : Section d'armatures pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposée non fissuré et non armé .

$$A_2 = 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \begin{cases} \frac{2-\rho}{2} & \text{: Pour les armatures disposées selon le petit côté } l_x . \\ \frac{1+\rho}{4} & \text{: Pour les armatures disposées selon le grand côté } l_y . \quad \rho = l_x / l_y . \end{cases}$$

- La section d'armatures (A) longitudinales susceptibles d'être tendues doit- être au moins égale à
 - d'une part à la section A_0 .
 - d'autre part à la plus petite des sections A_1 , A_2 .

$$\text{d'où } A \geq \sup \cdot \begin{cases} A_0 \\ \text{Min } (A_1 , A_2) . \end{cases}$$

- En outre en aucun cas le rapport de la section des armatures de chaque direction à la section totale de béton ne doit être inférieure à : 0,0008 . Adx .
: 0,0006 . HA .

- Remarques : cette dernière condition est vérifiée quel que soit le cas .
désque la section adoptée $A_0 > 1,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. car .

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{1,4}{100 \times 16} = 0,00085 > 0,0008 > 0,0006$$

$$- \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,58 \quad A_{2x} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,58}{2} \right) = 0,963 \text{ cm}^2$$

$$A_{2y} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} \left(1 + \frac{0,58}{4} \right) = 0,536 \text{ cm}^2$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{0x} = 1,2 \times 1,238 = 1,4856 \text{ cm}^2$$

$$A_{1y} = 1,2 A_{0y} = 1,2 \times 1,238 = 1,486 \text{ cm}^2$$

$$- A_x \geq \begin{cases} 1,238 \\ \text{Min}(1,486; 0,903) \end{cases} \Rightarrow A_x = 1,238 \longrightarrow A_x \text{ doit être supérieur à } 1,4 \text{ cm}^2 \text{ donc on prend } 578 \text{ } 12,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y = 1,238 \longrightarrow A_y \quad 1,4 - 0,558 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Donc en travée dans les directions on prend 578/ml

2^o) VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$\bar{f}_a = \frac{l}{500} = 0,72 \text{ cm} \quad l \leq 5 \text{ m} \quad I = \frac{1 \times 0,16^3}{12} = 0,0003 \text{ m}^4$$

$$\cdot = 0,5 \frac{l}{1000} \quad l > 5 \text{ m}$$

$$\bar{f}_1 = \frac{9 l^4 \times 5}{384 EI} = 5 \frac{862,3,6 \times 10^{-2}}{384 \cdot 151 \cdot 10^5 \times 0,00034} = 0,477$$

$$\cdot \bar{f}_{a1} = l / 500 = \frac{360}{500} = 0,72$$

$$\cdot \bar{f}_{a2} = \frac{l}{1000} + 0,5 = 1,1 \text{ cm}$$

$$f_1 = 0,477 < 0,72 = \bar{f}_{a1} ;$$

Donc la flèche est vérifiée dans les 2 sens .

3^o) CONDITIONS DE NON FISSURATION :

$$- \sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \quad \text{ou} \quad \tilde{w}_f = \frac{A}{8f} = \frac{2,51}{2 \times 2 \times 100} = 0,0062$$

$$- \sigma_2 = 2,4 \left(\frac{k \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b \right)^{1/2} \quad \phi = 8 \text{ mm} .$$

$$+ \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{0,0062}{1 + 10 \times 0,0062} = 1778 \quad \eta = 1,6 \text{ H.A} .$$

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

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

$$\text{Max } (\sigma_x, \sigma_z) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

Pas de risque de fissuration.

4.º) VERIFICATION DES CONTRAINTES :

$$A_x = A_y = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\bar{w} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 14} = 0,179 \Rightarrow$$

$$\varepsilon = 0,9311$$

$$K = 57,66$$

$$\sigma_a = \frac{M_b}{AE h} = \frac{765 \cdot 10^2}{2,5 \cdot 0,9311 \times 14} = 2347,45 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2347,45}{57,66} = 40,7 < \sigma_b'$$

5.º) EFFORT TRANCHANT - CISAILLEMENT :

$$\bar{T} \text{ max} = \frac{q \times l}{2} = \frac{862 \cdot 5,70}{2} = 2456,7 \text{ kg}.$$

$$\tau = \frac{\bar{T}}{b \cdot z} = \frac{2456,7}{100 \times \frac{7,14}{8}} = 2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2.$$

- REMARQUES : Nous donnerons les planchers avec le ferrailage en travée et en appui. les détails de calculs ainsi que les vérifications seront omis.

- Ferrailage des balcons et Séchrois :

$$q = 512 + 1,2 \times 350 = 932 \text{ kg/m}^2.$$

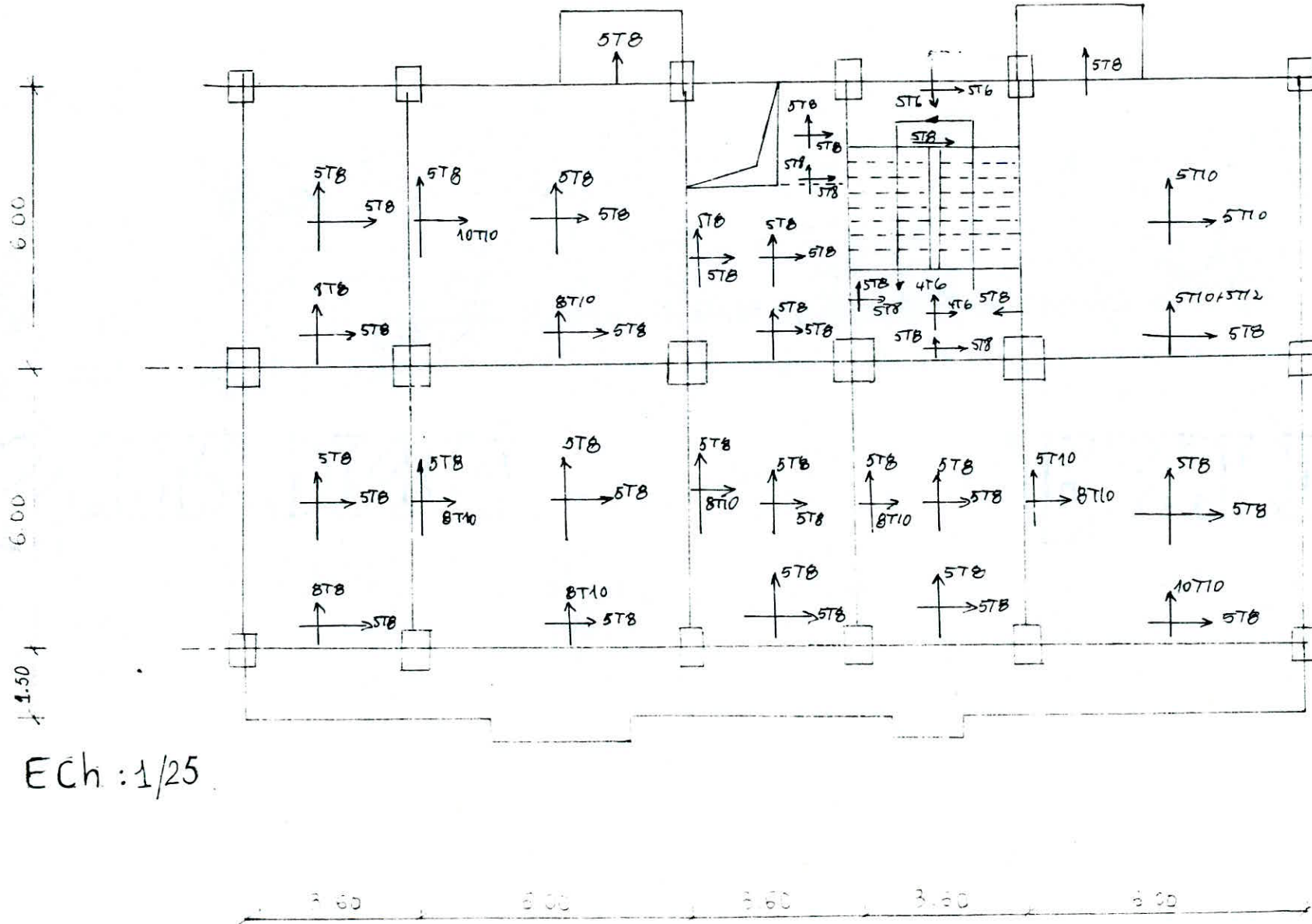
- Moment d'encastrement :

$$\text{- Balcons : } M_e = q \cdot l \cdot \frac{L}{2} = 9 \cdot \frac{L^2}{2} = 932 \times \frac{(1,20)^2}{2} = 671 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\text{- Séchrois : } M_e = q \cdot l^2 / 2 = 932 \times (1,45)^2 / 2 = 980 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

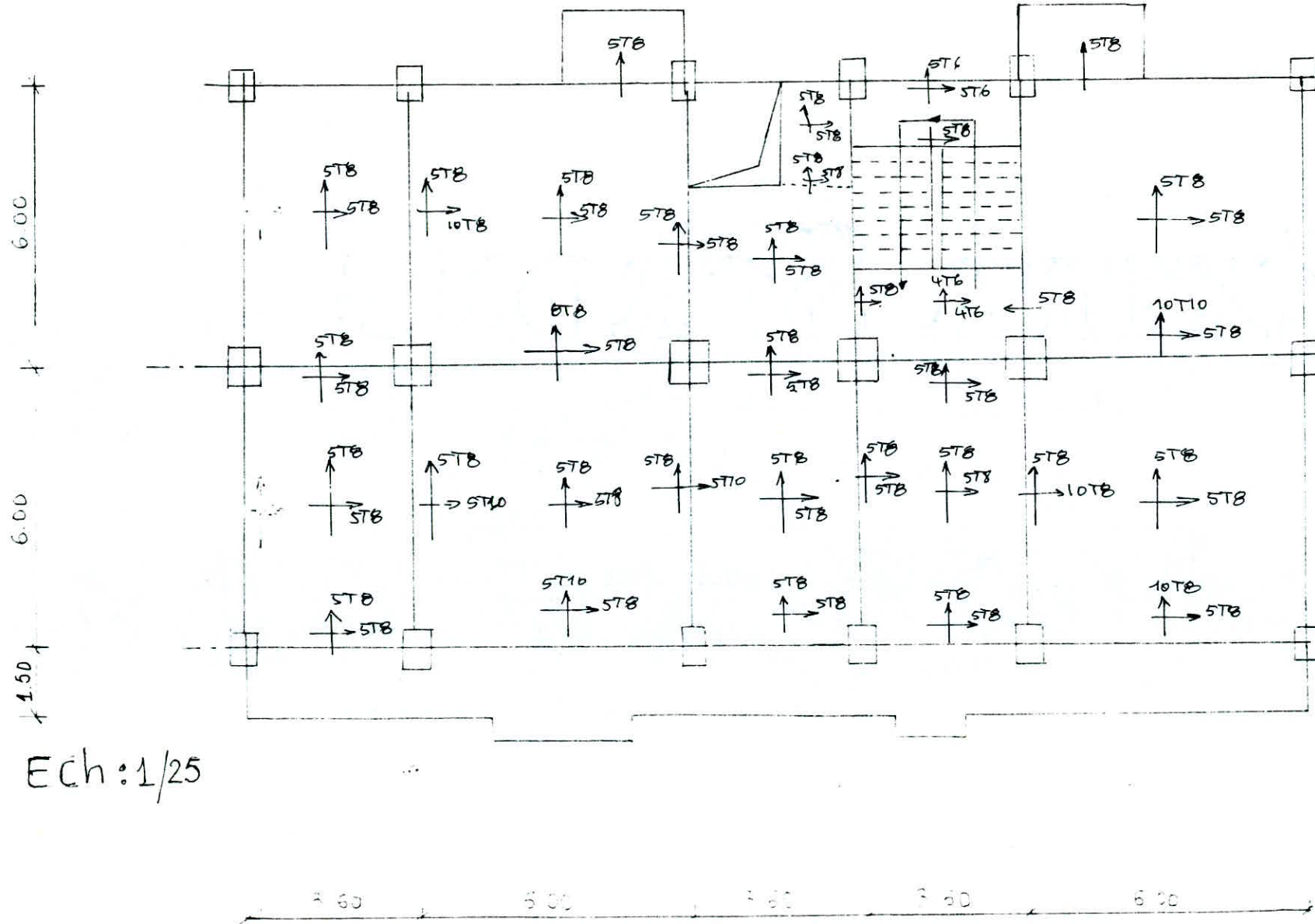
- N. B. / - Pour les balcons, c'est le ferrailage des dalles en appui qui seront prolongées car le moment en appui dans ces dalles sont supérieures à M_e enca.

FERRAILLAGE : RDC



Ech : 1/25

FERRAILLAGE ETAGE COURANT



Ech: 1/25

- :-

- Les poteaux : Les poteaux seront prédimensionnés selon le processus de descente de charge, ils seront vérifiés conformément aux règles parasismiques (RPA 81)

$$S = \frac{N}{65}$$

avec $S =$ Section du poteau .

$N =$ L'effort normal revenant à ce poteau .

- Les poutres : pour prédimensionner les poutres, on est obligé de faire une étude sismique préliminaire (méthode statique RPA 81) .

- Déterminer les efforts sismiques dans chaque niveau .
- Déterminer l'effort tranchant revenant à chaque niveau .
- Répartir les efforts tranchants dans les poteaux (au prorata des Inertie)
- Déterminer les moments aux noeuds .

L'effort sismique total $V = ADBQ$ W .

$$\bar{T} = 0,10 \quad N = 0,10 \cdot 10 = 1 \text{ s} \rightarrow D = 2 \quad \frac{0,5}{\bar{T}} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{1}} = 1,4$$

$$V = 0,15 \cdot 1,4 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,3 \cdot 4000 = 273 \text{ t .}$$

- Tous les coefficients sont définis dans le chapitre étude au Séisme .

la force sismique dans chaque niveau est donnée par :
$$\bar{F}_k = \frac{(V - \bar{F}_t) W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

- L'effort tranchant à la base = 273 t .
 - L'effort tranchant au 1er. niveau = $V - \bar{F}_1 = 264 \text{ t .}$
- on va étudier un seul portique .

$$\bar{T}_1 = \frac{273}{3} = 91 \text{ t .}$$

$$\bar{T}_2 = \frac{264}{3} = 88 \text{ t .}$$

- Répartition des efforts tranchants dans les poteaux .

$$\bar{T}_{1A} = \bar{T}_1 \frac{I_1}{I} = 91 \cdot \frac{2000833,3}{21401875} = 8,51 \text{ t .}$$

$$\bar{T}_{1B} = \bar{T}_1 \frac{I_2}{\sum I} = 91 \cdot \frac{4350052,08}{21401875} = 18,49 \text{ t .}$$

$$\bar{T}_{2A} = \bar{T}_2 \frac{I_1}{\sum I} = 88 \cdot \frac{1080000}{15813333,3} = 6,01 \text{ t .}$$

$$\bar{T}_{2B} = \bar{T}_2 \frac{I_2}{\sum I} = 88 \cdot \frac{3413333,3}{15813333,3} = 18,99 \text{ t .}$$

R. D. C.

1er. niveau .

- Le point de moment nul est choisie d'après la méthode de BOUMAN .

$$M = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}_b' b h^2 \quad h = \sqrt{\frac{2 M}{\alpha \gamma \bar{\sigma}_b' b}}$$

$$M = 8,51 \cdot 1,5 + 6,01 \cdot 0,4 \cdot 6 = 27,19 \text{ t.m.}$$

$$h = \sqrt{\frac{2 \cdot 27,19 \cdot 10^5}{0,42 \cdot 0,86 \cdot 30 \cdot 137}} = 60,52 \text{ cm}$$

On choisit 2 types de poutres 30 x 60 pour les travées 3,60 et 30 x 70 pour les travées de 6,00 m. à partir du 6^{ème}. niveau .

Les hauteurs seront diminuées de 10 cm .

**ETUDE AU
VENT**

- INTRODUCTION :

- Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques et mécaniques de la construction. En tout premier lieu de la période du mode fondamental d'oscillation de la structure dans la direction étudiée.

- Les oscillations parallèles à la direction du vent se produisent sous l'action de rafales, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accélérations et décélérations irrégulières, répétées et variables en durée. Il en résulte avec aggravation des déformations par suite des oscillations, les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique \vec{R} , dont la direction diffère généralement de celle du vent.

- Cette résultante \vec{R} peut se décomposer en trois forces :

- La première suivant la direction du vent dans un plan horizontal c'est la TRAINÉE T .

Cette force est fonction de :

- Vitesse du vent
- Catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble.
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent.
- Des dimensions de l'élément considéré.
- La forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

- La Seconde perpendiculaire à la première dans un plan horizontal - c'est la DERIVE L .

- La dernière suivant une direction verticale ascendante - c'est la PORTANCE U . provoque le renversement et le soulèvement.

- DETERMINATION DE L'EFFORT DE TRAINÉE T :

- C'est le plus important des trois efforts, c'est celui qui conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement, il produit un effet d'entraînement et de renversement.

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Grand côté de la base a : 23,40 m.
- petit côté de la base b : 12,70 m.
- Hauteur totale offerte au vent $H = 36,87$ m (acrotère comprise).

La hauteur totale étant supérieure à 30 m, les méthodes simplifiées des règles (N.v 65 chap. III.2,91) ne peuvent s'appliquer, nous utilisons donc la formule

$$\bar{T} = \delta \cdot C_t \cdot \beta \cdot q_w \cdot d \quad (\text{Annexe 8-42})$$

L'effort de trainée \bar{T} est fonction de la hauteur H . du niveau considéré pour cela nous tracerons une courbe représentative de l'effort de trainée en fonction de H en différents points que nous choisissons comme suit.

$$H = 0 \text{ m}; 5 \text{ m}, 10 \text{ m}, 15 \text{ m}, 20 \text{ m}, 25 \text{ m}, 30 \text{ m}, 36 \text{ m}, 87 \text{ m}, 40 \text{ m}.$$

- Coefficient de trainée C_t :

- Ce coefficient est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme de la section transversale ou longitudinale de la structure, il dépend de celle-ci et de l'élanement de l'ouvrage.

- Dans le cas présent d'un ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse, il est fixé $C_t = 1,3 \gamma_0$ (commentaire chap. III 2,161) où $\gamma_0 =$ coefficient dépendant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le diagramme (R. III -5).

- Si le vent est perpendiculaire à la face a :

$$\left. \begin{aligned} - \lambda_a &= \frac{h}{a} = \frac{36,87}{23,40} = 1,576 > 0,5 \\ - \frac{b}{a} &= \frac{12,65}{23,40} = 0,541 \end{aligned} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 1 \text{ d'où } C_t = 1,3$$

- Si le vent est \perp à la face b. :

$$\left. \begin{aligned} - \lambda_b &= \frac{h}{b} = \frac{36,87}{12,65} = 2,915 \\ - \frac{b}{a} &= 0,541 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1,01 \Rightarrow C_t = 1,313$$

- Le coefficient de majoration - B - :

- Ce coefficient est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage, il dépend de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré, il est donné par la formule $B = \emptyset (1 + \gamma)$ (chap. III 1,511) pour un bâtiment, la période propre de vibration peut être exprimé dans le cas d'un contreventement par ossatures en B.A. par l'expression.

$$\boxed{- T = 0,09 \frac{h}{\sqrt{lx}}} \quad (\text{Annexe 4,533}).$$

où : h : Hauteur totale du bâtiment $H = 36,87$ m.

lx : dimension en plan dans la direction considérée du vent d'où la période :

- Vent \perp à la face a :

$$- T_a = 0,09 \frac{36,87}{\sqrt{23,40}} = 0,686 \text{ s} \longrightarrow \gamma = 0,6 \text{ d'après le diagramme (R. III -3)}$$

- Vent \perp à la face b. :

$$- T_b = 0,09 \frac{36,87}{\sqrt{12,87}} = 0,933 \text{ s.} \longrightarrow \gamma = 0,8$$

- Le coefficient de pulsation est fonction de la hauteur H du niveau considéré il est donné par l'échelle fonctionnelle de la figure (R. III -4) des règles N.V 65 - page 83 pour $H = 36,87 \longrightarrow \gamma = 0,32$

- Le coefficient global \emptyset dépend du type de construction pour un bâtiment à usage d'habitation, il dépend de la cote H_s du sommet ($H_s = 36,87$).

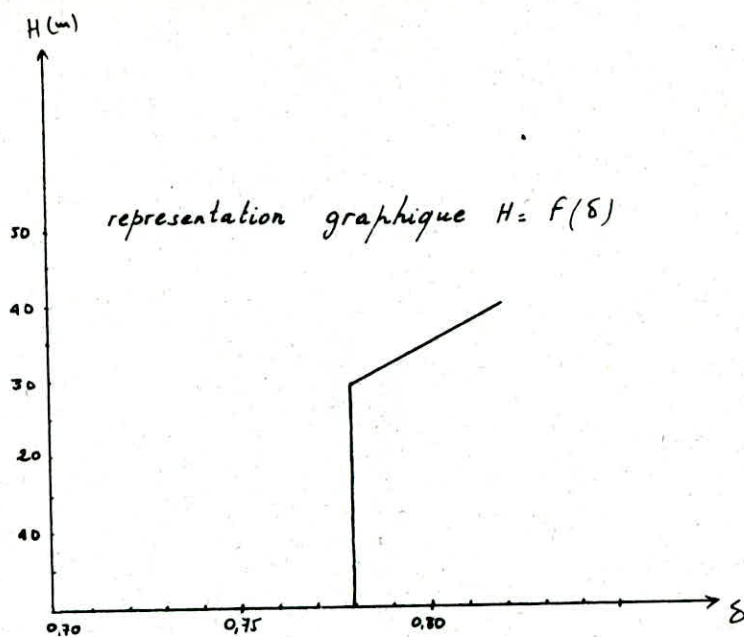
$$- \emptyset = f(H_s) \quad 30 < H_s < 60 \longrightarrow H_s = 0,70 + 0,01 (H_s - 30) = 0,7887$$

- Le coefficient de dimensions δ :

- Ce coefficient tient compte de l'effet de dimension de l'ouvrage, il est donné en fonction du niveau H considéré par le diagramme de la figure R. III 2. à partir de ce diagramme, on va tracer un diagramme $H = f(\delta)$

- La plus grande dimension offerte au vent est $a = 23,40 \text{ m}$.

35 \longrightarrow 0,80
 36,87 \longrightarrow $x \Rightarrow x = 0,807$
 40 \longrightarrow 0,82



- PRESSION DU VENT q :

$$- q = K_s \cdot K_m \cdot q_h$$

- La pression du vent dépend de la région où est implanté l'ouvrage, du site et de la hauteur au dessus du sol ou niveau considéré.

- Effet du Site K_s .

BLIDA est classée en région II, le coefficient du site K_s est défini par les règles NV.65 région II site normal. $\longrightarrow K_s = 1$ (page 59).

- Effet du masque : K_m .

Nous supposons que notre bâtiment n'est pas abrité par une autre construction susceptible de lui fournir un effet de masque, nous considérons ce dernier comme nul et par conséquent $K_m = 1$.

- Pression dynamique q_h :

La pression dynamique agissant à la hauteur h au dessus du sol peut être lue dans le tableau (C III 4).

- Région II $\longrightarrow q_h = 98 \text{ daN/m}^2$. d'où $q = 1 \cdot 1 \cdot 98 = 98 \text{ daN/m}^2$.
 - $h = 36,87 \text{ m}$.

- REMARQUES :

- La valeur du produit $b \cdot q$ doit demeurer entre 30 et 170.

- $b \cdot q = 98 \cdot 0,8 = 78,4$ donc c'est vérifié.

- LA LARGEUR DU MAITRE COUPLE d :

- Le maître couple est la projection orthogonale de la surface considérée de la construction.

- Vent \perp à la face a : $d = a = 23,40 \text{ m}$.

- Vent \perp à la face b : $d = b = 12,65 \text{ m}$.

- Finalement l'effort de trainée T suivant les deux directions du vent est donné sous forme de tableau en fonction de la hauteur.

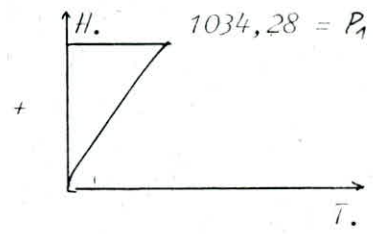
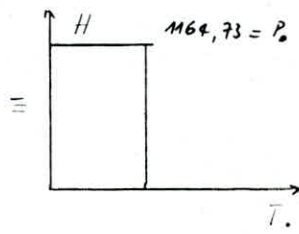
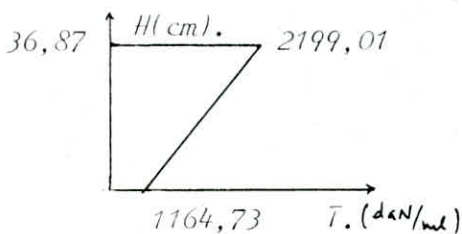
H	C_t	ξ	Z	$1+Z\xi$	θ	$\beta = \theta(1+Z\xi)$	δ	z_h	$30 < \delta q < 120$	$d = a$	$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$
0	1,3	0,6	0,36	1,216	0,7687	0,935	0,78	52,5	40,95	23,40	1164,73
5	1,3	0,6	0,36	1,216	0,7687	0,935	0,78	61,5	47,97	23,40	1364,40
10	1,3	0,6	0,36	1,216	0,7687	0,935	0,78	70	54,6	23,40	1552,97
15	1,3	0,6	0,354	1,212	0,7687	0,932	0,78	77,5	60,45	23,40	1713,84
20	1,3	0,6	0,345	1,207	0,7687	0,928	0,78	83	64,74	23,40	1827,59
25	1,3	0,6	0,337	1,202	0,7687	0,924	0,78	88	68,64	23,40	1929,34
30	1,3	0,6	0,330	1,198	0,7687	0,921	0,78	93	72,54	23,40	2032,34
35	1,3	0,6	0,322	1,193	0,7687	0,917	0,80	97,5	78	23,40	2175,82
34,87	1,3	0,6	0,315	1,189	0,7687	0,914	0,807	98	79,09	23,40	2199,01

- Vent \perp à la face b .

H	C_t	ξ	Z	$1+Z\xi$	θ	$\beta = \theta(1+Z\xi)$	δ	z_h	$\delta \cdot q$	$d = b$	$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$
0	1,313	0,8	0,36	1,288	0,7687	0,990	0,78	52,6	40,95	12,65	673,36
5	1,313	0,8	0,36	1,288	0,7687	0,990	0,78	61,5	47,97	12,65	788,79
10	1,313	0,8	0,36	1,288	0,7687	0,990	0,78	70	54,6	12,65	897,81
15	1,313	0,8	0,354	1,283	0,7687	0,986	0,78	77,5	60,45	12,65	989,98
20	1,313	0,8	0,345	1,276	0,7687	0,981	0,78	83	64,74	12,65	1054,87
25	1,313	0,8	0,337	1,270	0,7687	0,976	0,78	88	68,64	12,65	1112,71
30	1,313	0,8	0,33	1,264	0,7687	0,972	0,78	93	72,54	12,65	1171,11
35	1,313	0,8	0,322	1,258	0,7687	0,967	0,80	97,5	78	12,65	1252,78
36,87	1,313	0,8	0,315	1,252	0,7687	0,962	0,807	98	79,09	12,65	1263,72

- Vent \perp à la face a :

- Le diagramme ainsi obtenu peut être remplacé par un diagramme trapézoïdal sensiblement équivalent (C. III -7 page 56) .



- EFFORT RESULTANT A LA BASE :

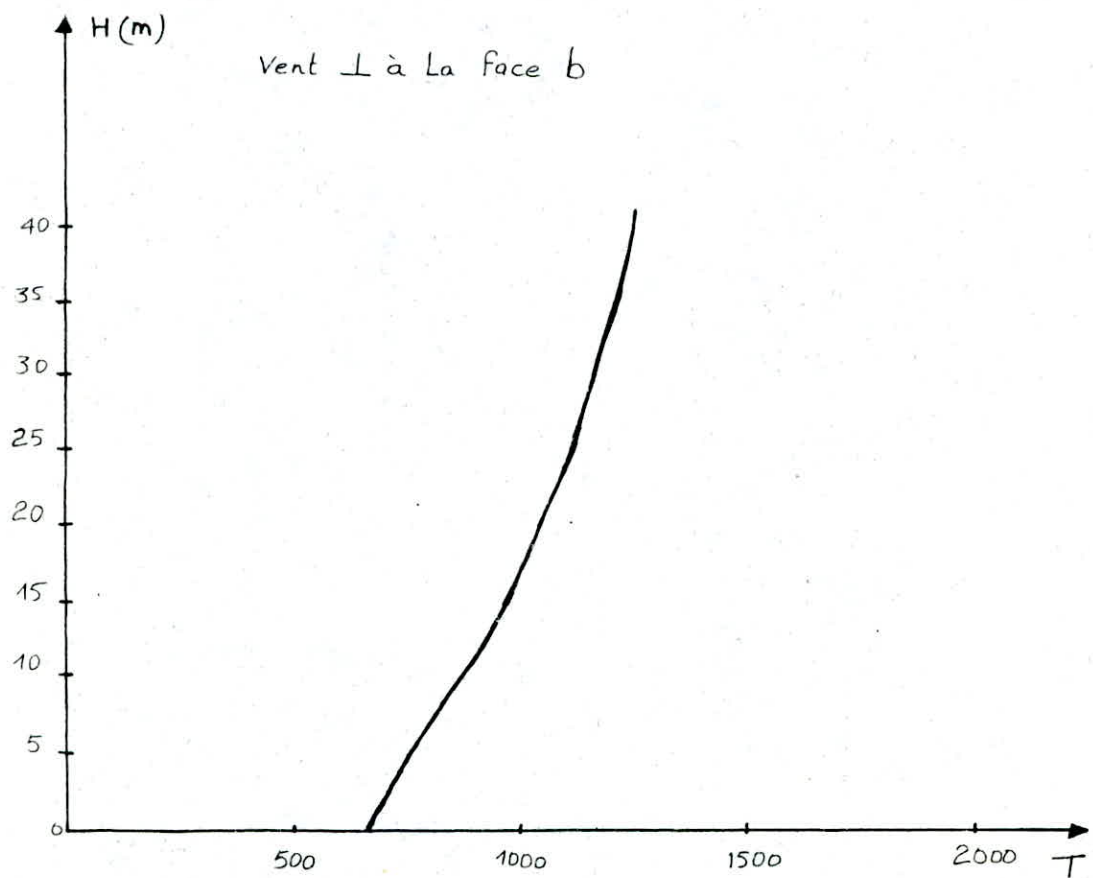
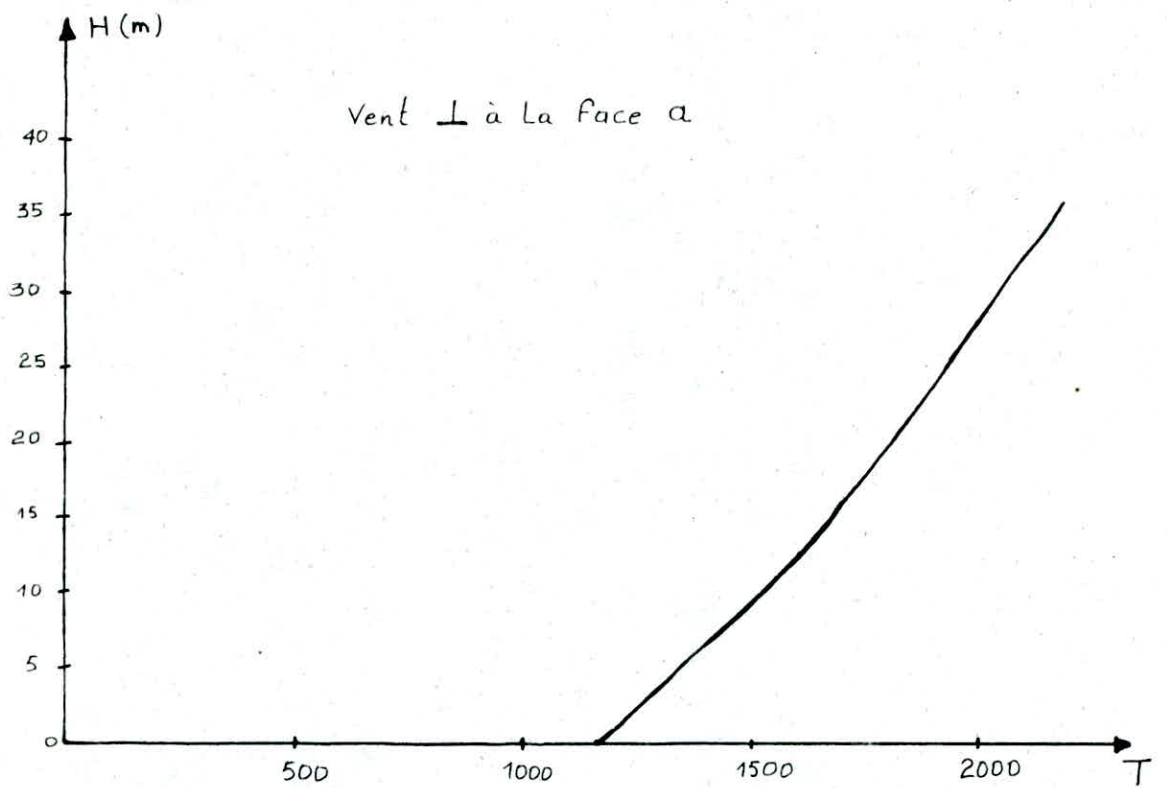
$$\left\{ \begin{array}{l} -F_0 = P_0 h = 1164,73 \cdot 36,87 = 42944 \text{ daN.} \\ -M_0 = F_0 \frac{h}{2} = 1164,73 \cdot \frac{(36,87)^2}{2} = 791665 \text{ daN.m.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -F_1 = P_1 \frac{h}{2} = 1034,28 \cdot 36,87 = 19067 \text{ daN.} \\ -M_1 = F_1 \cdot \frac{2}{3} h = P_1 \cdot \frac{h^2}{3} = 468666 \text{ daN.m.} \end{array} \right.$$

- au Total :

$$F = F_0 + F_1 = 620 \text{ daN.}$$

$$M = M_0 + M_1 = 1260331 \text{ daN.m.}$$



- PASSAGE DU VENT NORMAL AU VENT EXTREME :

- Cas de surcharges extremes : pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent les pressions dynamiques extremes servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées par :

$$- \left(0,5 + \frac{0}{2} \right) \beta \quad \text{si ce produit est supérieur à 1 .}$$

$$- \left(0,5 + \frac{0}{2} \right) \beta = \left(\frac{0,5 + 0,7687}{2} \right) \cdot \beta = < 1 \quad \text{donc on prendra 1 .}$$

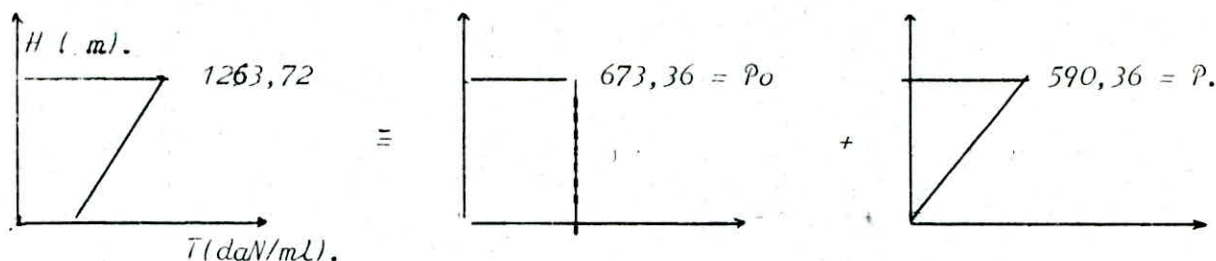
- Finalement les efforts dûs au vent extrême sont obtenus en multipliant ceux du vent normal par le coefficient 1,76 .

$$- \bar{F}_{ext.} = 62011 \cdot 1,75 = 108519 \quad \text{daN .}$$

$$- \bar{M}_{ext.} = 1260331 \cdot 1,75 = 2205579 \quad \text{daN.m.}$$

- Vente \perp à la face b :

- De la même façon que pour l'autre direction du vent, le diagramme peut être remplacé par un diagramme trapezoidal sensiblement équivalent .



± EFFORT RESULTANTS AU NIVEAU DE LA BASE :

$$\left\{ \begin{array}{l} - F_0 = 673,36 \cdot 36,87 = 24827 \text{ daN.} \\ - M_0 = 673,36 \cdot \frac{(36,87)}{2} = 457682 \text{ daN.m.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} - F_1 = 590,36 \cdot \frac{36,87}{2} = 10883 \text{ daN.} \\ - M_1 = 590,36 \cdot \frac{36,87 \cdot 2}{2 \cdot 3} \cdot 36,87 = 267511 \text{ daN.m.} \end{array} \right.$$

- Au Total :

$$\left\{ \begin{array}{l} - F = F_0 + F_1 = 35710 \text{ daN.} \\ - M = M_0 + M_1 = 725193 \text{ daN.m.} \end{array} \right.$$

- PASSAGE DU VENT NORMAL AU VENT EXTREME :

- Les efforts dûs au vent extrême sont obtenus en multipliant les efforts dûs au vent normal par 1,5 .

$$- \bar{F}_{ext} = 1,75 \cdot 35710 = 62493 \text{ daN ;}$$

$$- \bar{M}_{ext} = 1,75 \cdot 725193 = 1269088 \text{ daN.m.}$$

- DETERMINATION DE L'EFFORT DE DERIVE - L - (N.V. p.281).

- La force de dérive prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN, qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent.

- Les périodes sont : $T_a = 0,686$ s.
 $T_b = 0,933$ s.

- T_K = Période des tourbillons, il y a résonance si $T_K = T$ dans la direction étudiée, soit pour une vitesse de vent dite critique.

- $V_{cr.} = \frac{d}{S \cdot T}$ où d - Largeur du maître couple.
 S - Nombre dit de Strouhal varie entre 0,25 et 0,30 pour une base carrée.

- APPLICATION :

Vent | à la face a : $V_{cr.} = \frac{23,40}{0,25 \cdot 0,686} = 136,4$ m/s > 25 m/s (N.V. page 281).

Vent | à la face b : $V_{cr.} = \frac{12,65}{0,25 \cdot 0,933} = 54,23$ m/s > 25 m/s.

- Il est alors inutile de faire un calcul à la résonance et le calcul à la dérive.

- DETERMINATION DE LA PORTANCE - U :

$$- U = C_u \cdot \delta \cdot q$$

- Coefficient de portance C_u : $C_u = C_i - C_e$.

- C_i : le coefficient de surpression intérieure sur la terrasse.

$$- C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \sigma_o) \quad (\text{N.V. 65 page 195}).$$

$$- \sigma_o = 1 \quad C_i = 0,6$$

- C_e : coefficient de dépression extérieure sur la terrasse (N.V. 65 page 93).

$$\left. \begin{array}{l} - \alpha = 0 \\ - \sigma_o = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0,5 \quad - \text{Soit } C_u = 0,3 - (-0,5) = 0,8$$

- Coefficient de dimension δ :

- La plus grande dimension de la toiture est $a = 23,40$ m.

$$\text{Pour } h = 36,87 \rightarrow \delta = 0,807.$$

- Pression du Vent q :

$$q = 98 \text{ daN} \rightarrow \text{déjà trouvé.}$$

- Surface de terrasse :

$$S = 296,01 \text{ m}^2.$$

- L'effort de portance $U = 0,8 \cdot 0,807 \cdot 296,01 \cdot 98 = 18728$ da N.

le poids du bâtiment à vide = 4100 t \geq 18,7 t.

- donc c'est vérifié.

**CALCUL DES
RIGIDITES**

- () ALCUL DES RIDIGITES -

-Le calcul des rigidités sera fait selon la méthode de Monsieur MITO .
les étapes à suivre sont :

- Détermination des rigidités lineaires des poteaux et des poutres .
- Détermination des coefficients a_j . à chaque niveau .
- Détermination des rigidités relatives de niveau .

a) Rigidités lineaires des poteaux : $K_{.pot} = \frac{I}{h^3}$; I: Inertie du poteau dans le sens considéré .
h: hauteur d'étage .

b) Rigidités lineaires des poutres : $K_{.pout} = \frac{I}{l^3}$; I: inertie des poutres .
l : portée de la poutre considérée.

c) Coefficient de correction a_j : (voir concept- et calcul des structures soumises au seisme page 18.)

d) Rigidité relative de niveau : $R_{.j}$.

$$* R_{.j} = \frac{12 E \cdot \sum a_j \cdot K_{.pot}}{h^2}$$

$R_{.j.x}$: Rigidité relative de niveau des portiques longitudinaux.

$R_{.j.y}$: Rigidité relative de niveau des portiques transversaux .

- Les résultats sont donnés sous forme de tableaux :

- PORTIQUE LONGITUDINAL (B.B.) -

NIV	POT.	K.	a_j .	R_{jx} (kg/cm)
10	B1	0,500	0,200	175341
9	B2	0,265	0,117	
8	B5			
7	B4	0,260	0,115	
6	B6	0,518	0,206	
5	B1	0,329	0,141	
	B	0,207	0,094	
	2,3,5	0,208	0,094	
	B4			
	B6	0,328	0,139	
4	B1	0,417	0,173	295611
	B	0,257	0,114	
3	2,3,5	0,264	0,116	
2	B4			
	B6	0,397	0,116	
1	B1	0,450	0,388	155163
	B	0,404	0,376	
	2,3,5			
		B4	0,114	
	B6	0,428	0,382	

- PORTIQUE TRANSVERSAL COURANT -

NIV.	POT.	K.	a_j .	R_{jy} .
10	A,C	0,375	0,158	71380
9				
8				
7	B	0,27	0,119	
6				
5	A,C.	0,164	0,076	98270.
	B	0,205	0,093	
4	A,C.	0,201	0,091	118002
3	B	0,251	0,112	
2				
1	A,C	0,335	0,358	66231
	B	0,394	0,373	

- :-

A- Calcul du Centre de masse :

-Le bût de ce paragraphe, c'est la détermination du centre de masse de tous les éléments soumis aux efforts sismiques que l'on suppose concentrés au niveau des planchers. Le centre de gravité est repéré dans un système d'axe plan orth orthonormé convenablement choisit .

- Détermination du poids propre de chaque élément constituant le bâtiment
- Détermination du Centre de masse de tous les éléments (planches, façades, poutres ...)

- Par la formule

$$x_G = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i}$$

$$y_G = \frac{\sum W_i \cdot Y_i}{\sum W_i}$$

x_i, y_i sont les coordonnées de chaque éléments par rapport au système d'axe choisit .

- Les résultats seront dans le tableau suivant :

NIV .	1	2,3,4 .	5,6,7	8,9	10
$x_G (m)$	11.39	11.69	11.49	11.32	11.47
$y_G (m)$	6.19	6.16	6.04	6.17	6.47

B- Calcul du Centre de Torsion :

- Dans le repère (x,oy) , les coordonnées du centre de torsion de l'étage j . sont données par :

$$x_{c_j} = \frac{\sum R_j y \cdot x_j^t}{\sum R_j y}$$

$$y_{c_j} = \frac{\sum R_j x \cdot y_j^l}{\sum R_j x}$$

$t =$ sens transversal .
 $l =$ sens longitudinal .
 $x_j^t =$ position d'un portique/oy .
 $y_j^l =$ position d'un portique/ox .

a) Calcul du $\sum R_{jy}$ et $\sum R_{jx}$.

Niveau .	10- 9- 8- 7- 6	5	4- 3- 2	1
$\sum R_{jy}$ (Kg/cm)	409758	533316	688592	356426
$\sum R_{jx}$ (Kg/cm)	409221	633920	753177	340621

$$\sum R_{jy} = 4R_{jy_1} + 2 R_{jy_2}$$

1- Nombre de portiques identiques courant.

$$\sum R_{jx} = R_{jx_1} + 2 R_{jx_2}$$

2- Nombre de portiques identiques de rive.

b) Calcul de $\sum R_{jy} x_j^t$ et $\sum R_{jx} y_j^t$.

- Portiques longitudinaux :

Niveau.	Portiques.	A-A	B-B	C-C	$R_{jx} y_j^t$
10- 9- 8- 7- 6	y_j (m)	0,00	6,00	12;0	2455746
	R_{jx} (Kg/cm)	116975	175341	116975	
5	y_j	0,00	6,00	12,0	3803620
	R_{jx}	195477	242966	195477	
4- 3 - 2	y_j	0,00	6	12	4519062
	R_{jx}	228783	295611	228783	
1	y_j	0	6	12	2043726
	R_{jx}	92729	155163	92729	

c) Portiques transversaux :

Niveau .	Portiques	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	$R_{jy} x_j^t$
10-9-8-7-6	x_j (m)	0,00	3,6	9,6	13,2	16,8	22,8	4499929
	R_{jy} (Kg/cm)	62119	71380	71380	71380	71380	62119	
5	x_j	0,00	3,6	9,6	13,2	16,8	22,8	5843954
	R_{jy}	70118	98270	98270	98270	98270	70118	
4- 3- 2	x_j	0	3,6	9,6	13,2	15,8	22,8	7566744
	R_{jy}	108292	118002	118002	118002	118002	108292	
1	x_j	0	3,6	9,6	13,2	16,8	22,8	3904259
	R_{jy}	45751	66230	66230	66230	66230	45751	

d'ou les coordonnées du centre de torsion à chaque niveau .

Niveau .	10-9-8-7-6	5	4-3-2	1
$X_c (m)$	10,98	10,96	10,99	10,95
$y_c (m)$	6,001	6	6	6

d) Calcul des excentricité entre C et G .

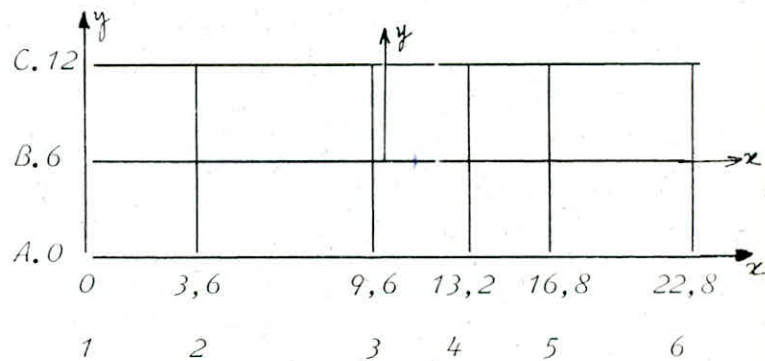
Niveau.	$X_G(m)$	$X_C(m)$	$e_x = X_G - X_C (m)$	$y_G (m)$	$y_C (m)$	$e_y = y_G - y_C (m)$
10	11,47	10,98	0,49	6,43	6	0,43
9 et 8	11,32	10,98	0,34	6,17	6	0,17
7,6,5 ^e	11,49	10,98	0,51	6,04	6	0,04
2,3,4 ^e	11,69	10,99	0,7	6,16	6	0,16
1	11,39	10,95	0,44	6,19	6	0,19

On prendra 5% $\lambda_y = 5\% \times 238 = 1,14 m$: excentricité accidentelle préconisée par le RPA.81 (Art.33-5), qui est prépondérante.

e) Calcul des coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion.

-Portiques Longitudinaux:

	Port Niv.	A-A	B-B	C-C
$y(m)$	tous les niveaux.	6	0	6



*Portiques transversaux :

	portique Niv.	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6
$x(m)$	10-9-8-7-6-	-10,98	-7,38	-1,38	2,22	5,82	11,82
	5	-10,93	-7,36	-1,36	2,24	5,84	11,84
	4-3-2	-10,99	-7,39	-1,39	2,21	5,81	11,81
	1	-10,95	-7,35	-1,35	2,25	5,85	11,85

f) Calcul de la rigidité à la torsion :

La rigidité à la torsion de l'étage est donnée par la formule suivante où

$$\sum_{i=1}^6 R_{ij} (x_j)^2 + \sum_{i=1}^6 R_{jx} (y_j)^2 ; \quad x_j \text{ et } y_j \text{ sont les coordonnées des portiques par rapport au nouveau repère } (c, X, Y).$$

Portiques longitudinaux :

Niveau .	Portiques	A-A	B-B	C-C	$R_j. (y_j)^2$
10-9-8-7-6	y_j (cm)	- 6,00	0	600	$8,4222. 10^{10}$
	y_j^2	$36,10^4$	0	$36,10^4$	
	R_{jx}	116975	175341	116976	
5	y_j	- 600	0	600	$1,4074. 10^{11}$
	y_j^2	36.10^4	0	36.10^4	
	R_{jx}	115477	242966	195477	
4-3-2	y_j	- 600	0	600	$1,6472. 10^{11}$
	y_j^2	36.10^4	0	36.10^4	
	R_{jx}	228783	295611	228783	
1	y_j	- 600	0	600	$6,6765. 10^{10}$
	y_j^2	36.10^4	0	36.10^4	
	R_{jx}	92729	155163	92729	

- Portiques Transversaux :

Niveau.	Port.	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	$R_{jy} x_j$
10-9-8-7-6	x_j (cm)	-10,98	- 738	- 138	222	582	1182	$2,2961. 10^{11}$
	x_j^2	1205604	544644	19044	49284	338724	1397124	
	R_{jy}	62119	71380	71380	71380	71380	62119	
5	x_j	-1096	- 736	- 136	224	584	1184	$2,7602. 10^{11}$
	x_j^2	1201216	541696	18496	50176	341056	1401856	
	R_{jy}	70118	98270	98270	98270	98270	70118	
4-3-2	x_j	-1099	- 739	- 139	221	581	1181	$3,9416. 10^{11}$
	x_j^2	1207801	546121	19321	48841	337561	1394761	
	R_{jy}	108292	118002	118002	118002	118002	108292	
1	x_j	-1095	- 735	- 135	225	585	1185	$1,7830. 10^{11}$
	x_j^2	1199025	540225	18225	50625	342225	1404225	
	R_{jy}	45751	62230	62230	62230	62230	45751	

d'où finalement le tableau donnant les rigidités - à la torsion à chaque niveau .

Niveau .	10- 9- 8- 7-6	5	4-3-2	1
R_{jt} (cm)	$2,2961 \cdot 10^{11}$	$2,7602 \cdot 10^{11}$	$3,9416 \cdot 10^{11}$	$1,7830 \cdot 10^{11}$

**ETUDE AU
S'EISME**

GENERALITES :

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de l'accélération de la pesanteur.

L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer des dommages importants aux constructions si celles-ci ne sont pas conçues et calculées selon les normes parasismique (RPA 81 pour l' ALGERIE).

II - DETERMINATION DES CHARGES SISMQUES :

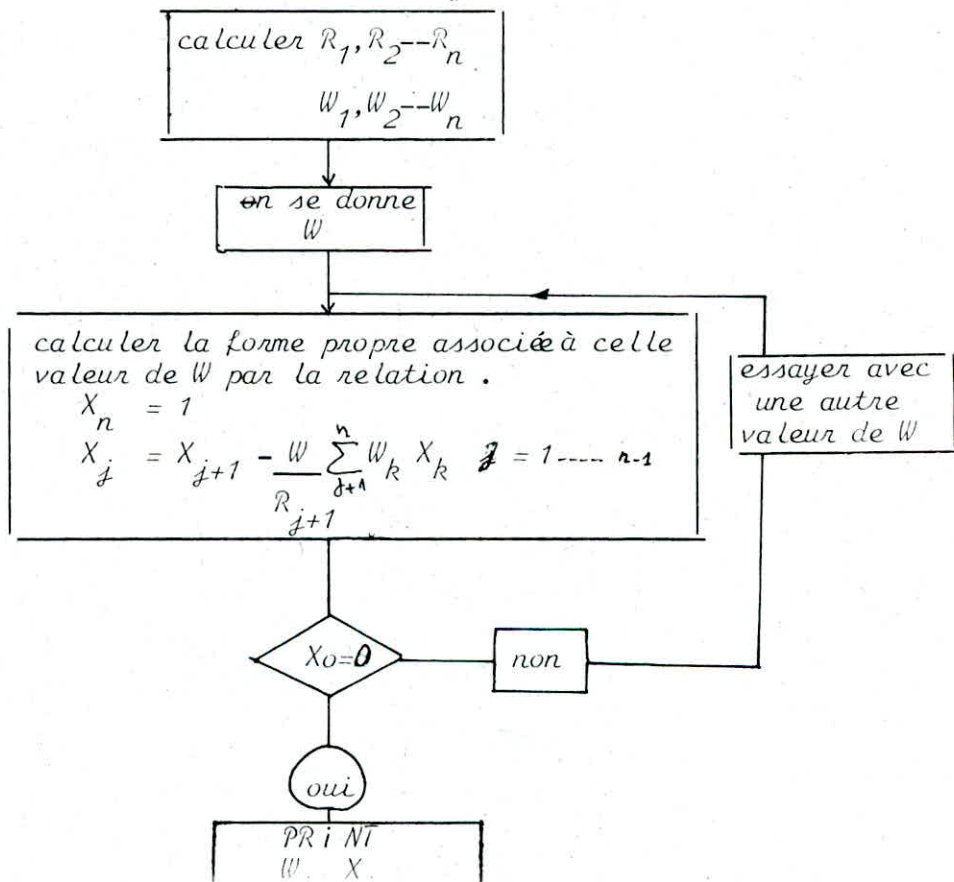
Les charges sismiques sont supposées concentrées au niveau de planchers tous les éléments composants ce niveau sont pris en compte dans l'évaluation des masses de niveau (plancher, poutres poteaux, façade, balcons, acrotère (niveau-10) etc...).

NIVEAUX.	10	9	8	7,6	5	4,3,2	1
$W_i (t)$	432	407	425	432	450	459	530

III - EVALUATION DE LA PERIODE T :

La méthode utilisée pour le calcul de la période T est celle de Mr. HOLZER, c'est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité relative de niveau, elle se prête très bien pour les structures autostables. On calculera tout d'abord les pulsations W_i puis les formes propres correspondantes à ces valeurs.

a) Procédé de la méthode : La démarche à suivre est donnée sous forme d'organigramme.



b) calcul de la période dans le sens longitudinal.

* Mode fondamental : $\omega^2 = 23$: K indice de niveau.
 On se donne :

k	$W_k (10^4)$	$W_k \omega^2 (10^4)$	x_k	$W_k \omega^2 x_k (10^4)$	$\sum W_k \omega^2 x_k (10^4)$	$R_k (10^4) (N/m)$	$\frac{\sum W_k \omega^2 x_k}{R_k}$
10	43.2	993.6	1	993.6	993.6	35 068	0.028
9	40.7	936.1	0.972	909.557	1903.177	35 068	0.054
8	42.5	977.5	0.918	897.080	2800.257	35068	0.080
7	43.2	993.6	0.838	832.784	3633.041	35068	0.104
6	43.2	993.6	0.734	729.700	4362.741	35068	0.124
5	45.	1035	0.610	630.928	4993.669	48593	0.103
4	45.9	1055.7	0.507	535.488	5529.157	59122	0.094
3	45.9	1055.7	0.413	436.510	5965.667	59122	0.101
2	45.9	1055.7	0.312	329.479	6295.146	59122	0.106
1	53	1219	0.206	250.532	6545.678	31032,6	0.211

Test : $X_1 = 0.206$ et $\frac{1}{R_k} \cdot \sum W_k \omega^2 \cdot X_k = 0.211 \Rightarrow X_0 = 0.206 - 0.211 = -5 \cdot 10^{-3} \approx 0$

donc la valeur de la pulsation est acceptable $T = \frac{2\pi}{\omega_1} = 1.31 \text{ s}$

Les formes propres associées sont :

- $x_1 = 0.206$
- $x_2 = 0.312$
- $x_3 = 0.413$
- $x_4 = 0.507$
- $x_5 = 0.610$
- $x_6 = 0.734$
- $x_7 = 0.838$
- $x_8 = 0.918$
- $x_9 = 0.972$

Deuxième mode : on se donne $\omega^2 = 162$

k	$W_k (10^4)$	$W_k \omega^2 (10^4)$	x_k	$W_k \omega^2 x_k (10^4)$	$\sum W_k \omega^2 x_k (10^4)$	$R_k (10^4)$	$\frac{\sum W_k \omega^2 x_k}{R_k}$
10	43.2	6 998.4	1	6998.4	6998.4	35068	0.200
9	40.7	6593.4	0.800	5277.578	12275.978	35068	0.350
8	42.5	6885	0.450	3097.822	15 373.8	35068	0.438
7	43.2	6998.4	0.012	81.184	15454.986	35068	0.441
6	43.2	6998.4	-0.429	3000.317	12454.669	35068	0.355
5	45	7290	-0.784	-5715.360	6739.309	48593	0.139
4	45.19	7435.8	-0.923	-6860.930	-121.621	59122	-0.002
3	45.9	7435.8	-0.921	-6847.947	-6969.568	59122	-0.118
2	45.9	7435.8	-0.803	-5971.806	-12941.373	59122	-0.219
1	53	8586	-0.584	-5015.145	-17956.519	31032,6	-0.579

-Test : $x_1 = -0.584$ et $\frac{1}{R_k} \sum W_k \cdot W_k^2 x_k \Rightarrow -0.579 \Rightarrow x_0 = 5.10^{-3} \approx 0$

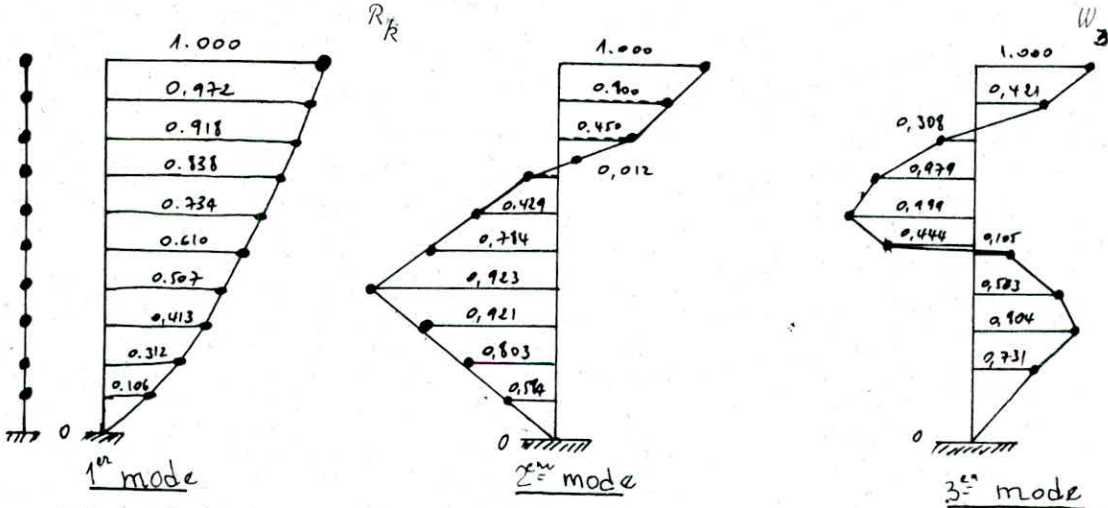
donc le choix de $W^2 = 162$ est acceptable et la période T sera égale à :

$$T = \frac{2\pi}{W} = \frac{2\pi}{\sqrt{162}} = 0.494 \text{ s}$$

* Troisième mode : on se donne $W^2 = 470$.

K	$W_k (10^4)$	$W_k W^2 (10^4)$	x_k	$W_k W^2 x_k (10^4)$	$\sum W_k W^2 x_k (10^4)$	$R_k (10^4)$	$\frac{\sum W_k W^2 x_k}{R_k}$
10	43.2	20304	1	20304	20304	35068	0.579
9	40.7	19129	0.421	8053.512	28357.512	35068	0.809
8	42.7	19975	-0.388	-7743.180	20614.332	35068	0.588
7	43.2	20304	-0.976	-19813.432	-18009.0	35068	0.023
6	43.2	20304	-0.999	-20280.417	-19479.517	35068	-0.555
5	45	21150	-0.444	-9380.482	-2854.997	48593	-0.594
4	45.9	21573	0.150	3234.066	-25625.933	59122	-0.433
3	45.9	21573	0.583	12586.585	-13039.348	59122	-0.221
2	45.9	21573	0.804	17334.981	4295.633	59122	0.073
1	53.0	24910	0.731	18217.782	22513.38	31032.6	0.725

-Test : $x_1 = 0.731$ et $\frac{1}{R_k} \sum W_k \cdot W_k^2 x_k = 0.725 \Rightarrow x_0 = 0 \Rightarrow T = \frac{2\pi}{W} = 0.290 \text{ s}$



c) Calcul de la période dans le sens transversal

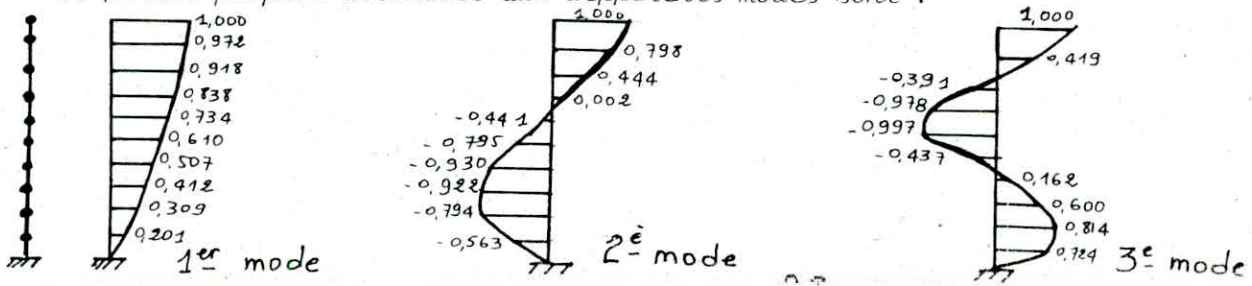
C'est le même procédé itératif que pour le sens longitudinal. on calculera ainsi les périodes des 3 modes et les trois formes propres associées on obtiendra les résultats suivants :

1^{er} mode : $W_1^2 = 23.4 \rightarrow T_1 = 1.30 \text{ s}$

2^o mode : $W_2^2 = 167 \rightarrow T_2 = 0.486 \text{ s}$

3^o mode : $W_3^2 = 480 \rightarrow T_3 = 0.286 \text{ s}$

Les formes propres associées aux différents modes sont :



EVALUATION DES FORCES SISMQUES

L'évaluation des forces sismiques sera faite suivant la méthode simplifiée d'analyse nodale préconisée par le R.P.A 81. ce choix n'est pas aléatoire, il est dû au fait que notre structure est souple dans les deux sens. Cette méthode nous permet une approche précise. L'une des caractéristiques de cette méthode est la prise en compte des modes supérieures (2° et 3°). Ainsi la sollicitation totale agissante à chaque niveau résultera de la combinaison des réponses nodales. sachant que les différents modes ne sont pas en phase, une addition arithmétique des modes conduirait à des valeurs de réponses assez élevées, afin de tenir compte de cette différence de phase, on procédera à une superposition quadratique. nous avons à calculer la force sismique suivante :

$$F = \sqrt{F_{ki}^2}$$

K : indice de niveau

i : mode de vibration $i = 1, 2, 3$

F_{ki} : force sismique de calcul du mode i

Dans les deux sens on procédera ainsi

$$\left. \begin{array}{l} \bar{T}_1 \rightarrow F_{k1} \\ \bar{T}_2 \rightarrow F_{k2} \\ \bar{T}_3 \rightarrow F_{k3} \end{array} \right\} \Rightarrow F_k = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2}$$

a) Sens transversal

1) Force sismique de calcul : $F_{ki} = \Gamma_i W_k (A \cdot B \cdot D_i \cdot Q) X_{ki}$

Γ_i : Facteur de contribution du mode i

W_k : poids revenant au plancher k

X_{ki} : composante du vecteur propre

A : Coefficient d'accélération de zone

D_i : facteur d'amplification dynamique

B : facteur de comportement de la structure

Q : facteur de qualité du système de contreventement

2°) Calcul des différents coefficients

$A = 0.15$ (Groupe d'usage 2, Zone II)

$B = 0.25$ (Structure en portique autostable)

$Q = 1.3$ $\phi = 1 + \sum P_q$ (P_q : Pénalités)

3°) Calcul du facteur de contribution du mode i :

$$\Gamma_i = \frac{\sum_1^n W_k X_{ki}}{\sum_1^n W_k X_{ki}^2}$$

NIV	1er. M O D E .				2ème. M O D E .			3ème M O D E /			
	$W_{k_i}(t)$	X_{k_1}	$W_k X_{k_1}$	$W_k X_{k_1}^2$	X_{k_2}	$W_k X_{k_2}$	$W_k X_{k_2}^2$	X_{k_3}	$W_k X_{k_3}$	$W_k X_{k_3}^2$	
10	432	1.000	432	432	1.000	432	432	1.000	432	432	
9	407	0.972	395.604	384.615	0.798	324.786	259.179	0.419	170.533	71.4	
8	425	0.918	390.150	358.158	0.444	188.700	83.783	-0.391	-166.715	64.9	
7	432	0.838	362.016	303.369	0.002	0.864	0.002	-0.978	-422.496	413.2	
6	432	0.734	317.088	232.743	-0.441	-190.512	84.016	-0.997	-430.704	429.4	
5	450	0.610	274.500	167.445	-0.795	-357.750	284.411	-0.437	-196.650	85.9	
4	459	0.507	232.713	117.985	-0.930	-426.870	396.989	+0.162	74.358	12.0	
3	459	0.412	189.108	77.912	+0.922	-423.198	390.150	0.600	275.400	165.2	
2	459	0.309	141.831	43.826	-0.794	-364.446	289.370	0.814	373.626	304.1	
1	530	0.201	106.530	21.413	+0.563	-298.390	167.994	0.724	383.720	277.8	
		Σ	2841.54	2139.466		Σ	-1114.816	2387.894	Σ	493.612	2256.

d'ou $\Gamma_1 = 1.328$; $\Gamma_2 = -0.467$; $\Gamma_3 = 0.219$

4°) Calcul des coefficients D_x (sol meuble) .

$$T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = 1.299 \text{ s.} \quad D_1 = 1.241 \text{ (1er mode) .}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = 0.486 \text{ s.} \quad D_2 = 2 \text{ (2ème mode) }$$

$$T_3 = \frac{2\pi}{W_3} = 0.287 \text{ s.} \quad D_3 = 2 \text{ (3ème mode) ..}$$

5°) Calcul des forces sismiques . F_{k1} , F_{k2} , F_{k3}

$$F_{k_i} = \Gamma_i A.B.D.Q.W_k X_{k_i}$$

NIV	$\Gamma_i(A.B.D.Q)W_k$	X_{k_1}	$F_{k_1}(t)$	$\Gamma_2(A.B.D.Q)W_k$	X_{k_2}	$F_{k_2}(t)$	$\Gamma_3(A.B.D.Q)W_k$	X_{k_3}	F_{k_3}
10	34.708	1.00	34.708	-19.670	1.000	-19.670	9.224	1.00	9.2
9	32.699	0.972	31.784	-18.532	0.798	-14.789	8.690	0.419	3.6
8	34.145	0.918	31.346	-19.351	0.444	-8.592	9.075	-0.391	-3.5
7	34.708	0.838	29.085	-19.670	0.002	-0.039	9.224	-0.978	-9.0
6	34.708	0.734	25.476	-19.670	-0.441	+8.674	9.224	-0.997	-9.1
5	36.154	0.610	22.054	-20.490	-0.795	+16.290	9.609	-0.437	-4.1
4	36.877	0.507	18.697	-20.899	-0.930	+19.436	9.802	0.162	1.5
3	36.877	0.412	15.193	-20.899	-0.422	+19.869	9.801	0.600	5.8
2	36.877	0.309	11.395	-20.899	-0.794	+16.994	9.801	0.814	7.9
1	42.582	0.201	8.559	-24.132	-0.563	+13.586	11.317	0.724	8.19

6°) Calcul de la force sismique résultante $F_k(t)$.

NIV.	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
F_{k_1}	34.708	31.784	31.346	29.085	25.476	22.054	18.697	15.193	11.395	8.555
F_{k_2}	-19.670	-14.789	-8.592	-0.039	+ 8.674	+16.290	+19.436	+19.269	+16.594	+13.58
F_{k_3}	9.224	3.641	-3.548	-9.021	- 9.197	-4.199	-1.588	5.881	7.978	8.19
F_k	40.947	35.245	32.695	30.452	28.440	27.738	27.016	25.233	21.653	18.02

- Sens Longitudinal :

$$A = 0.15 \quad B = 0.25 \quad ; \quad Q = 1.3$$

$$\Gamma_1 = 1.329 \quad T_1 = 1.310 \quad ; \quad D_1 = 1.236$$

$$\Gamma_2 = -0.440 \quad T_2 = 0.494 \quad ; \quad D_2 = 2$$

$$\Gamma_3 = 0.213 \quad T_3 = 0.290 \quad ; \quad D_3 = 2 .$$

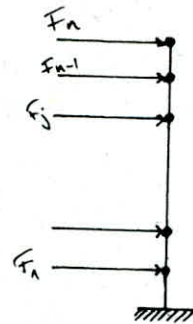
La procédé, concernant la détermination de la force sismique, est le même que celui décrit dans le sens transversal. Nous donnerons que le résultat final .

NIV.	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
F_{k_1}	34.594	31.679	31.243	28.990	25.392	21.982	18.635	15.180	11.411	8.745
F_{k_2}	-18.533	-13.968	-8.205	0.222	7.951	15.135	18.175	18.135	15.812	13.278
F_{k_3}	8.972	3.558	-3.424	-8.756	-8.963	-4.149	1.43	5.537	7.664	8.046
F_k	40.258	34.804	32.483	30.284	28.877	27.009	26.070	24.294	20.952	17.181

DETERMINATION DES EFFORTS TRANCHANTS DE NIVEAU :

soit $F_1, F_2 \dots F_n$ les forces sismiques calculées à chaque niveau et dans chaque sens. selon le RPA.81 l'effort tranchant revenant à chaque niveau est :

$$\begin{aligned} T_n &= F_n \\ T_{n-1} &= F_n + F_{n-1} \\ \vdots & \\ T_j &= F_n + F_{n-1} + \dots + F_j \\ \vdots & \\ T_1 &= F_1 + F_{n-1} + \dots + F_j + \dots + F_1 \end{aligned}$$



**CALCUL DES EFFORTS
SOUS CHARGES
HORIZONTALES**

(ALCUL DES EFFORTS SOUS -
 LES CHARGES HORIZONTALES -
 (Méthode de MUTO)

- :-

- Pour la détermination des efforts dans les différents éléments (poteaux-poutres) sous les sollicitations dues aux charges horizontales, on utilise la méthode de Monsieur MUTO .

- ETAPES A SUIVRE :

-1- Répartir les efforts tranchants de niveau pour les différents portiques par :

- Portiques longitudinaux:
$$\bar{T}_{jx} = \frac{\sum_j R_j^l}{\sum_{i=1}^n R_j^l} + \sum_{jx} y_g \frac{-R_j^l \cdot y}{R_j^0}$$

- Portiques Transversaux:
$$\bar{T}_{jy} = \frac{\sum_j R_j^t}{\sum_{i=1}^n R_j^t} + \sum_{jy} X_g \cdot \frac{R_j^t}{R_j^0} \cdot x$$

- R_j^l = rigidité de niveau d'un portique longitudinal .

- R_j^t = rigidité de niveau d'un portique transversal .

- R_j^0 = rigidité de niveau à la torsion .

- \sum_{jx} = effort tranchant de niveau dans le sens longitudinal .

- \sum_{jy} = effort tranchant de niveau dans le sens transversal .

- X_g = distance du centre de masse au centre de torsion (excentricité -
 accidentelle).

- y_g = excentricité accidentelle = $X_g \dots$

- X = distance d'un portique transversal au centre de torsion .

- Y = distance d'un portique longitudinal au centre de torsion .

-2- Calculer l'effort tranchant revenant à chaque poteau dans chaque sens :

$$\bar{T}_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} K_j^{(i)}}{D_j} \bar{T}_j$$

- $t_j^{(i)}$ = effort tranchant revenant au poteau i du niveau j .

- $a_j^{(i)}$ = coefficient de correction donné selon MUTO .

- $K_j^{(i)}$ = raideur du poteau i du niveau j .

- \bar{T}_j = effort tranchant revenant au portique considéré du niveau j .

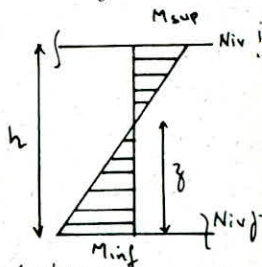
$$-D_j = \sum a_i^{(i)} K_j^{(i)}$$

-3- Calculer les moments fléchissants dans les poteaux :

$$-M_{sup} = t_j^{(i)} (h-z) \text{ avec } z = y \cdot h \text{ et } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

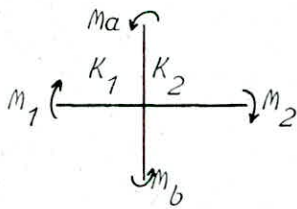
$$-M_{inf} = t_j^{(i)} \cdot z$$

les coefficients y_0, y_1, y_2, y_3 sont donné dans le livre (conception et calcul des structures soumises au séisme) .



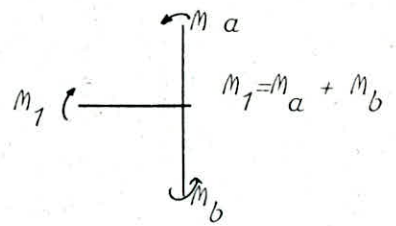
-4- Calcul des moments fléchissants dans les poutres :

- Dans un nœud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud est réparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.



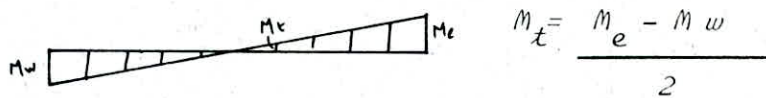
$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

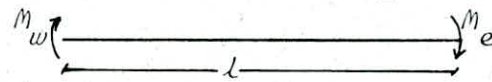


-5- Calcul des moments en travée dans les poutres :

- Sous l'action d'une force latérale le diagramme du moment fléchissant dans une poutre est linéaire.



-6- Efforts tranchants dans les poutres :



$$\bar{T} \cdot l + M_w + M_e = 0 \quad \bar{T} = - \frac{M_w + M_e}{l}$$

\bar{T} étant constant le long de la poutre, ayant dessiné M_w et M_e dans le sens où ils s'exercent réellement donc $\bar{T} = - \frac{M_w}{l} + \frac{M_e}{l}$

\bar{T} est constant négatif pour le séisme s'exerçant dans ce sens (\rightarrow)

-7- Calcul des efforts normaux dans les poteaux :

- Les efforts tranchants s'exerçant sur les nœuds des poutres se transmettent comme des efforts normaux dans les poteaux $N = \bar{T}_e - \bar{T}_w$

- Cet effort normal est réversible selon que le séisme agit dans un sens ou dans l'autre.

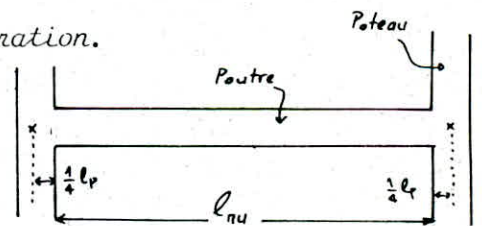
-8- Complément donné par MUTO :

- La longueur de la poutre à prendre en considération.

$$l = l_{nu} + 2 \cdot \frac{1}{4} l_p$$

- l_{nu} = longueur de la poutre entre nœuds.

- l_p = épaisseur du poteau.



Il faut que la longueur de calcul des poutres ne doit pas dépasser la longueur entre axe des poteaux. *

- La hauteur h du poteau à intervenir dans les calculs est égale à la distance entre la face supérieure de la poutre inférieure et la face inférieure de la poutre supérieure + $\frac{1}{2}$ de la dimension du poteau dans plan du portique toutes les étapes de calcul sont données sous forme de tableau.

-REPARTITION DES EFFORTS TRANCHANTS -

AUX PORTIQUES LONGITUDINAUX - ($x_g = y_g = 1,14m$).

Niv	$\sum jx$ (t)	$\sum R_j^e$ (kg/cm)	R_j^0 (kg/cm)	Portique	R_j^e (kg/cm)	y_j (cm)	$\frac{\sum jx \cdot R_j^e}{\sum R_j^e}$ (t)	$\sum jx \frac{y_g R_j^e}{B_0} y_j^e$	T_{jx} (t)
10	40.258	409.221	3.138.	A.A	116975	-600	11.51	-0.0102	11.51
				B.B	175341	0	17.255	0	17.255
				C.C	116975	+600	11.51	+0.0102	11.520
9	75.062	409221	"	A.A	116975	-600	21.456	-0.0198	21.456
				B.B	175341	0	32.162	0	32.162
				C.C	116975	+600	21.456	+0.0198	21.476
8	107.545	409221	"	A.A	116.975	-600	30.742	-0.0270	30.742
				B.B	175341	0	46.080	0	46.080
				C.C	116975	+600	30.742	+0.0270	30.769
7	137.829	409221	"	A.A	116975	-600	39.398	-0.0360	39.398
				B.B	175341	0	59.056	0	50.056
				C.C	116975	+600	39.398	+0.0360	39.434
6	165.906	409221	"	A.A	116975	-600	47.424	-0.0350	47.424
				B.B	175341	0	71.086	0	71.086
				C.C	116975	+600	47.424	+0.0350	47.459
5	192.915	633.920	4.167.10	A.A	195477	-600	59.488	-0.0430	59.488
				B.B	249960	0	73.939	0	76.939
				C.C	195477	+600	59.448	+0.0430	59.491
4	218.985	753177	5.589.10	A.A	228783	-600	66.518	-0.0585	66.518
				B.B	295611	0	85.943	0	85.948
				C.C	228783	+600	66.518	+0.0585	66.577
3	243.279	753.177	"	A.A	228783	-600	73.898	-0.0660	73.898
				B.B	295611	0	95.483	0	95.483
				C.C	228783	+600	73.898	+0.0660	73.964
2	264.231	753.177	"	A.A	228783	-600	80.262	-0.0680	80.262
				B.B	295611	0	103.707	0	103.707
				C.C	228783	+600	80.262	+0.0680	80.33
1	281.412	340621	2.451.10	A.A	92729	-600	76.61	-0.0754	76.61
				B.B	155163	0	128.192	0	128.192
				C.C	92729	+600	76.61	+0.0754	76.685

- EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTEAUX : -

PORTIQUE B.B. (LONGITUDINAUX)

			POT.	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6
NJV	$T_j \times \downarrow$	$\sum a_k \downarrow$	$\frac{a_j}{K_j}$	347.4	780.039	780.039	766.705	780.039	357.822
10	17.255	3812.044	t_j	1.572	3.531	3.531	3.470	3.531	1.620
9	32.162	"	$\frac{a_j}{K_j}$	347.4	780.039	780.039	766.705	780.039	357.822
			t_j	2.931	6.58	6.58	6.469	6.58	3.019
8	46.080	"	$a_j k_j$	347.4	780.039	780.039	766.705	780.039	357.822
			t_j	4.20	9.430	9.430	9.268	9.430	4.325
7	50.056	"	$a_j k_j$	347.4	780.039	780.039	786.705	780.039	357.822
			t_j	4.562	10.243	10.243	10.068	10.243	4.699
6	71.086	"	$a_j k_j$	347.4	780.039	780.039	766.705	780.039	357.922
			t_j	6.478	14.546	14.546	14.297	14.546	6.673
5	73.939	5286.128	$a_j k_j$	507.6	1069.532	1069.532	1069.532	1069.532	500.4
			t_j	7.100	14.954	14.954	14.954	14.954	6.999
4	85.948	6431.024	$a_j k_j$	622.8	1297.092	1297.092	1319.848	1297.092	597.6
			t_j	8.323	17.334	17.334	17.638	17.334	7.986
3	95.483	"	$a_j k_j$	622.8	1297.092	1297.092	1319.848	1297.092	597.6
			t_j	9.246	19.257	19.257	19.595	19.257	8.872
2	103.707	"	$a_j k_j$	622.8	1297.092	1297.092	1319.548	1297.092	597.6
			t_j	10.043	20.915	20.915	21.282	20.915	9.636
1	128.192	13492.7	$a_j k_j$	1293.98	272.6	272.6	2747.75	272.6	1273.97
			t_j	12.293	25.897	25.897	26.104	25.897	12.103

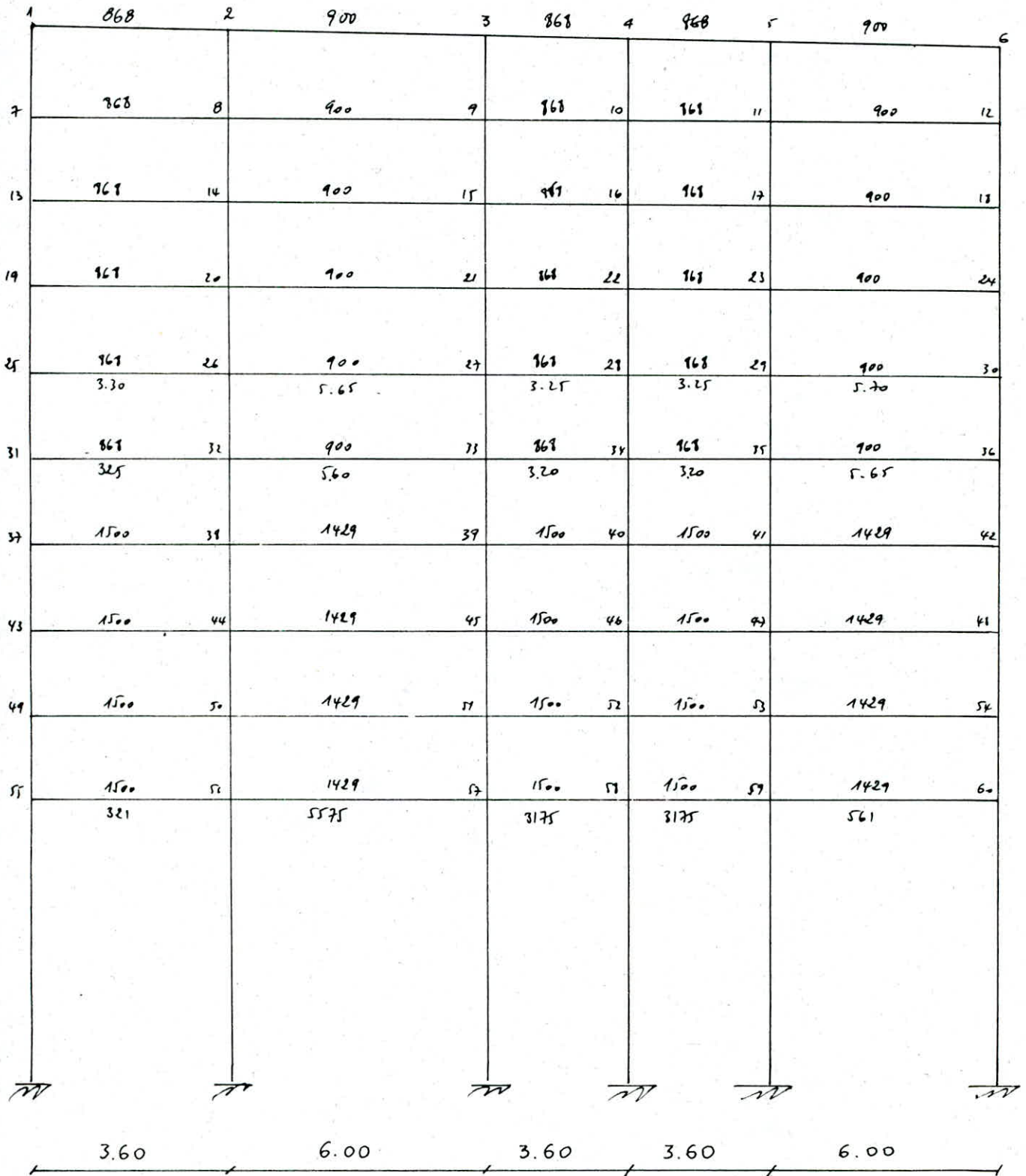
- MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POTEAUX -

	POTEAU	T \neq (t)	y	$z = y h$	$M_{inf.}$ (tm)	$h - z$	M_{sup}
	B1	1.572	0.25	0.75	1.179	2.25	3.537
	B2	3.531	0.15	0.45	1.589	2.55	9.004
	B3	3.531	0.15	0.45	1.589	2.55	9.004
10	B4	3.470	0.14	0.42	1.457	2.58	8.953
	B5	3.531	0.15	0.45	1.589	2.55	9.004
	B6	1.620	0.26	0.78	1.264	2.22	3.596
	B1	2.931	0.35	1.05	3.078	1.95	5.715
	B2	6.58	0.32	0.96	6.317	2.04	13.423
	B3	6.58	0.32	0.96	6.317	2.04	13.423
9	B4	6.469	0.31	0.93	6.016	2.57	16.625
	B5	6.58	0.32	0.96	6.317	2.04	13.423
	B6	3.019	0.37	1.11	3.351	1.89	5.706
	B1	4.20	0.40	1.2	5.040	1.8	7.560
	B2	9.430	0.38	1.14	10.750	1.86	17.540
	B3	9.430	0.38	1.14	10.750	1.86	17.540
8	B4	9.268	0.38	1.14	10.566	1.86	17.238
	B5	9.430	0.38	1.14	10.750	1.86	17.540
	B6	4.325	0.40	1.2	5.190	1.80	7.785
	B1	4.562	0.45	1.35	6.159	6.159	1.650
	B2	10.243	0.43	1.29	13.213	1.710	17.516
	B3	10.243	0.43	1.29	13.213	1.710	17.516
7	B4	10.068	0.43	1.29	12.988	1.710	17.116
	B5	10.243	0.43	1.29	13.213	1.710	17.516
	B6	4.699	0.45	1.35	6.344	1.650	7.753
	B1	6.478	0.45	1.35	8.745	1.65	10.689
	B2	14.546	"	"	19.637	"	24.001
	B3	14.546	"	"	19.637	"	24.001
6	B4	14.297	"	"	19.301	"	25.590
	B5	14.546	"	"	19.637	"	24.001
	B6	6.675	"	"	9.002	"	11.000
	B1	7.100	0.61	1.830	12.993	1.170	8.307
	B2	14.954	0.64	1.920	28.712	1.080	16.150
	B3	14.954	0.64	1.920	28.712	1.080	16.150
5	B4	14.954	0.66	1.980	29.609	1.020	15.253
	B5	14.954	0.64	1.920	28.712	1.080	16.950
	B6	6.999	0.5	1.5	10.499	1.5	10.499
	B1	8.323	0.5	1.5	12.485	1.5	12.485
	B2	17.334	"	"	26.001	"	26.001
	B3	17.631	"	"	26.001	"	26.001
4	B4	17.638	"	"	26.457	"	26.457
	B5	17.334	"	"	26.001	"	26.001
	B6	7.986	"	"	11.979	"	11.979

B1	9.246	0.54	1.62	14.979	1.380	12.759
B2	19.257	0.57	1.71	32.929	1.29	24.842
B3	19.257	0.57	"	32.929	"	24.842
B4	19.595	0.57	"	33.507	"	25.278
B5	19.257	0.57	"	32.929	"	24.842
B6	8.872	0.55	"	15.171	1.350	11.977
B1	10.043	0.59	1.77	17.776	1.23	12.352
B2	20.915	0.67	2.01	42.039	0.99	20.706
B3	20.915	"	"	42.039	"	20.706
B4	21.282	"	"	42.777	"	21.069
B5	20.915	"	"	42.039	"	20.706
B6	9.636	0.55	1.650	15.899	1.350	13.001
B1	12.293	0.74	4.44	54.581	1.56	19.177
B2	25.897	"	"	114.983	"	40.400
B3	25.897	"	"	114.983	"	40.400
B4	26.104	"	"	115.902	"	40.722
B5	25.897	"	"	114.983	"	40.400
B6	12.103	0.75	4.5	53.737	1.5	18.155

Moments flechissants aux nœuds des poutres : (Portique B.B)

On doit d'abord numéroter les différents nœuds des poutres constituant le portique
 Dans un nœud le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud est répartie
 proportionnellement à leurs rigidités linéaires.



NIV.	NOEUD	M_a (tm)	M_b (tm)	M_y (t-m)	M_z (t-m)
	I	0	3.537	0	3.537
	2	0	9.004	4.42I	4.583
	3	0	9.004	4.583	4.42I
10	4	0	8.953	4.477	4.477
	5	0	9.004	4.42I	4.583
	6	0	3.596	3.596	0
	7	I.179	5.7I5	0	6.894
	8	I.589	I5.423	7.37I	7.64I
	9	I.589	I3.423	7.64I	7.37I
9	IO	I.457	I6.625	9.04I	9.04I
	II	I.589	I3.423	7.37I	7.64I
	I2	I.264	5.706	6.97	0
	I3	3.078	7.560	0	IO.638
	I4	6.3I7	I7.540	II.7I4	I2.I43
	I5	6.3I7	I7.540	I2.I43	II.7I4
8	I6	6.0I6	I7.238	II.627	II.627
	I7	6.3I7	I7.540	II.7I4	I2.I43
	I8	3.35I	7.785	II.736	0
	I9	5.040	7.527	0	I2.565
	20	IO.750	I7.5I6	I3.879	I4.387
	2I	IO.750	I7.5I6	I4.387	I3.879
7	22	IO.566	I7.II6	I3.84I	I3.84I
	23	IO.750	I7.5I6	I3.879	I4.387
	24	5.I90	7.753	I2.943	0
	25	6.I59	IO.689	0	I6.848
	26	I3.2I3	24.00I	I8.272	I8.942
	27	I3.2I3	24.00I	I8.942	I8.272
6	28	I2.988	23.590	I8.289	I8.289
	29	I3.2I3	24.00I	I8.272	I8.942
	30	6.344	II.0IO	I7.354	0
	3I	8.745	8.307	0	I7.052
	32	I9.637	I6.I50	I7.57I	I8.2I6
	33	I9.637	I6.I50	I8.2I6	I7.57I
5	34	I9.30I	I5.253	I7.277	I7.277
	35	I9.637	I6.I50	I7.57I	I8.2I6
	36	9.002	IO.499	I9.50I	0
	37	I2.993	I2.485	0	25.478
	38	28.7I2	26.00I	28.0I3	26.700
	39	28.7I2	26.00I	26.700	28.0I3
4	40	29.609	26.457	28.033	28.033
	4I	28.7I2	26.00I	28.043	26.700
	42	IO.499	II.979	22.478	0

NIV	NOEUD	$M_a(t-m)$	$M_b(t-m)$	$M_1(t-m)$	$M_2(t-m)$
3	43	12.485	12.459	0	25.244
	44	26.001	24.842	26.032	24.811
	45	26.001	24.842	24.811	26.032
	46	26.457	25.278	25.868	25.868
	47	26.001	24.842	26.032	24.811
	48	11.979	11.977	23.956	0
2	49	14.979	12.352	0	27.331
	50	32.929	20.706	27.461	26.174
	51	32.929	20.706	26.174	27.461
	52	33.507	21.069	27.288	27.288
	53	32.929	20.706	27.461	26.174
	54	15.171	13.001	28.172	0
1	55	17.776	19.177	0	36.953
	56	42.039	40.400	42.209	40.230
	57	42.039	40.400	40.230	42.209
	58	42.777	40.722	41.750	41.750
	59	42.039	40.400	42.209	40.230
	60	15.899	18.155	34.054	0

POUTRES - SOUS E (SEISME)

(PORTIQUE B-B)

N ^o	POUT.	M _e	M _w	M _t	T
10	1-2	4.421	3.537	0.442	- 2.412
	2-3	4.583	4.583	0	- 1.622
	3-4	4.477	4.421	0.028	- 2.739
	4-5	4.421	4.477	- 0.028	- 2.739
	5-6	3.596	4.583	- 0.494	- 1.435
9	7-8	7.371	6.894	0.239	- 4.323
	8-9	7.641	7.641	0	- 2.705
	9-10	9.041	7.371	0.835	-5.045
	10-11	7.371	9.041	- 0.835	-5.045
	11-12	6.97	7.641	- 0.336	- 2.563
8	13-14	11.714	10.638	0.538	- 6.773
8	14-15	12.143	12.143	0	- 7.298
8	15-16	11.627	11.714	- 0.087	- 7.182
8	16-17	11.714	11.627	+ 7.087	- 7.182
8	17-18	11.736	12.143	- 0.407	- 4.189
7	19-20	13.879	12.565	1.314	- 8.013
	20-21	14.387	14.387	0	- 5.093
	21-22	13.041	13.879	- 0.838	- 8.283
	22-23	13.879	13.841	+ 0.838	- 8.283
	23-24	12.943	14.387	- 1.444	- 4.795
6	25-26	18.272	16.848	1.424	-10.806
	26-27	18.942	18.942	0	- 6.705
	27-28	18.189	18.272	0.017	-11.250
	28-29	18.272	18.289	- 0.017	-11.250
	29-30	17.354	18.942	- 1.588	- 6.378

N ^o	POUT.	M _e	M _w	M _t	T
5	31-32	17.571	17.052	0.519	- 10.655
	32-33	18.216	18.216	0	- 6.448
	33-34	17.277	17.571	- 0.147	- 10.89
	34-35	17.571	17.277	+ 0.147	- 10.89
	35-36	19.501	18.216	+ 0.643	- 6.676
4	37-38	28.013	25.418	2.535	- 16.459
	38-39	26.700	26.700	0	- 9.451
	39-40	28.033	28.013	0.020	- 17.514
	40-41	28.013	28.033	- 0.020	- 17.514
	41-42	22.478	26.700	- 4.22	- 8.704
3	43-44	26.032	25.244	0.394	- 15.778
3	44-45	24.811	24.811	0	- 8.783
3	45-46	25.868	26.032	- 0.082	- 16.219
3	46-47	26.032	25.868	+ 0.082	- 16.219
3	47-48	23.456	24.811	- 0.428	- 8.543
2	49-50	27.461	27.331	0.065	- 16.859
	50-51	26.174	26.174	0	- 9.265
	51-52	27.288	27.461	- 0.087	- 17.109
	52-53	27.461	27.288	+ 0.087	- 17.109
	53-54	28.172	26.174	0.999	- 7.849
1	55-56	42.209	36.953	2.628	- 24.661
	56-57	40.230	40.13	0	- 14.432
	57-58	41.209	42.209	- 0.230	- 26.443
	58-59	42.209	41.75	+ 0.230	- 26.443
	59-60	34.054	40.230	3.088	- 13.241

unités:
 - M_e, M_w, M_t (t.m)
 - T (t)

M_t = moment en travée dans les poutres
 T = effort tranchant dans les poutres
 M_e, M_w = moments aux appuis des poutres

- POTEAUX SOUS - E - (PORTIQUES B - B) -

NIV	Pot	M _{sup}	M _{inf.}	N	N _{cum}
10	B 1	3.537	1.179	2.412	2.412
	B 2	9.004	1589	0.79	0.79
	B 3	9.004	1589	0.757	0.757
	B 4	8.953	1457	0	0
	B 5	9.004	1589	0.944	0.944
	B 6	3.596	1264	1.435	1.435
9	B 1	5.715	3078	4.323	6.735
	B 2	13.423	6317	1.618	2.408
	B 3	13.423	6317	2.34	3.097
	B 4	16.625	6016	0	0
	B 5	13.423	6317	0.142	1.086
	B 6	5.706	3351	2.563	3.998
8	B 1	7.560	5040	6.773	13.508
	B 2	17.540	10750	2.475	4.883
	B 3	17.540	10750	2.884	5.981
	B 4	17.238	10.566	0	0
	B 5	17.540	10.750	2.993	4.079
	B 6	7.785	5.190	4.189	8.187
7	B 1	7.527	6.159	8.013	21.521
	B 2	17.516	13.213	2.92	7.803
	B 3	17.516	13.213	3.19	9.171
	B 4	17.116	12.988	0	0
	B 5	17.516	13.213	3.488	7.567
	B 6	7.753	6.344	4.795	12.982
6	B 1	10.689	8.745	10.806	32.327
	B 2	24.001	19.637	4.101	11.904
	B 3	24.001	19.637	4.545	13.716
	B 4	23.590	19.301	0	0
	B 5	24.001	19.637	4.872	12.439
	B 6	11.01	9.002	6.378	19.36

Niv	Pot	M _{sup.}	M _{inf.}	N	N _{cum}
5	B 1	8.307	12.993	10.653	42.98
	B 2	16.150	28.712	4.205	16.109
	B 3	16.150	28.712	4.442	18.158
	B 4	15.253	29.609	0	0
	B 5	16.150	28.712	4.214	16.653
	B 6	10.499	10.499	6.676	26.036
4	B 1	12.485	12.459	16.459	59.439
	B 2	26.001	26.001	7.008	23.117
	B 3	26.001	26.001	8.063	26.221
	B 4	26.457	26.457	0	0
	B 5	26.001	26.001	8.81	25.463
	B 6	11.979	11.979	8.704	34.74
3	B 1	12.759	14.979	15.778	75.217
	B 2	24.842	32.929	6.995	30.112
	B 3	24.842	32.929	7.436	33.657
	B 4	25.278	33.507	0	0
	B 5	24.842	32.929	7.676	33.189
	B 6	11.977	15.171	8.543	43.285
2	B 1	12.352	17.776	16.859	92.076
	B 2	20.706	42.039	7.594	37.706
	B 3	20.706	42.039	7.844	41.501
	B 4	21.069	42.777	0	0
	B 5	20.706	42.039	9.26	42.399
	B 6	13.001	15.899	7.849	51.132
1	B 1	19.177	54.581	24.661	116.737
	B 2	40.4	114.983	10.229	47.935
	B 3	40.4	114.983	12.011	53.512
	B 4	40.722	115.902	0	0
	B 5	40.4	114.983	13	55.399
	B 6	18.955	53.737	13.241	64.373

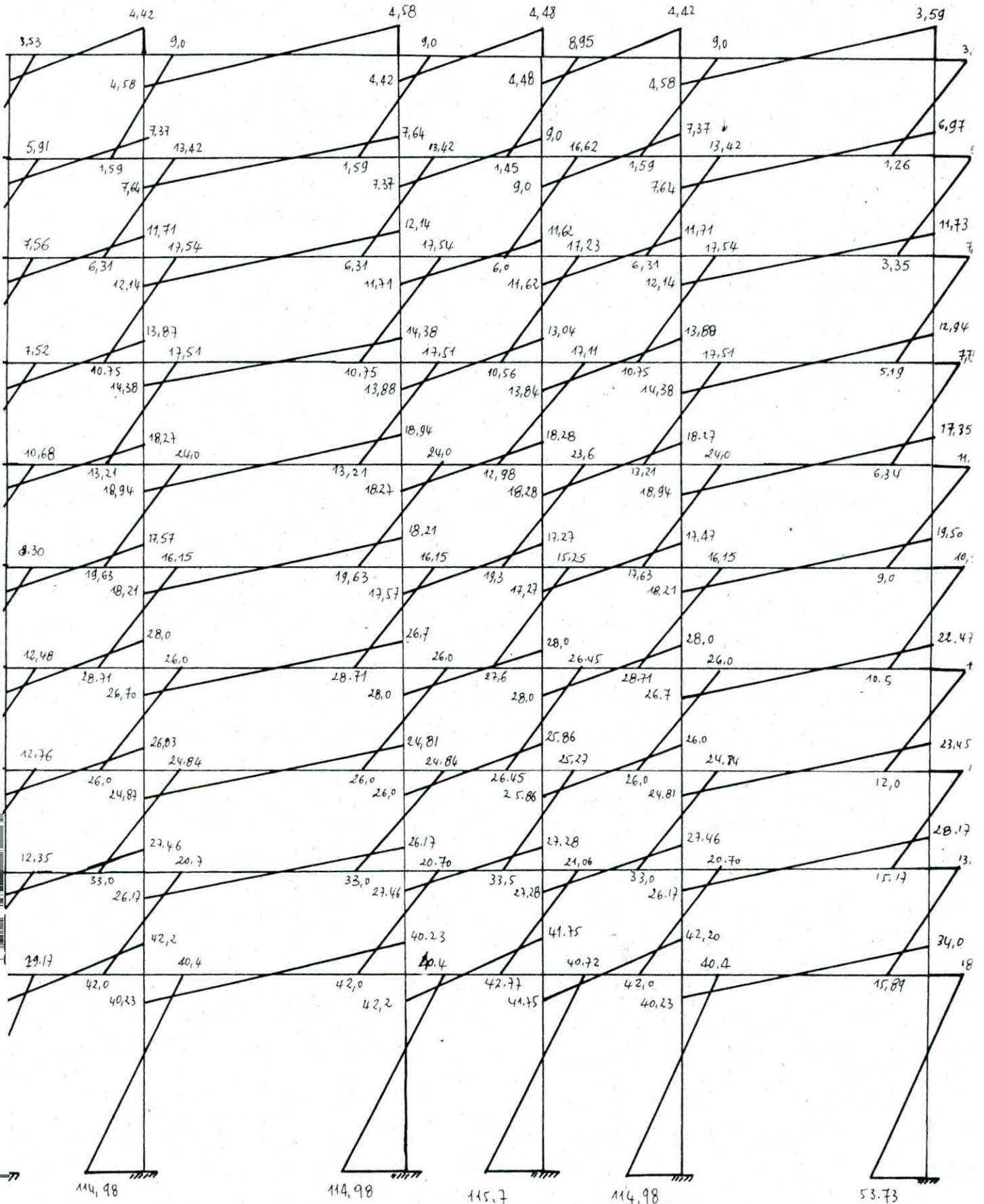


Diagramme des Moments sous E.

PORTIQUES-5-5

NIV.	Portres .	M_e	M_w	M_t	T
10	I - 2	5,0227	4,3362	0,3432	I,5598
	2 - 3	4,3362	5,0227	0,3432	I,5598
9	4 - 5	8,4423	7,8318	0,3052	2,7123
	5 - 6	7,8318	8,4423	0,3052	2,7123
8	7 - 8	13,2602	17,2821	2,0109	5,0904
	8 - 9	17,2821	13,2602	2,0109	5,0904
7	10 - 11	17,5137	17,2595	0,1271	5,7955
	11 - 12	17,2595	17,5135	0,1271	5,7955
6	13 - 14	22,1942	20,6504	0,7719	7,1408
	14 - 15	20,6504	22,1942	0,7719	7,1408
5	16 - 17	22,8121	20,2889	1,2616	7,1835
	17 - 18	20,2889	22,8121	1,2616	7,1835
4	19 - 20	35,9945	32,6868	1,6538	11,4469
	20 - 21	32,6868	35,9945	1,6538	11,4469
3	22 - 23	29,7214	29,3132	0,2041	9,8391
	23 - 24	29,3132	29,7214	0,2041	9,8391
2	25 - 26	31,5221	31,915	0,1964	10,5728
	26 - 27	31,9,5	31,5221	0,1964	10,5728
1	28 - 29	44,7361	45,154	0,212	14,9807
	29 - 30	45,7361	44,7361	0,212	14,9807

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2} \quad (t.m)$$

$$T = \frac{M_w + M_e}{e} \quad (t)$$

- POTEAUX SOUS -E - (PORTIQUE 5-5)

NIV.	POTEAUX.	M _{inf}	M _{sup}	N	N _{cum}
10	A 5	1,3506	4,3362	1,5598	1,5598
	B 5	1,8426	10,0454	0	0
	C 5	1,3506	4,3362	1,5598	1,5598
9	A 5	4,1004	6,4812	2,7123	4,2721
	B 5	7,0786	15,0421	0	0
	C 5	4,1004	6,4812	2,7123	4,2721
8	A 5	6,6160	13,4419	5,0904	9,3625
	B 5	12,1709	19,4419	0	0
	C 5	6,6160	13,1817	5,0904	9,3625
7	A 5	8,7083	10,6435	5,7955	15,158
	B 5	17,5975	22,8565	0	0
	C 5	8,7083	10,6435	5,7955	15,158
6	A 5	11,3595	11,9421	7,1408	22,2988
	B 5	21,9199	26,7910	0	0
	C 5	11,3595	11,9421	7,1408	22,2988
5	A 5	17,1039	8,9294	7,1835	29,4823
	B 5	41,2846	23,9359	0	0
	C 5	17,1039	8,9294	7,1835	29,4823
4	A 5	15,5829	15,5829	11,4469	40,9292
	B 5	30,7044	30,7044	0	0
	C 5	15,5829	15,5829	11,4469	40,9292
3	A 5	20,5954	13,7303	9,8391	50,7683
	B 5	38,8815	28,7385	0	0
	C 5	20,5954	15,7303	9,8391	50,7683
2	A 5	26,4125	11,3196	10,5728	61,3411
	B 5	50,1843	24,1628	0	0
	C 5	26,4125	11,3196	10,5728	61,3411
1	A 5	74,4997	18,7415	14,9807	76,3218
	B 5	125,7876	39,2880	0	0
	C 5	74,4997	18,7415	14,9807	76,3218

$$N = T_w - T_e$$

**CALCUL DES EFFORTS
SOUS CHARGES
VERTICALES**

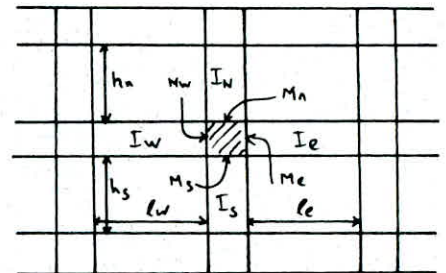
() ALCUL DES EFFORTS SOUS -
CHARGES VERTICALES.

METHODE DE CAQUOT-

-La méthode de CAQUOT consiste à déterminer les efforts dans les portiques sous charges verticales, elle concerne essentiellement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent.

Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants

PRINCIPE DE LA METHODE



l_e, l_w : sont respectivement les travées libres à droite et à gauche du Noeud.

l'_e, l'_w : sont respectivement les travées fictives droite et gauche, égales à $0,8 l_e$ et $0,8 l_w$

h_n, h_s : sont respectivement les hauteurs des poteaux supérieur et inférieur.

q_w, q_e : charges uniformément réparties par unité de longueur respectivement sur la travée gauche et droite.

$$M'_w = q_w \frac{l_w^2}{8,5}, \quad M'_e = q_e \frac{l_e^2}{8,5}, \quad K_w = \frac{I_w}{l_w}, \quad K_e = \frac{I_e}{l_e}, \quad K_n = \frac{I_n}{h_n}, \quad K_s = \frac{I_s}{h_s},$$

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

Finalement les moments dans les sections dangereuses (nu d'appui) sont donnés par:

$$M_w = M'_e \cdot \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right); \quad M_e = M'_e \left(1 + \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \cdot \frac{K_e}{D}, \quad M_s = \frac{K_s}{D} (m'_e - M'_w),$$

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

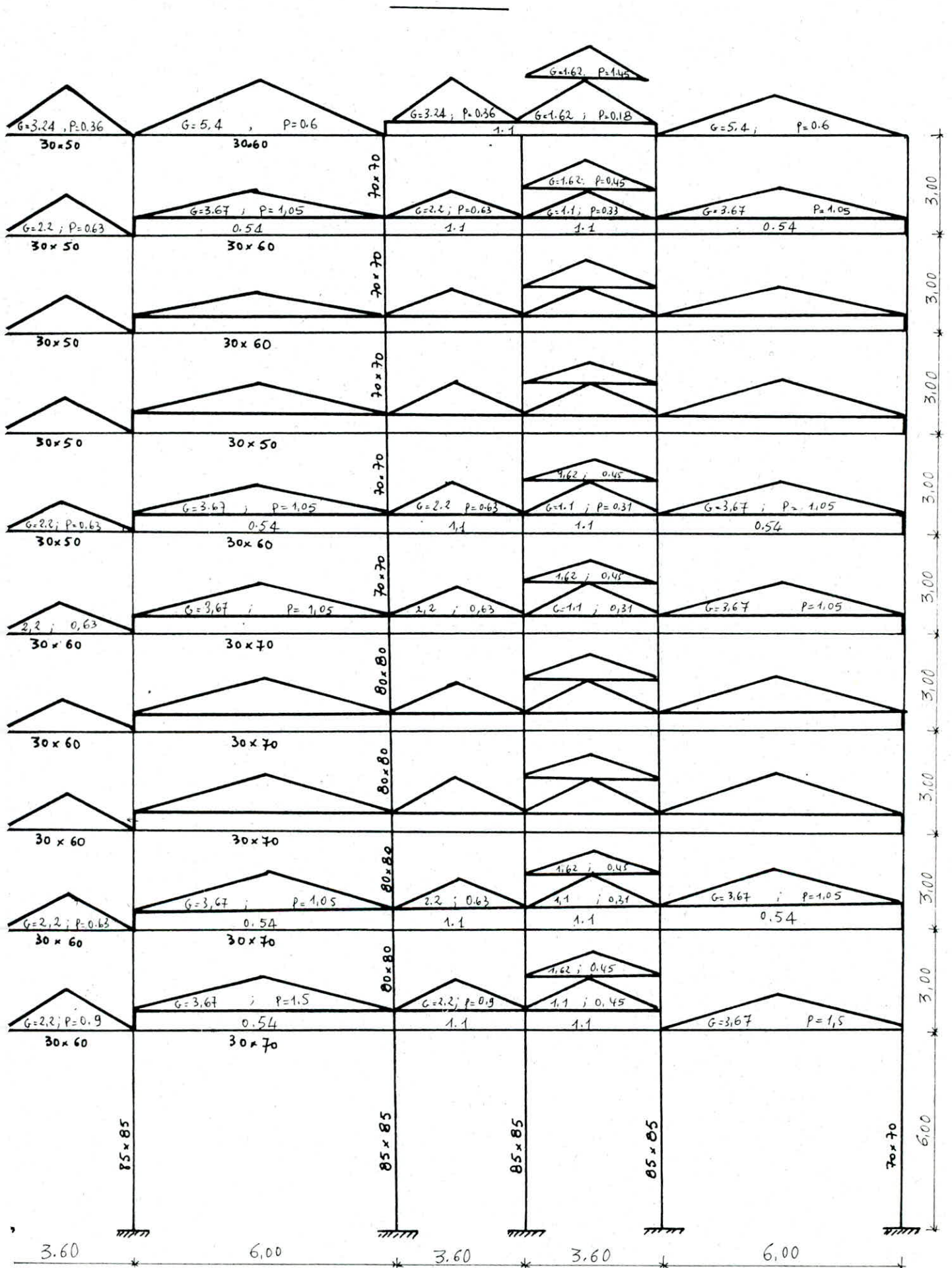
avec $M_w; M_e, M_s; M_n$; sont respectivement les moments au nu d'appui de la travée gauche et droite, et au nu supérieur et inférieur des poteaux.

- ETAPES A SUIVRE :

- 1- Calculer les caractéristiques géométriques de chaque portique .
- 2- Déterminer les charges revenant à chaque portique .
- 3- Calculer les moments aux appuis sous G (charge permanentes).
- 4- Calculer les moments aux appuis sous P (sur charge d'exploitation).
- 5- Calculer les efforts tranchants dans les poutres sous G et P .
- 6- Calculer les efforts normaux dans les poteaux sous G et P.
- 7- Calculer les moments en travée dans les poutres sous G et P .

Tous les résultats seront donnés sous forme de tableau pour le portique Longitudinal (B-B) et transversal (5-5).

Determination des charges et surcharges
 revenant au portique longitudinal B B.
 unite' t/mL.



portique longitudinal - Axe B -

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES (PORTIQUES LONGITUDINAUX)

$L_w (m)$	$L_e (m)$	$H_n (m)$	$H_s (m)$	$I_w (10^8 m^4)$	$I_e (10^8 m^4)$	$I_n (10^4)$	$I_s (10^4)$	$L'_w (m)$	$L'_e (m)$	$H'_n (m)$	$H'_s (m)$	$K_w (10^4)$	$K_e (10^4)$	$K_n (10^4)$	$K_s (10^4)$	$D_i \cdot 10^{-4}$
/	3	/	2,5	/	31,25	/	52,08	/	2,4	/	2	/	13,02	/	26,04	39,06
3	5,3	/	2,45	31,25	54	/	200,08	2,4	4,24	/	1,96	13,02	12,74	/	102,08	127,84
5,3	2,9	/	2,45	54	31,25	/	200,08	4,24	2,32	/	1,96	13,47	13,47	/	102,08	128,29
2,9	2,9	/	2,5	31,25	31,25	/	200,08	2,32	2,32	/	2	13,47	13,47	/	100,04	126,98
2,9	5,4	/	2,45	31,25	54	/	200,08	2,32	4,32	/	1,96	13,47	12,5	/	102,08	128,05
5,4	/	/	2,4	54	/	/	52,08	4,32	/	/	1,92	12,5	/	/	27,13	39,63
/	3	2,5	2,5	/	31,25	52,08	52,08	/	2,4	2,25	2	/	13,02	23,15	26,04	62,21
3	5,3	2,45	2,45	31,25	54	200,08	200,08	2,4	4,24	2,21	1,96	13,02	12,74	90,53	102,08	218,37
5,3	2,9	2,45	2,45	54	31,25	200,08	200,08	4,24	2,32	2,21	1,96	12,74	13,47	90,53	102,08	218,82
2,9	2,9	2,5	2,5	31,25	31,25	200,08	200,08	2,32	2,32	2,25	2	13,47	13,47	88,92	100,04	215,9
2,9	5,4	2,45	2,45	31,25	54	200,08	200,08	2,32	4,32	2,21	1,96	13,47	12,5	90,63	102,08	218,58
5,4	/	2,4	2,4	5,4	/	52,08	52,08	4,32	/	2,16	1,92	12,5	/	24,11	27,13	63,74
/	3	2,5	2,5	/	31,25	52,08	52,08	/	2,4	2	2	/	13,02	26,04	26,04	65,1
3	5,3	2,45	2,45	31,25	54	200,08	200,08	2,4	4,24	1,96	1,96	13,02	12,74	102,08	102,08	229,92
5,3	2,9	2,45	2,45	54	31,25	200,08	200,08	4,24	2,32	1,96	1,96	12,74	13,47	102,08	102,08	230,37
2,9	2,9	2,5	2,5	31,25	31,25	200,08	200,08	2,32	2,32	2	2	13,47	13,47	100,04	100,04	227,02
2,9	5,4	2,45	2,45	31,25	54	200,08	200,08	2,32	4,32	1,96	1,96	13,47	12,5	102,08	102,08	230,13
5,4	/	2,4	2,4	5,4	/	52,08	52,08	4,32	/	1,92	1,92	12,5	/	27,13	27,13	66,76
/	2,5	2,5	2,4	/	31,25	52,08	108	/	2	2	1,92	/	15,62	26,04	56,25	97,91
2,5	5,2	2,45	2,35	31,25	54	200,08	341,33	2	4,16	1,96	1,88	15,62	12,98	51,06	181,56	261,22
5,2	2,8	2,45	2,35	54	31,25	200,08	341,33	4,16	2,24	1,96	1,88	12,98	13,95	51,06	181,56	259,55
2,8	2,8	2,5	2,4	31,25	31,25	200,08	341,33	2,24	2,24	2	1,92	13,95	13,95	100,04	177,78	305,72
2,8	5,3	2,45	2,35	31,25	54	200,08	341,33	2,24	4,24	1,96	1,88	13,95	12,73	51,06	181,56	259,30
5,3	/	2,4	2,30	5,4	/	52,08	108	4,24	/	1,92	1,84	12,73	/	27,13	58,69	98,55

±7

	2.9	2.45	2.40		54	108	108		2.32	1.96	1.92		23.27	55.10	56.25	134.62
2.9	5.2	2.35	2.35	54	85.75	341.33	341.33	2.32	4.16	1.88	1.88	23.27	20.61	181.56	181.56	407
5.2	2.8	2.35	2.35	85.75	54	341.33	341.33	4.16	2.24	1.88	1.88	20.61	24.12	181.56	181.56	407.85
2.8	2.8	2.4	2.4	54	54	341.33	341.33	2.24	2.24	1.92	1.92	24.12	24.12	177.78	177.78	403.80
2.8	5.3	2.35	2.35	54	85.75	341.33	341.33	2.24	4.24	1.88	1.88	24.12	20.22	181.56	181.56	407.46
5.3		2.3	2.3	85.75		108	108	4.24		1.84	1.84	20.22		58.69	58.69	137.60
	2.825	2.40	5.7		54	108	200.08		2.26	1.92	4.56		23.89	56.25	43.88	124.02
2.825	5.15	2.35	2.35	54	85.75	341.33	435.01	2.26	4.12	1.88	4.31	23.89	20.81	181.56	100.93	327.19
5.15	2.75	2.35	5.35	85.75	54	341.33	435.01	4.12	2.2	1.88	4.28	20.81	24.55	181.56	101.64	328.56
2.75	2.75	2.4	5.4	54	54	341.33	435.01	2.2	2.2	1.92	4.32	24.55	24.55	177.78	100.69	327.57
2.75	5.225	2.35	5.35	54	85.75	341.33	435.01	2.2	4.18	1.88	4.28	24.55	20.51	181.56	101.64	328.26
5.225		2.3	5.3	85.75		108	200.08	4.18		1.84	4.24	20.51		58.69	47.19	126.39

- CALCUL DES MOMENTS AUX APPUIS SOUS G . (Portique B-B) .

- En calculera les moments à gauche, à droite, au nord et au sud de chaque nœud constituant le portique .

- Les formules utilisées sont déjà exposées dans la méthode, les moments M_e , M_w sont négatifs (pour les poutres) , pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M_e et M_w la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé (CCBA.68) .

- On exposera tous les résultats sous forme de tableau .

Niv.	Noeud.	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
10	1	1.453		0.985		0.657			0.656
	2	2.348	1.453	4.764	0.985	4.378	1.369		3.009
	3	2.554	2.248	1.617	4.754	1.946	4.442		-2.496
	4	2.554	2.554	1.617	1.617	1.617	1.617		0
	5	2.248	2.554	4.935	1.617	4.611	1.966		2.645
	6		2.248		4.935		3.378		-3.378
9	7	1.107		0.750		0.593		0.279	0.314
	8	2.212	1.107	4.678	0.750	4.449	0.984	1.628	1.836
	9	2.207	2.212	1.397	4.678	1.599	4.487	-1.357	-1.530
	10	2.380	2.207	1.507	1.397	1.500	1.404	0.045	0.051
	11	2.212	2.380	4.856	1.507	4.664	1.713	1.387	1.564
	12		2.212		4.856		3.903	-1.837	-2.067
8,7,6	13	1.107		0.750		0.600		03	03
	14	2.212	1.207	4.678	0.750	4.460	0.972	1.744	1.744
	15	2.207	2.212	1.397	4.678	1.589	4.496	-1.454	-1.454
	16	2.380	2.207	1.507	1.397	1.500	1.404	0.048	0.048
	17	2.212	2.380	4.856	1.507	4.674	1.703	1.485	1.485
	18		2.212		4.856		3.946	-1.973	-1.973
5	31	1.182		0.556		0.467		0.148	0.319
	32	2.287	1.182	4.656	0.556	4.452	0.801	0.801	2.849
	33	2.282	2.287	1.347	4.656	1.525	4.490	0.651	-2.315
	34	2.455	2.282	1.449	1.347	1.444	1.351	0.033	0.059
	35	2.287	2.455	4.837	1.449	4.670	1.631	0.667	2.372
	36		2.287		4.837		4.212	-1.331	-2.880
4,3,2	37	1.182		0.748		0.619		0.306	0.312
	38	2.287	1.182	4.656	0.748	4.458	0.971	1.743	1.743
	39	2.282	2.287	1.347	4.656	1.502	4.488	-1.473	-1.473
	40	2.455	2.282	1.449	1.347	1.443	1.353	0.045	0.045
	41	2.287	2.455	4.837	1.449	4.669	1.649	1.509	1.509
	42		2.287		4.837		4.126	-2.063	-2.063
1	55	1.182		0.710		0.573		0.322	0.251
	56	2.287	1.182	4.567	0.710	4.321	0.991	2.140	1.189
	57	2.282	2.287	1.299	4.567	1.543	4.360	-1.806	-1.011
	58	2.455	2.282	1.398	1.299	1.390	1.306	0.054	0.030
	59	2.287	2.455	4.701	1.398	4.818	1.645	1.827	1.023
	60		2.287		4.701		3.938	-2.183	-1.755

unités : M_e , M_w , M'_e , M'_w , M_n , M_s . (t.m).

q_e , q_w (t/ml).

- CALCUL DES MOMENTS AUX APPUIS (SOUS P.) Pontiques B- B . -

Niv.	Noeud.	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_S
10	1	0.119	/	0.081	/	0.054		/	0.054
	2	0.199	0.119	0.421	0.081	0.387	0.115	/	0.271
	3	0.119	0.199	0.075	0.421	0.111	0.386	/	-0.275
	4	0.209	0.199	0.132	0.075	0.126	0.081	/	0.045
	5	0.199	0.209	0.437	0.132	0.407	0.164	/	0.243
	6	/	0.199	/	0.437	/	0.299	/	-0.299
9	7	0.209	/	0.142	/	0.112	/	0.053	0.059
	8	0.349	0.209	0.738	0.142	0.703	0.177	0.247	0.278
	9	0.209	0.349	0.132	0.738	0.169	0.703	-0.251	-0.283
	10	0.253	0.209	0.160	0.132	0.158	0.134	0.011	0.013
	11	0.349	0.253	0.766	0.160	0.713	0.197	0.251	0.283
	12	/	0.349	/	0.766	/	0.616	-0.289	-0.326
8,7,6	13	0.209	/	0.142	/	0.114	/	0.057	0.057
	14	0.349	0.209	0.738	0.142	0.705	0.176	0.265	0.265
	15	0.209	0.349	0.132	0.738	0.167	0.704	-0.268	-0.268
	16	0.253	0.209	0.160	0.138	0.158	0.139	0.010	0.010
	17	0.349	0.253	0.766	0.160	0.733	0.195	0.269	0.269
	18	/	0.349	/	0.766	/	0.622	-0.311	-0.311
5	31	0.209	/	0.098	/	0.082	/	0.026	0.056
	32	0.349	0.209	0.711	0.098	0.680	0.135	0.119	0.426
	33	0.209	0.349	0.123	0.711	0.155	0.681	-0.116	-0.411
	34	0.253	0.209	0.149	0.123	0.148	0.124	0.008	0.015
	35	0.349	0.253	0.738	0.149	0.709	0.181	0.116	0.412
	36	/	0.349	/	0.738	/	0.642	-0.203	-0.439
4,3,2	37	0.209	/	0.132	/	0.109	/	0.054	0.055
	38	0.349	0.209	0.711	0.132	0.682	0.165	0.258	0.258
	39	0.209	0.349	0.123	0.711	0.158	0.681	-0.262	0.262
	40	0.253	0.209	0.149	0.123	0.147	0.124	0.011	0.011
	41	0.349	0.253	0.738	0.149	0.709	0.184	0.262	0.262
	42	/	0.349	/	0.738	/	0.629	-0.315	-0.315
1	55	0.299	/	0.179	/	0.144	/	0.081	0.063
	56	0.499	0.299	0.996	0.179	0.944	0.236	0.453	0.252
	57	0.299	0.499	0.170	0.996	0.232	0.944	-0.456	-0.255
	58	0.299	0.299	0.170	0.170	0.170	0.170	0	0
	59	0.499	0.299	1.025	0.170	0.971	0.234	0.473	0.265
	60	/	0.499	/	1.025	/	0.858	-0.476	-0.383

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS SOUS G DANS LES POUTRES (Portique B-B)

Méthode de calcul : conformément aux règles (CCBA.68) les efforts tranchants dans les poutres sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge q qui lui est appliquée .

$$\sum M^t/B = 0 = M_w + R_a l - M_e - \frac{q l^2}{2} \rightarrow R_a = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{q l}{2}$$

L'expression de l'effort tranchant s'écrit $T(x) = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{q l}{2} - q x$

$$x = 0 \quad T_e = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$x = l \quad T_w = \frac{-q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$



Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

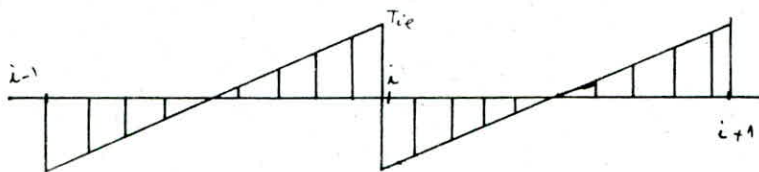
Niveau.	Poutre.	M_e (t.m)	M_w (t.m)	$\frac{q l}{2}$ (t)	T_e (t)	T_w (t)
10	1-2	0.657	1.369	3.591	3.393	- 3.289
	2-3	4.378	4.442	9.450	9.439	- 9.461
	3-4	1.946	1.617	5.571	5.662	- 5.479
	4-5	1.617	1.966	5.571	5.474	- 5.668
	5-6	4.611	3.378	9.450	9.655	- 9.244
9	7-8	0.593	0.984	2.655	2.546	- 2.764
	8-9	4.449	4.487	8.475	8.468	- 8.481
	9-10	1.599	1.404	4.635	4.689	- 4.581
	10-11	1.500	1.713	5.103	5.044	- 5.162
	11-12	4.664	3.903	8.475	8.602	- 8.348
8, 7, 6	13-14	0.600	0.972	2.655	2.552	- 2.758
	14-15	4.460	4.496	8.475	8.469	- 8.481
	15-16	1.589	1.404	4.635	4.686	- 4.584
	16-17	1.500	1.703	5.103	5.047	- 5.159
	17-18	4.674	3.946	8.475	8.596	- 8.354
5	31-32	0.467	0.801	2.790	2.697	- 2.883
	32-33	4.452	4.490	8.700	8.694	- 8.706
	33-34	1.525	1.351	4.770	4.818	- 4.722
	34-35	1.444	1.631	5.238	5.186	- 5.290
	35-36	4.670	4.212	8.700	8.776	- 8.624
4, 3, 2	37-38	0.619	0.971	2.790	2.692	- 2.288
	38-39	4.458	4.488	8.700	8.695	- 8.705
	39-40	1.502	1.353	4.770	4.811	- 4.729
	40-41	1.443	1.649	5.238	5.181	- 5.295
	41-42	4.669	4.126	8.700	8.791	- 8.609
1	55-56	0.573	0.991	2.790	2.674	- 2.906
	56-57	4.321	4.360	8.700	8.694	- 8.706
	57-58	1.543	1.306	4.770	4.836	- 4.704
	58-59	1.390	1.645	5.238	5.167	- 5.309
	59-60	4.810	3.938	8.700	8.847	- 8.553

EFFORTS TRANCHANTS SOUS P DANS LES POUTRES (Portique B-B)

NIVEAU	POUTRE	M_e (t.m)	M_w (t.m)	$q \frac{l}{2}$ (t)	T_e (t)	T_w (t)
10	1 - 2	0.054	0.115	0.324	0.307	- 0.341
	2 - 3	0.387	0.386	0.900	0.900	- 0.899
	3 - 4	0.111	0.081	0.324	0.332	- 0.316
	4 - 5	0.126	0.164	0.567	0.556	- 0.578
	5 - 6	0.407	0.299	0.900	0.918	- 0.882
9	7 - 8	0.112	0.177	0.567	0.549	- 0.585
	8 - 9	0.703	0.703	1.575	1.575	- 0.575
	9 - 10	0.169	0.134	0.567	0.577	- 0.557
	10 - 11	0.158	0.197	0.684	0.673	- 0.695
	11 - 12	0.713	0.616	1.575	1.591	- 1.559
8	13 - 14	0.114	0.176	0.567	0.549	- 0.584
	14 - 15	0.705	0.704	1.575	1.575	- 1.575
	15 - 16	0.167	0.139	0.567	0.575	- 0.559
	16 - 17	0.158	0.195	0.684	0.674	- 0.694
	17 - 18	0.753	0.622	1.575	1.597	- 1.553
5	31 - 32	0.082	0.135	0.567	0.552	- 0.582
	32 - 33	0.680	0.681	1.575	1.575	- 1.575
	33 - 34	0.155	0.124	0.567	0.576	- 0.558
	34 - 35	0.148	0.181	0.684	0.675	- 0.693
	35 - 36	0.709	0.642	1.575	1.586	- 1.564
4	37 - 38	0.109	0.165	0.567	0.551	- 0.583
	38 - 39	0.682	0.681	1.575	1.575	- 1.575
3	39 - 40	0.158	0.124	0.567	0.576	- 0.558
	40 - 41	0.147	0.184	0.684	0.674	- 0.694
2	41 - 42	0.709	0.629	1.575	1.588	- 1.562
1	55 - 56	0.144	0.236	0.810	0.784	- 0.836
	56 - 57	0.944	0.944	2.250	2.250	- 2.250
	57 - 58	0.232	0.170	0.810	0.827	- 0.793
	58 - 59	0.170	0.234	0.810	0.792	- 0.828
	59 - 60	0.971	0.858	2.250	2.269	- 2.231

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX (Portique B - B)

Pour les charges uniformément réparties provoquent des efforts tranchants aux appuis on obtient des réactions qui créent des efforts de compression dans les poteaux. si on prend un nœud quelconque, sur ce nœud s'exerce un effort à sa droite et un effort tranchant à sa gauche soit T_d et T_g ou T_e et T_w par définition $N_i = |T_{ie}| + |T_{iw}|$



NIVEAU	POUTRE	\bar{T}_e (t)	\bar{T}_w (t)	N (t)	N_{cum} (t)
10	B 1	3.393		3.393	3.393
	B 2	9.439	- 3.789	13.228	13.228
	B 3	5.662	- 9.461	15.123	15.123
	B 4	5.474	- 5.479	10.953	10.953
	B 5	9.655	- 5.668	15.323	10.323
	B 6		- 9.244	9.244	5.939
9	B 1	2.546		2.546	5.939
	B 2	8.468	- 2.754	11.232	14.460
	B 3	4.689	- 8.481	13.170	28.293
	B 4	5.044	- 4.581	9.625	20.578
	B 5	8.602	- 5.162	13.764	29.087
	B 6		- 8.348	8.348	17.592
8	B 1	2.552		2.552	8.491
	B 2	8.469	- 2.758	11.227	35.687
	B 3	4.686	- 8.481	13.167	41.460
	B 4	5.047	- 4.584	9.631	30.209
	B 5	8.596	- 5.159	13.755	42.842
	B 6		- 8.354	8.354	25.946
7	B 1	2.552		2.552	11.043
	B 2	8.469	- 2.758	11.227	46.914
	B 3	4.686	- 8.481	13.167	54.627
	B 4	5.047	- 4.584	9.631	39.840
	B 5	8.596	- 5.159	13.755	56.597
	B 6		- 8.354	8.354	34.300
6	B 1	2.552		2.552	13.595
	B 2	8.469	- 2.758	11.227	58.141
	B 3	4.686	- 8.481	13.167	67.794
	B 4	5.047	- 4.584	9.631	49.471
	B 5	8.596	- 5.159	13.755	70.352
	B 6		- 8.354	8.354	42.654
5	B 1	2.697		2.697	16.292
	B 2	8.694	- 2.883	11.577	69.718
	B 3	4.818	- 8.706	13.524	81.318
	B 4	5.186	- 4.722	9.908	59.379
	B 5	8.776	- 5.290	14.066	84.418
	B 6		- 8.624	8.624	51.278
4	B 1	2.692		2.692	18.984
	B 2	8.695	- 2.288	10.983	80.701
	B 3	4.811	- 8.705	13.516	94.834
	B 4	5.181	- 4.729	9.910	69.289
	B 5	8.791	- 5.295	14.086	98.504
	B 6		- 8.609	8.609	59.887

3	B 1	2.692		2.692	21.676
	B 2	8.695	- 2.288	10.983	91.684
	B 3	4.811	- 8.705	13.516	108.35
	B 4	5.181	- 4.729	9.910	79.199
	B 5	8.791	- 6.295	14.086	112.590
	B 6		- 8.609	8.609	68.496
2	B 1	2.692		2.692	24.368
	B 2	8.695	- 2.288	10.983	102.667
	B 3	4.811	- 8.705	13.516	121.866
	B 4	5.181	- 4.729	9.910	89.109
	B 5	8.791	- 5.295	14.086	126.676
	B 6		- 8.609	8.609	77.105
1	B 1	2.674		2.674	27.042
	B 2	8.694	- 2.906	11.600	114.267
	B 3	4.836	- 8.706	13.542	135.408
	B 4	5.167	- 4.704	9.871	98.980
	B 5	8.847	- 5.309	14.156	140.832
	B 6		- 8.553	8.553	85.658

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX (Pontique B - B) SOUS P

niveau	POITRE	T_e (t)	T_w (t)	N (t)	N_{cum} (t)
10	B 1	0.307		0.307	0.307
	B 2	0.900	- 0.341	1.241	1.241
	B 3	0.332	- 0.899	1.231	1.231
	B 4	0.556	- 0.316	0.872	0.872
	B 5	0.918	- 0.578	1.496	1.496
	B 6		- 0.882	0.882	0.882
9	B 1	0.549		0.549	0.856
	B 2	1.575	- 0.585	2.160	3.401
	B 3	0.577	- 1.575	2.152	3.383
	B 4	0.673	- 0.557	1.230	2.102
	B 5	1.591	- 0.695	2.286	3.782
	B 6		- 1.559	1.559	2.441
8	B 1	0.549		0.549	1.405
	B 2	1.575	- 0.584	2.159	5.560
	B 3	0.575	- 1.575	2.150	5.533
	B 4	0.674	- 0.559	1.233	3.335
	B 5	1.597	- 0.694	2.291	6.073
	B 6		- 1.553	1.553	3.994

7	B 1	0.549		0.549	1.954
	B 2	1.575	- 0.584	2.159	7.719
	B 3A	0.575	- 1.575	2.150	7.683
	B 4	0.674	- 0.559	1.233	4.568
	B 5	1.597	- 0.694	2.291	8.364
	B 6		- 1.553	1.553	5.547
6	B 1	0.549		0.549	2.503
	B 2	1.575	- 0.584	2.159	9.878
	B 3	0.575	- 1.575	2.150	9.833
	B 4	0.674	- 0.559	1.233	5.801
	B 5	1.597	- 0.694	2.291	10.655
	B 6		- 1.553	1.553	7.100
5	B 1	0.552		0.552	3.055
	B 2	1.575	- 0.582	2.157	12.035
	B 3	0.576	- 1.575	2.151	11.984
	B 4	0.675	- 0.558	1.233	7.034
	B 5	0.586	- 0.693	2.279	12.934
	B 6		- 1.564	1.564	8.664
4	B 1	0.551	- 1.564	0.551	3.606
	B 2	1.575	- 0.583	2.158	14.193
	B 3	0.576	- 1.575	2.151	14.135
	B 4	0.674	- 0.558	1.232	8.266
	B 5	1.588	- 0.694	2.282	15.216
	B 6		- 1.562	1.562	10.226
3	B 1	0.551		0.551	4.157
	B 2	1.575	- 0.583	2.158	16.351
	B 3	0.576	- 1.575	2.151	16.286
	B 4	0.674	- 0.558	1.232	9.498
	B 5	1.588	- 0.694	2.282	17.498
	B 6		- 1.562	1.562	11.788
2	B 1	0.551		0.551	4.708
	B 2	1.575	- 0.583	2.158	18.509
	B 3	0.576	- 1.575	2.151	18.437
	B 4	0.674	- 0.588	1.232	10.730
	B 5	1.588	- 0.694	2.282	19.780
	B 6		- 1.562	1.562	13.350
1	B 1	0.784		0.789	5.492
	B 2	2.250	- 0.836	3.086	21.595
	B 3	0.827	- 2.250	3.077	21.514
	B 4	0.792	- 0.793	1.585	12.315
	B 5	2.269	- 0.828	3.097	22.877
	B 6		- 2.231	2.231	15.581

Pour déterminer les moments en travée dans les poutres, on trace la courbe des moments de la travée indépendante de portée l avec les charges permanente puis avec les charges permanentes et sur charges.

Pour les moments positifs = Celle qui joint les moments d'appui maximum en valeur absolue.

Pour les moments négatifs = Celle qui joint les moments d'appui maximum en valeur absolue.

Ceci s'effectuera dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

M_{t_1} = le moment en travée positif

M_{t_2} = le moment en travée négatif

1er cas moment positif

Dans ce cas on considère les différentes cas de charges de la travée considérée ($G + 1,2 P$); ($G + P$); ($0,8 G$) on décharge les poutres à gauche et à droite de la poutre considérée et on aura à calculer les différents cas suivants :

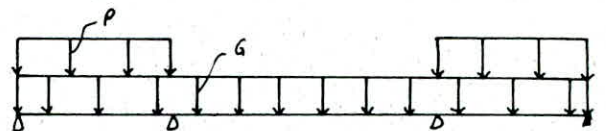
$$\begin{aligned}
 M_{t_1} &= M_0 (G + 1,2 P) - M_{a_1} \\
 M_{t_1} &= M_0 (G + P) - M_{a_2} \\
 M_{t_1} &= M_0 (0,8 G) - M_{a_3}
 \end{aligned}
 \quad \text{AVEC} \quad
 \begin{cases}
 M_{a_1} = \frac{M_e (G) + M_w (G)}{2} \\
 M_{a_2} = \frac{M_e (G) + M_w (G)}{2} \\
 M_{a_3} = \frac{M_e (0,8 G) + M_w (0,8 G)}{2}
 \end{cases}$$

voir fig 1.

2eme cas moment négatif

Dans ce cas contrairement au cas précédent ; o, fixe le moment isostatique et on établira les différentes superpositions.

$$M_{t_2} = M_0 - \frac{M_e (G + 1,2 P) + M_w (G + 1,2 P)}{2}$$



$$M_{t_2} = M_0 - \left(\frac{M_e (G + P) + M_w (G + P)}{2} \right)$$

$$M_0 = M_0 (G)$$

On donnera tous les calculs détaillés sous forme de tableau, soit pour le portique longitudinal (B - B) et pour le portique transversal (5 - 5).

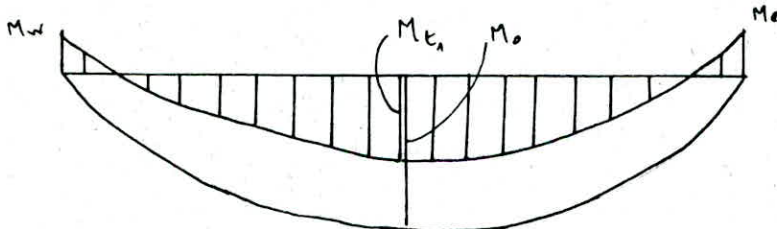
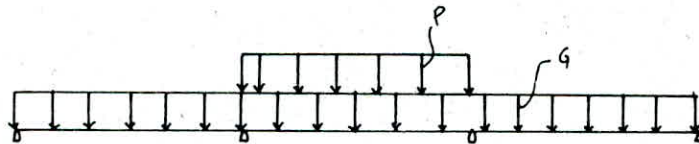


fig 1.

$$M_{t_1} = M_o - M_a$$

MOMENTS EN TRAVÉE DANS LES POUTRES Portique B - B

Niv.	Travée	l (m)	$\frac{M_e + M_v}{2}$ sous G	Mo (t.m)		Mt ₁ (t.m)			Mt ₂ (t.m) .	
				G	P	G+ 1,2 P	G + P	0,8 G	G+ 1,2P	G + P
10	1-2	3,60	1.013	4.038	0.388	3.490	3.413	2.420	2.923	2.940
	2-3	6.00	4.410	18.209	1.792	15.949	15.591	11.039	13.335	13.412
	3-4	3.60	1.782	5.820	0.388	4.503	4.426	3.230	3.923	3.942
	4-5	3.60	1.792	5.820	0.679	4.843	4.707	3.222	3.854	3.883
	5-6	6.00	3.995	18.209	1.792	16.364	16.006	11.371	13.613	13.861
9	7-8	3.60	0.789	2.916	0.679	2.942	2.806	1.701	1.954	1.983
	8-9	6.00	4.468	15.454	3.147	14.762	14.133	8.789	10.142	10.283
	9-10	3.60	1.502	4.698	0.679	4.011	3.875	2.556	3.015	3.045
	10-11	3.60	1.607	5.259	0.820	4.636	4.472	2.921	3.439	3.475
	11-12	6.00	4.284	15.454	3.147	14.946	14.317	8.936	10.373	10.506
8,7,6	13-14	3.60	0.786	2.916	0.679	2.945	2.809	1.704	1.956	1.985
	14-15	6.00	4.478	15.454	3.147	14.752	14.123	8.781	10.130	10.271
	15-16	3.60	1.497	4.698	0.679	4.016	3.880	2.561	3.018	3.048
	16-17	3.60	1.602	5.259	0.820	4.641	4.477	2.925	3.446	3.481
	17-18	6.00	4.310	15.454	3.147	14.920	14.291	8.915	10.319	10.456
5	31-32	3.60	0.634	3.102	0.679	3.283	3.147	1.974	2.338	2.359
	32-33	6.00	4.471	15.791	3.147	15.096	14.467	9.056	10.503	10.639
	33-34	3.60	1.438	4.884	0.679	4.261	4.125	2.757	3.278	3.306
	34-35	3.60	1.538	5.445	0.820	4.891	4.727	3.125	3.710	3.743
	35-36	6.00	4.441	15.791	3.147	15.126	14.497	9.080	10.539	10.674
4:32	37-38	3.60	0.795	3.102	0.679	3.122	2.986	1.845	2.142	2.170
	38-39	6.00	4.473	15.791	3.147	15.094	14.465	9.054	10.500	10.636
	39-40	3.60	1.428	4.884	0.679	4.271	4.135	2.765	3.287	3.315
	40-41	3.60	1.546	5.445	0.820	4.883	4.719	3.119	3.700	3.733
	41-42	6.00	4.398	15.791	3.147	15.169	14.540	9.114	10.591	10.724
1	55-56	3.60	0.782	3.102	0.971	3.185	3.291	1.856	2.092	2.130
	56-57	6.00	4.341	15.791	4.495	16.844	15.945	0.160	10.318	10.506
	57-58	3.60	1.425	4.884	0.971	4.624	4.430	2.767	3.218	3.258
	58-59	3.60	1.518	5.445	0.971	5.092	4.898	3.141	3.685	3.725
	59-60	6.00	4.478	15.791	4.495	16.807	15.908	9.130	10.315	10.498

- CARACTERISTIQUES - GEOMETRIQUES - PORTIQUES TRANSVERSAUX -

Noeud	L_w (m)	L_e (m)	H_n (m)	H_s (m)	I_w^{-4} (m ⁴)	I_e	I_n	I_s	L'_w (m)	L'_e (m)	h'_n (m)	h'_s (m)	$k_w \cdot 10^{-4}$	$K_e \cdot 10^{-4}$	$K_n \cdot 10^{-4}$	$K_s \cdot 10^{-4}$	$D \cdot 10^{-4}$
1		5.35		2.40		54		72		4.28		1.92		16.62		37.5	50.1
2	5.35	5.35		2.40	54	54		3200	4.28	4.28		1.92	12.62	12.62		104.17	116.7
3	5.35			2.40	54			72	4.28			1.92	12.62			37.5	50.1
4		5.35	2.40	2.40		54	72	72		4.28	2.16	1.92		12.62	33.33	37.5	83.4
5	5.35	5.35	2.40	2.40	54	54	200	200	4.28	4.28	2.16	1.92	12.62	12.62	92.59	104.17	209.3
6	5.35		2.40	2.40	54		72	72	4.28		2.16	1.92	12.62		33.33	37.5	83.4
7		5.35	2.40	2.40		54	72	72		4.28	1.92	1.92		12.62	37.50	37.50	87.6
8	5.35	5.35	2.40	2.40	54	54	200	200	4.28	4.28	1.92	1.92	12.62	12.62	104.17	104.17	233.5
9	5.35		2.40	2.40	54		72	72	4.28		1.92	1.92	12.62		37.5	37.5	87.6
16		5.20	2.40	2.35		54	72	213		4.15	1.92	1.88		12.98	37.5	113.30	163.7
17	5.20	5.20	2.40	2.35	54	54	200	341	4.16	4.16	1.92	1.88	12.98	12.98	104.17	181.38	311.5
18	5.20		2.40	2.35	54		72	213	4.16		1.92	1.88	12.98		37.5	113.30	163.7
19		5.20	2.35	2.30		85.8	213	213		4.16	1.88	1.84		20.63	113.3	115.79	249.7
20	5.20	5.20	2.35	2.30	85.8	85.8	341	341	4.16	4.16	1.88	1.84	20.63	20.63	113.3	185.33	339.8
21	5.20		2.35	2.30	85.8		213	213	4.16		1.88	1.84	20.63		113.3	115.79	249.7
22		5.20	2.30	2.30		85.8	213	213		4.16	1.84	1.84		20.63	115.79	115.79	252.2
23	5.20	5.20	2.30	2.30	85.8	85.8	341	341	4.16	4.16	1.84	1.84	20.63	20.63	185.33	185.33	411.9
24	5.20		2.30	2.30	85.8		213	213	4.16		1.84	1.84	20.63		115.79	115.79	252.2
28		5.18	2.30	5.65		85.8	213	256		4.14	1.84	4.52		20.72	115.79	56.64	193.1
29	5.18	5.18	2.30	5.65	85.8	85.8	435	435	4.14	4.14	1.84	4.52	20.72	20.72	185.33	96.24	323.0
30	5.18		2.30	5.65	85.8		213	256	4.14		1.84	4.52	20.72		116.79	56.64	193.1

- CALCUL DES MOMENTS SUR APPUIS SOUS G. -

(PORTIQUE TRANSVERSAL. (5-5))

Niv.	Noeud	q_e (t/ml)	q_w (t/ml)	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
10	1	3.465		7.468		5.588			5.588
	2	3.465	3.465	7.468	7.468	7.468	7.468		0
	3		3.465		7.468		5.588		-5.588
9	4	2.623		5.653		4.798		2.258	2.540
	5	2.623	2.623	5.653	5.653	5.653	5.653	0	0
	6		2.623		5.653		4.798	2.258	-2.540
8	7	2.623		5.653		4.839		2.419	2.419
	8	2.623	2.623	5.653	5.653	5.653	5.653	0	0
6	9		2.623		5.653		4.839	-2.419	-2.419
	16	2.623		5.341		4.918		1.223	3.695
	17	2.623	2.623	5.341	5.341	5.341	5.341	0	0
5	18		2.623		5.341		4.918	-1.223	-3.695
	19	2.703		5.503		5.048		2.497	+2.552
4	20	2.703	2.703	5.503	5.503	5.503	5.503	0	0
	21		2.703		5.503		5.048	-2.497	-2.552
	22	2.703		5.503		5.053		2.526	2.526
3	23	2.703	2.603	5.503	5.503	5.503	5.503	0	0
	24		2.703		5.503		5.053	-2.526	-2.526
1	28	2.703		5.45		4.865		3.267	1.598
	29	2.703	2.703	5.45	5.45	5.45	5.45	0	0
	30		2.703		5.45		4.865	-3.267	-1.598

- CALCUL DES MOMENTS AUX APPUIS SOUS " P "

PORTIQUE TRANSVERSAL (5-5)

Niv.	Noeud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	m_w	m_n	M_s
10	1	0.33		0.711		0.532			0.532
	2	0.33	0.33	0.711	0.711	0.634	0.634		0
	3		0.33		0.711		0.532		-0.532
9	4	0.583		1.256		1.066		0.502	0.564
	5	0.583	0.583	1.256	1.256	1.180	1.180	0	0
	6		0.583		1.256		1.066	-0.502	-0.564
8	7	0.583		1.256		1.075		0.538	0.538
7	8	0.583	0.583	1.256	1.256	1.188	1.188	0	0
6	9		0.583		1.256		1.075	-0.538	-0.538
5	16	0.583		1.187		1.093		0.272	0.821
	17	0.583	0.583	1.187	1.187	1.138	1.138	0	0
	18		0.583		1.187		1.093	-0.272	-0.821
4	19	0.583		1.187		1.089		0.539	0.550
	20	0.583	0.583	1.187	1.187	1.115	1.115	0	0
	21		0.583		1.187		1.09	-0.539	-0.550
3	22	0.583		1.187		1.090		0.545	0.545
2	23	0.583	0.583	1.187	1.187	1.128	1.128	0	0
1	24		0.583		1.187		1.090	-0.545	-0.545
1	28	0.833		1.680		1.500		1.007	0.493
	29	0.833	0.833	1.680	1.680	1.572	1.572	0	0
	30		0.833		1.680		1.500	-1.007	-0.493

- CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LES POUTRES " SOUS G "

(PORTIQUE TRANSVERSAL)

Niveau	Poutre.	M_e (t.m)	M_w (t.m)	q^L / q (t)	T_e (t)	T_w (t)
10	1-2	5.588	7.468	8.493	7.138	-8.823
	2-3	7.468	5.588	8.493	8.823	-7.138
9	4-5	4.798	5.653	6.498	6.348	-6.648
	5-6	5.653	4.798	6.498	+ 6.648	-6.348
8	7-8	4.839	5.653	6.498	6.355	-6.640
	8-9	5.653	4.839	6.498	6.640	-6.355
7	10-11	4.839	5.653	6.498	6.355	-6.640
	11-12	5.653	4.839	6.498	6.640	-6.355
6	13-14	4.839	5.653	6.498	6.355	-6.640
	14-15	5.683	4.839	6.498	6.640	-6.355
5	16-17	4.918	5.341	6.491	6.424	-6.572
	17-18	5.341	4.918	6.498	6.572	-6.424
4	19-20	5.048	5.503	6.726	6.646	-6.806
	20-21	5.503	5.048	6.726	6.806	-6.646
3	22-23	5.053	5.503	6.726	6.647	-6.805
	23-24	5.503	5.053	6.726	6.805	-6.647
2	25-26	5.053	5.503	6.726	6.647	-6.805
	26-27	5.503	5.053	6.726	6.805	-6.647
1	28-29	4.865	5.45	6.726	6.623	-6.829
	29-30	5.45	4.865	6.726	6.829	-6.623

- CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LES POUTRES "SOUS B "

(PORTIQUE TRANSVERSAL)

Niveau.	Poutre.	M_e	M_w	$q^L / 2$ (t)	T_e (t)	T_w (t)
10	1-2	0.532	0.634	0.804	0.786	-0.822
	2-3	0.634	0.532	0.804	0.822	-0.786
9	4-5	1.066	1.180	1.402	1.382	-1.422
	5-6	1.180	1.066	1.402	1.422	-1.382
8,7,6	7-8	1.075	1.188	1.402	1.382	-1.422
	8-9	1.188	1.075	1.402	1.422	-1.382
5	16-17	1.093	1.138	1.402	1.394	-1.410
	17-18	1.138	1.093	1.402	1.410	-1.394
4	19-20	1.089	1.115	1.402	1.397	-1.407
	20-21	1.115	1.089	1.402	1.407	-1.397
3, 2	22-23	1.090	1.128	1.402	1.395	-1.409
	23-24	1.128	1.090	1.402	1.409	-1.395
1	28-29	1.500	1.572	2.004	1.991	-2.017
	29-30	1.572	1.500	2.004	2.017	-1.992

-CALCUL DES EFFORTS NORMAUX DANS -
LES POUTEAUX SOUS -G-
PORTIQUE TRANSVERSAL -

NIV	POT.	\bar{T}_w (t)	\bar{T}_e (t)	N (t)	N_{cum} (t)
10	A		7.138	7.138	7.138
	B	-8.823	8.823	17.646	17.646
	C	-7.138		7.138	7.138
9	A		6.348	6.348	13.486
	B	-6.648	6.648	13.196	30.942
	C	-6.348		6.348	13.486
8	A		6.355	6.355	19.841
	B	-6.640	6.640	13.28	44.222
	C	-6.355		6.355	19.841
7	A		7.355	6.355	26.196
	B	-6.640	6.640	13.28	57.502
	C	-6.355		6.355	26.196
6	A		6.355	6.355	32.551
	B	-6.640	6.640	13.28	7.782
	C	-6.355		6.355	32.551
5	A		6.424	6.424	38.975
	B	-6.572	6.572	13.144	83.926
	C	-6.424		6.424	38.975
4	A		6.646	6.646	45.621
	B	-6.806	6.806	13.612	97.538
	C	-6.646		6.646	45.621
3	A		6.647	6.647	52.268
	B	-6.805	6.805	13.61	111.148
	C		6.647	6.647	52.268
2	A		6.647	6.647	58.915
	B	-6.805	6.805	13.61	124.758
	C	-6.647		6.647	58.915
1	A		6.623	6.623	242.491
	B	-6.829	6.829	13.658	256.149
	C	-6.623		6.623	262.772

CALCUL DES EFFORTS NORMAUX DANS LES
POTEAUX SOUS "p"
PORTIQUE TRANSVERSAL

NIV.	POT	\bar{T}_w	\bar{T}_e	N (t)	N_{cum} (T)
10	A		0.786	0.786	0.786
	B	-0.822	0.822	1.644	1.644
	C	-0.786		0.786	0.786
9	A		1.382	1.382	2.168
	B	-1.422	1.422	2.844	4.488
	C	-1.382		1.382	2.168
8	A		1.382	1.382	3.55
	B	-1.422	1.422	2.844	7.332
	C	-1.382		1.382	3,55
7	A		1.382	1.382	4.932
	B	-1.422	1.422	2.844	10.176
	C	-1.382		1.382	4.932
6	A		1.382	1.382	6.314
	B	-1.422	1.422	2.844	13.02
	C	-1.382		1.382	6.314
5	A		1.394	1.394	7.708
	B	-1.410	1.410	2.82	15.84
	C	-1.394		1.394	7.708
4	A		1.397	1.397	9.195
	B	-1.407	1.407	2.814	18.654
	C	-1.397		1.397	9.105
3	A		1.395	1.395	10.500
	B	-1.409	1.409	2.818	21.472
	C	-1.395		1.395	10.500
2	A		1.395	1.395	11.895
	B	-1.409	1.409	2.818	24.29
	C	-1.395		1.395	11.895
1	A		1.991	1.297	13.886
	B	-2.017	2.017	4.034	28.324
	C	-C.991		1.991	13.886

CALCUL DES MOMENTS EN TRAVÉE DANS LES POUTRES

PORTIQUE TRANSVERSAL

Niv.	Travée	l(m)	$\frac{M_e + M_w}{2}$ "sous G	M_0 (t.m)		Mt_1 (T.m)			Mt_2 (t.m)	
				G	P	G+1.2P	G + P	0.8 G	G+1.2P	G + P
10	1-2	6.00	6.528	15.593	1.485	10.847	10.550	7.252	8.365	8.482
	2-3	6.00	6.528	15.593	1.485	10.847	10.550	7.252	8.365	8.482
9	4-5	6.00	5.223	11.804	2.624	9.730	9.205	5.205	5.233	5.458
	5-6	6.00	5.223	11.804	2.624	9.730	9.205	5.265	5.233	5.458
8	7-8	6.00	5.246	11.804	2.624	9.707	9.182	5.246	5.200	5.427
7	8-9	6.00	5.246	11.804	2.624	9.707	9.182	5.246	5.200	5.427
6	16-17	6.00	5.130	11.804	2.624	9.823	9.298	5.339	5.335	5.559
	17-18	6.00	5.130	11.804	2.624	9.823	9.298	5.339	5.335	5.559
5	19-20	6.00	5.276	12.164	2.624	10.037	9.512	5.510	5.566	5.796
	20-21	6.00	5.276	12.164	2.624	10.037	9.512	5.510	5.566	5.786
4	22-23	6.00	5.278	12.164	2.624	10.035	9.510	5.509	5.555	5.768
	23-24	6.00	5.278	12.164	2.624	10.035	9.510	5.509	5.555	5.768
3	28-29	6.00	5.156	12.164	3.749	11.507	10.757	5.600	5.165	5.472
	29-30	6.00	5.156	12.164	3.749	11.507	10.757	5.600	5.165	5.472

**S'UPERPOSITION
DES SOLLICITATIONS'**

- SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS -

- :-

- Les combinaisons des charges sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons sur la base des règlements de béton en vigueur (A.P.A.81) .

- POUR LES POUTRES :

$$G + P \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

POUR LES POTEAUX :

$$G + P \pm 1,2.E$$

$$0.8 G \pm E$$

-1- Moments en travée dans les poutres :

$$\text{- Sous } G + 1,2.P \longrightarrow M_t = M_o (G + 1,2.P) - \frac{M_w (G) + M_e (G)}{2}$$

$$\text{- Sous } G + P + F \longrightarrow M_t = M_o (G + P) - \frac{M_w (G) + M_e (G)}{2} \pm M_t (E)$$

$$\text{- Sous } 0.8.G + F \longrightarrow M_t = M_o (0.8.G) - \frac{M_w (0.8.G) + M_e (0.8.G) \pm M_t (E)}{2}$$

-2- Moments aux appuis dans les poutres :

$$\text{- Sous } G + 1,2.P \quad M_a = M_a (G) + 1,2. M_a (P) .$$

$$\text{- Sous } G + P \pm E \quad M_a = M_a (G) + M_a (P) \pm 1,2. M_a (F)$$

$$\text{- Sous } 0.8 G \pm E \quad M_a = 0.8. M_a (G) \pm M_a (E) .$$

$$* M_a = M_e \text{ ou } M_w \quad *$$

-3- Efforts tranchants dans les poutres :

$$\text{- Sous } G + 1,2. P \quad T = T (G) + 1,2. T (P) .$$

$$\text{- Sous } G + P \pm E \quad T = T (G) + T (P) \pm T (E) .$$

$$\text{- Sous } 0.8. G \pm E \quad T = 0.8 T. (G) \pm T (E) .$$

MOMENTS EN TRAVÉE DANS LES POUTRES (Portique B.B)

EAU	POUTRES	G + 1,2P	G+P+E	G+P-E	0,8 G+E	0,8 G-E
0	1 - 2	3.490	3.855	2.971	2.862	1.978
	2 - 3	15.949	15.591	15.591	11.039	11.039
	3 - 4	4.503	4.454	4.398	3.258	3.202
	4 - 5	4.843	4.735	4.679	3.250	3.194
	5 - 6	16.364	16.500	15.512	11.865	10.877
9	7 - 8	2.942	3.045	2.567	1.940	1.462
	8 - 9	14.762	14.133	14.133	8.789	8.789
	9 - 10	4.011	4.710	3.040	3.391	1.721
	10 - 11	4.636	5.307	3.637	3.756	2.086
	11 - 12	14.946	14.653	13.981	9.272	8.600
8	13-14	2.945	3.347	2.271	2.242	1.166
	14-15	14.752	14.123	14.123	8.781	8.781
	15-16	4.016	3.967	3.793	2.648	2.474
	16-17	4.641	4.564	4.390	2.012	2.838
	17-18	14.920	14.698	13.884	9.322	8.508
7	19-20	2.945	4.123	1.495	3.018	0.390
	20-21	14.752	14.123	14.123	8.781	8.781
	21-22	4.016	4.718	3.042	3.399	1.723
	22-23	4.641	5.315	3.639	3.763	2.087
	23-24	14.920	15.735	12.847	10.359	7.471
6	25-26	2.945	4.233	1.385	3.128	0.280
	26-27	14.752	14.123	14.123	8.781	8.781
	27-28	4.016	3.897	3.863	2.578	2.544
	28-29	4.641	4.494	4.460	2.942	2.908
	29-30	14.920	15.879	12.703	10.503	7.327

EAU	POUTRES	G + 1,2P	G+P+E	G+P-E	0,8 G+E	0,8 G-E
5	31-32	3.283	3.666	2.628	2.493	1.455
	32-33	15.096	14.467	14.467	9.056	9.056
	33-34	4.261	4.272	3.978	2.904	2.610
	34-35	4.891	4.874	4.580	3.272	2.978
	35-36	15.126	15.140	13.854	9.723	8.437
4	37-38	3.122	5.521	0.451	4.380	- 0.690
	38-39	15.094	14.465	14.465	9.054	9.054
	39-40	4.271	4.155	4.115	2.7850	2.745
	40-41	4.883	4.739	4.699	3.139	3.099
	41-42	15.169	18.760	10.32	13.334	4.894
3	43-44	3.122	3.380	2.592	2.239	1.451
	44-45	15.094	14.465	14.465	9.054	9.054
	45-46	4.271	4.217	4.053	2.847	2.683
	46-47	4.883	4.801	4.637	3.201	3.037
	47-48	15.169	14.968	14.112	9.512	8.686
2	49-50	3.122	3.051	3.051	1.910	1.780
	50-51	15.094	14.465	14.465	9.054	9.054
	51-52	4.271	4.222	4.048	2.852	2.678
	52-53	4.883	4.806	4.632	3.206	3.032
	53-54	15.169	15.539	13.541	10.113	8.115
1	55-56	3.485	5.919	0.663	4.720	- 0.536
	56-57	16.844	15.945	15.945	9.160	9.160
	57-58	4.624	4.660	4.200	2.997	2.537
	58-59	5.092	5.128	4.668	3.371	2.911
	59-60	16.807	18.996	12.820	12.218	6.042

-59-

v.	Poutres	G + 1, 2 P		G + P + E		G + P - E		0, 8 G + E		0, 8 G - E	
		M e	M w	M e	M w	M e	M w	M e	M w	M e	M w
0	1 - 2	-0, 7218	- 1, 5070	2, 826	2, 937	- 4, 248	- 5, 905	3, 0114	3, 3258	- 4, 026	- 5, 5162
	2 - 3	-4, 8424	- 4, 9052	- 0, 182	- 0, 245	- 9, 348	- 9, 411	1, 0806	1, 0294	- 8, 0854	- 8, 1366
	3 - 4	-2, 0792	- 1, 7142	2, 364	2, 779	-6, 478	- 6, 175	2, 8642	3, 1834	- 5, 9778	- 5, 7706
	4 - 5	-1, 7682	- 2, 1628	2, 734	2, 678	-6, 220	- 6, 164	3, 1834	2,8482	- 5, 7706	- 5,9938
	5 - 6	-5, 0994	- 3,7368	- 0, 435	- 0, 081	-9, 601	- 7,273	0, 8942	0,8936	- 8, 2718	- 6,2984
7	7 - 8	- 0,7274	- 1,1969	6, 189	6, 210	-7, 599	-8, 532	6, 4196	6,5838	- 7, 3684	- 8,1582
	8 - 9	- 5,2926	- 5,3306	2, 489	2, 451	-12, 793	-12, 831	4, 0818	4, 0514	-11, 2002	-11,2306
	9 - 10	- 1,8018	- 1,5648	5, 603	7, 503	- 9,139	-10, 579	6, 0918	7, 9178	- 8, 6502	-10,1642
	10 - 11	-1, 6896	- 1, 9494	7, 383	5, 461	-10, 699	- 9, 281	7, 841	6, 0006	-10, 24	- 8, 7414
	11 - 12	- 5,5196	- 4,6422	2, 264	2, 451	-13, 018	-11, 489	3, 9098	3, 8476	-11, 3722	-10,0924
8	13 - 14	- 0,7368	- 1,1832	9, 934	10, 566	-11, 352	-12, 862	10, 158	10, 9364	-11, 118	-12, 4816
	14 - 15	-5, 3060	- 5, 3408	6, 978	6, 943	-17, 308	- 17, 342	8, 575	8, 5462	-15, 711	-15, 7398
	15 - 16	- 1,7894	- 1, 5708	9, 958	10, 084	-13, 470	- 13, 170	10, 4428	10, 5038	-12, 9852	-12,7502
	16 - 17	- 1, 6896	- 1, 9370	9, 969	9, 816	- 13, 285	- 13, 612	10, 927	10, 3516	-12, 827	-13, 0764
	17 - 18	- 5,5776	- 4,6924	6, 716	7, 168	- 17, 570	-16, 304	8, 4038	8, 5792	-15, 822	-14, 8928
7	19 - 20	- 0,7368	- 1, 1832	11, 851	12, 731	- 13, 279	- 15, 027	12, 085	13, 1014	- 13, 045	-14, 6566
	20 - 21	- 5,3060	- 5, 3408	-9, 222	9, 187	- 19, 552	- 19, 587	10, 819	10, 7902	- 17, 955	- 17,9838
	21 - 22	- 1,7894	- 1, 5708	12, 123	11, 498	-19, 635	- 14, 881	12, 6078	11, 9178	- 15, 1502	-19, 1642
	22 - 23	- 1,6896	- 1, 9370	12, 183	11, 981	-15, 499	- 15, 777	12, 641	12, 5166	- 15, 041	-15, 2414
	23 - 24	- 5,5776	- 4, 6924	8, 960	8, 375	-19, 814	- 17, 511	10, 6778	9, 7862	- 18,1262	-16,0998
7	25 - 26	- 0,7368	- 1, 1832	16, 134	17, 124	-17, 562	- 19, 42	16, 368	17, 4944	- 17, 328	- 19,0496
	26 - 27	- 5, 3060	- 5, 3408	13, 683	13, 742	- 24,007	- 24, 142	15, 374	15, 3452	- 22, 510	- 22,5388
	27 - 28	- 1, 7894	- 1, 5708	16, 516	16, 746	- 20, 028	- 19, 832	17, 0008	17, 1658	- 19,5432	- 19,4122
	28 - 29	- 1, 6896	- 1, 9370	16, 631	16, 374	- 19, 947	- 20, 170	17, 742	16, 9096	- 19, 489	- 19,6344
	29 - 30	- 5, 5776	- 4,6924	13, 515	12, 515	- 24, 942	- 21, 928	15,2028	11,1972	-22, 6812	- 20,5108

-99-

5	31-32	- 0.5654	- 0.9630	16.503	16.635	- 17.601	- 18.507	16.6784	16.9302	- 17.4256	- 18.2118
	32-33	- 5.2680	- 5.3072	13.503	13.045	- 23.348	- 23.387	14.6544	14.624	- 21.7776	- 21.808
	33-34	- 1.7110	- 1.4998	15.891	15.802	- 19.251	- 18.752	16.351	16.1962	- 18.791	- 18.3578
	34-35	- 1.6216	- 1.8482	15.685	15.759	- 18.869	- 19.383	16.1218	16.2662	- 18.4322	- 18.8758
	35-36	- 5.5208	- 4.9824	12.837	14.617	- 23.595	- 24.355	14.4800	16.1314	- 21.952	- 22.8700
4	37-38	- 0.7498	- 1.1690	24.750	26.877	- 26.206	- 29.149	24.7828	27.2362	- 25.9732	- 28.7898
	38-39	- 5.2764	- 5.3052	21.56	21.531	- 31.840	- 31.869	23.1336	23.1096	- 30.2664	- 30.2904
	39-40	- 1.6916	- 1.5018	26.353	26.556	- 29.673	- 29.510	26.8114	26.9506	- 29.2146	- 29.1154
	40-41	- 1.6194	- 1.8698	26.443	26.180	- 29.623	- 29.846	26.8786	26.6938	- 29.1874	- 29.3322
	41-42	- 5.5198	- 4.8808	21.322	17.723	- 32.078	- 27.233	22.9648	19.1772	- 30.4352	- 25.7788
3	43-44	- 0.7498	- 1.1690	24.516	24.896	- 25.972	- 27.168	24.7488	25.2552	- 25.7392	- 26.8088
	44-45	- 5.2764	- 5.3052	19.731	19.642	- 30.011	- 29.980	21.3046	21.2206	- 28.4374	- 28.4014
	45-46	- 1.6916	- 1.5018	24.372	24.391	- 27.692	- 27.345	24.8304	24.7856	- 27.2336	- 26.9504
	46-47	- 1.6194	- 1.8698	24.274	24.199	- 27.458	- 27.865	24.7136	24.7128	- 24.0224	- 27.3512
	47-48	- 5.5198	- 4.8808	19.433	18.701	- 30.189	- 28.211	21.0758	20.1552	- 28.5462	- 26.7568
2	49-50	- 0.7498	- 1.1690	26.603	26.325	- 28.059	- 28.597	26.8358	26.6842	- 27.8262	- 28.2378
	50-51	- 5.2761	- 5.3052	21.034	21.005	- 31.314	- 31.343	22.6076	22.5836	- 29.7404	- 29.7644
	51-52	- 1.6916	- 1.5018	25.801	25.811	- 29.121	- 28.765	26.2594	26.2956	- 28.6626	- 28.3704
	52-53	- 1.6194	- 1.8698	25.698	25.628	- 28.873	- 29.294	26.1336	26.1418	- 28.4424	- 28.7802
	53-54	- 5.5198	- 4.8808	20.796	23.417	- 31.552	- 32.927	22.4388	24.8712	- 29.9092	- 31.4728
	55-56	- 0.7458	- 1.2742	36.236	40.982	- 37.670	- 43.436	36.4946	41.4162	- 37.4114	- 43.0018
	56-57	- 5.4538	- 5.49.28	34.965	34.926	- 45.495	- 45.534	36.8452	36.7420	- 43.6148	- 43.7180
	57-58	- 1.8214	- 1.5100	40.434	40.274	- 43.984	- 43.226	40.9746	40.7052	- 43.4434	- 42.794
	58-59	- 1.5940	- 1.9258	40.190	40.330	- 43.310	- 44.088	40.638	40.893	- 42.862	- 43.5250
	59-60	- 5.9832	- 4.9676	34.441	29.258	- 46.019	- 38.850	36.3756	30.9036	- 44.0844	- 37.204

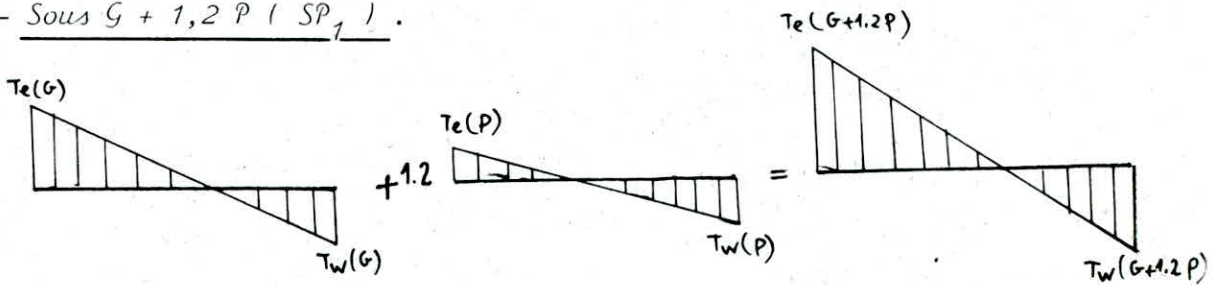
- EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POITRES :

- La Superposition des efforts tranchants. Dûs aux charges verticales et horizontales dans les poutres sont données sous forme de diagrammes.

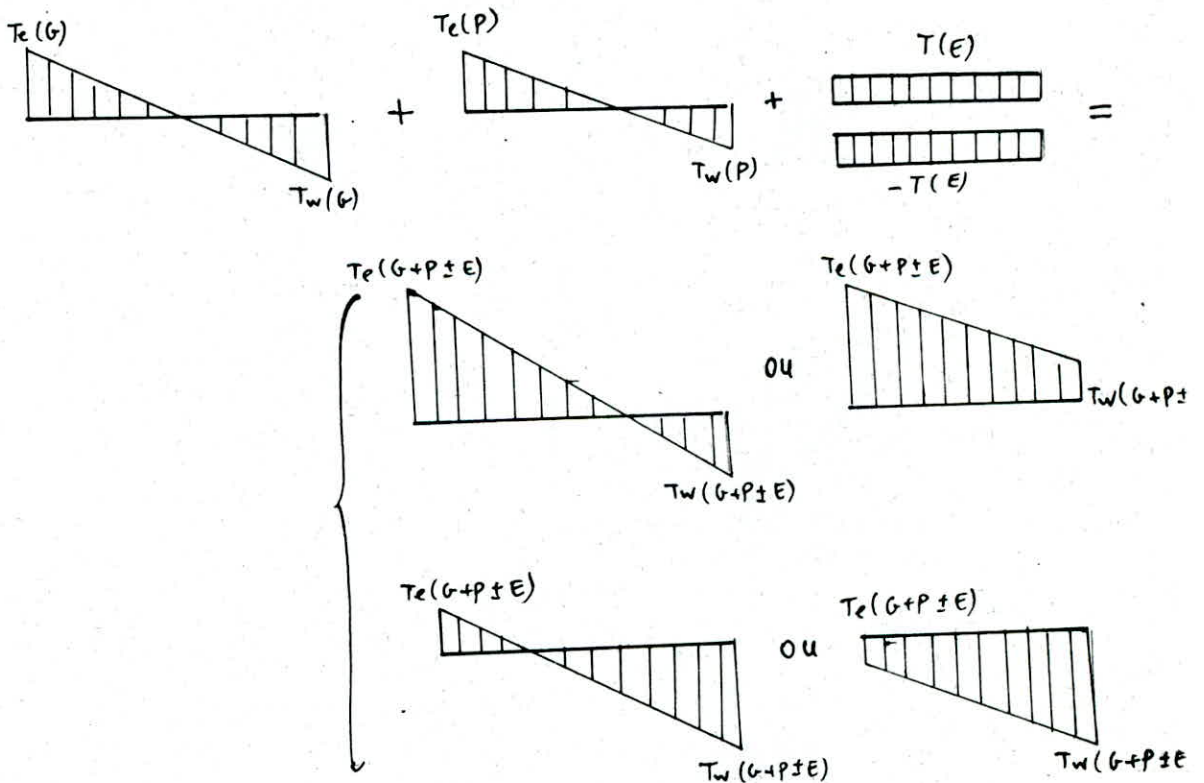
- $\bar{T}(G)$: Effort tranchant dû aux charges permanentes.
- $\bar{T}(P)$: Effort tranchant dû aux surcharges d'exploitation.
- $\bar{T}(E)$: effort tranchant dû aux charges Sismiques.

Pour l'effet tranchant dû au seisme $\bar{T}(E)$, on prendra la valeur absolue. Il suffit d'injecter le signe, selon qu' on est dans un sens ou dans l'autre.

- Sous $G + 1,2 P$ (SP₁) .



- Sous $G + P \pm E$ (SP₂)



Sous $0.8 G \pm E$ (SP₂), on aboutira aux mêmes types de combinaisons que précédemment, (SP₂).

- EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES - PORTIQUE - B - B -

Poutres.	G + 1,2 P.		G + P + E		G + P + E		0,8 G + E		0,8 G - E	
	T e	T w	T e	T w	T e	T w	T e	T w	T e	T w
1-2	3,7618	- 4,1982	6,5944	- 1,718	0,8056	- 6,542	5,1264	- 0, 6192	0,3024	- 5,4432
2-3	10,5190	-10,5398	12,2854	- 8,738	8,3926	-11,982	9,1732	- 5,9468	5,9292	- 9,1908
3-4	6,0604	- 5,8582	9,2808	- 3,056	2,7072	- 8,534	7,2686	- 1,6442	1,7906	- 7,1222
4-5	6,1412	- 6,3616	9,3139	- 3,507	2,7432	- 8,985	7,1186	- 1,7954	1,6402	- 7,2734
5-6	10,7566	-10,2020	12,2950	- 8,691	8,8510	-11,561	9,1590	- 5,9602	6,2890	- 8,8302
7-8	3,2048	- 3,4660	8,2826	0,974	- 2,0926	- 7,672	6,3598	2,1118	-2,2862	- 6,5342
8-9	10,3580	-10,3710	13,2890	- 7,351	6,7970	-12,761	9,4794	- 4,0798	4,0694	- 9,4898
9-10	5,3814	- 5,2494	11,320	- 0,093	-0,788	-10,183	7,7962	1,3802	- 1,2938	- 8,7098
10-11	5,8516	- 5,9960	11,7771	- 0,812	-0,337	-10,902	9,0802	0,9154	- 1,0098	- 9,1746
11-12	10,5112	-10,2188	13,2686	- 7,344	7,1174	-12,470	9,4496	- 9,1154	4,3186	-9,2414
13-14	3,2108	- 3,4588	11,2286	- 3,431	- 5,0266	-10,115	8,8146	- 4,5666	4,7314	-8,9794
14-15	10,3590	-10,3710	15,2016	- 5,758	4,8864	-14,354	11,0732	- 2,4868	2,4772	-11,0828
15-16	5,3760	- 5,2548	13,8794	- 2,039	- 3,3574	-12,325	10,9308	- 3,5148	3,4332	-10,8492
16-17	5,8558	- 5,9918	14,3394	1,329	- 2,8974	-13,035	11,2196	3,0548	- 3,1444	-11,3092
17-18	10,5124	-10,2176	15,2198	- 5,718	5,1662	-14,096	11,0658	2,4942	2,6878	-10,8722
19-20	3,2108	- 3,4588	12,7166	- 4,671	- 6,5146	-11,355	10,0546	5,8066	- 5,9714	-10,2194
20-21	10,3590	-10,3710	16,1556	- 4,963	3,9324	-15,149	11,8682	- 1,6918	1,6822	-11,8778
21-22	5,3760	- 5,2548	15,2006	3,140	- 4,6786	-13,426	12,0318	4,6158	- 4,5342	- 11,9502
22-23	5,8558	- 5,9918	15,6606	2,430	- 4,2186	-14,136	12,3206	4,1558	- 4,2454	- 12,4102
23-24	10,5124	-10,2176	15,947	- 5,112	4,4390	-14,402	11,6718	- 1,8882	- 2,0818	- 11,4782
25-26	3,2108	- 3,4588	16,0682	7,464	- 9,8662	-14,148	12,8476	- 8,5996	- 8,9644	- 13,0124
26-27	10,3590	-10,3710	18,0900	- 3,351	1,9980	-16,761	13,4802	- 0,0798	0,0702	- 13,4898
27-28	5,3760	- 5,2548	18,7610	6,107	- 8,2390	-16,393	14,9988	7,5828	- 7,5012	- 14,9172
28-29	5,8558	- 5,9918	19,2210	5,397	- 7,779	-17,103	15,2876	7,1228	- 7,2124	- 15,3772
29-30	10,5124	-10,2176	17,8466	- 3,529	- 2,5394	-16,285	13,2548	- 0,3052	- 0,4988	- 13,0612

-64-

5	31-32	3,3594	- 3.5814	16.0326	7.188	- 9.5346	- 14.118	12.8106	8.3466	- 8.4954	- 12.95
	32-33	10.5840	-105960	18.0066	- 3.833	2.5314	- 16.729	13.4032	- 0.5168	0.6072	- 13.41
	33-34	5.5092	- 4.3916	18.462	5.610	- 7.674	- 16.170	14.7444	7.1124	- 7.0356	- 14.66
	34-35	5.9960	- 6.1216	18.929	4.907	- 7.207	- 16.873	15.0388	6.658	- 6.7412	- 15.12
	35-36	10.6792	-10.5008	18.3732	- 3.512	- 2.3508	- 16.864	13.6968	- 0.2232	0.3448	- 13.57
4	37-38	3.3532	- 2.9876	22.9938	13.588	-16.5078	- 19.330	18.6126	-14.6285	-14.3054	- 18.289
	38-39	10.5850	-10.5950	21.2512	- 0.829	- 0.7112	- 19.731	16.407	- 2.487	- 2.495	- 16.41
	39-40	5.5022	- 5.3986	26.4038	- 12.227	-15.6298	- 22.801	21.3628	-13.7308	-13.6652	- 21.29
	40-41	5.9898	- 6.1278	26.8718	- 11.525	-15.1618	-23.503	21.6588	-13.278	-13.3692	- 21.75
	41-42	10.6966	-10.4834	20.8238	- 1.467	- 0.0658	-18.875	15,7368	- 1.8168	- 1.6712	-15.591
3	43-44	3.3532	- 2.9876	22.1766	- 12.907	-16.6906	-18.649	17.9316	-13.9476	-13.6244	- 17.608
	44-45	10.5850	-10.5950	20.8096	- 1.497	- 0.2696	-19.063	15.739	1.819	- 1.827	- 15.747
	45-46	5.5022	- 5.3986	24.8498	10.932	-14.0758	-21.506	20.0678	12.4358	-12.3702	-20.0022
	46-47	5.9898	- 6.1278	25.3178	10.230	-13.6078	-22.208	20.3638	11.983	-12.0742	- 20.455
	47-48	10.6966	-10.4834	20.6306	- 1.628	0.1274	-18.714	15.5758	1.6558	- 1.5102	- 15.430
2	49-50	3.3532	- 2.9876	23.4738	13.988	-16.9878	-19.730	19.0126	15.0286	-14.7054	- 18.689
	50-51	10.5850	-10.5950	21.3880	- 1.015	- 0.8480	-19.545	16.221	2.301	- 2.309	- 16.229
	51-52	5.5022	- 5.3986	25.9178	- 11.822	-15.1438	-22.396	20.9578	13.3258	-13.2602	- 20.892
	52-53	5.9898	- 6.1278	26.3858	11.120	-14.6758	-23.098	21.2538	12.8730	-12.9642	- 21.345
	53-54	10.6966	-10.4834	19.7978	- 2.322	0.9602	-18.020	14.8818	0.9618	- 0.8162	- 14.736
1	55-56	3.6148	- 3.9092	33.0519	20.919	-26.1352	-28.403	26.8002	22.3362	- 22.5218	- 26.985
	56-57	11.3940	-11.4060	28.2624	3.476	- 6.3744	-25.388	21.3872	7.4672	- 7.4768	- 21.396
	57-58	5.8284	- 5.6556	37.3946	20.946	-26.0686	-31.940	30.3118	22.6798	- 22.5742	- 30.206
	58-59	6.1174	- 6.3026	37.6906	20.306	-25.7726	-32.580	30.5766	22.1958	- 22.3094	- 30.690
	59-60	11.5698	-11.2302	27.0052	2.457	- 4.7732	-24.025	20.3186	6.3986	- 6.1634	- 20.083

Niveau.	Poutre.	$G + 1.2 P$	$G + P + E$	$G + P - E$	$0,8 G + E$	$0,8 G - E$
10	1-2	10.847	10.8932	10.2068	7.5952	6.9088
	2-3	10.847	10.8932	10.2068	7.5952	6.9088
9	4-5	9.730	9.5102	8.8998	5.5702	4.9548
	5-6	9.730	9.5102	8.8998	5.5702	4.9598
8	7-8	9.707	11.1929	7.1711	7.2569	3.2351
	8-9	9.707	11.1929	7.1711	7.2569	3.2351
7	10-11	9.707	9.3091	9.0549	5.3731	5.1189
	11-12	9.707	9.3091	9.0549	5.3731	5.1189
6	13-14	9.707	9.9539	8.4101	6.0179	4.4741
	14-15	9.707	9.9539	8.4101	6.0179	4.4741
5	16-17	9.823	10.5596	8.0364	6.6009	4.0774
	17-18	9.823	10.5596	8.0364	6.6009	4.0774
4	19-20	10.037	11.1658	7.8582	11.1658	7.8582
	20-21	10.037	11.1658	7.8582	11.1658	7.8582
3	22-23	10.035	9.7141	9.3059	5.7931	5.3049
	23-24	10.035	9.7141	9.3059	5.7131	5.3049
2	25-26	10.035	9.7064	9.3136	5.7054	5.3126
	26-27	10.035	9.7064	9.3136	5.7054	5.3126
1	28-29	11.567	10.969	10.545	5.812	5.388
	29-30	11.969	10.969	10.545	5.812	5.388

-MOMENTS AUX APPUIS DANS LES POUTRES :

(Pontique Transversal).

NIV.	Pout	$G + 1.2 P$		$G + P + E$		$G + P - E$		$0,8 G + E$		$0,8 G - E$	
		M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e
10	1-2	-8.229	-6.226	-3.079	-1.784	-13.125	-10.456	-0.952	-0.134	-10.997	-8.807
	2-3	-6.226	-8.229	-1.784	-3.079	-10.456	-13.125	-0.134	-0.952	-8.807	-10.997
9	4-5	-7.069	-6.077	+1.609	1.968	-15.275	-13.646	-3.920	-3.994	-12.965	-11.670
	5-6	-6.077	-7.069	+1.968	1.609	13.696	-15.275	3.994	3.920	-11.670	-12.965
8	7-8	-7.079	-6.129	6.419	11.368	-20.101	-23.196	8.738	13.411	-17.783	-21.153
	8-9	-6.129	-7.079	11.368	6.419	-23.196	-20.101	13.4101	8.738	-21.753	-17.783
7	10-11	-7.079	-6.129	10.673	11.346	-24.355	-23.174	12.991	13.388	-22.036	-21.131
	11-12	-6.129	-7.079	11.346	10.673	-23.174	-24.355	13.388	12.991	-21.131	-22.036
6	13-14	-7.079	-6.129	15.353	14.736	-29.035	-26.564	17.672	16.779	-26.717	-24.522
	14-15	-6.129	-7.079	14.736	15.353	-26.564	-29.035	16.779	17.672	-24.522	-26.717
5	16-17	-6.707	-6.230	16.333	14.278	-29.291	26.300	18.539	16.355	-27.085	-24.223
	17-18	-6.230	-6.707	14.278	16.333	-26.300	-29.291	16.355	18.539	-24.223	-27.085
4	19-20	-6.841	-6.355	29.376	26.550	-42.613	-38.824	31.592	28.649	-40.397	-36.725
	20-21	-6.355	-6.841	26.550	29.376	-38.824	-42.613	28.649	31.592	-36.725	-40.397
3	22-23	-6.857	-6.361	23.090	23.170	-36.352	-35.456	25.319	25.271	-34.124	-33.356
	23-24	-6.361	-6.857	23.170	23.090	-35.456	-36.352	25.271	25.319	-33.356	-34.124
2	25-26	-6.857	-6.361	24.891	25.284	-38.058	-38.058	27.119	27.873	-35.925	-35.975
	26-27	-6.361	-6.857	25.284	24.891	-38.058	-38.152	27.873	27.119	-35.975	-35.925

- EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES -

PORTIQUE TRANSVERSAL -

NOV.	POUTRE	$G + 1.2 P$		$G + P + E$		$G + P - E$		$0,8 G + E$		$0,8 G - E$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	t_e	T_w	T_e	T_w	T_e
10	1 - 2	-9.809	8.081	-8.085	9.484	-11.0205	6.365	-5.499	7.270	-8.618	4.151
	2 - 3	-8.081	9.809	-6.365	11.205	-9.484	8.096	-4.151	8.618	-7.270	5.499
9	4 - 5	-8.354	8.006	-5.358	10.442	-10.782	5.018	-2.606	7.791	-8.030	2.366
	5 - 6	-8.006	8.354	-5.018	10.782	-10.442	5.358	-2.366	8.030	-7.791	2.606
8	7 - 8	-8.346	8.013	-2.972	12.827	-13.156	2.647	-0.218	10.174	-10.402	0.01
	8 - 9	-0.013	8.346	-2.647	13.156	-12.827	2.972	-0.01	10.402	-10.174	0.218
7	10 - 11	-8.346	8.013	-2.267	13.533	-13.858	1.942	-0.484	10.880	-11.108	0.712
	11 - 12	-8.013	8.346	-1.942	13.858	-13.533	2.267	-0.712	11.108	-10.880	0.484
6	13 - 14	-8.346	8.013	-0.921	14.878	-15.203	0.596	-1.829	12.225	-12.453	2.057
	14 - 15	-8.013	8.346	-0.596	15.203	-14.878	0.921	-2.067	12.453	-12.225	1.829
5	16 - 17	-8.264	8.097	-0.799	15.002	-15.166	0.635	-1.926	12.323	-12.441	2.044
	17 - 18	-8.097	8.264	-0.635	15.166	-15.002	0.799	-2.044	12.441	-12.323	1.926
4	19 - 20	-8.494	8.322	-3.234	19.490	-19.660	3.404	+6.002	16.764	-16.892	6.130
	20 - 21	-8.322	8.494	3.404	19.660	-19.490	3.234	+6.130	16.892	-16.764	6.002
3	22 - 23	-8.496	8.321	-1.6251	17.881	-18.053	1.797	-4.395	15.256	-15.383	4.522
	23 - 24	-8.321	8.496	-1.797	18.053	-17.881	1.6251	+4.522	15.383	-15.256	4.395
2	25 - 26	-8.496	8.321	-2.359	18.615	-18.787	2.531	+5.129	15.890	-16.017	5.255
	26 - 27	-8.321	8.496	-2.531	18.787	-18.615	2.359	-5.255	16.017	-15.890	6.129
1	28 - 29	-9.249	9.249	-6.135	23.595	-23.827	6.368	+9.518	20.279	-20.444	9.682
	29 - 30	-9.0122	9.0122	-6.368	23.827	-23.595	6.135	+9.682	20.444	-20.279	9.518

FERRAILLAGE DES

PORTIQUES

1. POUTRES

2. POTEAUX

11 - ERRAILLAGE DES POUTRES -

-:-

-Conformément à l'article A-15 du CCBA 68, les poutres seront calculées en flexion simple, il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans celles-ci. Elles seront ferrillées sous les sollicitations pondérées calculées précédemment.

-La section d'acier sera calculée sous la sollicitation du 1er. genre (SP1) et sous la plus défavorable du 2ème. genre (SP.2) .

- Sollicitation du 1er. genre ($G + 1,2 P$).

- Sollicitation du 2ème. genre ($G + P + E$) , ($0,8 G + E$)

Si le moment sous SP1 augmenté de 50 % est supérieur au moment sous SP2, on calculera, et on vérifiera la section d'armature sous SP 1. le calcul et les vérifications seront faits sous SP 2, dans le cas contraire .

- La méthode de calcul des armatures est celle de MR. PIERRE CHARON' .

- ETAPES DE CALCULS :

- On calcul $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h}$

- On tire des tableaux (P.CHARON) les coefficients ϵ et K .

- On calcul $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$

- Si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ On doit calculer les armatures comprimées .

• Au cas où $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ la section d'armature tendue est $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$.

- VERIFICATIONS :

1) condition de non fragilité : Il faut que la section d'armature tendues soit supérieure à une valeur limite $A \geq 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b.h$

2) condition de la flèche : (Art. 61 du CCBA 68) .

La flèche ne sera pas justifiée si les trois conditions sont vérifiées .

* $A < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} b.h$

* $\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$

* $\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 M_0}$

3) Justification d'about : la longueur d'appui nécessaire doit satisfaire l'inégalité suivante:

$C \geq C_0 = \frac{2 T}{b \bar{\sigma}'_{b_0}}$

T : l'effort tranchant de l'appui de rive .

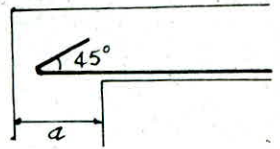
C_0 = longueur de la bielle nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau .

C = Distance de l'appui au point où commence l'ancrage $C = a - (d + r)$.

d = enrobage .

r = rayon de courbure .

a = largeur de poteau .



Armatures inférieures: la section minimale des armatures de traction inférieures qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et oncrées totalement au delà. on doit vérifier que : $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z}$ (M avec son signe) . Cette section est capable d'équilibrer un effort admissible égale à $T + M/Z$.

4) Pourcentage des aciers longitudinaux : (RPA 81) .

- Poutres longitudinales et transversales $0,3 \% \leq A \leq 2,5 \%$.

dans notre cas :

- pour les poutres - $30 \times 50 \Rightarrow 4,5 \leq A \leq 37,5 \text{ cm}^2$.
- $30 \times 60 \Rightarrow 5,4 \leq A \leq 45 \text{ cm}^2$.
- $30 \times 70 \Rightarrow 6,3 \leq A \leq 52,5 \text{ cm}^2$.

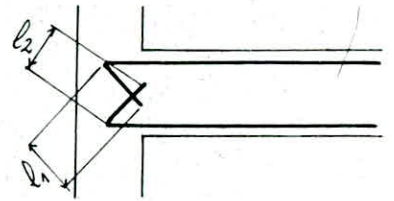
5) Condition de non fissuration :

on doit vérifier que $\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_a$ avec $\sigma_1 = \frac{Kn \tilde{w}_f}{1+10 \tilde{w}_f}$; $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

6) Ancrage : l'ancrage des armatures longitudinales des poutres dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la configuration suivante :

$$* l_1 \geq 20 \phi$$

$$* l_2 \geq \max(30 \phi ; 50 \phi) .$$



7) Calcul des armatures transversales et espacement:

- La quantité d'armature transversale minimale est donnée par le (RPA) $A_t = 0,004 t b$

t = espacement des cadres .

b = largeur de la poutre .

- La contrainte de cisaillement du béton est prise égale : $\bar{\tau}_b = \frac{T}{b z}$ (Art. 25 CCBA 68)

on doit vérifier cependant $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_b \leq 3,5 \bar{\tau}_b \text{ si } \tau'_b \leq \bar{\tau}'_{b0} \\ \bar{\tau}_b \leq (4,5 - \frac{\tau'_b}{\bar{\tau}'_{b0}}) \bar{\tau}_b \text{ si } \bar{\tau}'_{b0} \leq \tau'_b \leq 2 \bar{\tau}'_{b0} \end{array} \right.$

si $\bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}_b$, on utilise des cadres droits .

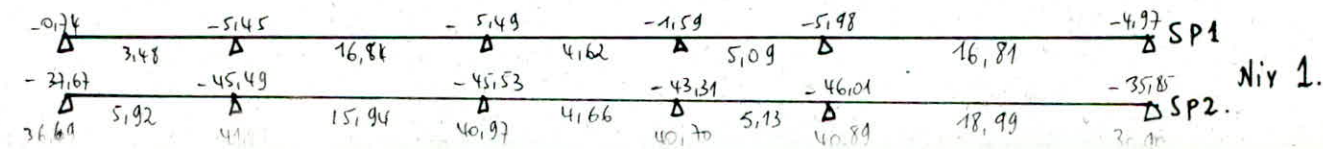
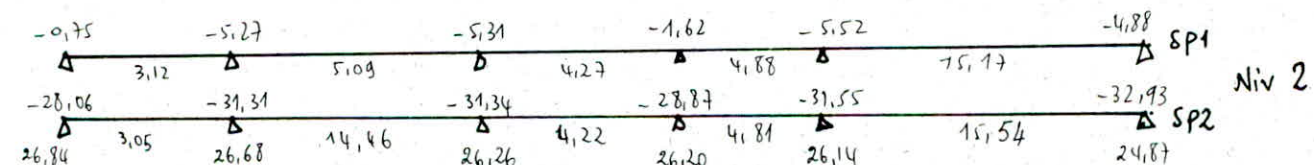
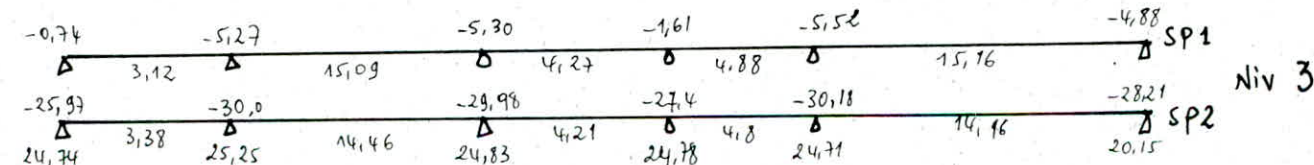
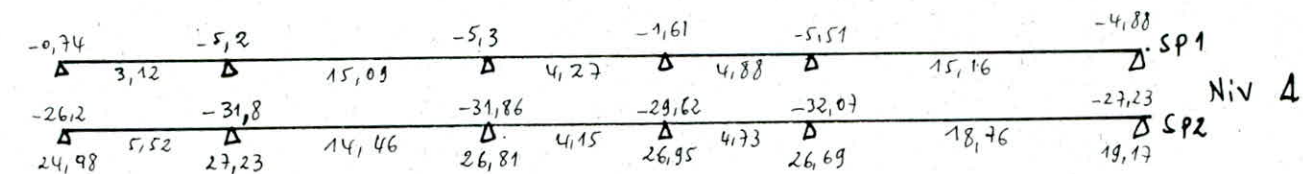
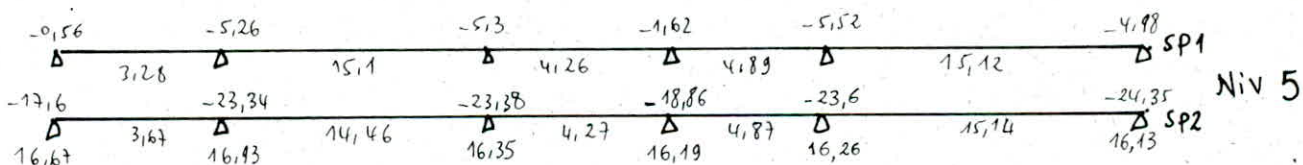
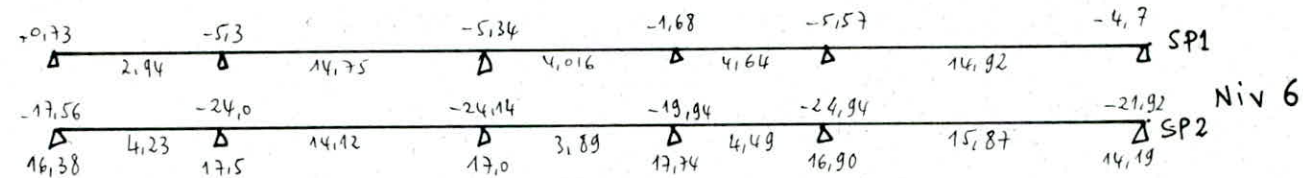
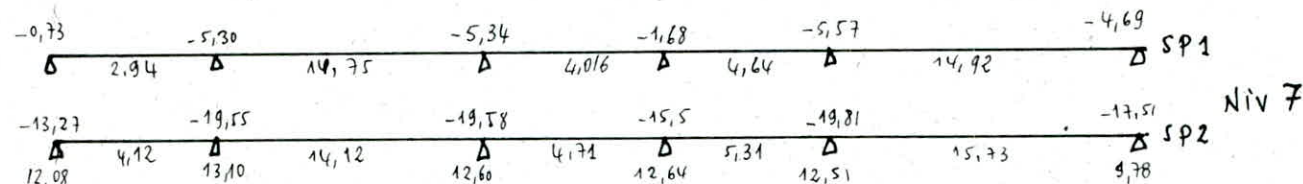
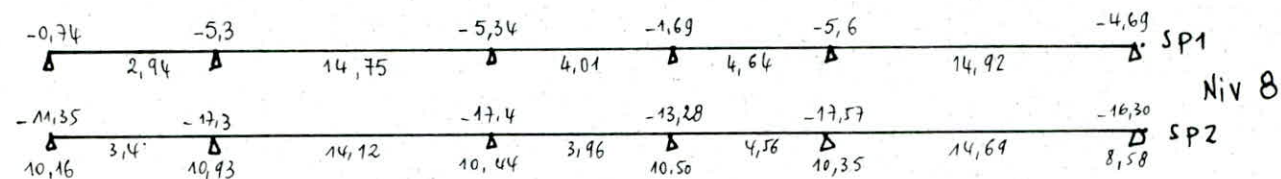
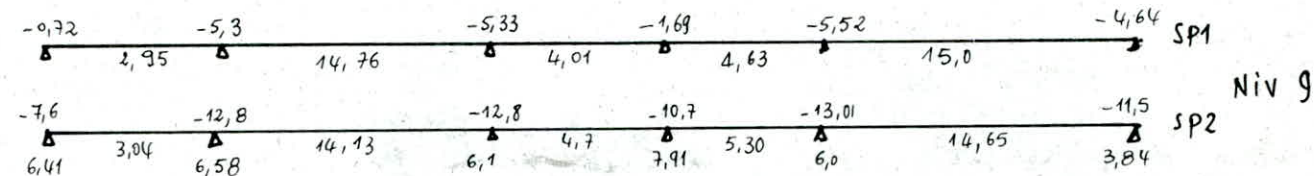
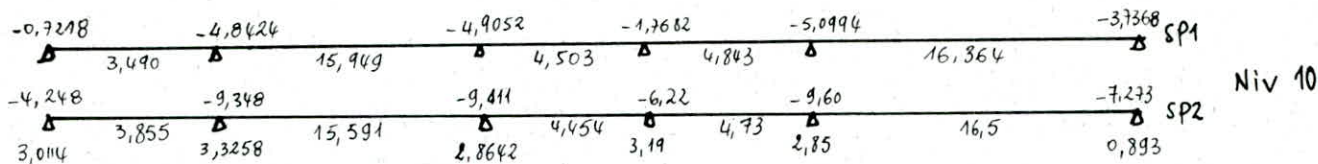
- La contrainte admissible des armatures transversales $\bar{\tau}_{at} = \rho \cdot \tau_{en}$ (avec reprise du bétonnage)

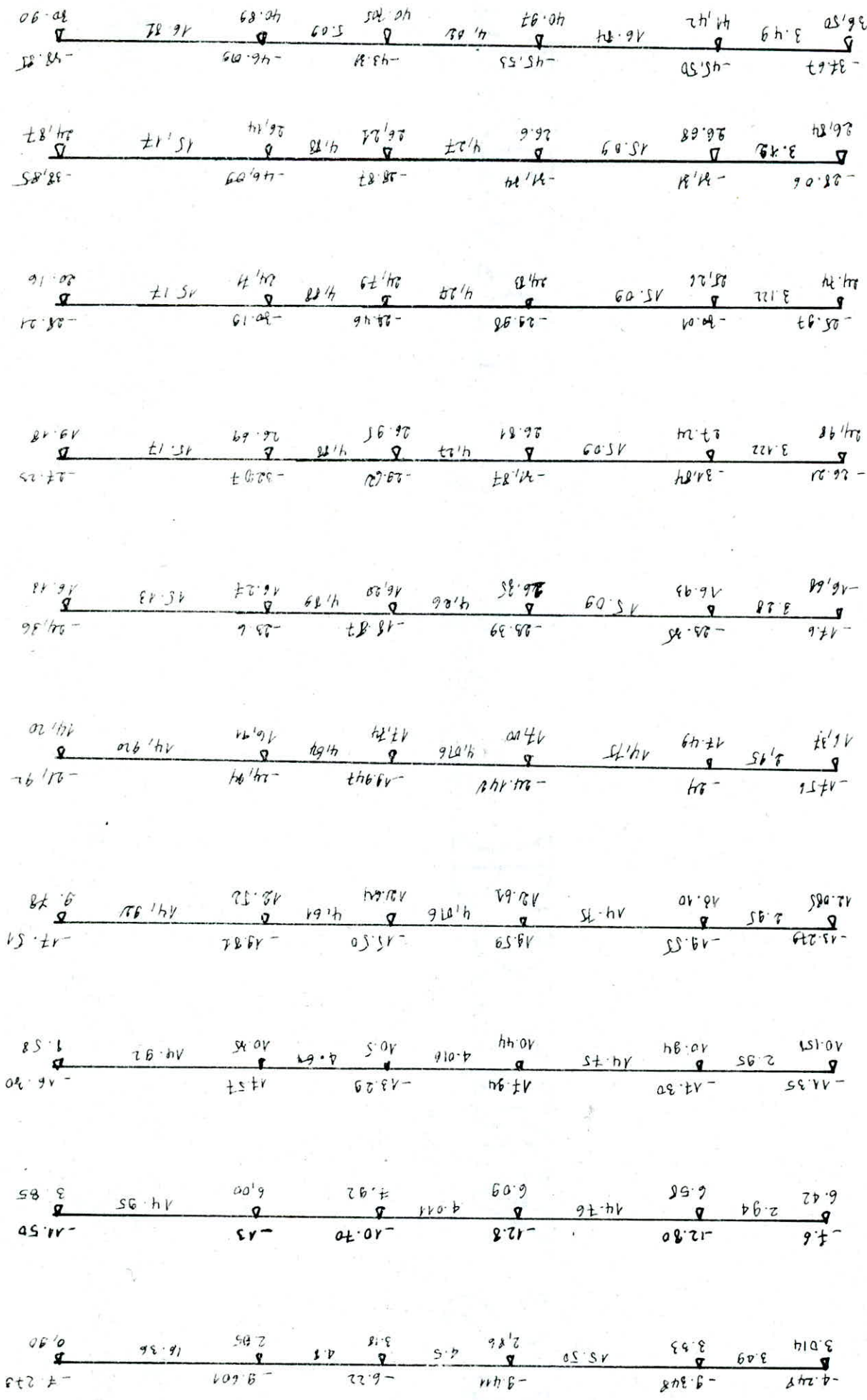
- L'espacement $t \leq \bar{t}$ avec $\bar{t} \leq \frac{\bar{\tau}_{at} \cdot z \cdot A_t}{T}$, $z = \frac{7}{8} h$

$$\bar{\tau}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 - \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\tau}_b}) \tau_{en} \\ 2/3 \tau_{en} \end{array} \right. \text{ (sans reprise)}$$

- L'espacement admissible :

$t \leq \min(12 \phi ; \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm})$ zone nodale et $\bar{t} \leq \frac{h}{2}$ zone courante .





INSTRUMENTS DEPARTMENT

- CALCUL DES ARMATURES EN APPUI ($d = d' = 3 \text{ cm}$).

section.	Soll	M (T.m).		μ		\bar{w}		K		σ'_b		A (cm^2) .	
1	SP2.	-4.248	3.014	0.0228	0.0162	0.162	0.114	61	74	68.8	56.7	2.28	1.607
2	"	-9.348	3.3258	0.0342	0.0121	0.248	0.0845	48	87	87.5	48.2	4.24	1.44
3	"	-9.411	2.8642	0.0344	0.0104	0.250	0.0725	47.8	94.5	87.8	44.4	4.27	1.23
4	"	-6.22	3.1834	0.0335	0.0171	0.243	0.121	48.6	71.5	86.4	58.7	3.42	1.70
5	"	-9.601	2.8482	0.0351	0.0104	0.254	0.0725	47.4	94.5	88.6	44.4	4.34	1.23
6	"	-7.936	0.8936	0.0290	0.0032	0.208	0.0218	53	178	79.2	23.5	3.55	0.37
1	"	-7.599	6.4196	0.0409	0.0346	0.298	0.250	43.2	47.8	97.2	87.8	4.08	3.52
2	"	-12.793	6.5838	0.0468	0.0241	0.343	0.172	39.8	59	105.5	71.1	5.86	2.93
3	"	-12.831	6.0918	0.0470	0.0223	0.345	0.160	39.7	61.5	105.7	68.2	5.89	2.73
4	"	-10.699	7.9178	0.0576	0.0426	0.426	0.311	35.1	42.2	119.6	99.5	6.00	4.38
5	"	-13.018	6.0006	0.0476	0.0219	0.350	0.157	39.4	62.0	106.5	97.7	5.98	2.68
6	"	-11.489	3.8476	0.0420	0.0140	0.306	0.0987	42.6	80	98.5	52.5	5.23	1.68
1	"	-11.352	10.158	0.0611	0.0547	0.455	0.405	33.8	36.2	124.2	116.0	6.41	5.71
2	"	-17.308	10.9364	0.0634	0.0400	0.471	0.291	33.1	43.8	126.8	95.8	8.05	4.97
3	"	-17.943	10.4428	0.0657	0.0382	0.490	0.278	32.4	45.0	129.6	93.3	8.37	4.75
4	"	-13.285	10.5038	0.0715	0.0566	0.535	0.418	30.7	35.6	136.8	117.9	7.54	5.89
5	"	-17.57	10.3516	0.0643	0.0385	0.479	0.280	32.8	44.8	128.0	93.7	8.19	4.78
6	"	-16.304	8.5792	0.0597	0.0314	0.444	0.227	34.3	50.5	122.4	83.1	7.59	3.88
1	"	-13.279	12.085	0.0715	0.0651	0.535	0.486	30.7	32.5	136.8	129.2	7.54	6.85
2	"	-19.552	13.1014	0.0716	0.0480	0.536	0.353	30.7	39.2	136.8	107.1	9.16	6.03
3	"	-19.587	12.6078	0.0717	0.0461	0.538	0.338	30.6	40.2	137.2	104.4	9.19	5.77
4	"	-15.499	12.641	0.0835	0.0681	0.630	0.509	27.8	31.6	151.0	132.9	8.88	7.17
5	"	-19.814	12.5166	0.0726	0.0458	0.543	0.335	30.4	40.4	138.1	138.1	9.28	5.72
6	"	-17.511	9.7862	0.0641	0.0358	0.479	0.259	32.8	46.8	128.0	89.7	8.19	4.42

1	SP2	-17.562	16.368	0.0946	0.0882	0.719	0.667	25.7	26.9	163.4	156.1	10.13	9.43
2	"	-24.007	17.4944	0.0879	0.0641	0.665	0.479	26.9	32.8	156.1	128.0	11.37	8.19
3	"	-24.142	17.0008	0.0884	0.0622	0.669	0.462	26.8	33.5	156.7	125.3	11.43	7.90
4	"	-19.947	17.742	0.01074	0.0956	0.822	0.726	23.6	25.5	177.9	164.7	11.59	10.23
5	"	-24.942	16.9096	0.0913	0.0619	0.693	0.459	26.3	33.6	159.6	125	11.85	7.84
6	"	-21.522	14.1972	0.0803	0.0520	0.605	0.383	28.5	37.4	147.3	112.2	10.34	6.54
1	"	-17.601	16.6784	0.0643	0.0601	0.480	0.455	32.8	33.8	128.0	124.2	8.20	7.78
2	"	-23.348	16.9302	0.0619	0.0448	0.459	0.329	33.6	41	125.0	102.4	9.22	6.61
3	"	-23.387	16.351	0.0620	0.0433	0.462	0.316	33.5	41.8	125.3	100.4	9.28	6.35
4	"	-18.869	16.1962	0.0691	0.0593	0.517	0.439	31.4	34.5	133.7	121.7	8.84	7.50
5	"	-23.595	16.2662	0.0625	0.0431	0.464	0.316	33.4	4.18	125.7	100.4	9.32	6.35
6	"	-24.355	16.1314	0.0645	0.0427	0.481	0.312	32.7	42.1	128.4	99.7	9.66	6.27
1	"	-26.206	24.9828	0.0960	0.0915	0.730	0.694	25.4	26.2	165.3	160.3	12.48	11.86
2	"	-31.84	27.2362	0.0844	0.0722	0.637	0.540	27.6	30.5	152.1	137.7	12.80	10.85
3	"	-31.869	26.8114	0.0845	0.0711	0.638	0.532	27.6	30.8	152.1	136.3	12.82	10.69
4	"	-29.623	26.9506	0.1085	0.0987	0.831	0.751	23.5	25	178.7	168	14.21	12.84
5	"	-32.078	26.6938	0.0850	0.0707	0.642	0.529	27.5	30.9	152.7	135.9	12.90	10.63
6	"	-27.233	19.1772	0.0722	0.0508	0.540	0.374	30.5	37.9	137.7	110.8	10.85	7.51
1	"	-25.972	24.7488	0.0951	0.0906	0.722	0.686	25.6	26.4	164.0	159	12.34	11.73
2	"	-30.011	25.2558	0.0795	0.0669	0.598	0.499	28.7	32.0	146.3	131.2	12.01	10.02
3	"	-29.98	24.8304	0.0795	0.0658	0.598	0.490	28.7	32.3	146.3	130	12.01	9.84
4	"	-27.458	24.7856	0.1006	0.0908	0.767	0.688	24.7	26.4	170	159	13.11	11.76
5	"	-30.189	24.7128	0.0800	0.0655	0.602	0.488	28.6	32.4	146.8	129.6	12.10	9.80
6	"	-28.211	20.1552	0.0748	0.0534	0.562	0.394	29.8	36.8	140.9	114.1	11.29	7.91

1	SP2.	-28.059	26.8358	0.1028	0.0983	0.785	0.747	24.3	25.1	172.8	167.3	13.42	12.77
2	"	-31.314	26.6842	0.0830	0.0707	0.626	0.529	27.9	30.9	150.5	135.9	12.58	10.63
3	"	-31.343	26.2594	0.0831	0.0696	0.627	0.520	27.9	31.2	150.5	134.6	12.60	10.45
4	"	-28.873	26.2094	0.1057	0.0960	0.807	0.730	23.9	25.4	175.7	165.3	13.79	12.48
5	"	-31.552	26.1418	0.0836	0.0693	0.630	0.518	27.8	31.3	151	134.1	12.66	10.41
6	"	-32.927	24.8712	0.0873	0.0659	0.660	0.491	27.0	32.3	155.5	130.	13.26	9.86
1	"	-37.67	36.4946	0.1380	0.1337	1.071	1.037	20.0	20.4	210	205.8	17.61	17.61
2	"	-45.495	41.4762	0.1206	0.1098	0.930	0.840	21.9	23.3	191.7	180.2	18.69	16.88
3	"	-45.534	40.9746	0.1207	0.1086	0.930	0.831	21.9	23.5	191.7	178.7	18.69	16.70
4	"	-43.37	40.7652	0.1589	0.1493	1.241	1.165	18.2	19.	230.7	121	17.61	17.61
5	"	-46.019	40.893	0.1220	0.1084	0.942	0.830	21.7	23.5	193.5	178.7	18.93	16.68
6	"	-38.85	30.9036	0.1030	0.0819	0.787	0.617	24.3	28.2	172.8	148.9	15.81	12.40

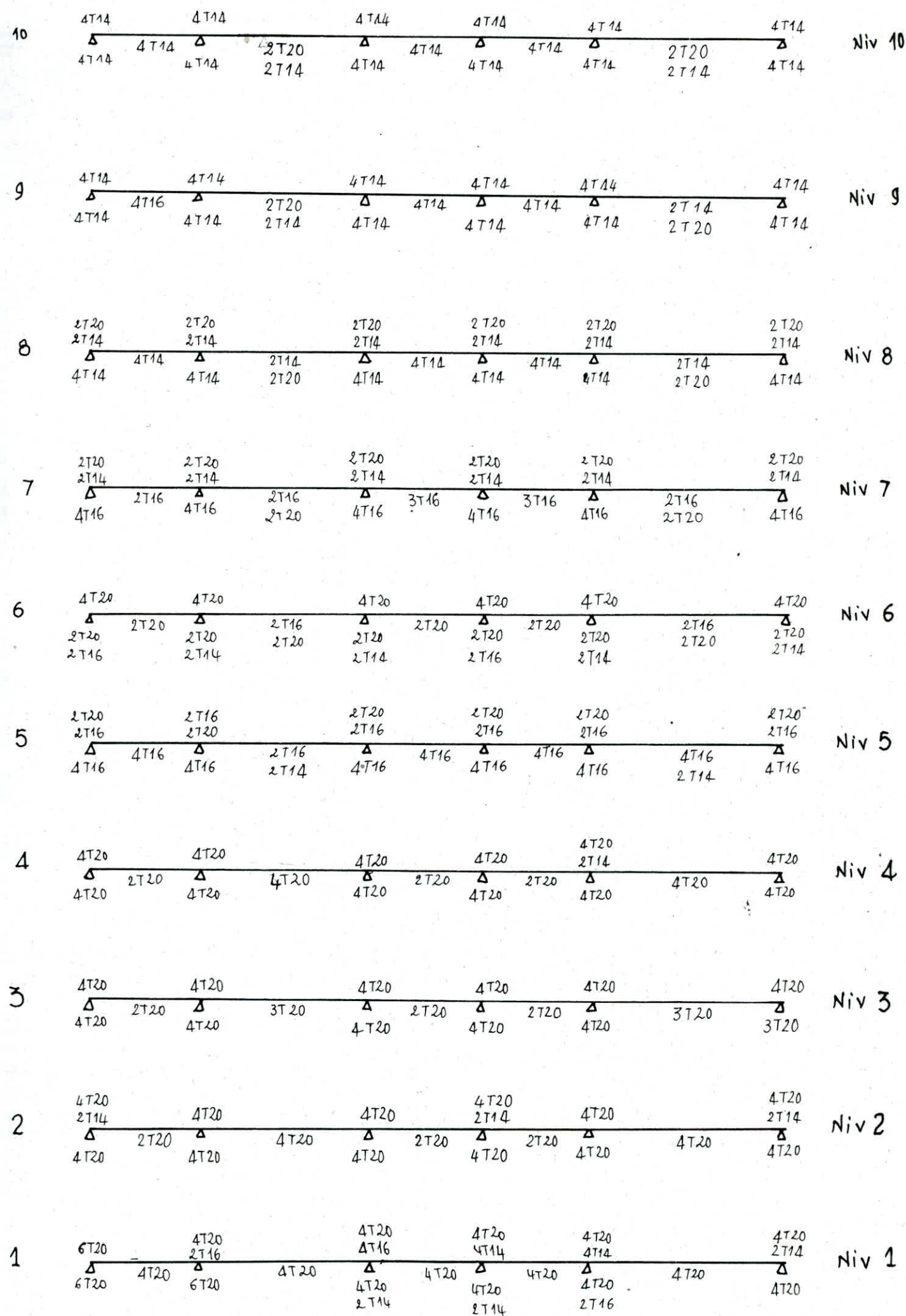
- CALCUL DES ARMATURES EN TRAVEE - ($d = d' = 4 \text{ cm}$) .

Travée	M (t.m)	μ	ϵ	K	σ_b'	W	A
1	3.490	0.0289	0.9265	53.0	52.83	0.208	2.87
2	15.949	0.0910	0.8789	26.3	106.46	0.6910	11.61
3	4.503	0.0373	0.9175	45.6	61.4	0.271	3.74
4	4.843	0.0397	0.9153	44.0	63.63	0.289	3.99
5	16.364	0.0932	0.8777	25.9	108.11	0.709	11.91

9	1	2.942	0.0240	0.9324	59.0	47.45	0.172	2.37
	2	14.762	0.0840	0.8829	27.7	101.08	0.634	10.65
	3	4.011	0.0333	0.9216	48.8	57.37	0.241	3.32
	4	4.636	0.0385	0.9164	44.8	62.5	0.280	3.86
	5	14.946	0.0849	0.8824	27.5	101.82	0.642	10.78
8 7 6	1	2.945	0.0240	0.9324	59.0	47.45	0.172	2.47
	2	14.752	0.0840	0.8829	27.7	101.08	0.634	10.65
	3	4.016	0.0333	0.9216	48.8	57.37	0.241	3.32
	4	4.641	0.0385	0.9164	44.8	62.5	0.280	3.86
	5	14.920	0.0849	0.8824	27.5	101.82	0.642	10.78
5	1	3.283	0.0187	0.9398	68.0	41.18	0.133	2.23
	2	15.096	0.0619	0.8971	33.6	83.33	0.459	9.11
	3	4.261	0.0240	0.9324	59	47.45	0.182	2.88
	4	4.891	0.0271	0.9286	55	50.91	0.195	3.27
	5	15.126	0.0620	0.8969	33.5	83.58	0.462	9.13
4 3 2	1	3.122	0.0178	0.9412	70.0	40.0	0.126	2.11
	2	15.094	0.0618	0.8971	33.6	83.33	0.459	9.10
	3	4.271	0.0240	0.9324	59	47.45	0.172	2.88
	4	4.883	0.0271	0.9286	55	50.91	0.195	3.27
	5	15.169	0.0622	0.8969	33.5	83.58	0.462	9.12
1	1	3.485	0.0198	0.9383	66	42.42	0.140	2.37
	2	16.844	0.0690	0.8922	31.4	89.17	0.515	10.2
	3	4.624	0.0255	0.9306	57.0	49.12	0.183	3.07
	4	5.092	0.0289	0.9265	53.0	52.83	0.208	3.49
	5	16.807	0.0689	0.8922	31.4	89.17	0.515	10.19

Sections d'aciers adoptees :

Axe B.



- Vérfications Diverses :

- Vérification de la fléche : $h_t = 50 \text{ cm} > \frac{360}{16} = 22,5 \text{ cm} .$

$h_t = 60 \text{ cm} > \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm} .$

$h_t = 70 \text{ cm} > \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm} .$

- Pour 30 x 50 : $A_{max} = 10,3 \text{ cm}^2 . < 30 \times 47 \frac{43}{4200} = 14,4 \text{ cm}^2 .$

30 x 60 : $A_{max} = 12,56 < 30 \times 57 \frac{43}{4200} = 17,5 \text{ cm}^2 .$

30 x 70 : $A_{max} = 12,56 < 30 \times 67 \frac{43}{4200} = 20,57 \text{ cm}^2 .$

$h_t = 50 \text{ cm} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \cdot 360$ - vérifié car $M_t < M_0$ donc la fléche est vérifiée.

- Condition de non fragilité :

$A_{min} = 6,15 \text{ cm}^2 . > 30 \times 57 \times 0,69 \times \frac{5,9}{4200} = 1,65 \text{ cm}^2 .$

- Condition aux appuis :

$C \geq \frac{2 \bar{T}}{b_0 \bar{\sigma}'_{bo}} = C_0$ avec $\bar{\sigma}'_{bo} = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2 .$

$d = 4 \text{ cm} .$

$b_0 = 30 \text{ cm} , \quad r = 50$

NJV.	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$T(t)$	6.594	8.282	11.228	12.716	16.068	16.032	22.993	22.176	23.473	33.0
$C_0(\text{cm})$	4.28	5.37	7.28	8.25	10.42	10.40	14.91	14.38	15.32	21.4
$C(\text{cm})$	39	39	39	39	39	46	46	46	46	56

Armatures Inférieures : on doit vérifier que $A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{z \sigma_a}$

NIV.	Appui	M (tm)	T (t)	$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{z \sigma_a}$	A (cm ²)
10	1	3.014	6.594	3.64	6.16
	2	3.325	11.285	4.41	6.16
	3	2.864	11.982	4.12	6.16
	4	3.183	9.313	4.28	6.16
	5	2.848	12.295	4.19	6.16
	6	0.893	11.561	3.14	6.16
9	1	6.419	8.282	5.49	6.16
	2	6.583	13.289	5.93	6.16
	3	6.092	12.761	5.88	6.16
	4	7.918	11.771	6.06	6.16
	5	6.001	13.268	5.87	6.16
	6	3.847	12.470	4.70	6.16
8	1	10.158	11.228	6.11	6.15
	2	10.936	15.201	6.13	6.15
	3	10.443	14.354	6.12	6.15
	4	10.504	14.339	6.13	6.15
	5	10.351	15.219	6.12	6.15
	6	8.579	14.096	5.98	6.15
7	1	12.085	12.716	7.26	8.04
	2	13.101	16.155	7.99	8.04
	3	12.607	15.202	7.63	8.04
	4	12.641	15.660	7.67	8.04
	5	12.516	15.947	7.43	8.04
	6	9.786	14.702	6.04	8.04
6	1	16.368	16.068	7.81	10.30
	2	17.494	18.090	8.35	10.30
	3	17.001	18.761	8.11	9.46
	4	17.742	19.221	10.27	10.30
	5	16.909	17.846	8.07	9.46
	6	14.197	16.285	6.77	9.46

NIV.	Appui	M	T	$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{z \sigma_a}$	A (cm ²)
5	1	16.678	16.032	6.77	8.04
	2	16.930	18.006	6.88	8.04
	3	16.351	18.462	6.64	8.04
	4	16.196	18.929	7.73	8.04
	5	16.266	18.373	6.60	8.04
	6	16.131	16.864	6.55	8.04
4	1	24.982	22.993	10.14	12.56
	2	27.236	21.251	11.06	12.56
	3	26.811	26.403	10.88	12.56
	4	26.450	26.871	12.62	12.56
	5	26.693	23.503	10.84	12.56
	6	19.177	18.875	7.79	12.56
3	1	24.748	22.176	10.05	12.56
	2	25.255	20.809	10.26	12.56
	3	24.830	24.849	10.08	12.56
	4	24.785	25.317	11.83	12.56
	5	24.712	22.208	10.18	12.56
	6	20.155	18.714	8.31	9.42
2	1	26.835	23.473	11.06	12.56
	2	26.684	21.388	11.00	12.56
	3	26.259	25.917	10.82	12.56
	4	26.209	26.385	10.80	12.56
	5	26.141	23.098	10.77	12.56
	6	24.871	18.020	10.25	12.56
1	1	36.4946	33.051	14.82	18.84
	2	41.416	28.403	16.81	18.84
	3	40.974	37.394	16.64	15.64
	4	40.765	37.690	16.55	15.64
	5	40.893	32.580	16.60	16.58
	6	30.903	24.025	12.55	12.56

- Armatures transversales :

sous SP 2 $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1.5 \cdot 68.5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$.

$2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 205,5 \text{ kg/cm}^2$.

$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5.9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$.

on utilise deux cadres $\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$. $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

$t \ll \min \left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset ; 30 \text{ cm} \right) = (11,5 ; 16,8 , 30) = 11,5 \text{ cm} .$
 $= (14 , 16,8 , 30) = 14 \text{ cm} .$

$t \ll \frac{h}{2}$ soit $\frac{46}{2} = 23 \text{ cm} .$
 $\frac{56}{2} = 28 \text{ cm} .$ } zone courante .

Niveau.	$\tau \text{ max.}$ (t) SP 2	σ'_b (kg/cm ²)	τ_b (kg/cm ²)	$\bar{\tau}_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{at}$ (kg/cm ²)	A_{t_2} (cm ²)	t (cm)	$t \text{ adopté (cm)}$	
								Z_n	Z_c
10	9.314	43.5	7.71	30.97	2400	2.01	21.78	11	20
9	11.771	76.3	9.75	"	"	"	17.23	11	"
8	14.339	90.9	11.87	"	"	"	14.15	11	"
7	15.661	102.4	12.97	"	"	"	12.95	11	"
6	19.221	123.9	15.92	29.15	"	"	10.55	11	"
5	18.929	98.1	12.88	30.97	"	"	13.05	11	"
4	26.871	135.0	18.28	28.20	"	"	9.19	9	"
3	25.317	128.0	17.22	26.8	"	"	9.75	9	"
2	26.385	132.5	17.95	28.41	"	"	9.36	9	"
1	37.691	176.5	25.63	24.62	"	"	6.55	9	"

NIV	Sect	SOLL	Msup	σ_b	$A_{calcul} (cm^2)$	$A_{adopte} (cm^2)$	ϕ
			Minf.				
10	1	SP_L	- 10.456	93.33	4.754	6.16	4T14
			-	-	-	"	4T14
	2	SP_L	- 13.125	107.143	6.036	"	4T14
			-	-	-	"	4T14
3	SP_L	- 10.456	93.33	4.754	"	4T14	
		-	-	-	"	4T14	
9	1	SP_L	- 13.646	109.661	6.293	8.04	4T16
			3.994	53.846	1.761	6.16	4T14
	2	SP_L	- 15.275	117.971	7.114	8.04	4T16
			3.920	53.165	1.727	6.16	4T14
	3	SP_L	- 13.646	109.661	6.293	8.04	4T16
			3.994	53.846	1.761	6.16	4T14
8	1	SP_L	- 23.196	152.727	10.978	12.10	6T16
			13.411	108.808	6.207	10.68	4T14+4T12
	2	SP_L	- 20.101	139.535	9.239	12.10	6T16
			9.738	84	3.95	10.68	4T16
	3	SP_L	- 23.196	152.727	10.978	12.10	6T16
			13.411	108.808	6.207	10.68	4T14+4T12
7	1	SP_L	- 23.174	152.727	10.978	12.10	6T16
			13.388	108.808	6.207	10.68	4T14+4T12
	2	SP_L	- 24.255	157.303	11.56	12.10	6T16
			12.991	106.599	5.985	10.68	4T14+4T12
	3	SP_L	- 23.174	152.727	10.978	12.10	6T16
			13.388	108.808	6.207	10.68	4T14+4T12
6	1	SP_L	- 26.564	166.667	12.654	14.2	4T14+4T16
			16.779	124.629	7.815	12.32	8T14
	2	SP_L	- 29.835	177.215	15.988	14.2	4T14+4T16
			17.672	132.911	8.259	12.32	8T14
	3	SP_L	- 26.564	166.667	12.654	14.2	4T14+4T16
			16.779	124.629	7.815	12.32	8T14
5	1	SP_L	- 26.300	135.92	10.838	12.10	6T16
			16.355	100.92	6.390	10.68	4T14+4T12
	2	SP_L	- 29.291	144.33	11.74	12.10	6T16
			18.539	109.37	7.35	10.68	4T14+4T12
	3	SP_L	- 26.300	135.92	10.63	12.10	6T16
			16.355	100.92	6.390	10.68	4T14+4T12
4	1	SP_L	- 38.824	172.84	15.78	16.59	4T20+2T16
			28.649	141.41	11.35	18.73	4T20+4T14
	2	SP_L	- 42.613	183.4	17.36	16.59	4T20+2T16
			31.592	150.53	12.6	18.73	4T20+4T14
	3	SP_L	- 38.824	172.84	15.78	16.59	4T20+2T16
			28.649	141.41	11.35	18.73	4T20+4T14
3	1	SP_L	- 35.456	163.42	14.41	16.59	4T20+2T16
			25.271	130.84	9.97	18.73	4T20+4T14
	2	SP_L	- 36.352	166	15.8	16.59	4T20+2T16
			25.319	132.49	10.19	18.73	4T20+4T14
	3	SP_L	- 35.456	163.42	14.41	16.59	4T20+2T16
			25.271	130.84	9.97	18.73	4T20+4T14
2	1	SP_L	- 38.058	171.43	15.58	16.59	4T20+2T16
			27.873	139.53	11.29	18.73	4T20+4T14
	2	SP_L	- 37.152	171.43	15.58	16.59	4T20+2T16
			27.119	137.7	10.95	18.73	4T20+4T14
	3	SP_L	- 38.058	171.43	15.58	16.59	4T20+2T16
			27.873	139.53	11.29	18.73	4T20+4T14
1	1	SP_L	- 59.107	180.25	16.88	20.61	4T20+4T16
			41.844	145.52	11.52	20.61	4T20+4T16
	2	SP_L	- 57.572	177.21	16.44	21.32	4T20+4T16
3	SO	- 59.107	-	-	-	-	

presentation des Moments : (Portique transversal)

(SP1)	-8.23		-6.22		-8.23	} Niv 10
	Δ	10.84	Δ	10.84	Δ	
(SP2)	-10.45		-13.12		-10.45	}
	Δ	10.89	Δ	10.89	Δ	
(SP1)	-7.06		-6.07		-7.06	} Niv 9
	Δ	9.73	Δ	9.75	Δ	
(SP2)	-13.64		-15.23		-13.64	}
	Δ	9.50	Δ	9.50	Δ	
	3.99		3.92		3.99	
(SP1)	-7.08		-6.13		-7.08	} Niv 8
	Δ	9.70	Δ	9.70	Δ	
(SP2)	-23.19		-20.10		-23.19	}
	Δ	11.19	Δ	11.19	Δ	
	13.41		8.73		13.41	
(SP1)	-7.07		-6.12		-7.07	} Niv 7
	Δ	9.70	Δ	9.70	Δ	
(SP2)	-23.17		-24.35		-23.17	}
	Δ	9.30	Δ	9.30	Δ	
	13.39		13.0		13.38	
(SP1)	-7.08		-6.13		-7.08	} Niv 6
	Δ	9.70	Δ	9.70	Δ	
(SP2)	-26.57		-29.03		-26.56	}
	Δ	9.95	Δ	9.95	Δ	
	+16.78		17.67		16.78	
(SP1)	-6.70		-6.23		-6.70	} Niv 5
	Δ	9.82	Δ	9.82	Δ	
(SP2)	-26.3		-29.29		-26.3	}
	Δ	10.56	Δ	10.56	Δ	
	16.35		18.53		16.35	
(SP1)	-6.84		-6.35		-6.84	} Niv 4
	Δ	10.03	Δ	10.03	Δ	
(SP2)	-58.82		-42.61		-38.82	}
	Δ	11.16	Δ	11.16	Δ	
	28.65		31.6		28.65	
(SP1)	-6.85		-6.36		-6.85	} Niv 3
	Δ	10.03	Δ	10.03	Δ	
(SP2)	-35.45		-36.35		-35.45	}
	Δ	9.71	Δ	9.71	Δ	
	+25.27		25.32		25.27	
(SP1)	-6.85		-6.36		-6.85	} Niv 2
	Δ	10.03	Δ	10.03	Δ	
(SP2)	-38.05		-38.15		-38.05	}
	Δ	9.70	Δ	9.70	Δ	
	27.87		27.12		27.87	
(SP1)	-7.33		-6.66		-7.33	} Niv 1
	Δ	11.50	Δ	11.59	Δ	
(SP2)	-52.1		-51.57		-52.1	}
	Δ	10.96	Δ	10.96	Δ	
	41.84		40.37		41.84	

- ARMATURES EN TRAVEE -

-:-

- Sollicitation sous SP. 1

Niv.	Sect.	M (t.m)	μ	W	K	σ'_b	A calculé	A adopté.	\emptyset
10	1'	10.847	0.0596	0.441	34.4	81.39	7.5411	8.04	4 T 16
	2'	10.847	0.0596	0.441	34.4	81.39	7.5411	8.04	4 T 16
9	1'	9.730	0.0534	0.394	36.8	76.09	6.7374	7.1	2 T 14 2 T 16
	2'	9.730	0.0534	0.394	36.8	76.09	6.7374	7.1	2 T 14 2 T 16
8	1'	9.707	0.0533	0.394	36.8	76.09	6.7374	"	"
	2'	9.707	0.0533	0.394	36.8	76.09	6.7374	"	"
7	1'	9.707	0.0533	0.394	36.8	76.09	6.7374	"	"
	2'	9.707	0.0533	0.394	36.8	76.09	6.7374	"	"
6	1'	9.707	0.0533	0.394	36.8	76.09	6.7374	"	"
	2'	9.707	0.0533	0.394	36.8	76.09	6.7374	"	"
5	1'	9.823	0.0397	0.289	44.0	63.63	5.81	6.16	4 T 14
	2'	9.823	0.0397	0.289	44.0	63.63	5.81	6.16	4 T 14
4	1'	10.037	0.0409	0.298	43.2	64.81	6.00	"	"
	2'	10.037	0.0409	0.298	43.2	64.81	6.00	"	"
3	1'	10.035	0.0409	0.298	43.2	64.81	6.00	"	"
	2'	10.035	0.0409	0.298	43.2	64.81	6.00	"	"
2	1'	10.035	0.0409	0.298	43.2	64.81	6.00	"	"
	2'	10.035	0.0409	0.298	43.2	64.81	6.00	"	"
1	1'	11.507	0.0464	0.341	40.0	70	6.85	8.04	4 T 16
	2'	11.507	0.0464	0.341	40.0	70	6.85	8.04	4 T 16

choix des Armatures :

4T14 Δ 4T14	4T16	4T14 Δ 4T14	4T16	4T14 Δ 4T14	Niv 10
4T16 Δ 4T14	2T14 2T16	4T16 Δ 4T16	2T14 2T16	4T16 Δ 4T14	9
6T16 Δ 4T14 4T12	2T14 2T16	6T16 Δ 4T16	2T14 2T16	6T16 Δ 4T14 4T12	8
6T16 Δ 4T14 4T12	2T14 2T16	6T16 Δ 4T14 4T12	2T14 2T16	6T16 Δ 4T14 4T12	7
4T14 4T16 Δ 8T14	2T14 2T16	4T14 4T16 Δ 8T14	2T14 2T16	4T14 4T16 Δ 8T14	6
6T16 Δ 4T14 4T12	4T14	6T16 Δ 4T14 4T12	4T14	6T16 Δ 4T14 4T12	5
4T20 2T16 Δ 4T20 4T14	4T14	6T20 Δ 4T20 4T14	4T14	4T20 2T16 Δ 4T20 4T14	4
2T16 4T20 Δ 4T20 4T14	4T14	4T20 2T16 Δ 4T20 4T14	4T14	2T16 4T20 Δ 4T20 4T14	3
4T20 2T16 Δ 4T20 4T14	4T14	4T20 2T16 Δ 4T20 4T14	4T14	4T20 2T16 Δ 4T20 4T14	2
6T20 2T16 Δ 4T20 4T16	4T16	6T20 2T16 Δ 4T20 4T16	4T16	6T20 2T16 Δ 4T20 4T16	1

- Armatures Inférieures : on doit vérifier que $A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\gamma \bar{\sigma}_a}$

Niveau.	Appuis.	T (t)	M (t.m)	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{\gamma \bar{\sigma}_a}$	A (cm ²).
10	1	9.484	0	2.258	6.16
	2	11.0205	0	2.625	6.16
	3	9.484	0	2.258	6.16
9	1	10.442	3.994	4.393	6.16
	2	10.782	3.920	4.159	6.16
	3	10.442	3.994	4.393	6.16
8	1	12.827	13.411	9.456	10.68
	2	13.156	8.738	6.681	10.68
	3	12.827	13.411	9.456	10.68
7	1	13.533	13.388	9.613	10.68
	2	13.858	12.991	8.576	10.68
	3	13.533	13.388	9.613	10.68
6	1	14.878	16.779	11.532	12.31
	2	15.203	17.672	10.977	12.31
	3	14.578	16.779	11.552	12.31
5	1	15.002	16.355	9.352	10.68
	2	15.166	18.539	10.162	10.68
	3	15.002	16.355	9.334	10.68
4	1	19.490	28.649	14.765	18.73
	2	19.660	31.592	15.845	18.73
	3	19.490	28.649	14.765	18.73
3	1	17.881	25.271	13.188	18.73
	2	18.053	25.319	13.246	18.73
	3	17.891	25.271	13.188	18.73
2	1	18.615	27.873	14.282	18.73
	2	18.787	27.119	14.057	18.73
	3	18.615	27.873	14.282	18.73
1	1	23.595	41.844	20.405	20.61
	2	23.827	40.37	19.069	20.61
	3	23.595	41.844	20.105	20.61

4- ARMATURES TRANSVERSALES :

On utilise deux cadres droits $\varnothing 8 = 201 \text{ cm}^2$. les efforts tranchants maximums sont sous la sollicitation du second genre (SP 2).

L'espacement t t t $\frac{at \cdot z \cdot A_t}{T}$ avec $z = \frac{1}{8} h$.

t $\min \left(\frac{57}{4} ; 12 \times 2 , 30 \right) = 14.25 \text{ en . (zone nodale) .}$

t $\frac{h}{2} = \frac{57}{2} = 28.5 \text{ cm . (Zone courante) .}$

NIV.	T^{\max} SP 2.	$'b$ (kg/cm ²)	b (kg/cm ²)	b (kg/cm ²)	at (kg/cm ²)	A_t cm ² .	t cal	t adopté. cm	
								Zn	Z-c
10	11.025	57.5	7.368	30.97	2420	2.01	21.82	10	20
9	10.782	44.9	7.206	"	2420	"	22.314	"	"
8	13.156	88.2	8.792	"	"	"	18.288	"	"
7	13.858	119.6	9.262	29.52	"	"	17.362	"	"
6	15.203	148.9	10.161	27.00	"	"	15.826	"	"
5	15.166	122.4	6.623	29.28	"	"	15.864	"	"
4	19.660	175.0	11.178	24.75	"	"	12.23	"	"
3	18.053	149.1	10.265	26.98	"	"	13.327	"	"
2	18.787	159.7	10.682	26.07	"	"	12.806	"	"
1	23.827	177.2	13.548	24.56	"	"	10.10	"	"

On remarque : dans chaque fois b b , on utilise des cadres droits .

- VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Dans ce cas on doit vérifier les contraintes en appuis supérieurs et inférieurs et en appui .

- Section d'appui : on doit avoir a $a = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 $'b$ $'b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$.
- Section des travées: on doit avoir: a $a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.
 $'b$ $'b = 137 \text{ kg/cm}^2$.

Dans chaque cas, les vérifications sont satisfaites les contraintes sont vérifiées.

VERIFICATIONS DIVERSES

1) Vérification de la flèche :

$$- H_t = 60 \text{ cm} > \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm}$$

$$- H_t = 60 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} 600 \rightarrow \text{vérifié car } M_t < M_0$$

$$- A_{\max} = 8,04 \text{ cm}^2 < 30 \times 70 \frac{43}{4200} = 21,5 \text{ cm}^2$$

Les trois conditions sont vérifiées, aucune justification à la flèche n'est nécessaire.

2) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 6,15 > 0,69 \times 30 \times 67 \frac{5,9}{4200} = 1,95 \text{ cm}^2$$

3) Condition aux appuis : on doit vérifier $C \geq C_0 \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{b0}}$

NIV	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
T (t)	9.484	10.484	12.827	13.533	14.878	15.002	19.490	17.881	18.005	23.595
C ₀ (cm)	6.15	6.80	8.32	8.78	9.65	9.73	12.64	11.60	12.00	15.31
C (cm)	50	50	49	49	47	69	67	67	67	67

- FERRAILLAGE DES POTEAUX -

- Les combinaisons des charges sismiques et verticales dans les poteaux sont :

$$G + 1,2 P \quad (SP 1) .$$

$$G + P \pm 1,2 E \quad (SP 2) .$$

$$0,8 G \pm E \quad (SP 2) .$$

-A- Calcul du poteau B5 :

1- Moments dans le poteau .

1-1- Sens Longitudinal .

Niv.	G + 1,2 P		0,8 G + E		0,8 G - E		G + P + 1,2 E		G + P - 1,2 P	
	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}
10	2.9366	1.6882	11.12	2.6986	-6.884	-0.4794	13.6928	3.5448	-7.9158	-0.2688
9	1.9036	1.8078	14.6742	7.505	-12.1718	-5.129	17.9546	9.3344	-14.2606	-5.8264
8	1.8078	1.8078	18.728	11.9164	-16.9164	-9.5836	22.802	14.654	-19.294	-11.146
7	1.8078	1.8078	18.704	14.401	-16.328	-12.025	22.7732	17.6096	-19.2652	-14.1016
6	1.8078	0.8062	25.189	20.1706	-22.813	-19.1034	30.5552	24.3474	-27.0472	-22.7814
5	2.8664	1.8234	18.0476	29.9192	-14.2524	-27.5048	22.164	36.2254	-16.596	-32.6834
4	1.8234	1.8234	27.2082	27.2028	-24.7938	-24.7938	32.9722	34.9722	-29.4302	-29.4302
3	1.8234	1.8234	26.0492	34.1362	-23.6348	-31.7218	31.5814	41.2798	-28.0394	-37.7378
2	1.8234	2.3946	21.9132	43.5006	-19.4988	-40.5774	26.6182	52.7468	-23.0762	-48.1468
1	1.341	1.341	41.2184	115.8014	-39.5816	-114.1646	49.768	139.2676	-47.192	-136.6916

1-2- Sens transversal .

Niveau.	G + 1,2 P		0,8 G - E		G + P - 1,2 P .	
	M _{sup.}	M _{Inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}
10	0	0	10.045	4.843	12.54	2.215
9	0	0	15.042	7.079	18.050	8.495
8	0	0	19.442	12.171	23.330	14.605
7	0	0	22.857	17.598	27.428	21.118
6	0	0	26.792	21.920	32.149	26.304
5	0	0	23.936	41.285	28.723	49.542
4	0	0	30.704	30.704	36.849	36.849
3	0	0	28.739	38.882	34.487	46.658
2	0	0	24.163	50.184	28.996	60.221
1	0	0	39.288	125.788	47.146	150.946

-2- EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX -

-2-1- Sens Longitudinal -

Niv	Pot	G + 1,2 P		0,8 G + E		0,8 G - E		G + P + 1,2 E		G + P - 1,2 E	
		N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}
10	B5	36.7373	36.7372	27.3194	27.3194	25.9514	25.9514	37.2418	37.2418	34.9762	34.9262
9	B5	32.6472	69.3844	21.7902	49.1096	21.5062	47.4576	32.3604	69.6022	32.0196	66.9958
8	B5	33.1972	1025816	24.621	73.7306	18.635	66.0926	35.7616	105.3638	28.5784	95.5742
7	B5	33.1972	1357788	25.116	98.8466	18.14	84.2326	36.3556	141.7194	27.9844	123.5586
6	B5	33.1972	168976	26.500	125.3466	16.756	100.988	38.0164	179.7358	26.3236	149.8822
5	B5	33.3288	2023048	25.9818	151.3284	17.5538	118.542	37.3658	217.1016	27.2522	177.1344
4	B5	33.8134	2361182	30.6688	181.9972	13.0488	131.5912	43.366	260.4676	22.222	199.3564
3	B5	33.8134	2699316	29.8328	211.83	14.1828	145.774	42.0072	302.4748	23.5848	222.9412
2	B5	33.8134	303745	31.4168	243.2468	12.59	158.359	43.908	346.3828	21.684	246.32
1	B5	36.3714	340.1164	35.2508	278.4976	9.2508	167.6148	50.465	396.8478	19.265	263.902

-2-2- Sens transversal -

Niveau.	Poteau.	G + 1,2 P		0,8 G + E		G + P + 1,2 E	
		N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}
10	B5	36.737	36.737	26.375	26.375	36.109	36.109
9	B5	32.647	69.384	21.648	48.023	32.19	68.299
8	B5	33.197	102.581	21.628	69.651	29.879	98.178
7	B5	33.197	135.779	21.628	91.278	29.879	128.057
6	B5	33.197	168.976	21.628	112.907	29.879	157.936
5	B5	33.329	202.305	21.768	134.675	32.309	190.245
4	B5	33.834	236.118	21.859	156.534	32.794	223.039
3	B5	33.813	269.932	22.157	178.691	32.796	255.833
2	B5	33.813	303.745	22.157	200.848	32.796	288.629
1	B5	36.714	340.116	22.251	223.099	34.865	323.494

- Les poteaux seront calculés en flexion composée sous un effort normal N et un moment fléchissant M en tête et la base du poteau dans les deux sens transversal et longitudinal.

- SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE: quand l'effort N est appliqué à l'intérieur du noyau central, et que N soit un effort de compression : $e_0 = \frac{M}{N} < e_1 = \frac{ht}{6}$

- SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE : ce cas se présente quand l'effort normal est un effort de compression et il est appliqué en dehors du noyau central soit : $e_0 = \frac{M}{N} > \frac{ht}{6}$

M : moment fléchissant par rapport au centre de gravité du béton seul. on fera le calcul de la section en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif $M_f = N'e$ avec $e = e_0 + (\frac{ht}{2} - d)$

puis on calculera la section d'acier en flexion composée soit :

$$A_{fc} : A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a}$$

A_{fc} = section d'acier en F.C.

A_{fs} = section d'acier en F.S.

- CONTRAINTES ADMISSIBLES DE COMPRESSION :

sous SP1 : $\bar{\sigma}_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$.

sous SP2 : $\bar{\sigma}_b = 102,75 \text{ kg/cm}^2$.

E.C : Entièrement Comprimée.

P.C : partiellement Comprimée.

EAU B.5. : Sens Longitudinal -

POTEAU	S P 1					S P 2					S P 2				
	N	M	e_0 (cm)	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N max	M car	e_0 (cm)	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N min	M car	e_0	soll	$\bar{\sigma}'_b$
B 5	36.7372	2.9366	7.99	EC	84.13	37.2418	13.6928	36.77	PC	205.5	25.9514	6.884	26.13	PC	180.67
B 5	69.3844	1.9036	2.74	EC	73.86	69.6022	17.9546	25.79	PC	178.4	47.4576	12.1718	25.65	PC	178.03
B 5	102.5816	1.8078	1.76	EC	71.94	105.3638	22.802	21.64	PC	166.26	66.0926	16.352	24.74	PC	175.36
B 5	135.7788	1.8078	1.33	EC	71.10	141.7194	22.7732	16.07	PC	149.91	84.2326	16.328	19.38	PC	159.63
B 5	168.976	1.8078	1.07	EC	70.59	179.7358	30.5552	17.00	PC	152.64	100.9886	22.813	22.59	PC	169.05
B 5	202/3048	2.8664	1.42	EC	70.93	217.1016	36.2254	16.69	PC	145.63	118.5424	27.5048	23.20	PC	162.36
B 5	236.1182	1.8234	0.77	EC	69.82	260.4676	34.9722	13.43	PC	137.26	131.5912	24.7938	18.84	PC	151.16
B 5	259.9316	1.8234	0.68	EC	69.66	302.4748	41.2798	13.65	PC	134.82	137.82	145.7218	21.76	PC	158.66
B 5	303.745	1.8234	0.60	EC	69.53	346.3828	52.7468	15.23	PC	141.88	158.364	40.5774	25.62	PC	168.58
B 5	340.1164	1.341	0.39	EC	69.13	396.8478	139.2676	35.09	PC	187.58	167.6148	114.146	68.11	PC	205.5

Poteau B5 : (Sens Transversal) .

niv.	S P 1					S P 2					S P 2				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}'_b$	Nmax	M _{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}'_b$	N min	M _{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}'_b$
10	36.737	0	0	EC	68.5	36.109	12.54	0.347	PC	205.5	26.375	10.045	0.381	PC	205.5
9	69.384	0	0	EC	"	68.300	18.05	0.264	PC	205.5	48.023	15.042	0.13	PC	"
8	102587	0	0	EC	"	98.178	23.33	0.234	PC	205.5	69.651	19.442	0.279	PC	"
7	145779	0	0	EC	"	128037	27.428	0.214	PC	205.5	91.279	22.857	0.250	PC	"
6	168979	0	0	EC	"	157936	32.149	0.204	PC	205.5	112.907	26.791	0.237	PC	"
5	202305	0	0	EC	"	190245	49.542	0.261	PC	205.5	134675	41.285	0.307	PC	"
4	23648	0	0	EC	"	223039	36.849	0.165	PC	205.5	156534	37.704	0.196	PC	"
3	269.932	0	0	EC	"	255833	46.658	0.182	PC	205.5	179691	38.802	0.218	PC	"
2	303745	0	0	EC	"	288629	60.221	0.209	PC	205.5	200858	50.154	0.250	PC	"
1	340116	0	0	EC	"	323494	50.946	0.467	PC	205.5	223099	125.788	0.564	PC	"

Calcul des armatures longitudinales

-Sens transversal.-

SOLL. Partiellement comprimée (PC). $N^{max} = M^{corr}$ d) $d' = 4 \text{ cm}$.

Niveau.	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
N (t)	36.109	68.300	98.178	128057	157.936	190.245	223.039	255.833	288.629	323.494
M (tm)	12.54	18.05	23.33	27.428	32.149	49.542	36.849	46.658	60.221	150.946
e_0 (m)	0.347	0.264	0.234	0.214	0.204	0.261	0.165	0.182	0.209	0.467
$\bar{\sigma}'_b$	204.619	180.253	171.446	165.574	162.639	169.795	145.84	149.501	156.437	205.5
e (m)	0.657	0.574	0.544	0.524	0.514	0.621	0.525	0.542	0.569	0.852
μ (tm)	23.724	39.204	53.409	67.102	81.179	118.142	117.095	138.661	164.230	275.617
α	0.422	0.392	0.380	0.372	0.367	0.377	0.341	0.348	0.358	0.423
γ	0.857	0.869	0.873	0.876	0.078	0.74	0.86	0.884	0.881	0.858
K	37	30.701	28.438	26.978	26.846	28	21.924	22.996	24.670	37.291
μ_{rb} (tm)	112.820	93.613	86.682	82.252	81.859	129.382	101.306	106.260	113.995	207.966
Dm	-	-	-	-	-	-	15.789	32.401	50.235	67.651
A_{ls}	9.987	16.273	22.070	27.634	33.355	48.764	46.5	48.372	54.149	95.86
A'_{ls}	-	-	-	-	-	-	11.9	23.643	34.845	32.263
A_{lc}	1.390	0	-1.31	-2.856	-4.249	3.468	-6.6	-37.270	-33.876	-44.740
$A'_{lc} = A'_{ls}$	-	-	-	-	-	-	11.9	23.643	34.845	32.263

oll										
Partiellement comprimée . $N^{min} - M$ $d = d' = 4 \text{ cm}$.										
IV.	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
(x)	26.375	48.023	69.651	91.279	112.907	134.675	156.534	178.691	200.848	223.029
(x_m)	10.045	15.042	19.442	22.857	26.791	41.285	38.704	38.802	50.184	125.788
(m)	0.381	0.313	0.279	0.250	0.237	0.307	0.196	0.218	0.250	0.564
	205,5	194.638	184.656	176.143	151.454	181.610	153.098	158.749	166.969	205.5
(m)	0.691	0.623	0.589	0.560	0.547	0.667	0.556	0.578	0.610	0.949
(x_m)	18.225	29.918	41.024	51.116	61.760	89.828	87.033	103.283	122.517	211.721
	0.423	0.410	0.397	0.386	0.351	0.393	0.353	0.362	0.374	0.423
	0.858	0.863	0.868	0.871	0.883	0.869	0.982	0.879	0.875	0.858
K	37.291	34.434	31.816	29.610	23.47	31.011	23.833	25.257	27.320	37.291
RB	113.708	104.996	97.013	90.287	71.565	143.296	122.232	116.708	126.240	207.966
DM	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.755
(s) (cm)	7.514	12.335	16.914	21.074	25.463	32.162	31.161	36.979	43.866	71.125
(s) (cm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.79
(s) (cm)	1.23	0.9	0.33	-0.70	-1.42	0.10	-6,11	-5.57	-3.95	18.01
(s) (cm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.79

- Sens longitudinal -

Partiellement comprimée (PC) N_{max} M_{cor} $d = d' = 4 \text{ cm. (B5)}$

$N (t)$	$M (tm)$	$e_o(m)$	$\bar{\sigma}'_b$	$e (m)$	$M.t (tm)$	α	γ	K	$M_{RB} (tm)$	DM	$A \text{ } \ell_s$	$A' \text{ } \ell_s$	$A \text{ } \ell_c$	A'
37.2418	13.6928	0.37	205.5	0.58	25.32	0.423	0.859	37.33	113.83	-	10.63	-	1.77	-
69.6022	17.9546	0.26	178.4	0.57	39.67	0.389	0.870	30.19	92.06	-	28.89	-	12.31	-
105.3638	22.802	0.22	166.26	0.53	55.84	0.373	0.876	27.16	82.82	-	22.99	-	-2.08	-
141.3638	22.7732	0.16	149.91	0.47	66.44	0.349	0.884	23.12	70.50	-	27.11	-	-6.45	-
179.7358	30.5552	0.17	152.64	0.48	86.27	0.353	0.882	23.76	72.45	13.82	34.94	11.75	-7.67	11.
217.1046	36.2254	0.17	145.63	0.53	115.06	0.342	0.886	22.06	101.93	13.13	40.38	9.86	-11.28	9.
260.4676	32.9722	0.13	137.26	0.49	127.63	0.329	0.890	20.10	92.88	34.75	44.13	27.90	-17.71	27.
302.4748	41.2798	0.14	137.82	0.50	154.24	0.329	0.890	20.18	93.25	57.99	52.00	46.36	-19.9	46.
346.3828	52.7468	0.15	141.88	0.51	176.65	0.336	0.888	21.17	97.82	78.83	60.58	50.99	-21.80	50.
396.8378	139.2676	0.35	187.58	0.735	291.68	0.401	0.866	32.57	181.63	110.05	95.68	57.92	1.39	57.

Partiellement comprimée (PC) N_{min} - M_{cor} $d = d' = 4 \text{ cm. (B5)}$

$N (t)$	$M (tm)$	$e_o(m)$	$\bar{\sigma}'_b$	$e (m)$	$M^{\ell} (tm)$	α	γ	K	$M_{rb} (tm)$	DM	$A \text{ } \ell_s$	$A' \text{ } \ell_s$	$A \text{ } \ell_c$	A'
25.9514	6.884	0.27	180.61	0.58	15.05	0.392	0.869	30.76	93.79	-	6.25	-	0.08	-
47.4576	12.1718	0.26	178.03	0.57	27.05	0.389	0.870	30.12	91.84	-	11.22	-	-0.06	-
66.0926	16.352	0.25	175.36	0.56	37.01	0.385	0.872	29.43	89.74	-	15.35	-	-0.36	-
84.2326	16.328	0.19	159.63	0.50	42.12	0.363	0.879	25.47	77.66	-	17.28	-	-2.76	-
100.9886	22.813	0.23	169.05	0.54	54.53	0.376	0.875	27.81	84.80	-	22.48	-	-1.32	-
118.5424	27.5048	0.23	162.36	0.59	69.94	0.367	0.877	26.13	120.74	-	24.98	-	-3.11	-
131.5912	24.7938	0.19	151.16	0.55	72.38	0.351	0.883	23.42	108.22	-	25.68	-	-5.51	-
145.774	31.7218	0.22	158.66	0.58	84.55	0.362	0.879	25.24	116.63	-	30.13	-	-4.55	-
158.364	40.5774	0.26	168.58	0.62	98.19	0.376	0.875	27.73	128.13	-	35.15	-	-2.46	-
157.6148	114.1646	0.68	205.5	1.065	178.51	0.423	0.859	37.33	172.49	6.02	60.88	2.87	20.97	2.8

- CHOIX DES ARMATURES

- Recommandation du RPA 81.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets .

- Le pourcentage minimal est de 4 % en zone II .

- Le diamètre minimal à utiliser dans les barres est de 14 mm (zone II)

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm . en zone II .

- Ne pas faire de recouvrement dans la zone nodale .

dans notre cas * $S = 85 \times 85 = 7225 \text{ cm}^2$. $A_{min} = 72 \text{ cm}^2$.
 $A_{max} = 289 \text{ cm}^2$.

* $S = 80 \times 80 = 6400$ $A_{min} = 64 \text{ cm}^2$.
 $A_{max} = 256 \text{ cm}^2$.

* $S = 70 \times 70 = 4900$ $A_{min} = 49 \text{ cm}^2$.
 $A_{max} = 196 \text{ cm}^2$.

SOLL.	SP 2		A_{min} (cm)	A_{max} (cm)	$A_{adopté}$	ϕ	
	$A_l = A'$	$A_t = A'$				Longitudinal	Transversal .
10	1.77	1.39	49	196	58,9	2 (4T 25)	2 (4T 25)
9	12.31	0.9	"	"	"	"	"
8	-22.08	0.33	"	"	"	"	"
7	- 6.45	- 2.86	"	"	"	"	"
6	11.75	- 4.29	"	"	"	"	"
5	9.86	3.47	64	256	84.03	2 (4T 25 + 2T 20)	2 (4T 25 + 2T 20)
4	27.90	11.9	"	"	"	"	"
3	46.36	23.64	"	"	"	"	"
2	50.99	34.85	"	"	"	"	"
1	57.92	32.26	72	289	98.18	2 (6T 25)	2 (6T 25)

Vérification de la résistance à l'effort tranchant .

-Poteau B-5 :

$$\tau_b = \frac{n \bar{T}}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma'_{28}$$

$$n = \begin{cases} 2 \longrightarrow \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée } \geq 15 \\ 3 \longrightarrow \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée } < 15 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \left\{ \begin{array}{l} I = \text{Moment d'inertie de la section.} \\ B = \text{surface du poteau.} \end{array} \right.$$

$$\bar{T} = \max (\bar{T}_e^{\max} ; \bar{T}_t^{\max}) .$$

avec: \bar{T}_e^{\max} : effort tranchant longitudinal max pour tous les niveaux .

\bar{T}_t^{\max} : effort tranchant transversal max pour tous les niveaux .

Pot.	Niv.	l_c (m)	I (m)	B (m)	i	λ	n	\bar{T} (t)	\bar{z} (cm)	τ_b	$\bar{\tau}_b$
B	10-9- 8-7-6	2,1	200.10	0.49	0.202	10.39	3	16.24	57.75	12.05	41.31
	5-4-3 2	2.1	341.10	0.64	0.231	9.09	3	24.78	66.5	13.97	41.31
5	1	4.2	435.10	0.7225	0.245	17.14	2	27.51	70.88	9.13	41.31

- ARMATURES TRANSVERSAL :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées conformément aux règles RPA 81 $\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 \bar{T}}{h_e \cdot \sigma_{en}} \Rightarrow A_t = \frac{1,25 \bar{T} \cdot t}{h_e \cdot \sigma_{en}}$

- La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par :

$$A_t = 0,004 \cdot t \cdot b_e \quad (\text{zone II})$$

$t \leq \min (10 \emptyset ; 1,5 \text{ cm})$ en zone nodale

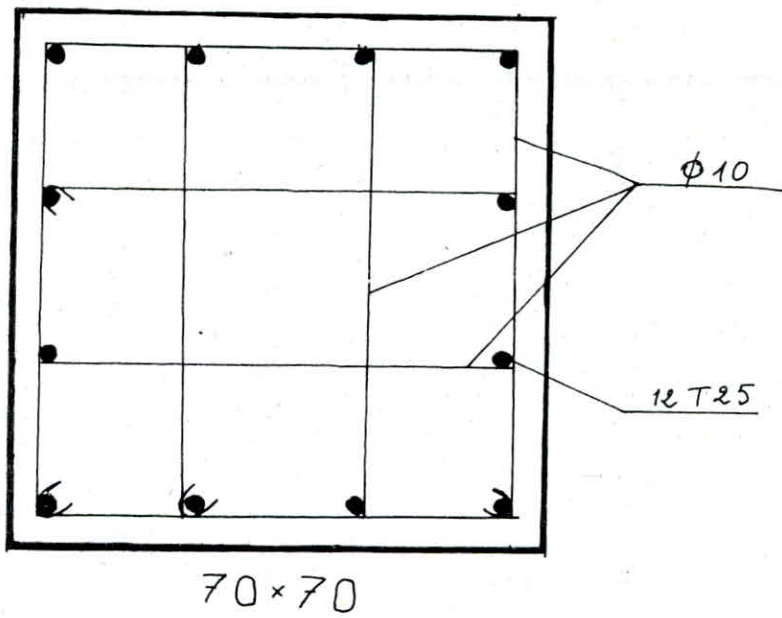
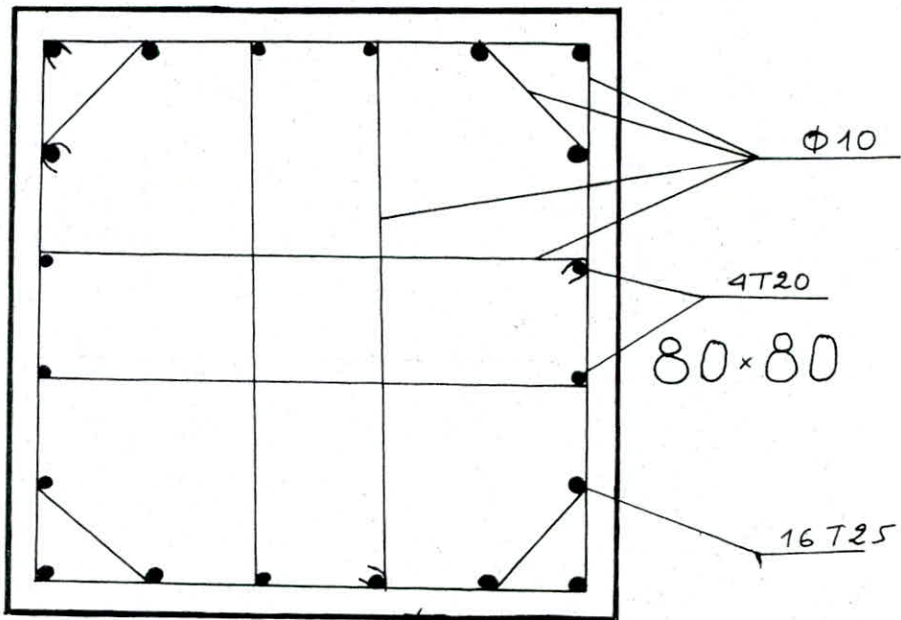
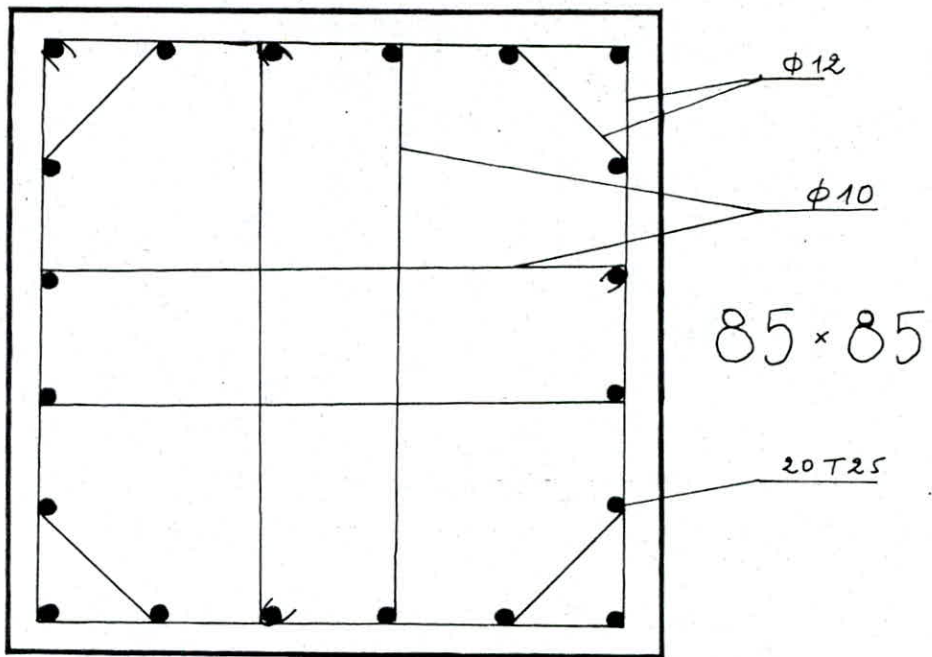
$t \leq 12 \emptyset$ en zone courante .

soit $\left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm (zone nodale)} \\ 18 \text{ cm (zone courante)} . \end{array} \right.$

$$A_{\min}^t = 0,004 \cdot 15,85 = 5,1 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ cadres} . \quad 2 \text{ cadres } \emptyset 12 + 2 \text{ cadres } \emptyset 10$$

$$= 0,004 \cdot 15,80 = 4,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \emptyset 10$$

$$= 0,004 \cdot 15,70 = 4,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \emptyset 10$$



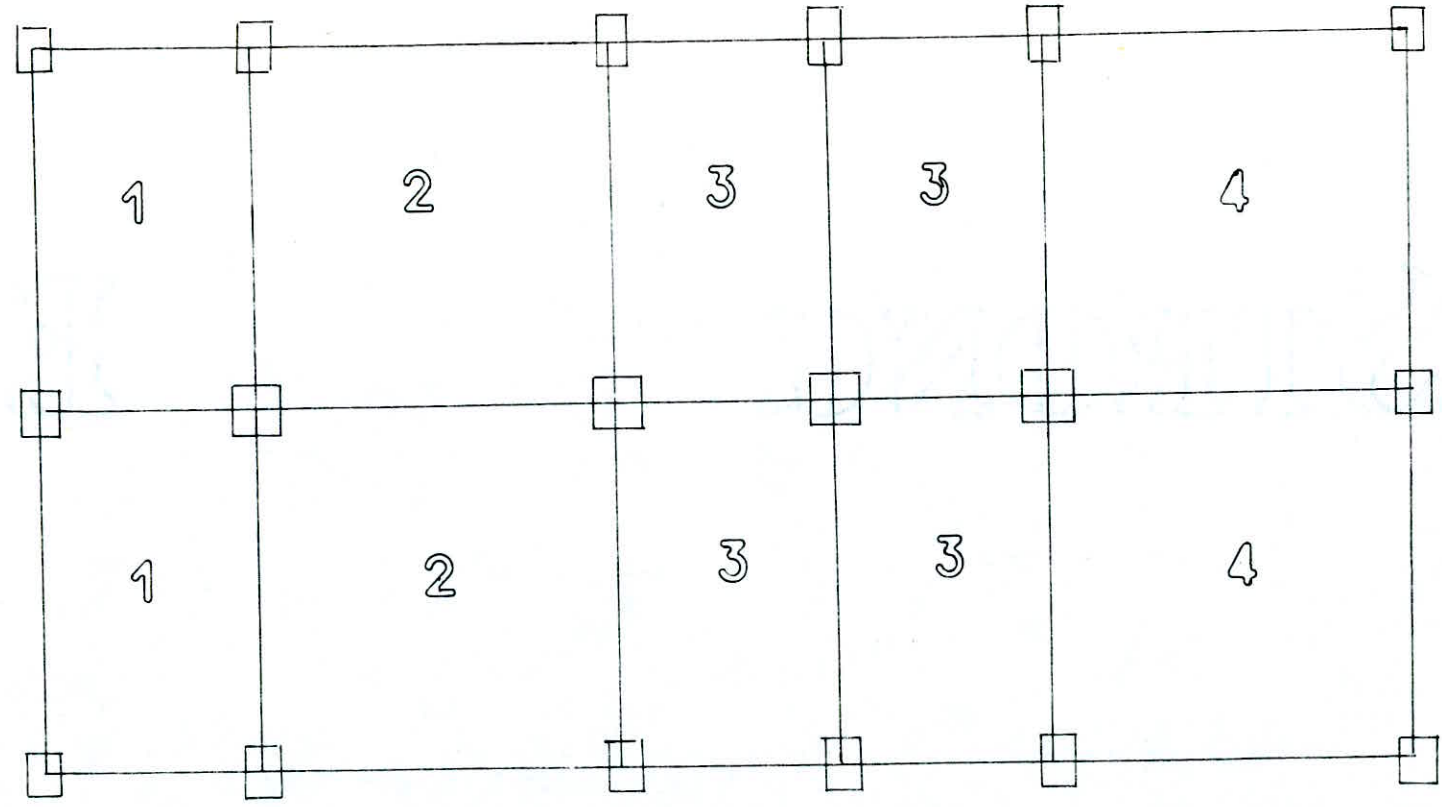
INFRASTRUCTURE

1. CALCUL DU RAIDIER

2. CALCUL DE LA BOITE

RIGIDE

IDENTIFICATION DES PANNEAUX DE RADIER



- I - INTRODUCTION :

- Le sol sur lequel repose le bâtiment à une contrainte admissible de 2 bars (20 t. / m²).

- Un calcul préliminaire à montré que l'adoption des semelles filantes conduit à l'occupation de plus de $\frac{2}{3}$ de la surface du bâtiment.

au vu : * de l'importance de la charge totale transmise au sol par les différents poteaux .

* Des désordres ultérieures qui peuvent résulter des tassements éventuels .
le type de fondation retenu est le radier général car :

1°) * il interesse l'ensemble du bâtiment. En effet, il répartit sur le sol de fondation l'ensemble des charges qui lui sont transmises par les poteaux (il assure le passage des charges d'une manière uniforme).

2°) * un radier est capable de réduire les désordre dûs aux divers tassements .
Il sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable du point de vu calcul à un plancher renversé soumis aux forces de réactions du sol agissant de bas en haut d'une manière uniforme .

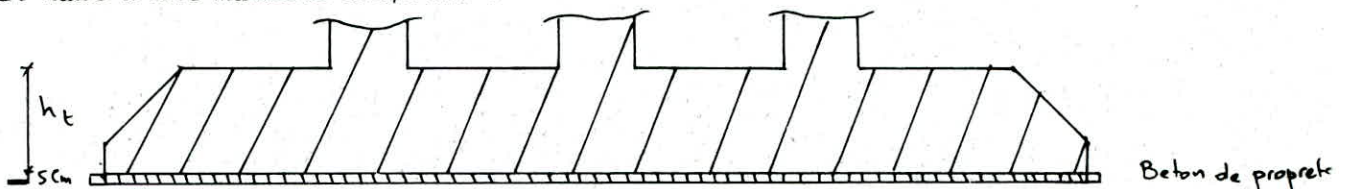


Schéma en coupe du radier .

1°) Hypothèse de calcul : le radier sera considéré comme infiniment rigide .

2°) Descente de charges : G = 4943 t. ; P = 524 t .

$$N = G + P = 4943 + 524 = 5467 \text{ t .}$$

- II - DIMENSIONNEMENT DU RADIER :

a) Détermination de la surface de radier nécessaire .

$$\sigma = \frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \Leftrightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{5467}{20} = 273,35 \text{ m}^2$$

On a $S_{nec} \approx S_0$ la solution du radier est un choix judicieux .

Etant donné que le débord est obligatoire pour un radier nous adopterons un débord de 90 cm .

$$S_{rad} = S_0 + S_{deb} = 324.936 \text{ m}^2 .$$

: l'épaisseur du radier sera déterminer par la condition de cisaillement ;

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b \quad : b : \text{une bande de } 1 \text{ m .}$$

$$P_{rad} = \text{pression sous le radier} : \frac{5572}{324,936} = 16,82 \text{ t / m}^2$$

9 : Le poids que supporte un panneau de radier $6 \times 6 = P_{\text{rad}} \times 6 \times 6 = 605,69 \text{ t}$.
Ce poids va cisailer le panneau sur son contour avec un effort tranchant :

$$\bar{T} = \frac{605,69}{4 \times 6} = 25,24 \text{ t / ml.}$$

d'où la formule . $\sum b = \frac{\bar{T} \max}{100.0,875 h} \leq 1.15 \times 5,9 \Rightarrow h \geq 41 \text{ cm.}$

on prend $h = 45 \text{ cm}$ et $H_t = 50 \text{ cm.}$

- VERIFICATION AU RENVERSEMENT :

$$M_{\text{renv}} = M_{\text{rdc}} + V.D = V. \frac{2H}{3} + V.D. = 287,446 \times \frac{2}{3} \times 33 + 287,446 \times (4,5)$$

$$= 7617,319 \text{ t.m.}$$

$$M_{\text{stab}} = N. \text{bras de levier} = 5467 \times 6 = 32802,0 \text{ t.m}$$

$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{renv}}} = 4,3$ donc il n'y a pas risque de renversement .

M_{renv} . verification de la stabilité generale du radier

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} \leq 1,3 \bar{\sigma}_s .$$

$$N = G + Q + G_{\text{rad}} = 5900,53 \text{ t.}$$

$$M = 7617,319 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{5900,53 \cdot 10^3}{324,936 \cdot 10^4} \pm \frac{7617,319 \times 10^5}{\frac{25,2 \times 14,5^2}{6} \times 10^6} = 1,8 \pm 0,8$$

$$\sigma_1 = 2,6 \leq 2,6$$

$$\sigma_2 = 0,838 < 2,6$$

Il faut aussi que $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,36 \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_m = 2,133 \leq 2,6 .$$

- FERRAILLAGE DU RADIER :

Il est soumis à une charge uniformément répartie (9) dirigée de bas en haut, et est égale à la réaction du sol, diminué du poids du radier

$$\text{Le poids du radier / m}^2 : q_r = 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ t/m}^2 = 0,13 \text{ kg / cm}^2 .$$

- Sollicitation du 1er Genre SP_1 :

$$q = \frac{6005,53}{324,936} = 18,5 \text{ t / m}^2 .$$

- Sollicitation du 2ème genre : SP_2 :

$$q = 2,564 - 0,13 = 2,5 \text{ t / m}^2 .$$

Par conséquent les contraintes du 2ème genre sont plus défavorables que ceux du 1er genre .

- VERIFICATION DU FERRAILLAGE sous SP₁ :

$$q = 17,3 \text{ t/m}^2.$$

$$M_{xs} = 0,0476 \cdot q \cdot a^2 = 0,0476 \times 17,3 \times (3,6)^2 = 10,67 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 10,67 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 45^2} = 0,028 \rightarrow K = 61$$

$$\epsilon = 0,9342$$

$$\sigma'_b = \frac{a}{K} = 45 < \overline{\sigma'_b}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{10,67 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9342 \times 45}$$

$$A = 9,067 \text{ cm}^2.$$

$$M_{yvs} = 0,1021 \times q \cdot a^2 = 0,1021 \times 17,3 \times (3,6)^2 = 22,89 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\sigma_a b h^2} = 0,004 \rightarrow$$

$$K = 420$$

$$\epsilon = 0,9885$$

$$b = \frac{2800}{420} = 6,66 < \overline{\sigma'_b}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{22,89 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9885 \times 45} = 18,38 \text{ cm}^2.$$

$$M_{yvmin} = 18,12 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 18,12 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 45^2} = 0,0479 \rightarrow K = 39,4$$

$$\epsilon = 0,9081$$

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma'_b}}{K} = \frac{2800}{39,4} = 71$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{18,12 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9081 \times 45} = 15,84 \text{ cm}^2.$$

$$M_{ys} = 5,04 \text{ t.m} \rightarrow A = 4,2 \text{ cm}^2.$$

Remarque : on remarque que le ferrailage sous SP1 est plus défavorable que celui sous SP 2.

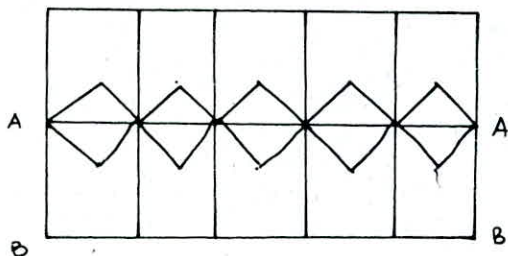
Pour les autres panneaux du radier, nous donnerons les résultats sous forme de tableau.

Panneaux		1	2	3	4
Travée Sens x	M (t.m)	10.67	12.58	8.47	12.58
	A (cm ²)	9,067	10,21	7,19	10,83
	A _{adopté}	4T20	4T20	4T16	4T20
	espacement (cm)	25	25	25	25
Travée Sens y	M	5,04	17,70	3,85	15,69
	A	4,2	10,14	6,1	13,63
	A _{adopté}	4T14	4T20	4T14	4T20
	espacement	25	25	25	25
Appui Sens x	M	22,89	45,13	17,8	45,17
	A	18,88	26,89	15,54	26,96
	A _{adopté}	4T20+4T16	4T20+4T14	4T20+4T16	4T20+4T14
	espacement	25	25	25	25
Appui Sens y	M	18,10	45,13	17,23	45,17
	A	15,84	26,96	15,6	26,96
	A _{adopté}	4T20+4T16	4T20+4T14	4T20+4T16	4T20+4T14
	espacement	25	25	25	25

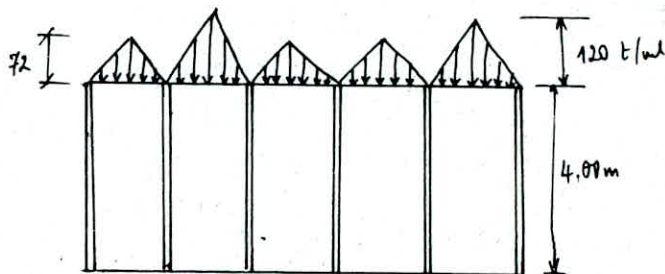
1/- TUDE DE LA BOITE RIGIDE -

-:-

-La boîte rigide est constituée de voiles dans les deux sens, d'épaisseur égale à 25 cm. les voiles ont pour rôle de répartir les charges gravitationnelles sur le terrain. les voiles seront calculés comme des poutres cloisons, en outre les voiles périphériques doivent résister aux poussées des terres.



vue en plan



voile A.R



- Définition d'une poutre cloison :

Les poutres cloisons sont des poutres dont la hauteur soit de l'ordre de grandeur de la portée, ou même supérieure, ce sont généralement des parois et en même temps des éléments porteurs, l'épaisseur transversale est très faible.

- Méthode de calcul : La méthode de calcul des poutres cloisons est donnée dans le C.C.B.A. 68 (annexe A.4).

Poids propre de la poutre / m.l = $0,25 \times 2,5 \times 4,1 = 2,5 \text{ t / m.l}$

- VOILE A.A. :
poutres de 6 m :

$$M_0 = \frac{(2,5 + 1,2 \cdot 0,333 \times 120) 6^2}{8} = 227,03 \text{ t.m} \quad (\text{moment de référence}).$$

$$M_0 = \frac{(2,5 + 1,2 \cdot 0,25 \cdot 120) 6}{2} = 115,5 \text{ t.} \quad (\text{effort tranchant de référence})$$

$$\tau_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_0}{h_0 h_t} = \frac{3}{2} \cdot \frac{115,5 \cdot 10^3}{25 \times 400} = 17,325 \text{ kg/cm}^2 > 2,5 \bar{\sigma}_v = 2,5 \cdot 5,9 = 14,75 \text{ kg/cm}^2$$

τ_0 : contrainte tangente conventionnelle.

$$h_0 \geq \frac{3}{2} \frac{504,52}{68,5} \cdot \frac{600}{400} = 16,57 \text{ cm} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

- FERRAILLAGE :

- Armatures inférieures de travée de rive.

$$\frac{600}{2} \leq h_t = 400 < 600 \quad A = 0,70 \cdot \frac{M_0}{h_t \bar{\sigma}_a} \left(1 + \frac{h_t}{\ell_t} \right) = \dots$$

$$0,70 \cdot \frac{227,03 \cdot 10^5}{400 \times 2800} \left(1 + \frac{400}{600} \right) = 23,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ } \emptyset 20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg / cm}^2. \quad (\text{avec reprise de bétonnage}).$$

- Armatures inférieures de la travée intermédiaire :

$$A = 0,60 \frac{M_0}{ht \bar{\sigma}_a} \left(1 + \frac{ht}{\ell t} \right) = 0,60 \frac{227,03 \cdot 10^5}{400 \cdot 2800} \left(1 + \frac{400}{600} \right) = 20,27 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 4 \emptyset 20 + 4 \emptyset 16 = 20,6 \text{ cm}^2$$

- Armatures filantes supérieures :

$$A' = 0,50 \frac{M_0}{ht \bar{\sigma}_a} = 0,50 \frac{227,03 \cdot 10^5}{400 \cdot 2800} = 10,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \emptyset 16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

- Armatures horizontales :

$$A_h = 0,25 \frac{T_0 \ell t}{ht \bar{\sigma}_{at}} = 0,25 \cdot \frac{115,5 \cdot 10 \cdot 600}{400 \cdot 2800} = 15,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 18 \emptyset 10 = 16,01 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

$$A_t = \frac{4 T_0 \ell t}{7_{ht} \bar{\sigma}_{at}} = \frac{4 \cdot 115,5 \cdot 10 \cdot 600}{7 \cdot 400 \cdot 2800} = 35,35 \text{ cm}^2$$

36 cadres de $\emptyset 8$ espacés uniformément $e = 16,7 \text{ cm}$.

- Poutres de 3,60 m :

$$M_0 = \frac{(2,5 + 1,2 \cdot 0,333 \cdot 72) \cdot 3,60^2}{8} = 50,66 \text{ t.m} \quad ; \quad T_0 = \frac{(2,5 + 1,2 \cdot 0,25 \cdot 72)}{2} = 43,38 \text{ t}$$

$$\tau_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_0}{h_t \cdot h_0} = \frac{3}{2} \cdot \frac{43,38 \cdot 10^3}{400 \cdot 25} = 6,507 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b = 14,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_0 \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{9}{\bar{\sigma}_b} \quad ; \quad \frac{ht}{ht} = \frac{3}{2} \cdot \frac{31 \cdot 27 \cdot 360}{68,5 \cdot 400} = 6,2 \text{ cm} \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

- FERRAILLAGE :

Armatures inférieures en travée de rive :

$$A = 1,40 \cdot \frac{M_0}{\ell_t \bar{\sigma}_a} = 1,40 \cdot \frac{50,66 \cdot 10^5}{360 \cdot 2800} = 7,04 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \emptyset 20 + 1 \emptyset 14 = 7,82 \text{ cm}^2$$

- Armatures inférieures en travée intermédiaire :

$$A = 1,20 \frac{M_0}{\ell t \bar{\sigma}_a} = 1,20 \cdot \frac{50,66 \cdot 10^5}{360 \cdot 2800} = 6,03 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \emptyset 20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

- Armatures horizontales :

$$A_h = 0,25 \cdot \frac{T_0}{\bar{\sigma}_{at}} = 0,25 \cdot \frac{43,38 \cdot 10^3}{2800} = 3,87 \text{ cm}^2 \rightarrow 12 \emptyset 8 = 6,03 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales : $A_t = \frac{4 T_0}{7 \bar{\sigma}_{at}} = \frac{4 \cdot 43,38 \cdot 10^3}{7 \cdot 2800} = 8,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 9 \text{ cadres } \emptyset 8$
 $e = 40 \text{ cm}$.

- Vérification :

- condition de non fragilité.

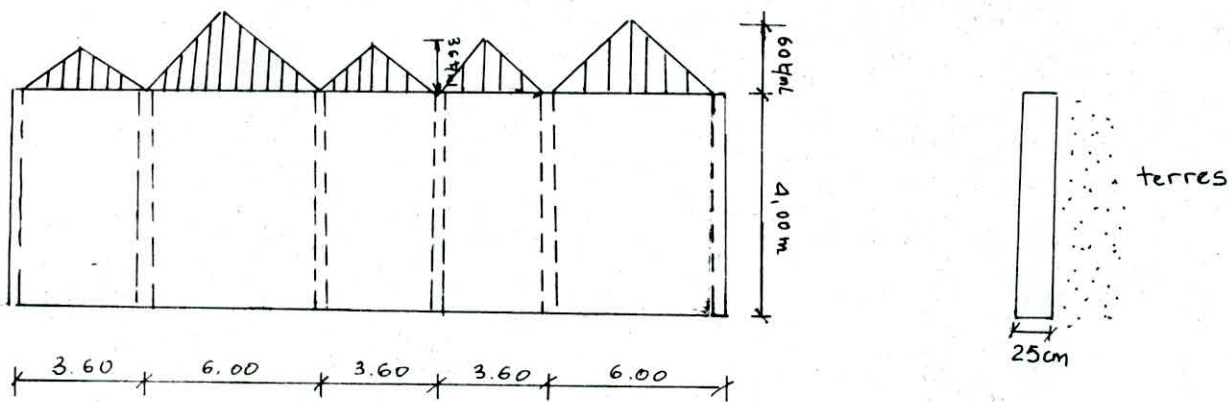
$$\frac{A + A'}{h_o h_t} > 0,60 \rightarrow \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} \rightarrow \frac{12,06 + 6,28}{25.400} = 0,00183 > 0,60 \cdot \frac{5,9}{2800} = 0,00126$$

$$\frac{A_h}{h_o h_t} = 0,40 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} \rightarrow \frac{9,23}{25.400} = 0,000923 > 0,40 \cdot \frac{5,9}{2800} = 0,00084$$

$$\frac{A_t}{h_o h_t} = 0,40 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} \rightarrow 0,0088 > 0,0084$$

donc elles sont vérifiées.

- VOILE -B-B :



- Poutres de 6,00 m :

$$M_o = \frac{(2,5 + 1,2 \times 0,333 \cdot 6,0) \cdot 6^2}{8} = 119,142 \text{ t.M}, \quad T_o = \frac{(2,5 + 1,2 \cdot 0,25 \cdot 6,0) \cdot 6}{2} = 61,5 \text{ t.}$$

$$\tau_o = \frac{3}{2} \frac{T_o}{h_o h_t} = \frac{3}{2} \frac{61,5 \cdot 10^3}{25.400} = 9,05 < 2,5 \bar{\sigma}_b = 14,75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$h_o \geq \frac{3}{2} \frac{264,76}{68,5} \cdot \frac{600}{400} = 8,7 \text{ cm} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

- FERRAILLAGE :

Armatures inférieures de travée de rive :

$$A = 0,70 \frac{119,142 \cdot 10^5}{400 \cdot 2800} \left(1 + \frac{400}{600} \right) = 12,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ } \emptyset 20 = 12,56 \text{ cm}^2.$$

- Armatures inférieures de travée intermédiaire :

$$A = 0,60 \cdot \frac{119,142 \cdot 10^5}{400 \cdot 2800} \left(1 + \frac{400}{600} \right) = 10,64 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset 20 + 2 \text{ } \emptyset 16$$

- Armatures filantes supérieures :

$$A' = 0,50 \frac{119,142 \cdot 10^5}{400 \cdot 2800} = 5,32 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ } \emptyset 14 = 6,16 \text{ cm}^2.$$

- Armatures horizontales : $A_h = 0,25 \cdot \frac{61,5 \cdot 10^3 \cdot 600}{400 \cdot 2800} = 8,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 12 \text{ } \emptyset 10 = 9,42$

- Armatures transversales : $A_t = \frac{4 \cdot 61,5 \cdot 10^3 \cdot 600}{7 \cdot 400 \cdot 2800} = 18,82 \text{ cm}^2$

- Poutres de 3,60 m :

$M_o = \frac{(2,5 + 1,2 \cdot 0,333 \cdot 36) \cdot 6^2}{8} = 75,98 \text{ t.m}$; $T_o = \frac{(2,5 + 1,2 \cdot 0,25 \cdot 36) \cdot 6}{2} = 39,9 \text{ t}$

$\tau_o = \frac{3}{2} \cdot \frac{39,9 \cdot 9 \cdot 10}{25 \cdot 400} = 5,985 \text{ kg/cm}^2 < 14,75 \text{ kg/cm}^2$

- FERRAILLAGE :

Armatures inférieures en travée de rive : $A = 1,40 \cdot \frac{75,98 \cdot 10^5}{360 \cdot 2800} = 10,55 \text{ cm}^2$ soit $2 \emptyset 20 + 2 \emptyset 16$

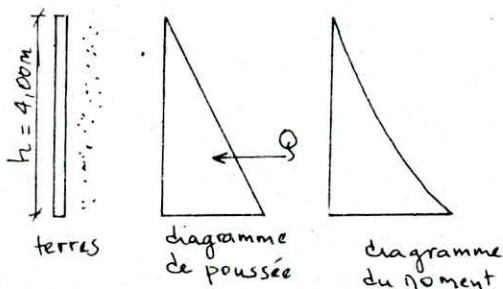
Armatures inférieures en travée intermédiaire :

$A = 1,20 \cdot \frac{75,98 \cdot 10^5}{360 \cdot 2800} = 9,05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit $2 \emptyset 20 + 2 \emptyset 14$

Armatures horizontales : $A_h = 0,25 \cdot \frac{39,9 \cdot 10^3}{2800} = 3,56 \text{ cm}^2$ soit $12 \emptyset 8 = 6,03 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $A_t = \frac{4 \cdot 39,9 \cdot 10^3}{7 \cdot 2800} = 8,14 \text{ cm}^2$

- LA POUTRE CLOISON : sous les poussées des terres.



moment à la base.

$M = \frac{Q h}{3} = 5196,8 \cdot \frac{4}{3} = 6929 \text{ kg.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 692900}{100 \cdot 2800 (22)^2} = 0,0767 \rightarrow \epsilon = 0,8873$ et $K = 29,4$

d'où le ferrailage : $A = \frac{692900}{2800 \cdot 0,8873 \cdot 22} = 12,67 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit $10 \emptyset 14$.

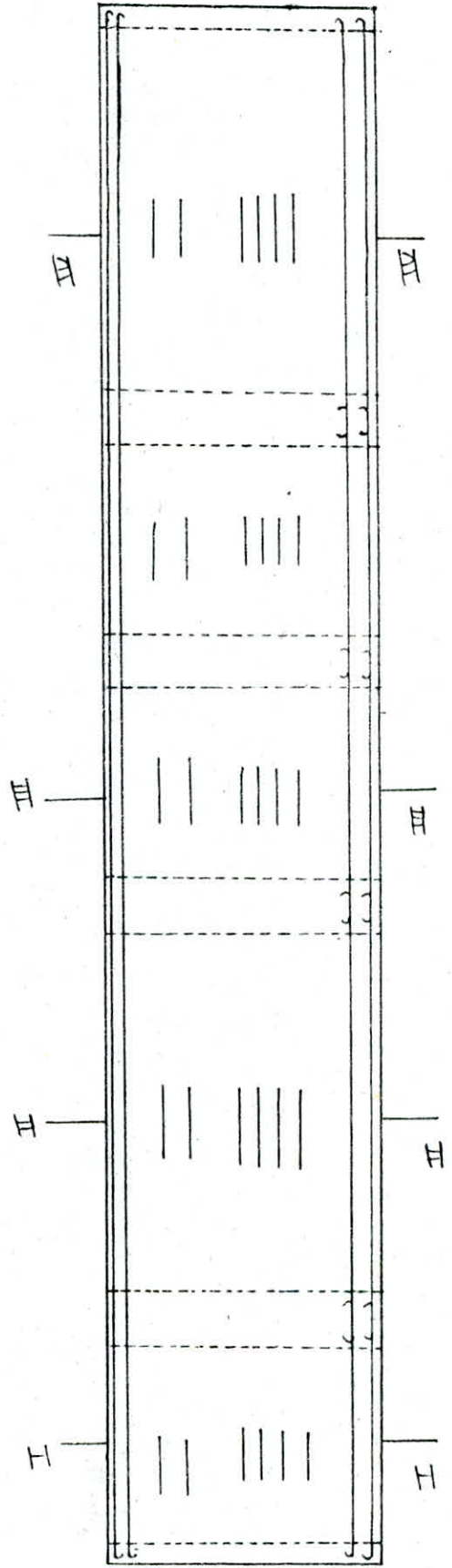
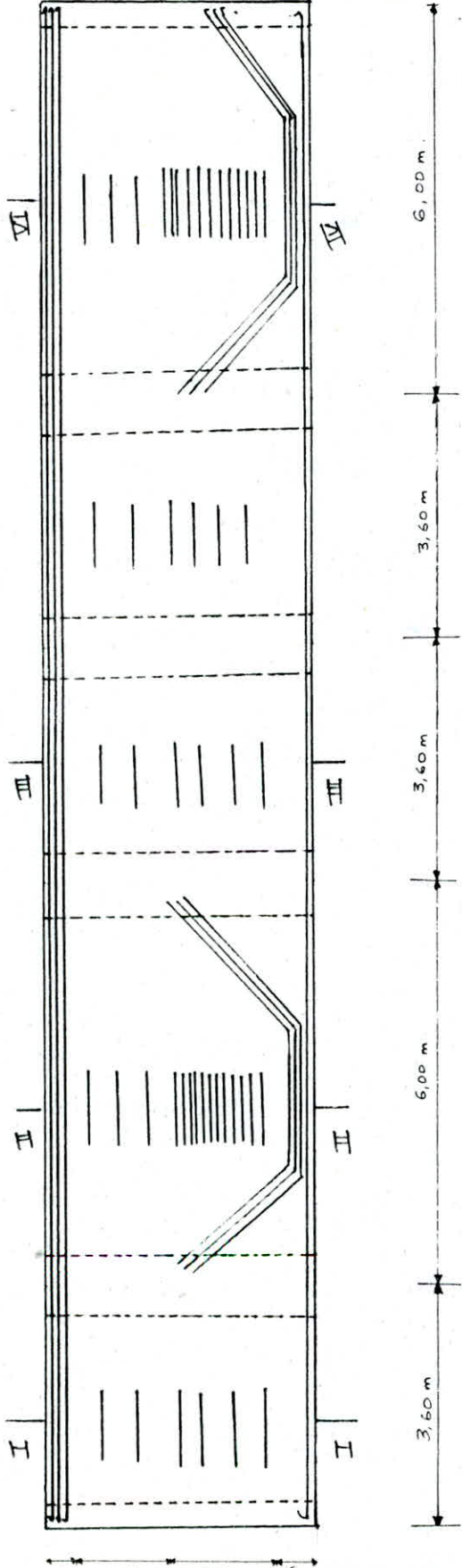
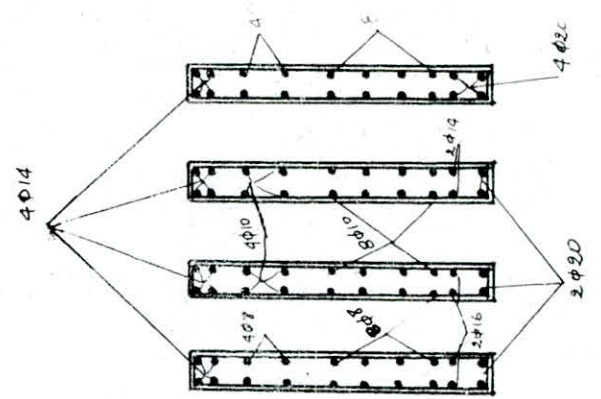
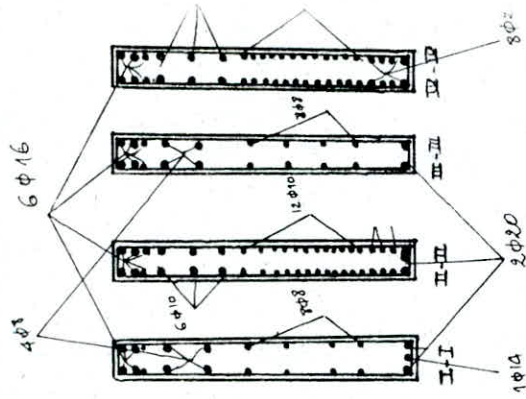
1 barre sur 2 sera arrêtée à mi-hauteur, l'espacement est de 10 cm.

Vérification de la contrainte du béton $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{29,4} = 95,24 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$

- Pour les cadres :

$12,67 + 8,14 = 20,81 \rightarrow 14 \emptyset 14$ espacés de 25 cm.

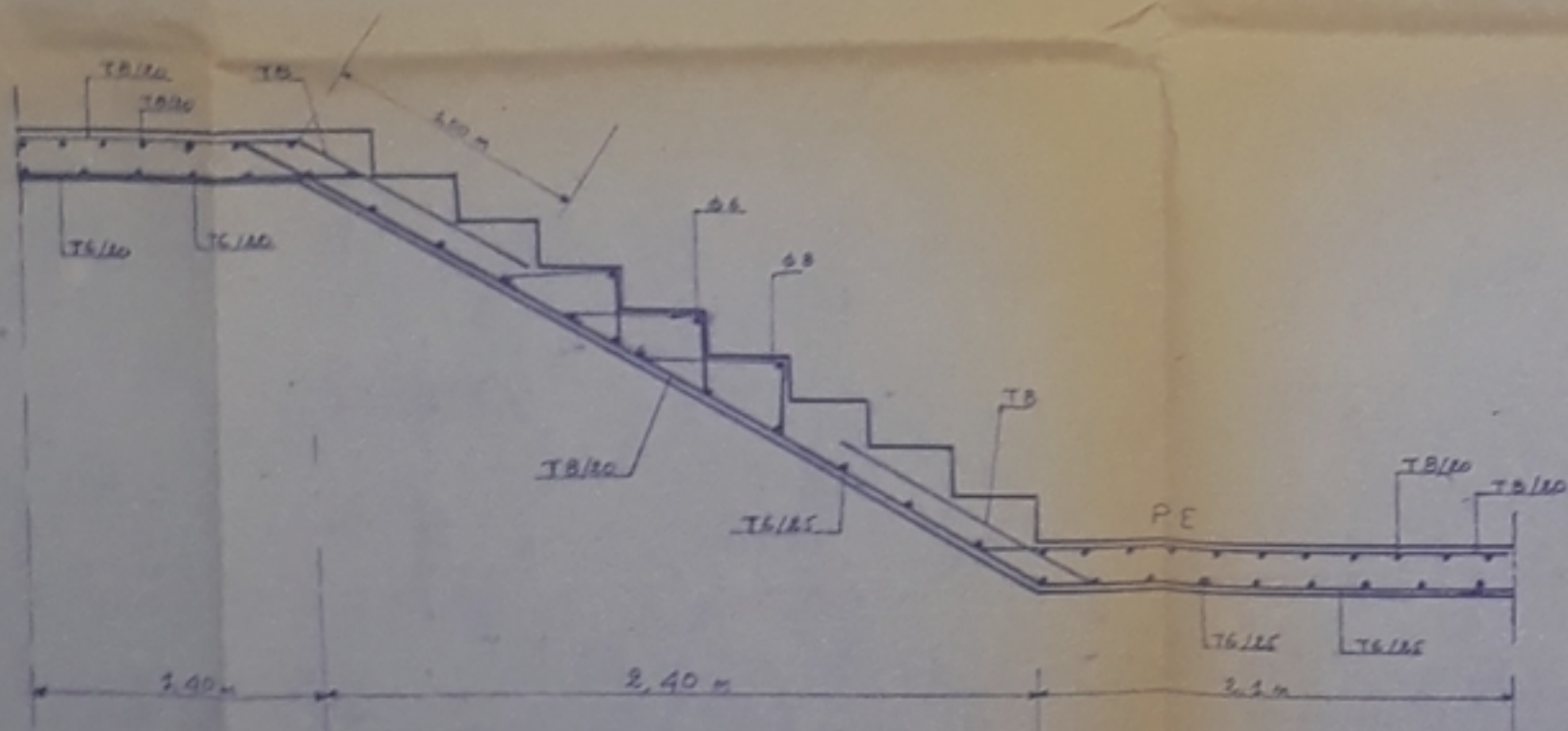
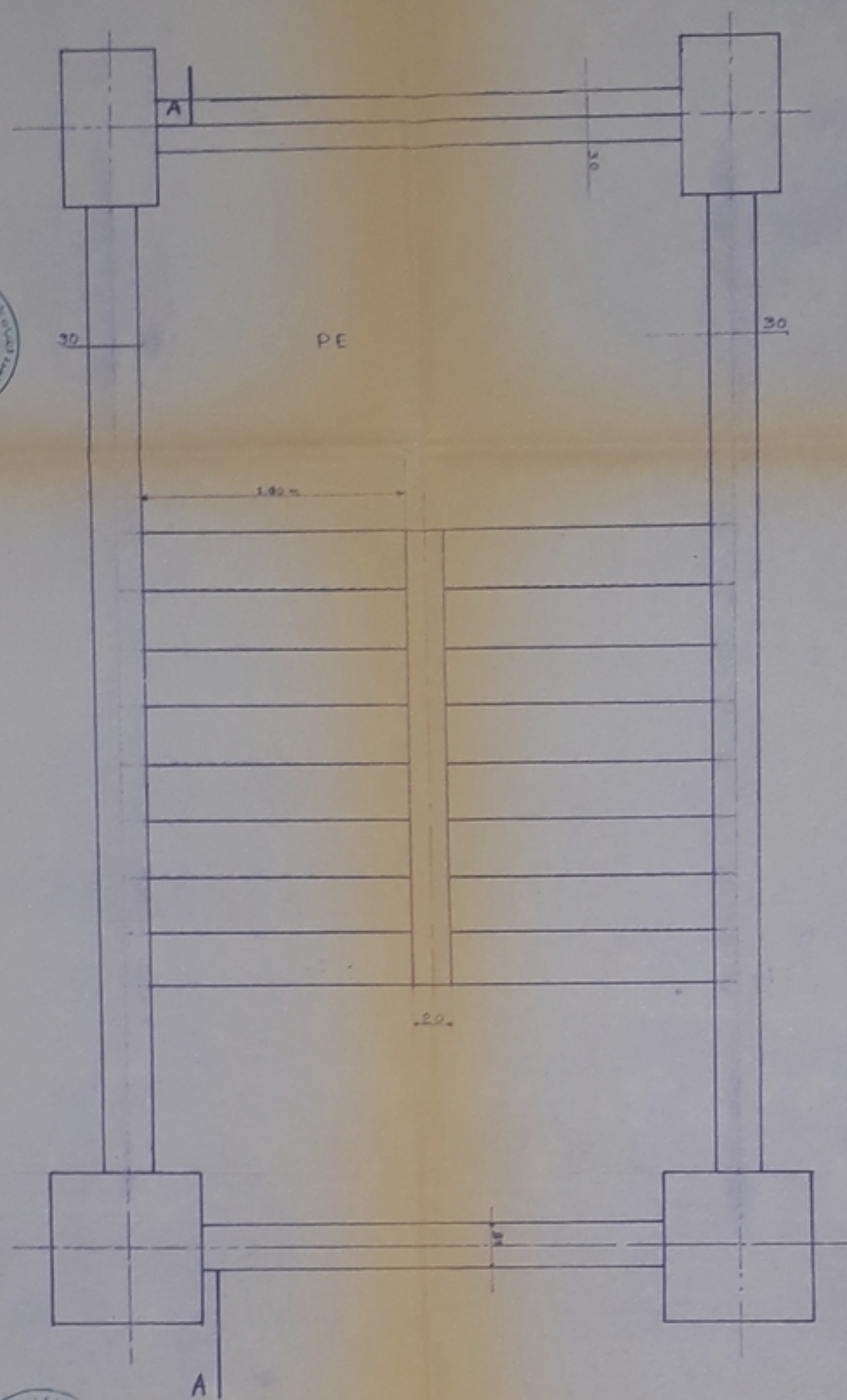
$12,67 + 18,82 = 31,49 \rightarrow 16 \emptyset 16$ espacés de 37 cm.



BIBLIOGRAPHIE

- Règlements :

- CCBA 68
- N.V 65
- RPA 81
- Calcul et vérification des ouvrages en B.A P. CHARON
- Exercices résolus de B.A P. Charron.
- Calcul des ouvrages en B.A. BELAZOUGUI
- TABLES de BARRES
- Tables de SHAKER EL BOUHAÏRI
- Conception et calcul des structures soumises aux séisme
- Dynamique de structure et sismologie de l'ingénieur
- Aide mémoire B.A.
- Complément du C.T.C (étude au séisme)



coupe A-A

PIB 02687

- 1 -

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

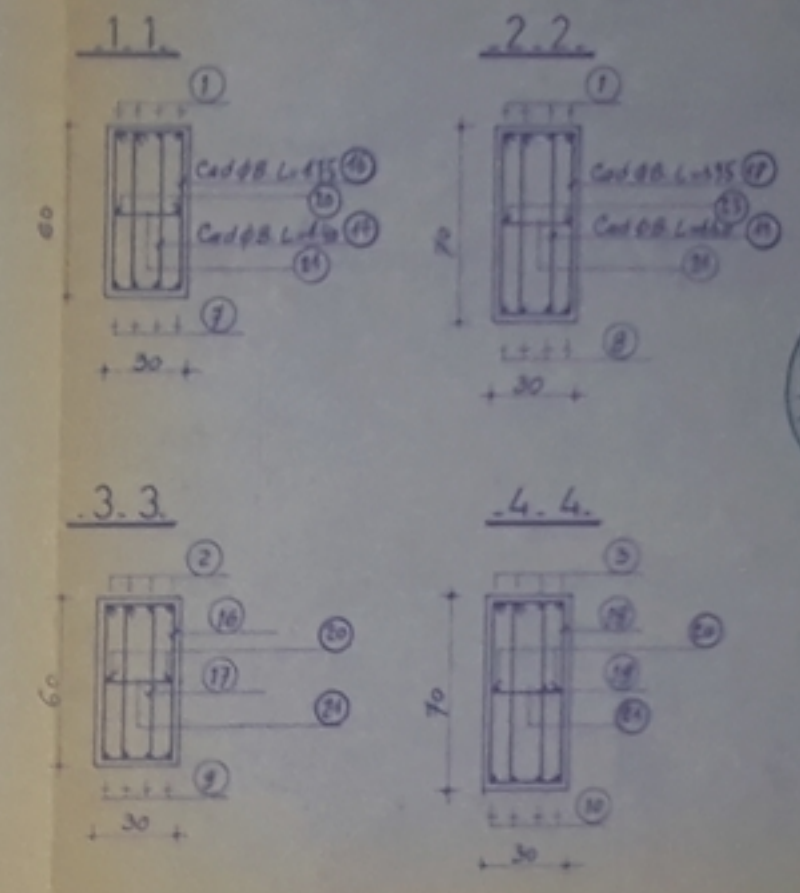
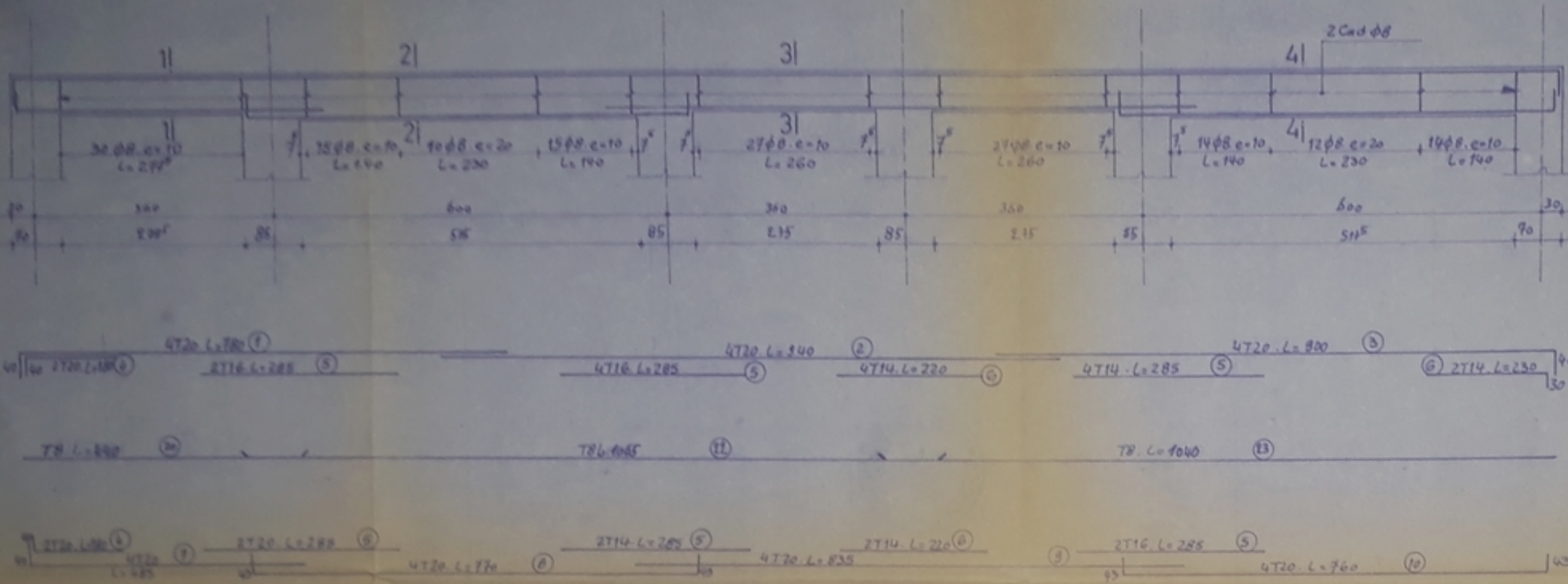
PROMOTION JANVIER 87

FERRAILLAGE
ESCALIERS

PROPOSÉ PAR
BEREP

ÉTUDE PAR
KALI-O
MESKINE-K

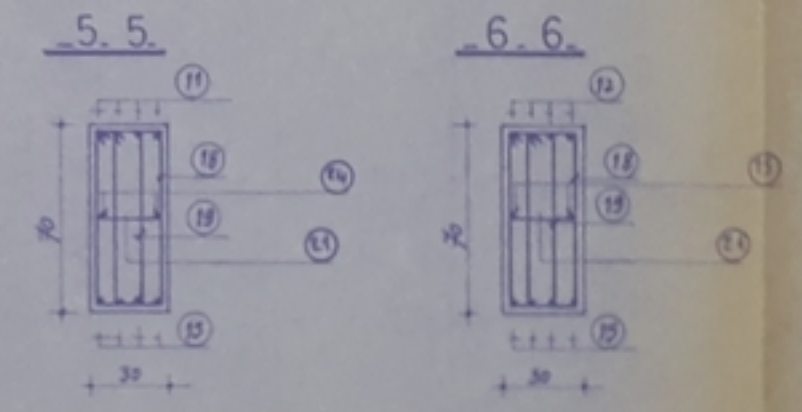
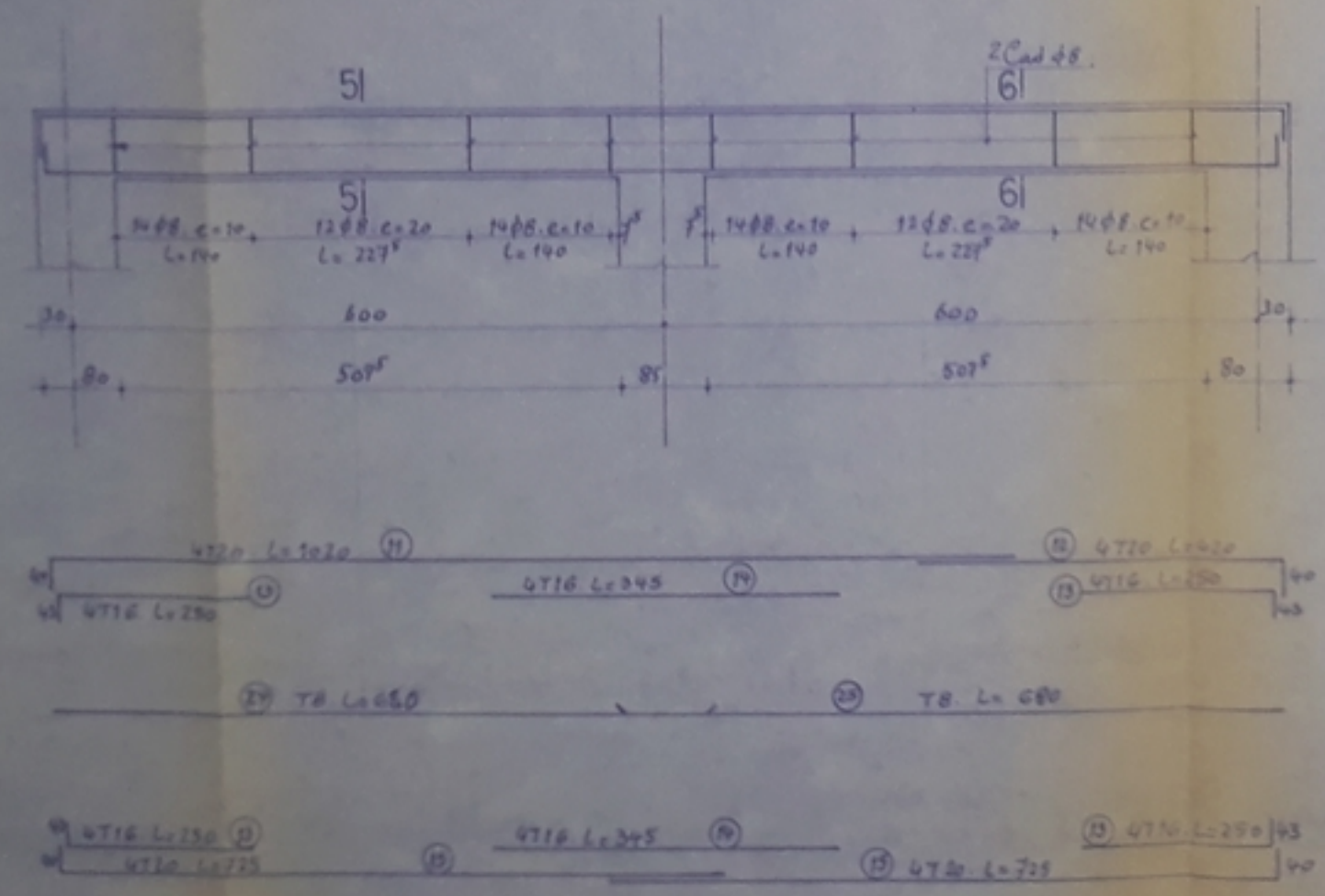
DIRIGÉ PAR
M^r HAFIDI



F-B02687
-2-

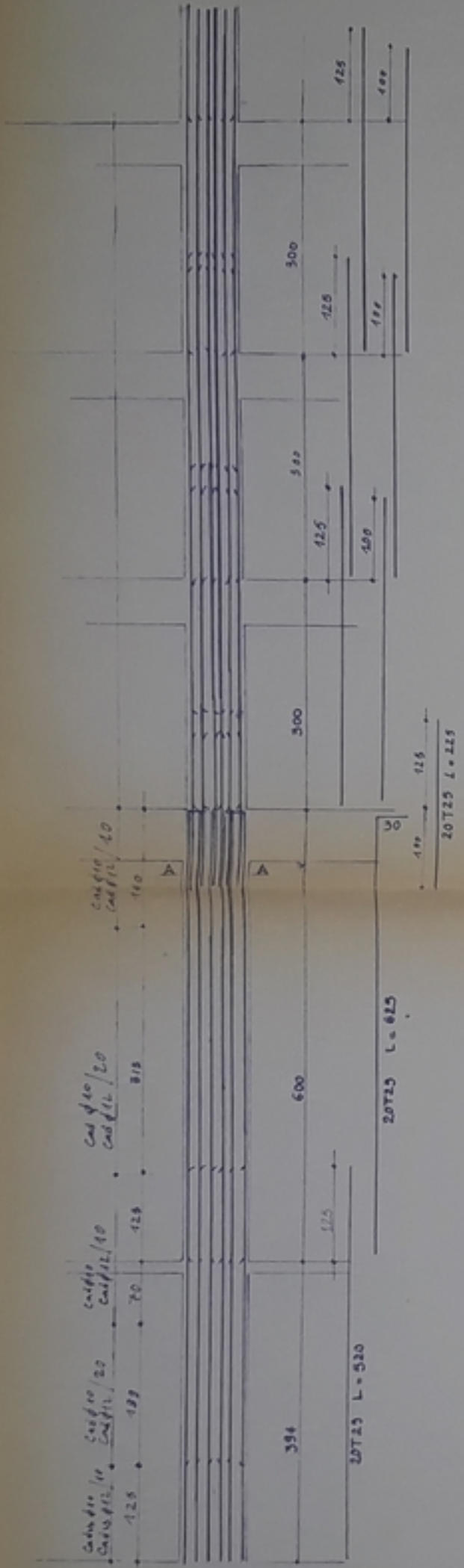


NOTA
ACIER haute adhesion HA $\sigma_{th} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
ACIER doux $\sigma_{th} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
BETON dose a 350 kg/m^3 ciment, CPa 325

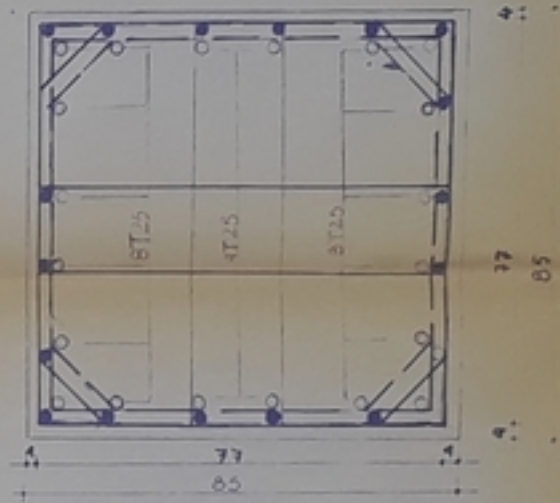


REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
PROMOTION JANVIER 1977	
FERRAILLAGE DES POUTRES	PROPOSE PAR IBEREP
ETUDIE PAR: KALI O MESKINE K	DIRIGE PAR M ^r HARDI





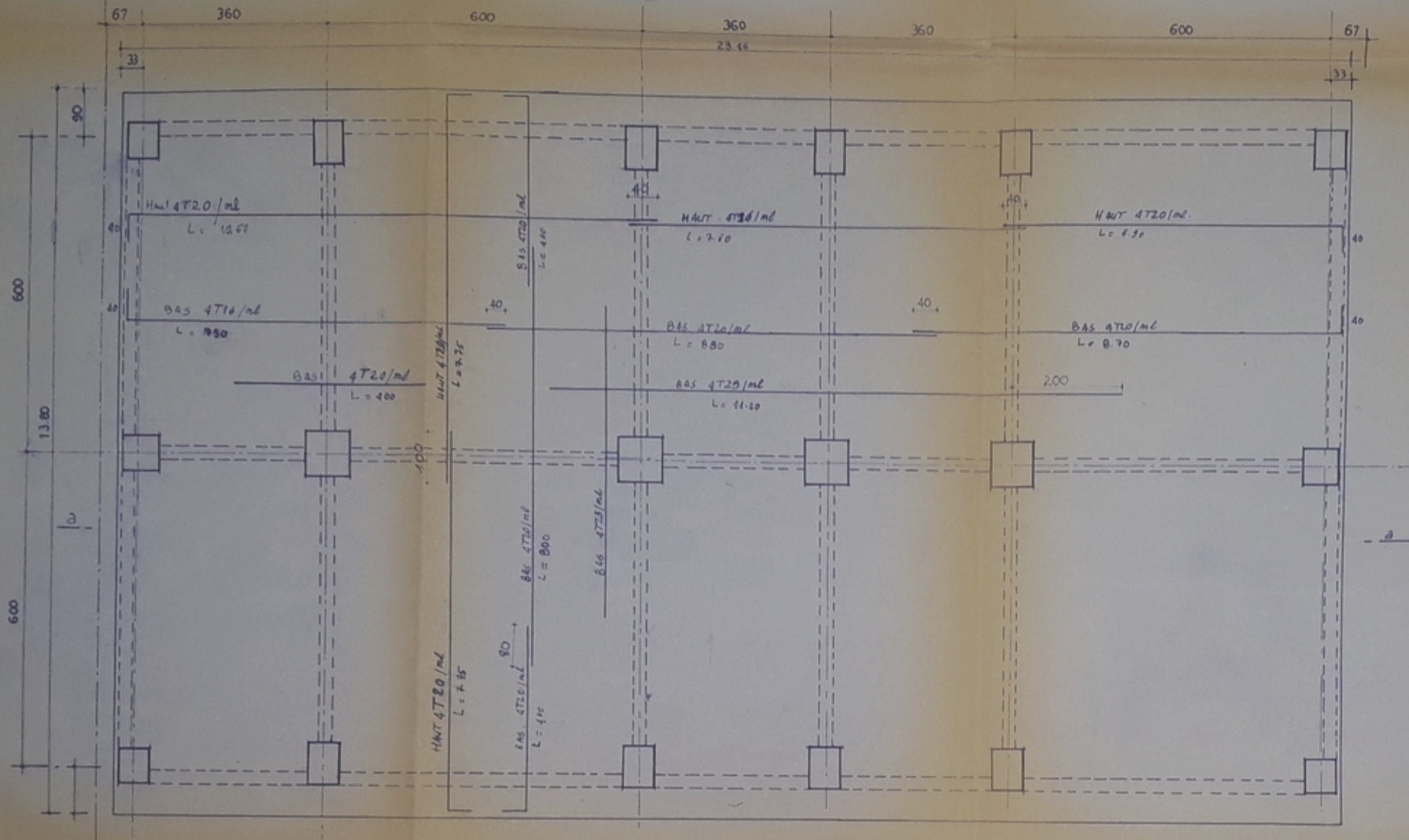
A-A



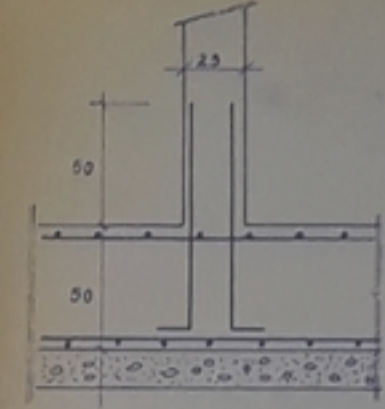
PB 02687

-3-

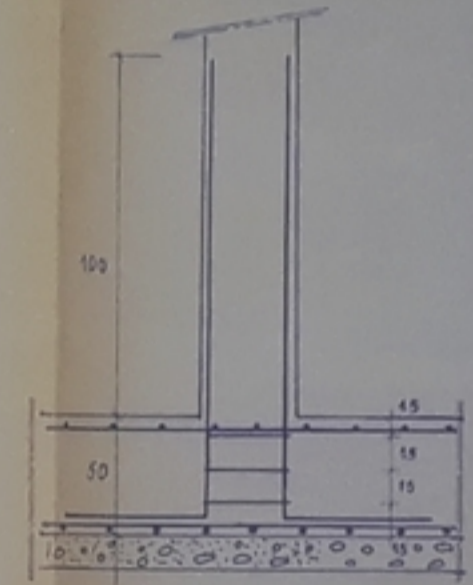
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
PROMOTION JANVIER 87	
FERRAILLAGE DU POTEAU	PROPOSE PAR IBEREP
ETUDE PAR KALI-O MESKINE - K	DIRIGE PAR M. HAFID



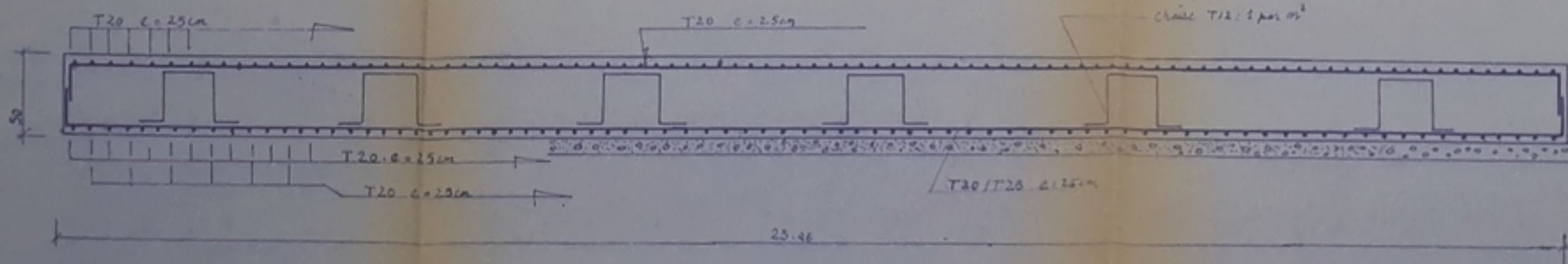
DETAIL D'ATTENTES VOILES



DETAIL D'ATTENTES POTEAU



a.a



REPUBLIQUE ALGERIENNE	
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
PROMOTION JANVIER 87	
FERRAILLAGE DU RADIER	propose par BEREK
etudie par KALLO MESKINE-K	dirige par M. HAFIDI

PB02687



