

34/84

2er

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT A USAGE
D'HABITATION R+6
ossature - mixte

Proposé par :

BA.E.C

Etudié par :

R. KHALDI.
A. KERDJIDJ

Dirigé par :

Matouk S.



PROMOTION : JUIN 84.

REMERCIEMENTS

M^{re} Matouk Sahel et M^o N'Diaye Yahia trouvent ici le témoignage de notre profonde gratitude pour nous avoir guidés dans notre travail par leurs précieux conseils.

Nous tenons à remercier aussi notre promoteur A. Abou pour son aide efficace, ainsi qu'à toute l'équipe de l'ETAU (Hydra).

Nous n'oublierons pas de remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

R. Khalid

A. Kerdjidj.

DEDICACES

Je dedie mon memoire à

- la memoire de mon pere
- ma mere
- à tous mes freres et soeurs
- à mon beau frere
- à tous mes amis.

R. Khalidi



J'offre ce travail à Mon pere, à Ma Mere et à
mon pays.

A. KERDJINJ.

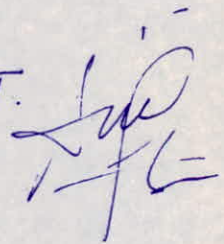


TABLE DES MATIERES

	Page
INTRODUCTION	
- Presentation	1
- Descente de charge	5
CALCUL DES ELEMENTS	
- Poutrelles	8
- Accrotere	20
- escaliers	23
- Poutres RDC	29
- Dalles	32
ETUDE AU SEISME	
- Introduction	35
- etude dynamique (calcul de la periode)	36
- calcul de la force sismique	41
- etude de la torsion	43
- Distribution des charges horizontales	44
ETUDE DES VOILES ET PORTIQUES	
- calcul des refends	47
- etude des portiques	53
EFFORTS DANS LES PORTIQUES ET VOILES	
- Tableaux	61
FERRAILLAGE	
- Trumeaux	82
- linteaux	87
- poteaux	100
- Poutres	109
CALCUL DES FONDATIONS	
- Etude des fondations	118
- ferrailage	130
. Semelles	
. Voile de rigidite	132
. longrines	133
BIBLIOGRAPHIE	134

INTRODUCTION

Présentation et description de l'ouvrage

Généralités:

Le projet qui nous a été proposé consiste en l'étude portant sur le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté dans la région d'Alger (Dzaria : zone de moyenne sismicité)

Il se compose d'un sous-sol, d'un rez de chaussée et de 6 étages.

- Hauteur totale du bâtiment : $22,22^m$ (acrotère non compris)
- Longueur totale du bâtiment : $21,25^m$
- largeur totale en plan : $10,67^m$
- Hauteur d'étage est de : $3,06^m$.

Taux de travail du sol:

La contrainte admissible du sol a été évaluée par l'essai pénérométrique à $\bar{\sigma}_s = 2,5$ bars, on prendra une profondeur d'ancrage de $2,90$. On adoptera pour l'ensemble du bâtiment des semelles superficielles.

Béton Armé:

- Le béton utilisé pour la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CCB468) et tous les règlements en vigueur applicable en Algérie.
- Pour l'acier, nous utiliserons de l'acier à haute adhérence (FeE40) et de l'acier doux de nuance (FeE24) l'acier doit être propre de toute trace de rouille non adhérente.

Le béton :

- Il est dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 à contrôle atténué
- grosseur des granulats $g = 5/15 \text{ mm}$
- Résistance nominale de compression $\sigma_{28}' = 27,0 \text{ bars.}$
- Résistance nominale de traction $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars.}$
- Dosage pour 1 m^3 de béton
 - 800 l de gravillon.
 - 400 l de sable.
 - 350 kg de CPA 325
 - 175 l d'eau.

Contrainte de compression admissible (CCBQ 68 art 9.4).

$$\bar{\sigma}_b' = \rho_b' \sigma_{28}' \quad \text{avec } \rho_b' = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon.$$

- α : dépend de la classe de ciment utilisé $\alpha = 1$ (CPA 325)
- β : dépend de l'efficacité du contrôle $\beta = 5/6$ (contrôle atténué)
- γ : dépend des épaisseurs relatives de l'élément et des dimensions de granulats $g = 5/15 \quad \gamma = 1$
- δ : dépend de la nature de la sollicitation
 - $\delta = 0,3$ en compression simple.
 - $\delta = 0,6$ en flexion simple.

En flexion composée :

$$\delta = 0,6 \quad \text{quand l'effort normal est une traction}$$

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta > 0,6 \end{cases} \quad \text{l'effort normal est une compression}$$

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

e_1 : distance de la limite du noyau central au CG de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

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

ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre $\epsilon = 1$ en compression simple
 $0,5 < \epsilon < 1$ dans les autres cas.

En compression simple:

sous SP₁ $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1,03 \cdot 1,270 = 67,5 \text{ bars} = 68,8 \text{ kg/cm}^2$

sous SP₂ $\bar{\sigma}'_{b0} = \begin{cases} 1,5 \cdot 68,8 = 103,2 \text{ kg/cm}^2 \\ 1,25 \cdot 68,8 = 86,0 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

En flexion simple

sous SP₁ $\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} = 137,6 \text{ kg/cm}^2$

sous SP₂ $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137,6 = 206,4 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de traction de référence (CCB4 68 art 95).

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{2j}$$

α, β, γ idem que précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{e_1}{\sigma'_{2j}}$$

sous SP₁ $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,90 \text{ kg/cm}^2$

sous SP₂ $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

Aciers.

On distingue deux catégories d'aciers

Aciers rhex ou ronds liées

Nuance FeE24.

$\bar{\sigma}_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ limite d'élasticité nominale.

Contraintes admissibles

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

sous SP₂ $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Aciers à haute adhérence ou acier Tor:

• Nuance FeE40

$\bar{\sigma}_{en} = 4120 \text{ bars} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\bar{\sigma}_{en} = 3920 \text{ bars} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ pour $\phi > 20 \text{ mm}$

Contraintes admissibles

$\phi \leq 20 \text{ mm} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_2 \end{cases}$

$$\phi > 20 \text{ mm} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2665 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{sous SP}_2 \end{cases}$$

Treillis soudés:

La limite d'élasticité nominale.

- pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_{en} = 5200 \text{ bars}$ (5300 kg/cm^2)
- pour $\phi > 6 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_{en} = 4410 \text{ bars}$ (4500 kg/cm^2)

Contraintes admissibles:

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3465 \text{ bars} (3533 \text{ kg/cm}^2) & \text{sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 5200 \text{ bars} (5300 \text{ kg/cm}^2) & \text{sous SP}_2 \end{cases}$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2940 \text{ bars} (3000 \text{ kg/cm}^2) & \text{sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4410 \text{ bars} (4500 \text{ kg/cm}^2) & \text{sous SP}_2 \end{cases}$$

Armatures transversales: on utilisera des armatures \perp à la ligne moyenne. La contrainte de traction admissible pour les armatures transversales: $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en}$.

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\epsilon_b}{9 \bar{\sigma}_b} \quad \text{si } \rho_{at} \text{ ainsi calculé est supérieur à } 2/3 \text{ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.}$$

$\rho_{at} = 2/3$ si les conditions indiquées ci-dessus ne sont pas remplies

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration:

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

$$\bar{\sigma}_1 = K \eta \frac{\tilde{\omega}_f}{\phi} \quad \text{contrainte de fissuration systématique}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \tilde{\omega}_f}{\phi}} \bar{\sigma}_b \quad \text{contrainte de fissuration accidentelle (non systématique)}$$

η : Coefficient de fissuration $\begin{cases} = 1 & \text{Ronds lisses} \\ = 1,6 & \text{H.A. barre (en mm)} \end{cases}$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

A: section des armatures tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues

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

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu préjudiciable.

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

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

Descrite de charges

- 1- Plancher terrasse

a) dalle à hourdis

- Protection gravillon (0,04 x 1800)
- Sable (0,02 x 1800)
- isolation Multi couche
- Béton maigre forme de pente (0,08 x 1300)
- Siege
- Plancher hourdis (16+4)
- Enduit (0,02 x 1700)

$$\begin{array}{r}
 72 \text{ kg/m}^2 \\
 36 \text{ kg/m}^2 \\
 10 \text{ kg/m}^2 \\
 104 \text{ kg/m}^2 \\
 20 \text{ kg/m}^2 \\
 265 \text{ kg/m}^2 \\
 34 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 G = 541 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

b) Dalle pleine

$$(541 - 265) + 0,1 \times 2500 = 526 \text{ kg/m}^2$$

$$G' = 526 \text{ kg/m}^2$$

- 2- Plancher courant

a) Dalle à hourdis

- Carrelage (0,02 x 2200)
- Sable (0,04 x 1800)
- Mortier de pose (0,015 x 2200)
- Plancher hourdis (16+4)
- Enduit plat (0,02 x 1700)
- Murs intérieurs repartis

$$\begin{array}{r}
 44 \text{ kg/m}^2 \\
 72 \text{ kg/m}^2 \\
 33 \text{ kg/m}^2 \\
 265 \text{ kg/m}^2 \\
 34 \text{ kg/m}^2 \\
 100 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 G = 548 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

b) Dalle pleine

$$(548 - 265) + 0,1 \times 2500 = 533$$

$$G' = 533 \text{ kg/m}^2$$

- 3- Plancher rez de chaussée

$$a) 548 + 50 = 598 \text{ kg/m}^2 \text{ (hourdis 16+6)}$$

$$G = 598 \text{ kg/m}^2$$

$$b) \text{ dalle pleine} = 533 \text{ kg/m}^2$$

$$G' = 533 \text{ kg/m}^2$$

- 4.- Acrotère

$$S = 0,056 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids de l'acrotère} : 0,056 \times 2,5 = 0,14 \text{ t/ml}$$

•• Poids revenant au plancher terrasse

• Dalle hourdis $S = 21 \times 8,9 = 186,9 \text{ m}^2 \Rightarrow \underline{G = 101,11 \text{ t}}$

• Dalle pleine $S = 14,74 \text{ m}^2 \Rightarrow \underline{G' = 7,75 \text{ t}}$

• Acrotère $L = 64,8 \text{ m} \Rightarrow \underline{G = 9,07 \text{ t}}$

• Poutres

(20 x 30) $\rightarrow 0,20 \times 0,3 \times 2,5 \times 5,6 = 0,84 \text{ t}$

(25 x 45) $\rightarrow 0,25 \times 0,45 \times 2,5 \times 5,42 = 16,10 \text{ t}$

(25 x 35) $\rightarrow 0,25 \times 0,35 \times 2,5 \times 46,78 = 10,29 \text{ t}$

(20 x 60) $\rightarrow 0,20 \times 0,60 \times 2,5 \times 8,25 = 2,48 \text{ t}$

(20 x 45) $\rightarrow 0,20 \times 0,45 \times 2,5 \times 5,5 = 1,24 \text{ t}$

$\underline{G = 30,95 \text{ t}}$

• Bris soleil :

$1,378 \times 2 \times 0,068 \times 2,5 = \underline{0,468 \text{ t}}$

• Murs extérieurs :

$G = \underline{26,05 \text{ t}}$

• Deux poteaux :

$6 \times 0,25 \times 0,45 = 0,675 \text{ m}^2$

$4 \times 0,25 \times 0,50 = 0,5 \text{ m}^2$

$4 \times 0,25 \times 0,55 = 0,55 \text{ m}^2$

$6 \times 0,25 \times 1,15 = 1,725 \text{ m}^2$

$= \underline{3,45 \text{ m}^2}$

$\Rightarrow G = 3,45 \times 1,53 \times 2,5 = \underline{13,20 \text{ t}}$

• Voiles

$2 (5,35 \times 0,2 \times 1,53 - 0,665 \times 0,2) \times 2,5 = 7,52 \text{ t}$

$(8,75 \times 0,2 \times 1,53 - 2 \cdot 0,64 \times 0,94 \times 0,2) \times 2,5 = 6,1 \text{ t}$

$\Rightarrow \underline{G = 13,62 \text{ t}}$

Poids total revenant au plancher terrasse

• Dalle hourdis 101,11 t

• Dalle pleine 7,75 t

• Acrotère 9,07 t

• Poutres 30,95 t

• Bris soleil 0,45 t

• Murs extérieurs 26,05 t

• Elements Poteaux 13,20 t

• Voiles 13,62 t

$G = 202,2 \text{ t}$

.. Poids total revenant au plancher courant

- o Dalle à hourdis $S = 171,9 \text{ m}^2$ $G = 94,20 \text{ t}$
- o Dalle pleine $S = 14,74 \text{ m}^2$ $G = 7,76 \text{ t}$
- o Poutres $G = 30,95 \text{ t}$
- o Murs extérieurs $G = 50,30 \text{ t}$
- o poteaux $G = 26,40 \text{ t}$
- o voiles $G = 28,45 \text{ t}$
- o Escaliers
 - Paliers $G = 2,2 \text{ t}$
 - Poutres Paliers $G = 1,33 \text{ t}$
 - Pailasse $G = 2,3 \text{ t}$
 - Marches $G = 3,0 \text{ t}$..... $G = 8,83 \text{ t}$

- donc le poids total revenant au plancher courant est:

$$G = 247 \text{ t.}$$

.. Evaluation des surcharges

- o Terrasse non accessible $P = 100 \text{ kg/m}^2$.
- o Plancher courant $P = 175 \text{ kg/m}^2$.
- o Escaliers $P = 250 \text{ kg/m}^2$.
- o Balcons $P = 350 \text{ kg/m}^2$.

**CALCUL DES
ELEMENTS**

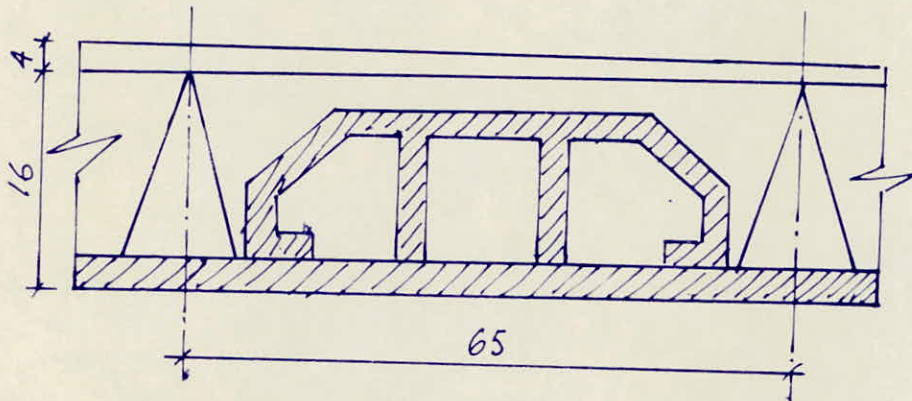
CALCUL DES ELEMENTS.

Calcul des poutrelles.

a) Poutrelles du plancher terrasse et plancher courant

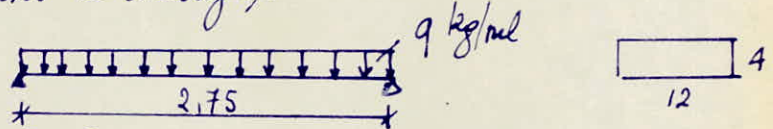
Pour ces 2 types de plancher on utilisera des corps creux (16+4). Les poutrelles utilisées sont préfabriquées sur chantier, elles seront calculées sous la sollicitation du 1^o genre 'G+1,2P'. Le calcul se fera en 2 étapes.

- Avant le coulage de la table de compression la poutrelle est considérée simplement appuyée supportant son poids propre le corps creux et la surcharge due aux manœuvres.
- Après le coulage la poutrelle travaillera comme poutre continue sur 3 appuis.



Première étape (avant le coulage).

Schema statique:



Evaluation de la charge q

- Poids propre de la poutrelle : $0,04 \times 0,12 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
 - Corps creux (16+4) : $0,65 \times 125 = 81 \text{ kg/ml}$
 - Surcharge prévues : $1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$
- $q = 213 \text{ kg/ml}$

• Moment en travée max :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{213 \times 2,75^2}{8} = 201,4 \text{ kgm}$$

• Effort tranchant max :

$$T = q \frac{l}{2} = \frac{213 \times 2,75}{2} = 293 \text{ kg}$$

Détermination des armatures

l'enrobage $d = 2 \text{ cm}$

Par la méthode de Charoy on aura :

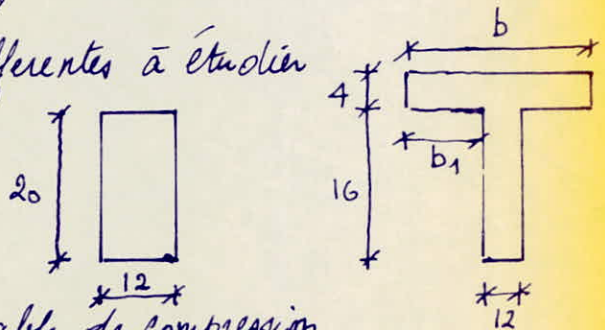
$$\mu = \frac{n M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 201,4 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times 2^2} = 2,248 \xrightarrow{\text{tableau}} K = 2,06$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{280}{137,6} = 2,034$$

$K < \bar{K}$ donc les armatures comprimées sont nécessaires. Et comme la section du béton est trop petite, on ne peut dans ce cas les placer, alors il est nécessaire de prévoir un échafaudage pour renforcer les poutrelles à supporter les charges avant le coulage de la table de comp.

Deuxième étape (après le coulage)

- Dans ce cas là on a 2 sections différentes à étudier
- section d'appui (rectangulaire)
 - section médiane (en T)



• Détermination de la largeur de table de compression

- $b_1 \leq l/2$ l : distance entre faces les plus proches de 2 nervures voisines
- $b_1 \leq \frac{L}{10}$ L : portée libre de la nervure entre nus d'appuis
- $b_1 \leq (6-8)h_0$ h_0 : hauteur de la table de compression

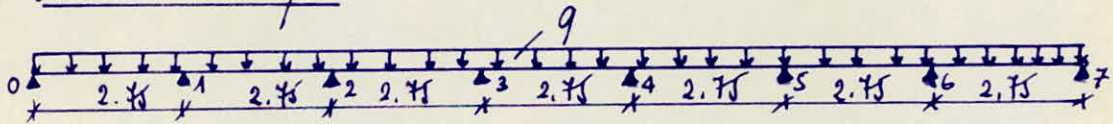
$$l = 65 - 12 = 53 \text{ cm} \quad b_1 \leq 53/2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$L = 2,75 \text{ m} \quad b_1 \leq 275/10 = 27,5 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad b_1 \leq 7h_0 = 28 \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ $b = 2b_1 + 12 = 65 \text{ cm}$

• Schema statique



a) Calcul des efforts agissant sur la poutrelle

Plancher terrasse: $G = 541 \text{ kg/m}^2$ $G + 1,2P = 661 \text{ kg/m}^2$
 $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Plancher courant: $G = 548 \text{ kg/m}^2$ $G + 1,2P = 758 \text{ kg/m}^2$
 $P = 175 \text{ kg/m}^2$

b) Calcul des moments fléchissants max et efforts tranchants

- Moments aux appuis:

On utilisera la méthode des 3 moments

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

Pour une charge uniformément répartie $\varphi_c = -\varphi_w = -\frac{q l^3}{24EJ}$

Comme les travées sont égales donc on a une symétrie des appuis et par conséquent on aura :

$$\begin{aligned} M_0 &= M_7 = 0 \\ M_1 &= M_6 \\ M_2 &= M_5 \\ M_3 &= M_4 \end{aligned}$$

d'où le système d'équation

$$\begin{cases} l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 = -\frac{q l^3}{2} \\ l_2 M_1 + 2(l_2 + l_3) M_2 + l_3 M_3 = -\frac{q l^3}{2} \\ l_3 M_2 + 2(l_3 + l_4) M_3 + l_4 M_4 = -\frac{q l^3}{2} \end{cases}$$

$$l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = l_5 = l_6 = l_7 = 2,78 \text{ m}$$

la charge q répartie revenant à la poutrelle est égale à :

$$q = Q \times 0,65 \quad \text{avec} \quad Q = G + 1,2P$$

1°) Plancher terrasse :

$$q = 661 \times 0,65 = \underline{430 \text{ kg/ml}}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad M_0 &= M_7 = 0 \\ M_1 &= M_6 = -344 \text{ kg m} \\ M_2 &= M_5 = -252 \text{ kg m} \\ M_3 &= M_4 = -278 \text{ kg m} \end{aligned}$$

2°) Plancher courant

$$q = 758 \times 0,65 = 493 \text{ kg/ml}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad M_0 &= M_7 = 0 \\ M_1 &= M_6 = -394 \text{ kg m} \\ M_2 &= M_5 = -289 \text{ kg m} \\ M_3 &= M_4 = -315 \text{ kg m} \end{aligned}$$

- Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_i \frac{x}{l}$$

$M_0(x)$: M^t à l'abscisse x de la travée isostatique.

$M(x)$: M^t à l'abscisse x de la travée hyperstatique.

$$M_0(x) = \frac{q l x}{2} - \frac{q x^2}{2}$$

- Efforts tranchants

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$T(x) = \frac{q l}{2} - q x + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}$$

le moment est max pour $T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{q l}$

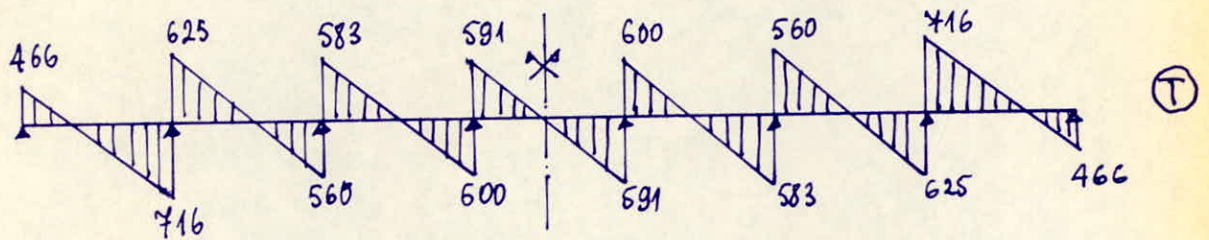
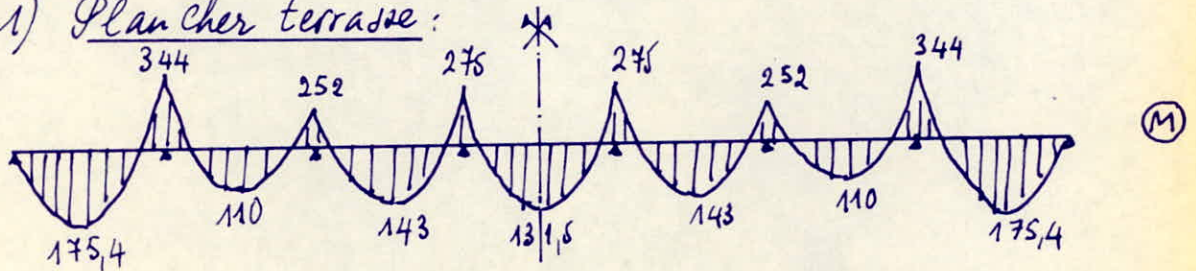
l'effort tranchant est max aux appuis ($x=0$) et ($x=l$)

$$T(x=0) = q \frac{l}{2} + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}$$

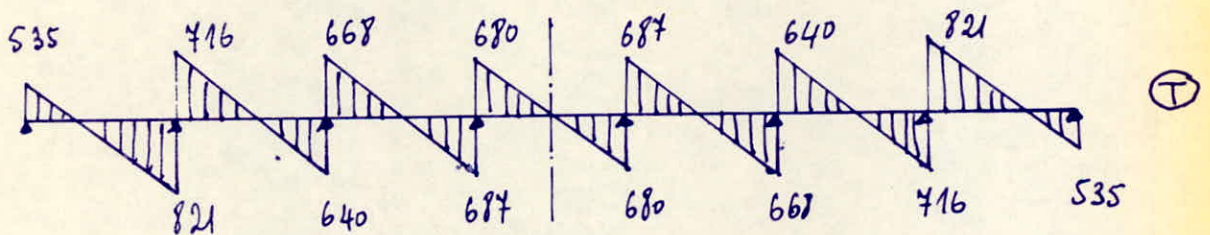
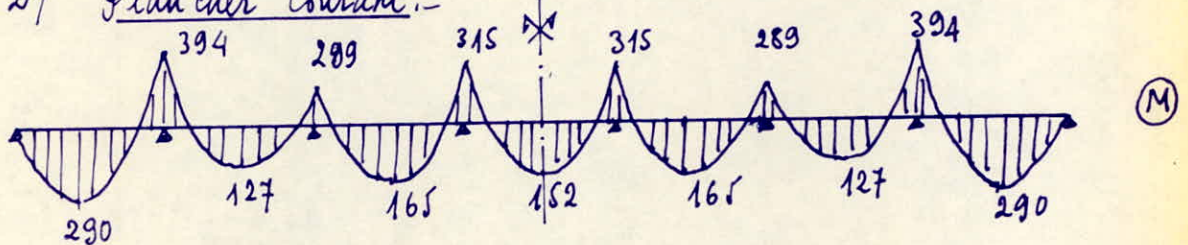
$$T(x=l) = -q \frac{l}{2} + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}$$

d'où le diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants.

1°) Plancher terrasse:



2°) Plancher courant:



Ferraillage des poutrelles.

Le ferraillage des poutrelles du plancher courant sera adopté pour celui du plancher terrasse car :

- Les poutrelles du plancher courant et celle du plancher terrasse ont les mêmes caractéristiques géométriques.
- Les efforts en travers (resp. aux appuis) sont plus importants dans le plancher courant que dans le plancher terrasse.

donc les poutrelles seront ferraillées avec les efforts suivants :

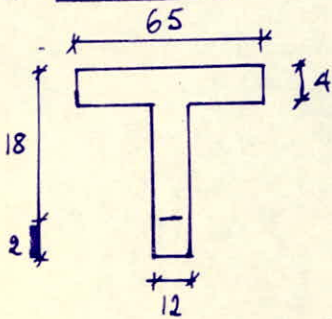
$$M_t = 290 \text{ kgm}$$

$$M_a = 394 \text{ kgm}$$

$$T = 821 \text{ kg}$$

Calcul des armatures longitudinales.

- En travée



$$M_t = 290 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 29000}{2800 \times 65 \times 18^2} = 7,4 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 0,0074 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \epsilon = 0,9612 \\ K = 114 \\ \alpha = 0,1163 \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

$$y = \alpha h = 0,1163 \times 18 = 2,09 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on considère donc une section rectangulaire de $[65 \times 20]$.

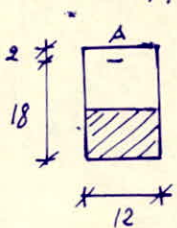
$$K = 114 > \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = \frac{2800}{137,6} = 20,34 \text{ donc les armatures comprimées}$$

ne sont pas nécessaires.

La section des armatures tendues est donnée par la méthode de CHARON.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{29000}{2800 \times 0,9612 \times 18} = 0,60 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{3H10 = 2,35 \text{ cm}^2}$$

- Aux appuis



$$M_a = 394 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 39400}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,0543$$

$$\mu = 0,0543 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \epsilon = 0,9027 \\ K = 36,4 \\ \alpha = 0,2958 \end{cases}$$

$K > \bar{K}$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{39400}{2800 \times 0,9027 \times 18} = 0,87 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{1H4 12 = 1,13 \text{ cm}^2}$$

Vérification

• Condition de non fragilité du béton

- En travée : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b'} = 0,69 \times 65 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 1,13 \quad (2,35 > 1,13)$

- Aux appuis : $A \geq 0,69 \times 12 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 0,21 \quad (1,13 > 0,21)$

.. Verification des contraintes. -

En travée

$$\tilde{\omega} = \frac{\eta}{15} \cdot \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \times 2,35}{65 \times 18} = 0,2$$

$$\tilde{\omega} = 0,2 \xrightarrow{\text{Tab}} K = 54,06 ; \epsilon = 0,9276$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{29000}{2,35 \times 0,9276 \times 18} = 739 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{h K} = \frac{439}{54,06} = 13,67 < \bar{\sigma}'_b$$

Aux appuis

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8916 \\ K = 31,12 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{39400}{1,13 \times 0,8916 \times 18} = 2172,58 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2172,58}{31,12} = 69,81 < \bar{\sigma}'_b$$

Verification de la fleche

On verifie la fleche pour la 1^o travée, car elle donne des efforts plus défavorables.

C'article 58-4 du CCBA nous dispense de la verification de la fleche si les 3 conditions suivantes sont remplies.

$$1^o) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{20}{275} = 0,073 > \frac{1}{15} \frac{290}{406,5} = 0,048$$

$$2^o) \tilde{\omega}_0 = \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}} \quad \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,008 \leq \frac{36}{4200} = 0,008$$

$$3^o) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \frac{20}{275} = 0,073 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

avec $M_t = M^t$ flechissant max en travée

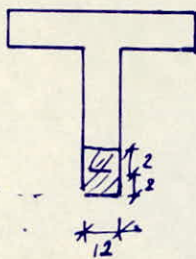
$M_0 = M^t$ flechissant isostatique

$b_0 =$ largeur de la nervure

$\bar{\sigma}_{en} =$ limite d'élasticité nominale des aciers tendus

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

Verification de la fissuration



$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad B_f = 2 \times 2 \times 12 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{2,35}{48} = 0,049$$

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

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissuration nuisible}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} , \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \eta \bar{\omega}_f}{\phi \sqrt{1 + 10 \bar{\omega}_f}} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \cdot 0,049}{10 \sqrt{1 + 0,49}} = 7893$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \bar{\sigma}_b \eta}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,049}{10}} = 2856$$

$$\bar{\sigma}_f = \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 7893 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cn} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800; \bar{\sigma}_f = 7893\right) = \underline{2800 \text{ kg/cm}^2}$$

Vérification de l'adhérence

La contrainte d'adhérence vis à vis de l'entraînement des barres est:

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{P \cdot z} \quad \begin{array}{l} T = \text{effort tranchant max} \\ P = \text{Périmètre utile de l'armature} \end{array}$$

$$T = 821 \text{ kg}$$

$$P = 3\pi\phi = 3\pi \cdot 1 = 9,42 \text{ cm}$$

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

$$\bar{\sigma}_d = \frac{821}{9,42 \times 15,75} = 5,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d$$

Calcul des armatures transversales

$$T_{\max} = 821 \text{ kg}$$

la contrainte de cisaillement

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{821}{12 \times \frac{7}{8} \cdot 18} = 4,344 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Aux appuis: } \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,8 < \bar{\sigma}'_b = 69,81$$

on a donc la vérification suivante

$$\bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{69,81}{68,8}\right) 5,9 = 20,56 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures droites transversales suffisent

On choisit des cadres $\phi 6$ ($A_L = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$).

Contrainte admissible des armatures transversales

On suppose qu'il n'y a pas de reprise de bétonnage

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en} \text{ avec } \bar{\sigma}_{at}: \text{contrainte de traction adm des arm. transversales d'âme.}$$

$$f_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,344}{9 \times 5,9} = 0,92 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,92 \times 2400 = 2208,00 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement admissible \bar{t}

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = h(1 - 0,3 \frac{\gamma_b}{\gamma_s}) = 18(1 - 0,3 \frac{4,344}{5,9}) = 14,02 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2h = 3,6 \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{t} = 14,5 \text{ cm}$$

L'espacement des crans successifs des armatures transversales est donné par

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{0,56 \times 2208 \times 7 \times 18}{8 \times 821} = 23,72 \text{ cm}$$

$t > \bar{t}$ donc on prendra $t = 14 \text{ cm}$

ferraillage de la table de compression:

L'hourdis est armé d'un quadrillage de barres pour:

- limiter les risques de fissuration par retrait
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites
- Réaliser un effet de repartition entre nervures voisines des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

des dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser:

- 20 cm pour les armatures \perp aux nervures.
- 33 cm pour les armatures \parallel aux nervures.

On prendra un treillis soudé $\phi 6$ à maille 20×20 cad (5 mailles) pour les 2 sens.

En plus on doit vérifier les sections d'armatures sachant que l_x (l'écartement entre axes des nervures) ont compris entre 50 et 80 cm

Vérification

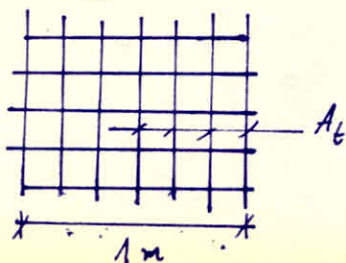
$$A_{\perp} \geq \frac{43 l_x}{5 l_n} \quad l_n = 65 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{43 \times 65}{5 \times 100} = 0,537 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp} = 5 \times \phi 6 = 5 \times 0,28 = 1,4 \text{ cm}^2$$

les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section par mètre linéaire

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,4}{2} = 0,7 \text{ cm}^2$$



Plancher sur vide sanitaire (RDC).

Pour ce type de plancher on adoptera selon les reglements en vigueur une dalle de compression d'epaisseur minimale égale à

$$G = 548 + 50 = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 175 \times 1,2 = 210 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 810 \text{ kg/m}^2$$

La charge revenant à la poutrelle est de :

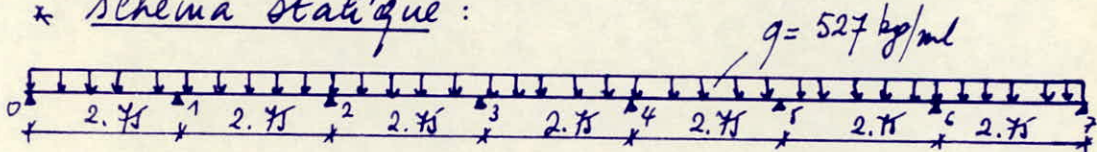
$$q = 810 \times 0,65 = 527 \text{ kg/ml}$$

Calcul des moments et efforts tranchants.

Même procédé de calcul comme précédemment.

- Moments aux appuis

* schema statique :



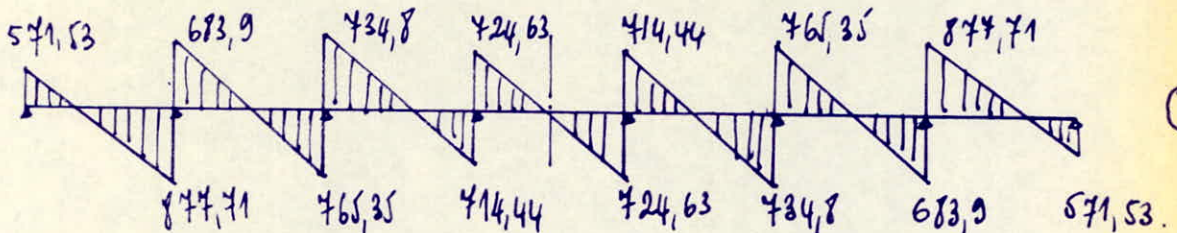
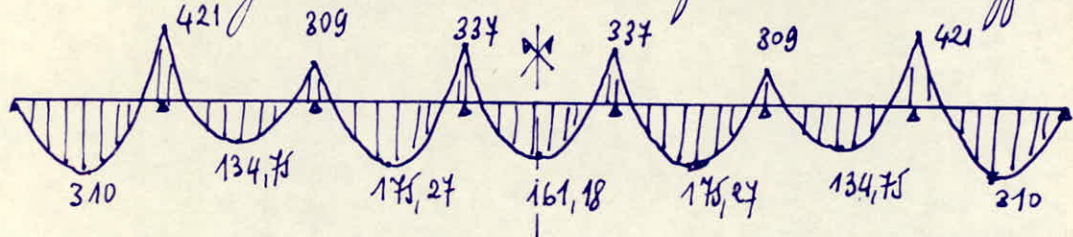
$$M_0 = M_7 = 0$$

$$M_1 = M_6 = -421 \text{ kgm}$$

$$M_2 = M_5 = -309 \text{ kgm}$$

$$M_3 = M_4 = -337 \text{ kgm}$$

d'où le diagramme des moments flechissants et des efforts tranchants



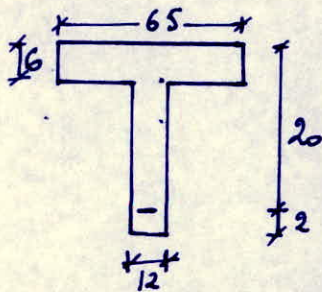
Ainsi la poutrelle sera calculée avec les efforts suivants

$$M_{\text{max en travée}} \quad M_t = 310 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{max aux appuis}} \quad M_a = 421 \text{ kgm}$$

$$\text{Efforts tranchants max} \quad T_{\text{max}} = 877,71 \text{ kg}$$

calcul des armatures longitudinales.



• En travée:

$$M = 310 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 31000}{2800 \times 65 \times 20^2} = 0,00638$$

$$\mu = 0,00638 \xrightarrow{\text{tab}} K = 123,1 \quad E = 0,9638$$

$$y = \alpha h = 0,1086 \times 20 = 2,172 \text{ cm} < G$$

donc l'axe neutre tombe dans la table de compression donc la section est équivalente au point de vue calcul à une section rectangulaire [65x22].

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{31000}{2800 \times 0,9638 \times 20} = 0,57 \text{ cm}^2. \text{ soit } \underline{2 \text{ HA } 10} \text{ (1,57 cm}^2\text{)}.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{123,1} = 22,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,6 \text{ kg/cm}^2.$$

• Aux appuis..

$$M = 421 \text{ kgm.}$$

$$\mu = 0,047 \rightarrow K = 39,7 \quad E = 0,9086$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{39,7} = 70,53 \text{ kg/cm}^2 < 137,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{42100}{2800 \times 0,9086 \times 20} = 0,827 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{1 \text{ HA } 12} \text{ (1,13 cm}^2\text{)}.$$

Verification

- en diton de non fragilité du béton.

$$\text{En travée } A = 1,57 \geq 0,69 b h \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{en} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis } A = 1,13 \geq 0,69 b h \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{en} = 0,23 \text{ cm}^2$$

- Contraintes..

$$\text{En travée: } \bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0,1207 \rightarrow K = 71,5 \quad E = 0,9422$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A E h} = \frac{31000}{1,57 \times 0,9422 \times 20} = 1047,82 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1047,82}{71,5} = 14,65 < \bar{\sigma}'_b = 137,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Aux appuis: $\bar{\omega} = \frac{100A}{b_0 h} = 0,4708 \rightarrow K = 33,08 ; \epsilon = 0,8960$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A E \epsilon} = \frac{42100}{1,13 \times 0,896 \times 20} = 2079,05 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2079,05}{33,08} = 62,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification à la flèche

- $\frac{h_t}{l} = \frac{22}{275} = 0,08 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \frac{31000}{49817} = 0,041$
- $\frac{A}{b_0 h} = \frac{1,57}{12 \times 20} = 0,0065 < \frac{36}{\bar{\sigma}_{cm}} = \frac{36}{4200} = 0,008$
- $\frac{h_t}{l} = \frac{22}{275} = 0,08 > \frac{1}{22,5} = 0,044$

Les 3^o conditions sont vérifiées donc on doit se dispenser de la justification de la rigidité.

Vérification à la fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_f}{\phi} \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{12 \times 4} = 0,0327$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{K \eta \bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 5914,1 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_2 = 2855,89 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_f = \max(\bar{\sigma}_1 ; \bar{\sigma}_2) = 5914,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cm} ; \bar{\sigma}_f) = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification à l'adhérence

$$\bar{\tau}_d = \frac{T}{P \bar{z}} = \frac{844,71}{2\pi \cdot 1 \times 78 \cdot 20} = 7,98 \text{ kg/cm}^2.$$

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

$$\bar{\tau}_d = 7,98 < 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul des armatures transversales.

$$T_{max} = 844,71 \text{ kg.}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b_0 \bar{z}} = \frac{844,71}{12 \times 78 \times 20} = 4,18 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_b' > \bar{\tau}_b = 62,82 \text{ kg/cm}^2$ on a donc la vérification suivante

$$\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK.}$$

donc les armatures transversales droits suffisent et on choisira des cadres $\phi 6$ ($A_t = 0,56 \text{ cm}^2$)

Contrainte admissible des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en} \quad \text{avec } \rho_a = 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,18}{9 \cdot 5,9} = 0,921.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,921 \cdot 2400 = 2210,4 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement des armatures transversales

$$t \leq \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \cdot 17,5 \times 2210,4}{877,71} = 24,68 \text{ cm}$$

espacement admissible:

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 20 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{4,18}{5,9}\right) = 15,75 \\ t_2 = 0,2h = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\bar{t} = 15,75 \text{ cm}$$

On adopte un espacement $t = 15 \text{ cm}$.

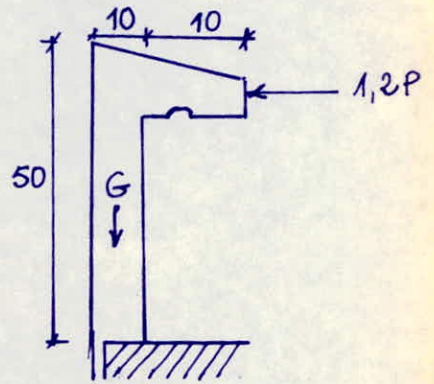
Ferraillage de la table de compression

On adopte un treillis soudé $\phi 6$ à maille 20×20 de la même manière que celle du plancher courant.

CALCUL DE L'ACROTERE

Dimension de l'acrotère :

- épaisseur $e = 10 \text{ cm}$
- hauteur $h = 50 \text{ cm}$
- largeur $l = 100 \text{ cm}$

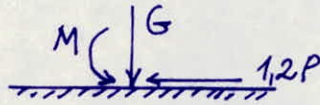
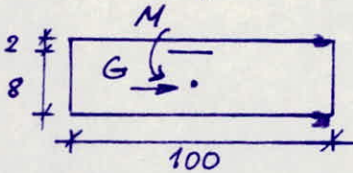


On assimile l'acrotère à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Au niveau de l'encastrement on a les efforts maximaux.

- Poids propre $G = (0,1 \times 0,5 + 0,1 \times 0,1) \times 2500 = 140 \text{ kg/ml}$
- Surcharge majorée due à la main courante $P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/ml}$.

Le calcul se fera donc pour 1 mètre linéaire, on considère une section rectangulaire de (100×10) soumise à la flexion composée.



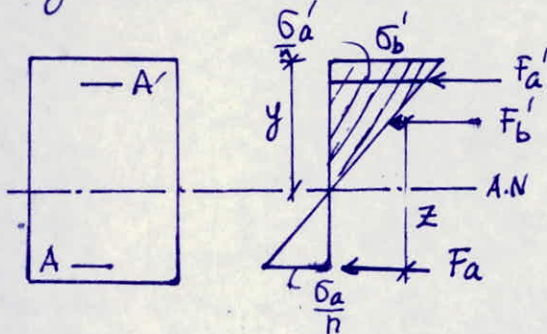
$$M_e = 1,2Ph = 120 \times 0,5 = 60 \text{ kgm/ml}$$

$$N = G = 140 \text{ kg/ml}$$

$$\text{l'excentricité } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60}{140} = 0,4 \text{ m}$$

$$e = \frac{h_t}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m} \quad e_0 > e \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

Diagramme des contraintes :



Moment résistant du béton

$$M_{Rb} = f_b' z = \frac{1}{2} \gamma b \sigma_b' z$$

$$z = \alpha h \text{ avec } \alpha = \frac{\sigma_b'}{\sigma_b' + \sigma_a} = \frac{137,6}{137,6 + \frac{2800}{15}} = 0,42$$

$$z = h - \frac{\gamma}{3} = h \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = \frac{2}{3} h = 6,87$$

$$M_{Rb} = \frac{1}{2} \cdot 137,6 \times 100 \times 0,42 \times 8^2 \times 0,86 = 159993,35 \text{ kg cm}$$

Moment P/p aux aciers tendus.

$M_A = N y_A$ avec $y_A =$ distance entre le centre de gravité des aciers tendus et le centre de pression

$$y_A = l_0 + \frac{ht}{2} - d$$

$$= 40 + 5 - 2 = 43 \text{ cm}$$

$$M_A = 140 \times 43 = 6020 \text{ kgcm}$$

$M_{Rg} \gg M_A$ donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Calcul des aciers tendus.

On calculera la section en flexion simple sous l'effet du moment M_A (M^t P/p aux aciers tendus) puis on déduit la section en flexion composée.

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad \mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6020}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,005 \rightarrow K = 134,7$$

$$\epsilon = 0,9666$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{6020}{2800 \times 0,9666 \times 8} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,28 - \frac{140}{2800} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Verification

• Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} = 0,69 \cdot 100 \times 8 \times \frac{5,9}{420} = 0,78$$

$A \geq 0,78 \text{ cm}^2$ on prendra donc 4 HA 6/ml $A_{re} = 1,13 \text{ cm}^2$
avec un espacement de 25 cm.

• Condition de non fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{1,13}{2 \times 100 \times 2} = 0,0028$$

$K = 1 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable.

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

$$\phi = 6$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_f}{\phi \sqrt{1 + 10 \bar{\omega}_f}} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0028}{6 \sqrt{1 + 0,028}} = 726,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\omega}_f}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0028}{6}} = 3010 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_f = \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3010 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cn}; \bar{\sigma}_f\right) = 2800 \text{ donc } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ (vérifié)}$$

Verification à l'effort tranchant

$$T + M/z = 120 - \frac{6000}{7/8} = -737,14 < 0$$

L'armature ne sera soumise à aucun effort de traction. Aucune verification sur la section A n'est necessaire.

Armatures de répartition

Elles sont utilisées pour résister aux effets dus au retrait du béton, car l'acrotère est exposé au soleil.

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0,28 \leq A_r \leq 0,56 \quad \text{on adopte } 2T6$$

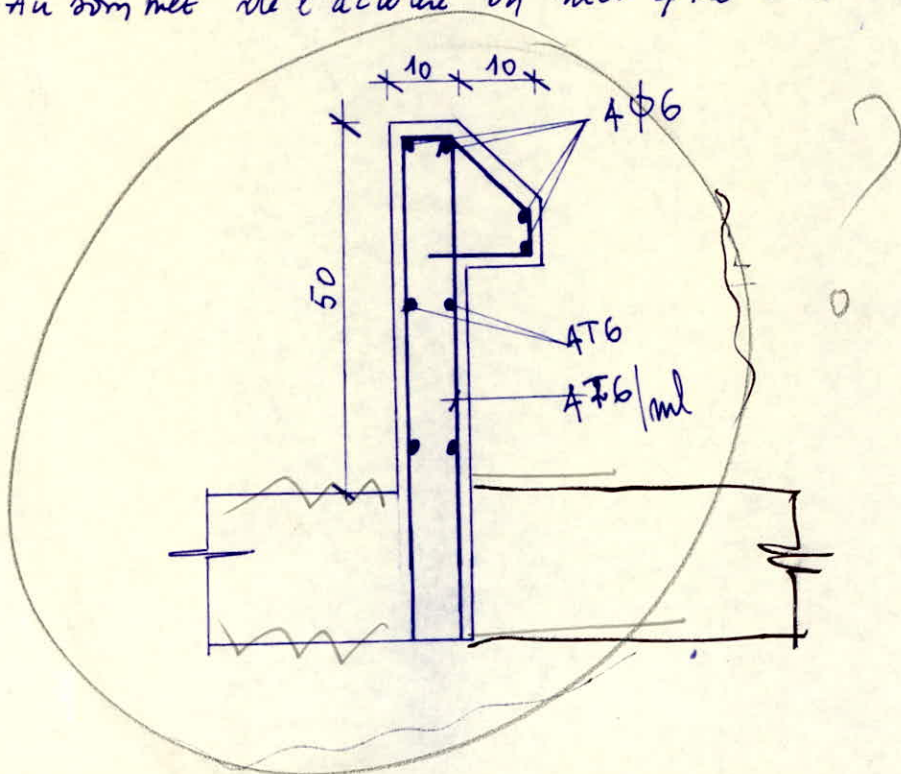
Armatures transversales.

$$T = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg} ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{120}{100 \times 7} = 0,17 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

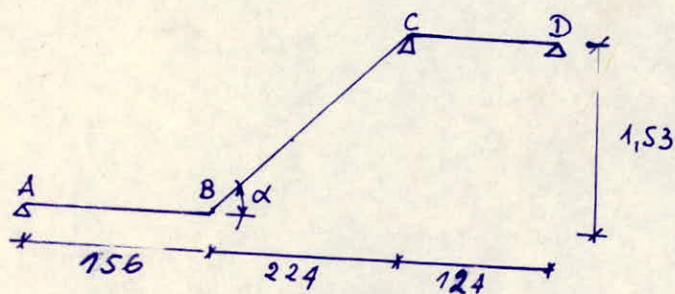
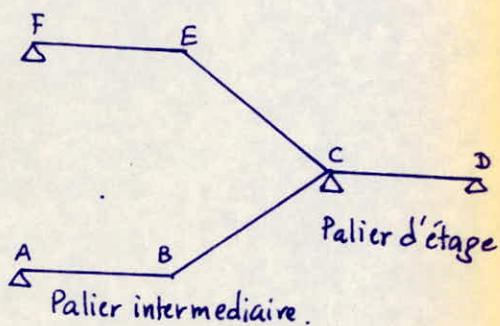
Remarque: Par la condition de non fragilité, la verification au sollicitation du 2° genre s'avère inutile, on fera alors les 2 faces symétriquement.

Au sommet de l'acrotère on met 4Φ6



CALCUL DES ESCALIERS

Les escaliers de notre bâtiment sont situés entre les voiles transversaux, pour lesquels on adopte le schéma statique suivant. On décompose l'escalier en 2 parties on étudiera la volée A.B.C.D et on adoptera le même ferrailage pour la volée D.C.E.F.



Détermination des caractéristiques géométriques.

$$\tan \alpha = \frac{1,53}{2,24} = 0,683 \rightarrow \alpha = 34,33^\circ \quad (\cos \alpha = 0,826)$$

on choisit $g = 27 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

- Condition de BLONDEL

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \rightarrow 59 \leq 27 + 2 \cdot 17 \leq 66$$

Détermination du nombre de marches.

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches. (Nbre de contre marches = 8)}$$

Détermination de l'épaisseur du palier et de la paillasse.

$$l/30 \leq e \leq l/20$$

$$l = 2,24 + 1,56 = 3,80 \text{ m}$$

$$12,67 \leq e \leq 19$$

on prend $e = 15 \text{ cm}$.

Détermination des charges et surcharges.

1°) Palier :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ dalle} : 0,15 \times 2,5 = 0,45 \text{ t/m}^2 \\ - \text{ Carrelage + mortier (3cm)} = 0,03 \times 2,2 = 0,066 \text{ t/m}^2 \\ - \text{ Enduit (1,5cm)} = 0,015 \times 1,8 = 0,027 \text{ t/m}^2 \\ - \text{ Surcharge} : 0,250 \times 1,2 = 0,30 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} q = 0,843 \text{ t/m}^2$$

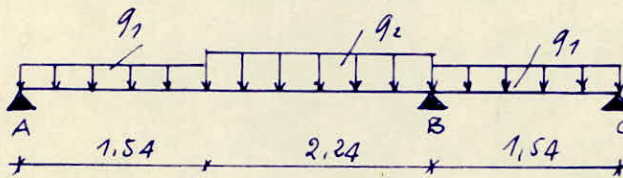
2°) Pailleuse :

- dalle : $\frac{0,18 \times 2,5}{0,826} = 0,545 \text{ t/m}^2$
 - Poids Propres des marches : $2,2 \times 0,17 = 0,187 \text{ t/m}^2$
 - Revêtement (carrelage + matière de pose) = $2,2 \times 0,03 \times \left(\frac{0,28+0,17}{0,28}\right) = 0,106 \text{ t/m}^2$
 - Enduit (1,5 cm) : $\frac{0,015 \times 1,8}{0,826} = 0,033 \text{ t/m}^2$
 - surcharge $0,25 \times 1,2 = 0,3 \text{ t/m}^2$
- $q = G + 1,2P = 1,171 \text{ t/m}^2$

Palier : $q = 0,843 \text{ t/m}^2$

Pailleuse : $q = 1,171 \text{ t/m}^2$

d'où le schéma statique suivant.

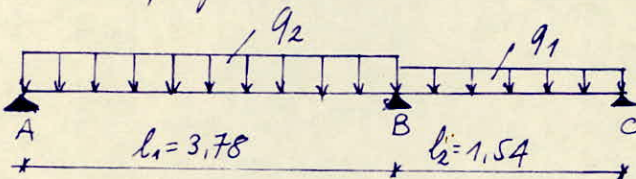


avec

$q_1 = 0,843 \times 1,40 = 1,18 \text{ t/ml}$

$q_2 = 1,171 \times 1,34 = 1,57 \text{ t/ml}$

Pour simplifier le calcul on utilise le schéma statique suivant



Par le théorème des 3 moments on a :

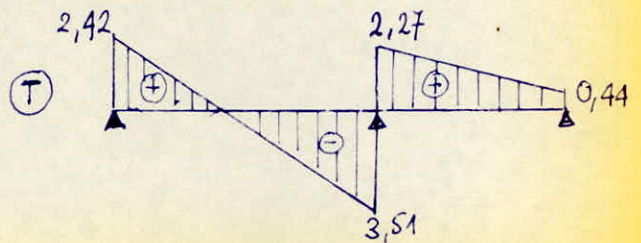
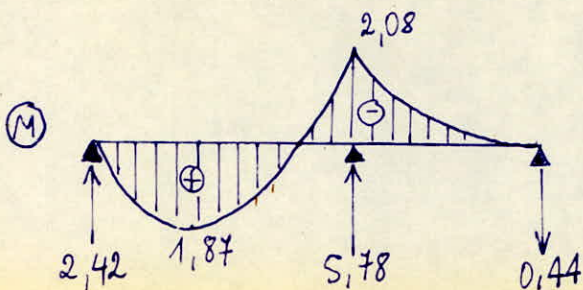
$$l_1 m_A + 2(l_1 + l_2) m_B + l_2 m_C = -6 \left[\frac{\omega_1 \alpha_1}{l_1} + \frac{\omega_2 \beta_2}{l_2} \right]$$

avec $\omega_1 = q_2 \frac{l_1^3}{12}$ et $\alpha_1 = \frac{l_1}{2}$ $m_A = m_C = 0$

$\omega_2 = q_1 \frac{l_2^3}{12}$ et $\beta_2 = \frac{l_2}{2}$

d'où $m_B = -\frac{1}{8(l_1 + l_2)} [q_2 l_1^3 + q_1 l_2^3] = -2,08 \text{ tm}$

$m_B = -2,08 \text{ tm}$



Détermination du ferraillage

1°) En travée AB

$$M = 1,87 \text{ tm}$$

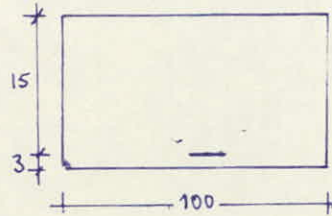
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0445$$

$$\varepsilon = 0,9108; K = 41$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{41} = 68,29 < \bar{\sigma}'_b = 137,6 \text{ kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 4,89 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{8T10/ml} \quad (\text{Arcelec} = 6,28 \text{ cm}^2)$$



Armatures de répartition

$$\frac{1}{4} A < A_r < \frac{1}{3} A \Rightarrow 1,57 < A_r < 2,09 \rightarrow \underline{4T8/ml} \quad (\text{Arcelec} = 2,01 \text{ cm}^2)$$

avec un espacement $t = 25 \text{ cm} < 3h = 45 \text{ cm}$.

Vérification

1°) Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 15 \times \frac{5,9}{4200} = 1,45 \text{ cm}^2$$

2°) Vérification de la flèche.

$$\frac{A}{b h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow 0,004 < 0,01$$

3°) Vérification des contraintes.

$$A = 6,28 \text{ cm}^2 \quad \omega = \frac{100 A}{b h} = 0,4187; \quad \varepsilon = 0,9012; \quad K = 35,4$$

$$M = 1,87 \text{ tm}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = 2203 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 62,22 \text{ kg/cm}^2 < 137,6 \text{ kg/cm}^2$$

4°) Contrainte de cisaillement

$$T = 3,51 \text{ t} \quad \tau_b = \frac{T}{b z} = 2,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}'_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

2°) Aux appuis.

$$M = 2,08 \text{ tm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0495 \quad \varepsilon = 0,9064; \quad K = 38,4$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 72,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{dnc } A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 5,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{8T10/ml} \quad (\text{Arecelle} = 6,28 \text{ cm}^2)$$

Armaturs de répartition

$$4T8/ml \quad t = 25 \text{ cm}$$

Toutes les vérifications sont satisfaites.

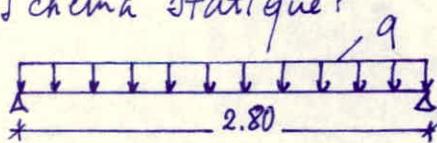
3°) Travée BC

On adoptera le même ferrailage que pour la travée AB.
fibre tendue supérieure: 8T10/ml.

Ferrailage des poutres paliers

a) P 20x30

Schema statique:

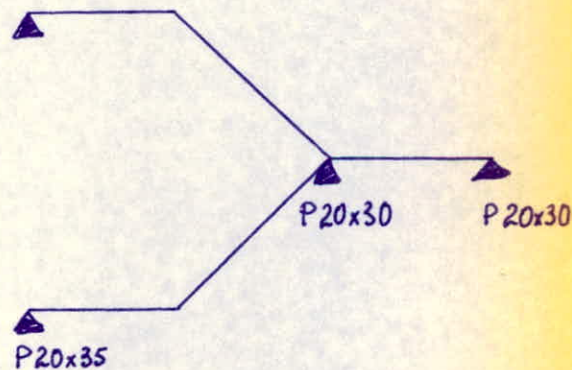


Charges revenant à la poutre

- P. Propre: 0,15 t/ml
- Charge du palier: 0,64 t/ml
- Charge de la pailleuse: 2,21 t/ml

$$q = 3 \text{ t/ml (G+1,2P)}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 2,94 \text{ tm.}$$



$$M_z = 0,85 M_0 = \underline{2,5 \text{ tm}}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = \underline{0,9 \text{ tm}}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \underline{4,2 \text{ t}}$$

Détermination du ferrillage

1°/ En travée $d = 3 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0919$$

$$K = 26,2 ; E = 0,8786$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 106,87 < \bar{\sigma}_b \quad A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 3,76 \text{ cm}^2$$

3T14 (4,62 cm²)

2°/ Sur appuis

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0331$$

$$K = 49 ; E = 0,9219$$

$$\bar{\sigma}'_b = 57 < \bar{\sigma}_b \quad A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 1,29 \text{ cm}^2$$

3T10 (2,35 cm²)

Vérifications

1°/ condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,52 \text{ cm}^2.$$

2°/ vérification de la flèche

$$\frac{A}{b h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow \frac{4,62}{20 \times 27} = 0,008 < 0,01$$

3°/ vérification des contraintes..

$$\omega = \frac{100 A}{b h} = 0,8556, E = 0,8684, K = 28$$

$$\omega = 0,4352 ; E = 0,8994, K = 34$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = 2308 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = 1577,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 100,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}'_b = \sigma_a / K = 46,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

4°/ contrainte de cisaillement.

$$\tau_{cb} = \frac{T_{max}}{b z} = \frac{4,2 \cdot 10^3}{20 \cdot 7/8 \cdot 27} = 8,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 46,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{br} = 68,8 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_{cb} < \bar{\tau}_b$ les armatures transversales droits suffisent.

soit (1 cadre + étriers) $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right)$$

$$\rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{8,89}{9 \cdot 5,9}\right) = \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3}; 0,832 \right) = 0,832$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,83 \cdot 2400 = 1992 \text{ kg/cm}^2.$$

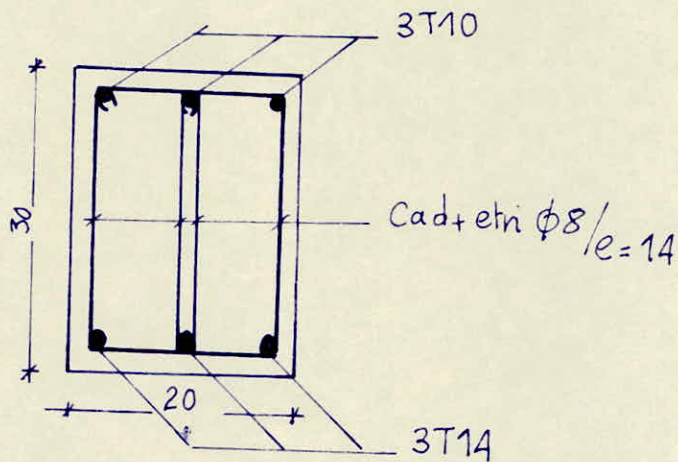
Espacement des armatures

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} f}{T} = \frac{2,01 \cdot 1992 \cdot 4/8 \cdot 27}{4,2 \cdot 10^3} = 22,52 \text{ cm}$$

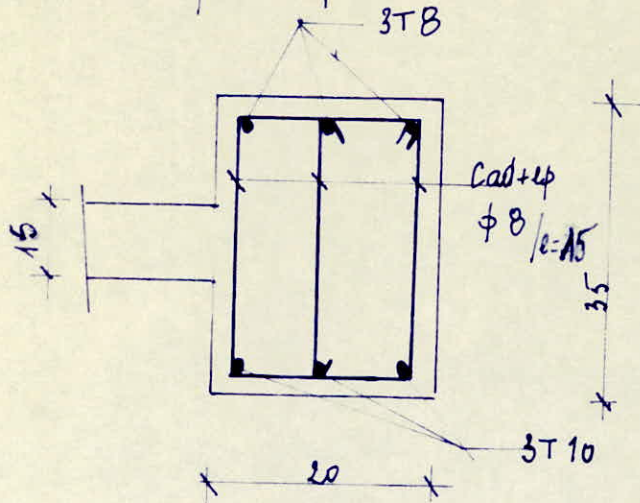
espacement admissible

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 0,2 \times 27 = 5,4 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,9 \frac{\sigma_b}{\sigma_b}\right) = 14,79 \text{ cm} \end{cases}$$

on adopte un espacement $t = 14 \text{ cm}$



Mêmes étapes de calcul et de vérification utilisées précédemment pour le calcul de la poutre palière 20x35.

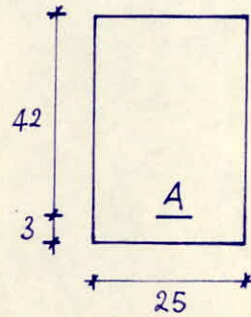
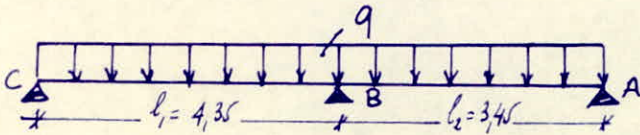


CALCUL DES POUTRES DU R.D.C.

on a (2) deux types de poutres :
 (25x45) transversalement ; (25x35) longitudinalement
 Elles seront ferrillées sous le 1° genre (G+1,2P)

I.- Poutre 25x45

schéma statique



Evaluation des charges

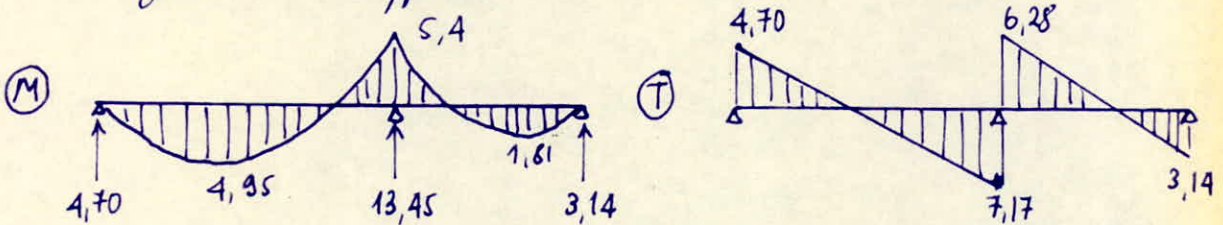
- dalle hourdis (16+6) ... $0,6 \times 3 = 1,8 \text{ t/ml}$
- Poids Propres ... $0,3 \text{ t/ml}$
- surcharge prévue ... $0,63 \text{ t/ml}$

$q = 2,73 \text{ t/ml}$

Par la méthode des 3 moments on obtient

$m_B = -5,4 \text{ tm}$

Diagramme des efforts



Détermination des armatures.

af Travée BC :

$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0,0601 \rightarrow \epsilon = 0,8984 ; K = 34,2 ;$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 81,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0 \quad A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 4,685 \text{ cm}^2$

on adopte 3T16 ($6,03 \text{ cm}^2$).

Toutes les vérifications sont satisfaites.

Armatures transversales : (cad + étrier) $\phi 10 / e = 25 \text{ cm}$.

b) Travée AB

$$\mu = \frac{15 \times 1,81 \cdot 10^5}{2800 \times 25 \times 42^2} = 0,022 \rightarrow \epsilon = 0,9351 ; K = 62 \rightarrow A = 0$$

$$A = 1,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10 \quad (2,35 \text{ cm}^2)$$

Toutes les vérifications ont satisfaites.

Armatures transversales :

(1 cad + étrier) $\phi 10 / 20$

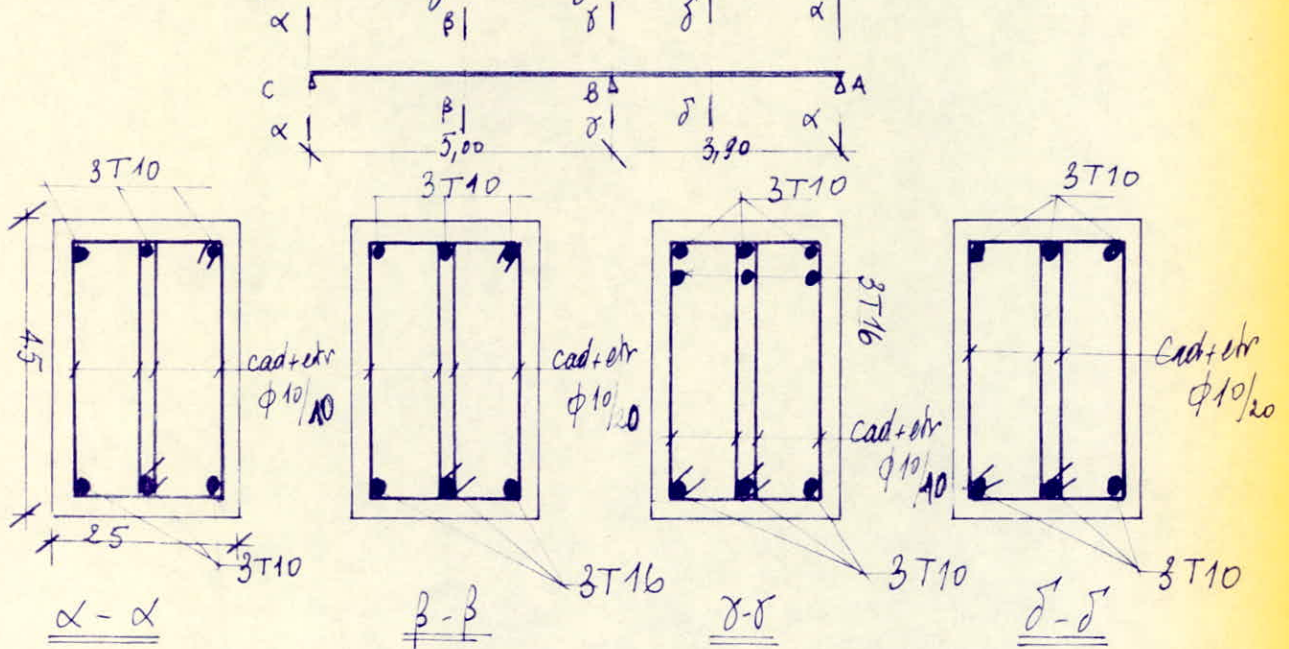
c) Aux appuis (B)

$$M = 5,4 \text{ tm} ; \mu = 0,0656 ; \epsilon = 0,8945 ; K = 32,4 \rightarrow A' = 0$$

$$A = 5,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T16 \quad (6,03 \text{ cm}^2)$$

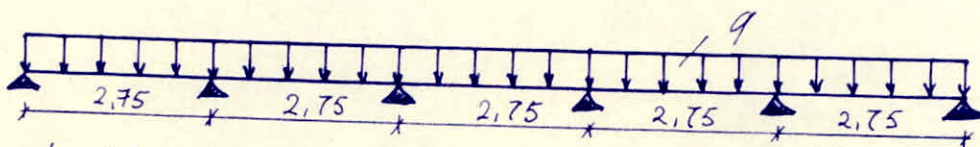
Toutes les vérifications ont satisfaites.

NB: les appuis A et C sont ferrillés forfaitairement avec $M = 0,3M_0$
 M adopte un ferrillage suivant 3T10.



II. - Poutres 25x35

schema statique



Evaluation des charges

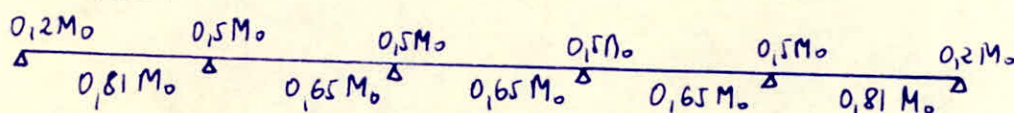
Poids Propres : $0,25 \times 0,35 \times 2,5 = 0,22 \text{ t/ml}$

Plancher hourdis : $0,65 \times 0,6 = 0,39 \text{ t/ml}$

Plancher dalle : $0,66 \times 0,54 = 0,36 \text{ t/ml}$

$0,97 \text{ t/ml} \approx 1 \text{ t/ml}$

D'après l'article 55.3 du CCBA 68 on a le schéma statique suivant.



avec $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1 \cdot \frac{2,75^2}{8} = 0,95 \text{ tm.}$

$0,2 M_0 = 0,19 \text{ tm.}$
 $0,81 M_0 = 0,77 \text{ tm.}$
 $0,65 M_0 = 0,67 \text{ tm.}$
 $0,50 M_0 = 0,47 \text{ tm.}$

Ces moments la donnent un ferrailage inférieur au ferrailage minimum imposé par le RPA qui est de 0,3%.

$\left[\frac{0,3 \times 0,25 \times 0,35}{100} = 2,63 \text{ cm}^2 \right]$

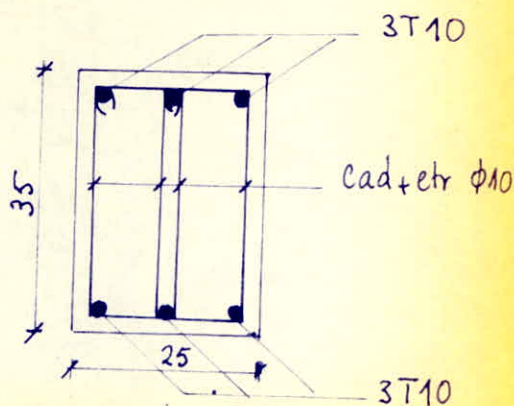
Soit 3T10 filants. $A = A' = 2,34 \text{ cm}^2$

Armatures transversales:

on adopte un cadre + un étrier $\phi 10$ espacés:

en zone hors nodale $s' = 15 \text{ cm}$

en zone nodale $s = 8 \text{ cm}$



CALCUL DES DALLES PLEINES

on a à calculer 2 types de dalles

1° type : $1,32 \times 2,75$.

2° type : $0,70 \times 2,75$.

Elles ont une épaisseur de 10 cm et sont appuyées sur les 4 côtés

a) Type 1.

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,32}{2,75} = 0,48$$

$$0,4 < \beta < 1$$

$$\beta_1 = 0,48 \rightarrow$$

$$\mu_x = 0,09994$$

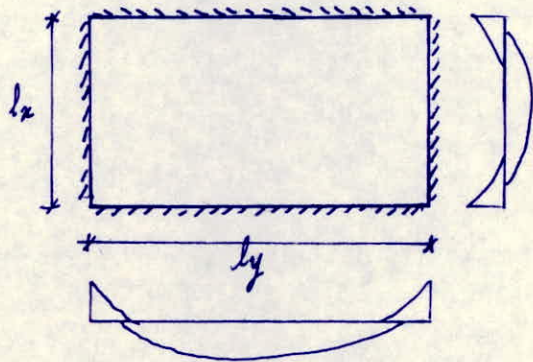
$$\mu_y = 0,2885$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,09994 \times 1,32^2 q = 0,1749 q$$

$$M_x = 0,1749 q$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,2885 \times 0,1749 q = 0,05029 q$$

$$M_y = 0,05029 q$$



Evaluation de la charge

① Plancher terrasse

$$q = Q_1 + 1,2P = 526 + 1,2 \times 100 = 646 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \begin{cases} M_x = 112,4 \text{ kgm/ml} \\ M_y = 32,5 \text{ kgm/ml} \end{cases}$$

② Plancher courant.

$$q = Q_2 + 1,2P = 533 + 1,2 \cdot 350 = 953 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \begin{cases} M_x = 166 \text{ kgm/ml} \\ M_y = 48 \text{ kgm/ml} \end{cases}$$

b) Type 2.

$$\beta_2 = 0,255 < 0,4$$

à partir de l'abaque de Pigeaud on tire

$$M_1 = 0,0308$$

$$M_2 = 0,003.$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q = 0,031125 q.$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q = 0,0076 q.$$

Plancher terrasse \rightarrow $M_x = 20 \text{ kgm/ml}.$
 $M_y = 5 \text{ kgm/ml}.$

Plancher courant \rightarrow $M_x = 30 \text{ kgm/ml}.$
 $M_y = 7 \text{ kgm/ml}.$

Pour le 1^o type on adopte le ferrailage du plancher courant.

$$M_x = 166 \text{ kgm/ml.}$$

$$M_y = 48 \text{ kgm/ml.}$$

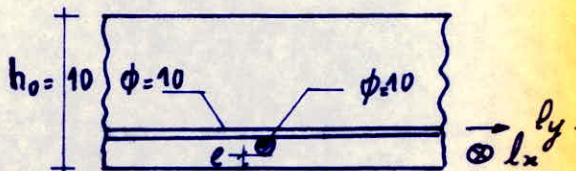
① calcul des hauteurs utiles

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$h_y = h_0 - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) = 7,5 \text{ cm}$$

$$h_x = h_0 - \left(\frac{\phi}{2} + e\right) = 8,5 \text{ cm.}$$



② Calcul des armatures dans le sens de l'y a/ Entravée.

$$M_t^y = 48 \text{ kgm/ml.} \quad ; \quad z = \frac{7}{8} h_y = 6,56 \text{ cm}$$

$$A_z^t = \frac{M_t^y}{\sigma_a \frac{7}{8} h_y} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on adopte 5T10 (Arelle} = 3,92 \text{ cm}^2)$$

③ Calcul des armatures dans le sens de l'x

$$M_t^x = 166 \text{ kgm/ml} \quad z = 7,43 \text{ cm}$$

$$A_z^t = \frac{M_t^x}{\sigma_a \frac{7}{8} h_x} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on adopte 5T10}$$

④ Verification des conditions de non fragilité.

o Armatures inférieures // l'x.

$$A_0 = 3,92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_1 = 1,2 A_0 = 4,70 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_2}{bh_s} = 0,69 \frac{2-8}{2} \frac{\sigma_b}{\sigma_a} = 0,00073 \rightarrow A_2 = 0,626 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max [A_0; \min(A_1; A_2)] = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

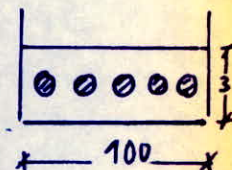
$$- \frac{A_0}{bh_0} > \frac{1,2}{\sigma_{ls-2200}} = 6 \cdot 10^{-4} \quad \text{OK.}$$

⑤ Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K \gamma \bar{\omega}_f}{\phi \frac{1+10 \bar{\omega}_f}{8 f}} \quad ; \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,92}{3 \times 100} = 0,013$$

$$= 10^6 \frac{1,6}{10} \cdot \frac{0,013}{1,13} = 1840,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \gamma \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2332 \text{ kg/cm}^2.$$



$$\sigma_f = \max(\sigma_1; \sigma_2) = 2332 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{e1} = 2332 \rightarrow 2332 = \sigma_a \right.$$

⑥ Vérification des contraintes.

$$M = 166 \text{ kgm/ml} \quad \bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \times 8,5} = 0,461$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 \quad K = 33,5 \quad \epsilon = 0,8969.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A\epsilon h} = \frac{16600}{3,92 \cdot 0,8969 \times 8,5} = 555,47 < \bar{\sigma}_a = 2332 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{555,47}{33,5} = 16,6 < \bar{\sigma}'_b = 137,6 \text{ kg/cm}^2.$$

b/ aux appuis

$$M_a = 0,5M = 0,5 \times 166 = 83 \text{ kgm/ml}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_a \cdot \beta h} = \frac{83 \cdot 100 \times 8}{2800 \times 7 \times 8,5} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 5T10/ml.

Ce même ferrillage sera adopté pour le 2^o type de dalle pour les 2 planches (courant, terrasse).

**ETUDE AU
S'EISME**

Introduction

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

La connaissance de la nature des sources sismiques ainsi que les lois de propagation des ondes n'est qu'une étape vers la détermination du risque sismique, le problème principal étant celui de l'identification des mouvements au niveau du sol.

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme se mettent principalement sous la forme d'un accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps; on peut de même enregistrer la vitesse ou le déplacement. (En général les secousses telluriques durent environ 30 secondes)

On lit sur l'accélérogramme l'accélération max du sol, paramètre important pour la définition du risque sismique. Il convient de noter qu'en un point du sol donné, les mouvements lors d'un séisme s'effectuent dans toutes les directions à l'horizontale comme à la verticale.

Le RPA ne prévoit que le système de forces horizontales et le système de couple de torsion d'ensemble (le système de forces verticales étant considéré implicitement des combinaisons $0,8G \pm 5I$).

Dans notre étude, la détermination de la force sismique sera faite par application à la structure d'un système de force statique supposé engendrer les mêmes effets max que les actions sismiques.

Etude dynamique:

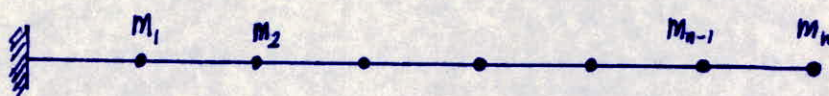
Le RPA impose une étude dynamique si une des conditions de l'article 3.2.1.1 n'est pas vérifiée. Notre structure ne présente pas des irrégularités en plan et en élévation; l'étude dynamique n'est pas rigoureusement nécessaire. Mais nous jugeons qu'il est plus intéressant de la faire en se bornant uniquement à la recherche de la période.

Introduction:

L'important, dans le calcul dynamique, est de choisir un modèle mathématique qui doit refléter aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure.

a) Choix du modèle mathématique

- Pour les structures dont les dimensions en plan sont importantes (≥ 40 m) le modèle mathématique choisi est un portique symétrique à 2 travées.
- Ouvrages élancés: console eucastrée à sa base.
- Antennes, pylônes, chateaux d'eau le modèle mathématique est une console dont la masse est uniformément répartie sur toute sa hauteur (le système présente une infinité de degrés de liberté).
- Pour les structures à étages le modèle mathématique choisi est un système à masses concentrées au niveau de chaque étage (le système présente autant de degrés de liberté que de masses concentrées) et c'est ce modèle là que nous adopterons



b) Choix de la méthode de calcul.

Il existe pour ce modèle plusieurs méthodes de calcul (exactes et approchées).

La méthode exacte nécessite un calcul très laborieux et donnerait une précision presque inutile vu que les méthodes approchées donnent des résultats ayant une précision acceptable. Les méthodes approchées couramment utilisées pour leur précision pour la détermination de la pulsation propre du mode fondamental sont celles de : HOLZER ; VIANELLO-STODOLA, RAYLEIGH

• Pour notre calcul on appliquera la méthode de RAYLEIGH

Hypothèses de calcul.

- chaque masse a un seul degré de liberté qui la translation dans la direction de la vibration (càd que il ne sera retenu que des déformations en flexion plane autrement dit pas de rotation autour de l'axe vertical du système).

Calcul des déplacements unitaires.

Vu que l'inertie du système de contreventement reste constante sur toute la hauteur du bâtiment on utilise alors la formule suivante (MAXWELL-BETTI $\Rightarrow \delta_{ij} = \delta_{ji}$)

$$\delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \quad \begin{array}{l} \cdot x_i, x_j \text{ c\u00f4tes des diff\u00e9rents planchers} \\ \cdot \text{on pose } EI = K \end{array}$$

les valeurs des déplacements unitaires sont donn\u00e9s dans un tableau ainsi que les d\u00e9placements statiques corrig\u00e9s

Expos\u00e9 de la m\u00e9thode.

Cette m\u00e9thode est bas\u00e9e sur le principe de la conservation d'\u00e9nergie (syst\u00e8me conservatif).

On consid\u00e8re que les frottements et l'influence de l'amortissement sur les valeurs de formes propres sont n\u00e9gligeables.

Loi de conservation d'énergie pour un système élastique :

$$E_T = E_p + E_c = K \text{ (cte)}$$

E_p : énergie potentielle.
 E_c : énergie cinétique.
 E_T : énergie totale.

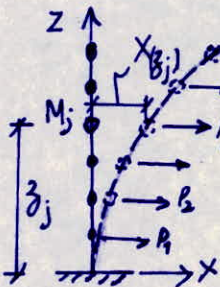
\Rightarrow . si $E_p = \max \rightarrow E_c = 0$
 . si $E_c = \max \rightarrow E_p = 0$

d'où $E_T = E_{p_{\max}} = E_{c_{\max}} = K \text{ (cte)} \text{ (I)}$

cette équation est le point de départ de la méthode de RAYLEIGH
 Pour un système à n degrés de liberté à masses concentrées, l'énergie cinétique s'écrit :

$$E_{c_{\max}} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X^2(z_j) \quad \text{avec}$$

ω = pulsation propre du système
 $P_j = M_j \cdot g$ = masse à la cote z_j
 $X(z_j)$ = valeur de la déformée à la cote z_j



$$E_p = \frac{1}{2} \int_0^H EI(z) \left(\frac{d^2 X}{dz^2} \right)^2 dz$$

$X = X(z)$ est l'équation de la déformée.

Pour ne pas se choisir une déformée, on utilise la méthode de la déformée statique. On considère que le système est soumis à des forces $P_j = M_j \cdot g$ qui agissent statiquement dans le sens des degrés de liberté j .

δ_{stj} : déplacement statique résultant.

$$\delta_{stj} = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij} \quad \text{avec } \delta_{ij} = \text{déplacement en } j \text{ lorsque la force unitaire est appliquée en } i$$

Pour un calcul itératif on arrive à une précision acceptable

Etape de calcul

l'énergie potentielle max est égale à : $\frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_j X_j$

l'énergie cinétique max est égale à : $\frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X_j^2$

d'après l'équation fondamentale (I) on a :

$$E_{p_{\max}} = E_{c_{\max}} \Rightarrow \omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_j X_j}{\sum_{j=1}^n P_j X_j^2}$$



En un premier temps on admet que $F_j = P_j$ et on calcule la déformée statique du système; la 1^{re} approximation des déplacements est: $x_{0j} = \delta_{stj}$

$$S_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}} \quad \text{ou} \quad x_{0n} \text{ est la flèche au sommet de la console}$$

La première correction à faire consiste à calculer une nouvelle force notée F_j^1 telle que $F_j^1 = S_{1j} P_j$ et ainsi de suite jusqu'à obtenir $S_{nj} \approx S_{(n-1)j}$

Au bout de 4 ou 5 itérations on obtient $F_j^n = S_{nj} P_j$

avec $S_{nj} = S_{(n-1)j} = \frac{x_{nj}}{x_{nn}}$ donc l'équation donnant ω^2 devient:

$$\omega^2 = g \frac{\sum_j F_j^n x_{nj}}{\sum_j P_j x_{nj}^2} = g \frac{\sum_j (S_{nj}^2 P_j x_{nn})}{\sum_j (S_{nj}^2 P_j x_{nn}^2)} = g \frac{x_{nn} \sum_j (S_{nj}^2 P_j)}{x_{nn}^2 \sum_j (S_{nj}^2 P_j)} = \frac{g}{x_{nn}}$$

$$\omega^2 = \frac{g}{x_{nn}} \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{g}{x_{nn}}} \quad \text{ou} \quad \boxed{T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{x_{nn}}}$$

x_{nn} : déplacement au sommet à la n^{ème} et dernière itération

Valeurs des déplacements unitaires

1	2	3	4	5	6	7
9,5509	23,8772	38,2035	52,5298	66,8561	81,1824	95,5087
	76,4070	133,7122	191,0174	248,3227	305,6279	362,9331
		257,8735	386,8103	517,7471	644,6839	773,6206
			611,2558	840,4767	1069,6977	1298,9186
				1193,8590	1552,0167	1910,1744
					2062,9884	2578,7354
						3275,9491

Déplacements statiques corrigés

K = EI

1° iteration				2° iteration		
F _{0j}	K δ _{ij}	P _{0j}	j	F _{1j}	K δ _{ij}	P _{1j}
247	86545,234	0,036116	1	8,9206628	54707,166	0,032747
247	315789,28	0,1315311	2	32,478181	204183,32	0,1222216
247	644752,62	0,2690606	3	66,457971	426775,43	0,2554625
247	1044132,9	0,4344734	4	107,31493	701768,03	0,4200697
247	1477305	0,6164916	5	152,27343	1010447,2	0,6048413
247	1933321	0,8067909	6	199,27734	1337150,5	0,8004019
202,2	2396309,9	1	7	202,2	1670598,9	1

3° iteration				4° iteration		
F _{0j}	K δ _{ij}	P _{0j}	j	F _{0j}	K δ _{ij}	P _{0j}
0,292283	4132,373	0,0313974	1	0,00917	34460,779	0,03069
3,970788	156195,64	0,118080	2	0,46887	130056,07	0,11582
16,977522	329112,85	0,24880	3	4,22402	275107,68	0,24499
45,079754	545565,34	0,41243	4	18,59287	457966,56	0,40784
92,101257	791393,5	0,59827	5	55,10165	606495,40	0,54011
159,50195	1053817,8	0,79666	6	127,06855	841835,34	0,79421
202,2	1322797,8	1	7	202,2	1122915,6	1

5° iteration				6° iteration		
F _{0j}	K δ _{ij}	P _{0j}	j	F _{0j}	K δ _{ij}	P _{0j}
0,00028	29933,599	0,03028	1			
0,05430	113210,16	0,11434	2			
1,03486	240043,59	0,24243	3			
7,58266	400653,74	0,404664	4			
29,76083	585316,71	0,59113	5			
100,91962	784600,54	0,79240	6			
202,2	990159,86	1	7			

Déplacements dans les 2 sens.

Calcul des périodes

δ	LONG	TRANS
1	0,001140	0,00189
2	0,00432	0,00715
3	0,00915	0,01516
4	0,01528	0,02530
5	0,02232	0,03696
6	0,02992	0,04954
7	0,03746	0,06257

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{2L^3}{g}}$$

$$T_L = 0,39 \text{ s}$$

$$T_t = 0,50 \text{ s}$$

Calcul de la force sismique.

Soit la force sismique minimum V tel que

$$V = ADBQW$$

W : Poids total de la structure sans surcharge

Détermination des coefficients sismiques selon le RPQ 81.

- 1. Calcul de A (facteur d'accélération des zones).

Le bâtiment sera construit dans une région de moyenne sismicité (Zone II) et il va servir d'habitation, donc usage II. d'après le tableau 1 page 26 du RPQ 81

$$A = 0,15.$$

- 2. Calcul de D (facteur d'amplification dynamique moyen)

Pour cela il faudrait passer par le calcul de la période T dans les 2 sens et en tenir compte de la nature du sol (sol ferme)

D'après le RPQ 81

• Longitudinalement $T_L = 0,39s \rightarrow D = 1,7$

• Transversalement $T_t = 0,5s \rightarrow D = 1,5$

- 3. Calcul de B (facteur de comportement de la structure).
D'après le tableau 3-2 page 23 du RPQ

Notre ossature est contreventée par voile - interaction portiques voiles ce qui nous donne le coefficient B

$$B = 0,2$$

- 4. Calcul de Q (facteur de qualité du système de contreventement)

$$Q = 1 + \sum_{p=1}^6 P_p$$

P_p = Pénalités qui dépendent de l'observation ou non des critères de qualité.

Les critères ainsi que les valeurs de P_p correspondantes sont données dans le tableau 3-3 page 26 du RPQ.

- a) Condition minimum de file porteuse $P_L = 0$ $P_t = 0,1$
- b) Surabondance en plan $P_L = 0,1$ $P_t = 0$
- c) Symétrie en plan $P_L = 0$ $P_t = 0$
- d) Régularité en élévation $P_L = 0$ $P_t = 0$
- e) Contrôle de la qualité des matériaux $P_L = 0,1$ $P_t = 0,1$
- f) Contrôle de la qualité de la construction $P_L = 0,1$ $P_t = 0,1$

$$Q_L = 1,3$$

$$Q_t = 1,3$$

• Détermination du poids de la structure

W : Poids total de la structure (charge, permanentes)

$$W = 202,20 + 6 \times 247 = \underline{1684,2 \text{ t}}$$

D'où les forces sismiques minimales dans les 2 sens.

$$V_L = \underline{111 \text{ t}} \quad \text{et} \quad V_t = \underline{91,96 \text{ t}}$$

Repartition de la force sismique par niveau.

D'après le RPA la force se répartit d'après la formule suivante

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum W_i h_i} \quad F_k : \text{force répartie par niveau}$$

$F_t = 0$ car $T < 0,7 \text{ s}$ (Page 29 du RPA).

donc
$$F_k = \frac{V}{\sum W_i h_i} W_k h_k$$

$$\sum W_i h_i = 202,2 \times 21,42 + 247(3,06 + 6,12 + 9,18 + 12,24 + 15,3 + 18,36)$$

$$= \underline{20203,344 \text{ tm.}}$$

• Longitudinalement ($V_L = 111 \text{ t}$)

Niveau	Force
7	23,80 t
6	24,92 t
5	20,63 t
4	16,61 t
3	12,46 t
2	8,31 t
1	4,15 t

Transversalement ($V_t = 91,96 \text{ t}$)

Niveau	Force
7	19,55 t
6	20,64 t
5	17,20 t
4	13,76 t
3	10,32 t
2	6,88 t
1	3,44 t

Etude de la torsion

a) Détermination du centre de masse :

$$X_m = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = \frac{\sum q_i S_i x_i}{\sum q_i S_i}$$

$X_m; Y_m$: coordonnées du centre de masse.

$$Y_m = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = \frac{\sum q_i S_i y_i}{\sum q_i S_i}$$

$x_i; y_i$: coordonnées du Cdg de la masse i .

q_i : charge de la masse i

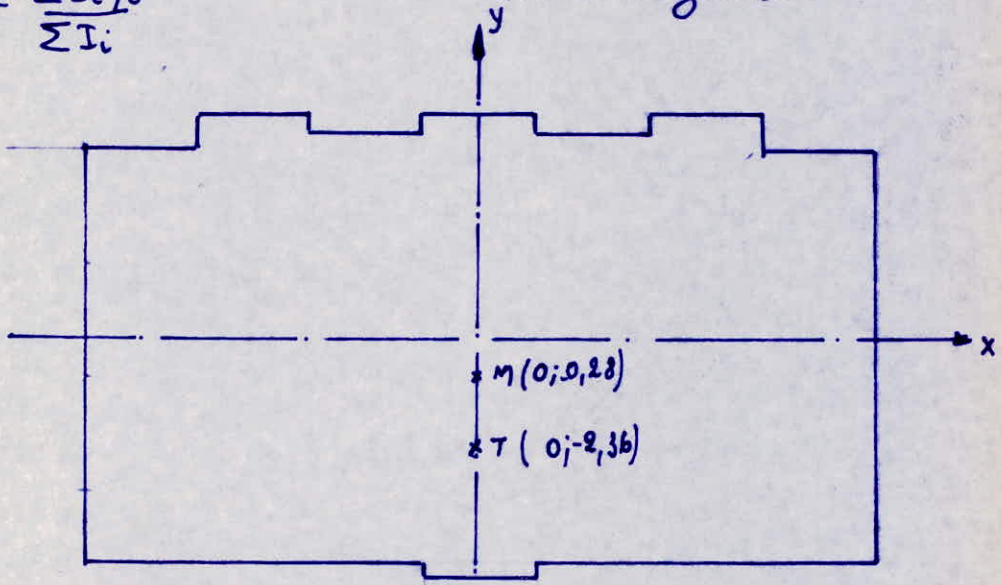
S_i : surface de la masse i

b) Détermination du centre de torsion :

$$X_T = \frac{\sum I_i^x x_i}{\sum I_i}$$

$I_i^x; I_i^y$: inerties de l'élément i p.p à l'axe perpendiculaire à la direction de la force horizontale.

$$Y_T = \frac{\sum I_i^y y_i}{\sum I_i}$$



Vu qu'il n'y a aucune variation en plan, ni en élévation les centres considérés sont sur la même verticale.

Le centre de masse ne coïncide pas avec le centre d'inertie, il en résulte une excentricité "d".

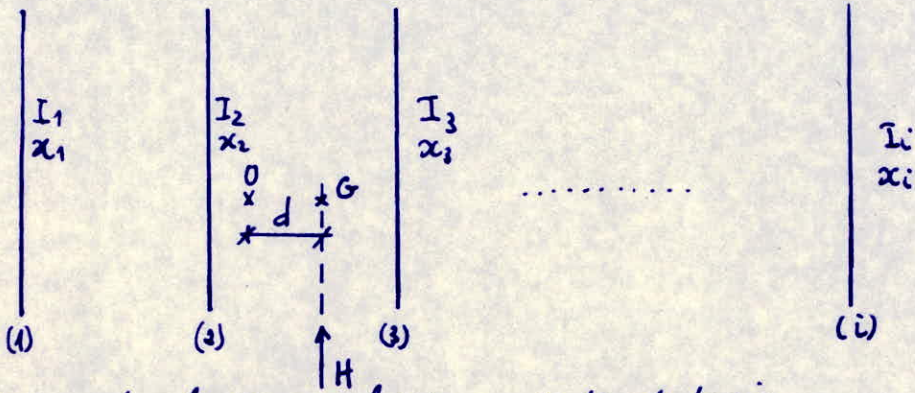
Le RPA stipule que pour les structures comportant des diaphragmes ou planchers rigides dans leur plan qu'il faut prendre une excentricité égale au maximum de 5% de la plus grande dimension du bâtiment et de l'excentricité théorique

Longitudinalement $d = 2,36 - 0,28 = 2,08 \text{ m}$ (Théorique).

Transversalement $d = 5\% L = 1,06 \text{ m}$ (accidentelle)

Distribution des charges horizontales dans les voiles:

Refend parallèles:



O : origine des abscisses choisie au centre de torsion.

I_i : Inertie du refend (i) .

x_i : Abscisse de ce refend.

R_i : effort dans ce refend.

d : Abscisse de la résultante H .

L'effort dans chaque refend est proportionnel à son inertie et à son déplacement qu'il subit.
 En considérant l'hypothèse d'indéformabilité horizontale du plancher nous conduits à un problème de flexion composée dans lequel la section résistante serait équivalente à l'ensemble des inerties des refends (chaque refend étant affecté à son coefficient égal à son inertie propre.)
 Dans cette équivalence l'indéformabilité du plancher et la proportionnalité des efforts et des déplacements subis par les refends correspondent respectivement à l'hypothèse de Navier-Bernoulli et à la loi de Hooke dans la théorie des poutres.

La formule élastique de la flexion composée s'écrit:

$$\sigma = \frac{F}{S} + \frac{Mv}{I} \quad \text{avec : } F = H ; M = Hd ; x_i = v \quad S = \sum I_i ; I = \sum I_i x_i^2$$

ce qui donne que: $\frac{R_i}{I_i} = \frac{H}{\sum I_i} + \frac{H d x_i}{\sum I_i x_i^2}$

donc $R_i = H I_i \left(\frac{1}{\sum I_i} + \frac{d x_i}{\sum I_i x_i^2} \right)$

- $\frac{H I_i}{\sum I_i}$ (effet dû à la translation)
- $H I_i \frac{d x_i}{\sum I_i x_i^2}$ (effet dû à la rotation)

Notion d'Inertie équivalente

L'inertie équivalente d'un refend est l'inertie d'un refend plein fictif qui soumis au même effort horizontal H présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture

$$f = \frac{H Z^3}{8 E I_e}$$

Remarque:

On doit souligner que la distribution de la résultante des forces horizontales dans les divers plans de centrément compte tenu des inerties équivalentes des éléments ne fournira dans le cas général qu'une solution approchée du problème posé, car les déformées d'un refend et d'un refend avec ouvertures soumis à l'action du système ne sont pas des courbes semblables.

Inertie équivalente pour plusieurs files d'ouvertures.

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{(I_1 + I_2 + \dots)} \psi_0 + 1}$$

Inertie équivalente pour une seule file d'ouverture.

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1 + I_2} \psi_0 + 1}$$

avec $I = I_1 + I_2 + 2mc$

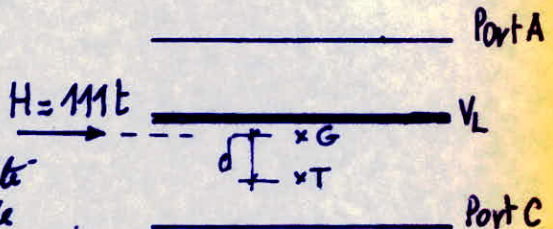
ψ_0 : coefficient donné par l'abaque (ALBIGES)

pour $\psi = 0$
 α = degré de monolithisme ou de concordance

Répartition de la force horizontale pour les voiles

a) longitudinalement.

Pour la répartition de la force horizontale H dans ce sens, on a considéré les portiques équivalents A et C comme des voiles // à V_1 avec une excentricité $d = 2,08m$ (distance entre le centre de torsion et le centre de gravité = excentricité théorique)



On trouve la force reprise par le voile V_1 égale à 190t et les efforts repris par les portiques A et C pratiquement négligeables.

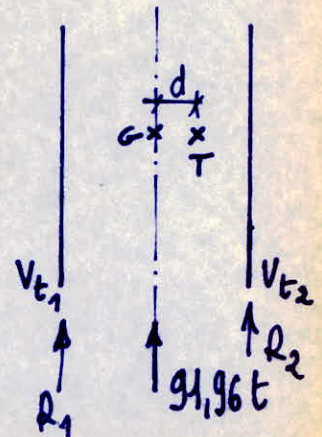
b) Transversalement.

Même procédé que pour (a) dans ce cas là on étudie le voile le plus sollicité. $H = 91,96t$

$R_1 = 83t$ et $R_2 = 8,96t$

On prend $R = 83t$

$d' = (1,063m)$ (correspondant à l'excentricité accidentelle)



Repartition de la force horizontale pour les portiques. -
(système de contreventement mixte).

Du fait qu'on a considéré l'interaction entre les portiques et les voiles les portiques seront étudiés non seulement sous l'effet des charges verticales mais aussi sous l'effet des charges horizontales qui leur seront distribuées ou par l'une des méthodes exposées ci-dessous.

1°) Méthode exacte.

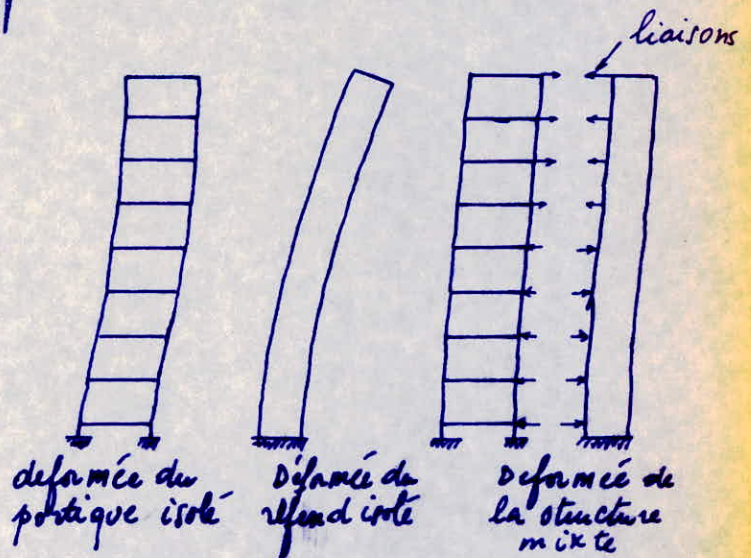
- a) Méthode passant par les matrices de rigidité et des matrices de flexibilité.
- b) Méthode de FUENTES : Elle utilise les itérations successives qui consistent à corriger les déplacements au niveau de chaque direction du système de contreventement.

2°) Méthode approchée. - (Méthode des 20%)

Par le biais de cette méthode nous répartirons tout l'effort horizontal aux voiles plus 20% de cet effort que nous répartirons entre les portiques. nous aurons alors un comportement bidimensionnel de portiques, ceci résulte du fait que le comportement réel de la structure mixte n'est pas totalement maîtrisé. Car sous l'action de forces horizontales un refend et un portique présentent des déformées fondamentalement différentes (la déformation du refend étant régie par la flexion d'ensemble et celle des portiques par la flexion des barres).

On remarque que sous l'effet de forces horizontales la structure mixte présente une déformée qui se rapproche de la moyenne des déformées du portique et du voile travaillant isolément.

Pour l'étude de nos portiques on utilise cette dernière méthode qui consiste à donner 20% de l'effort global aux portiques dont chacun reprendra une partie proportionnellement à son inertie



ETUDE DES
VOILES
& *portiques*

CALCUL DES REFENDS

Chaque refend est calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour les sections données.

A) Sollicitations horizontales (séisme).

On utilisera la méthode donnée par M Albige et Goulet fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure.

Refends à une file d'ouverture.

Hypothèses de calcul.

- 1) Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage
- 2) Les effets localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.

Dans la suite des calculs nous utilisons les notations suivantes :

I = inertie équivalente du refend

$E = E$ = coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend et le linteau (Béton).

$\Omega_1 ; \Omega_2$ = aire des éléments de refend (1) et (2)

m = moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

i = inertie du linteau.

h_e = hauteur d'étage.

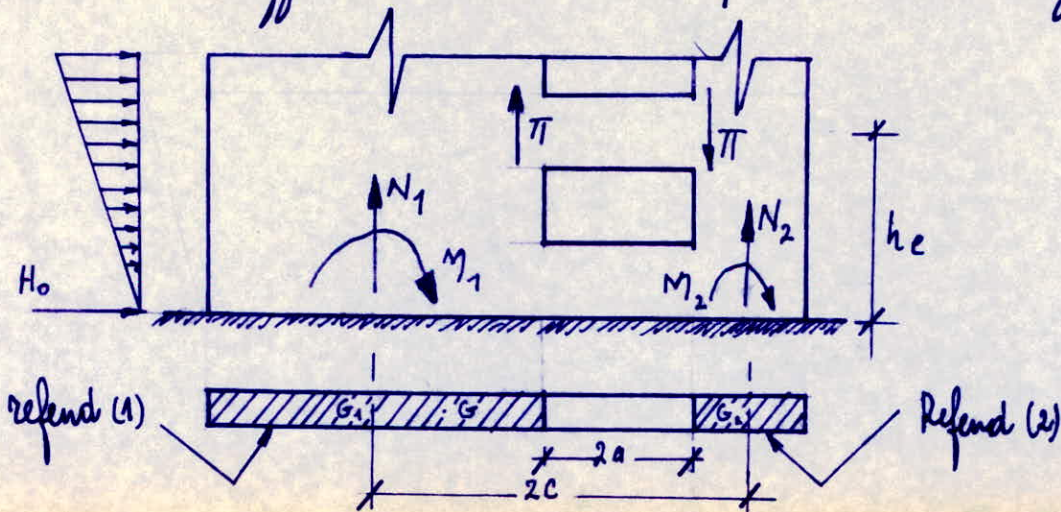
Z = hauteur du bâtiment.

c = demi-distance entre les 2 centres de gravité des 2 éléments de refend.

a = demi-portée de l'ouverture.

π = effort tranchant de la linteau.

N = effort normal dans chaque élément de refend.



Détermination des efforts.

Les efforts sont donnés par les formules suivantes. -

$$\pi = H_0 m h e \phi$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \bar{x} \left[\frac{(1-\epsilon)^2}{3} (2+\epsilon) - \frac{2mc\psi}{I_c} \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 \bar{x} \left[\frac{(1-\epsilon)^2}{3} (2+\epsilon) - \frac{2mc\psi}{I_c} \right]$$

$$N_1 = N_2 = \Sigma \pi$$

B. Sollicitations verticales.

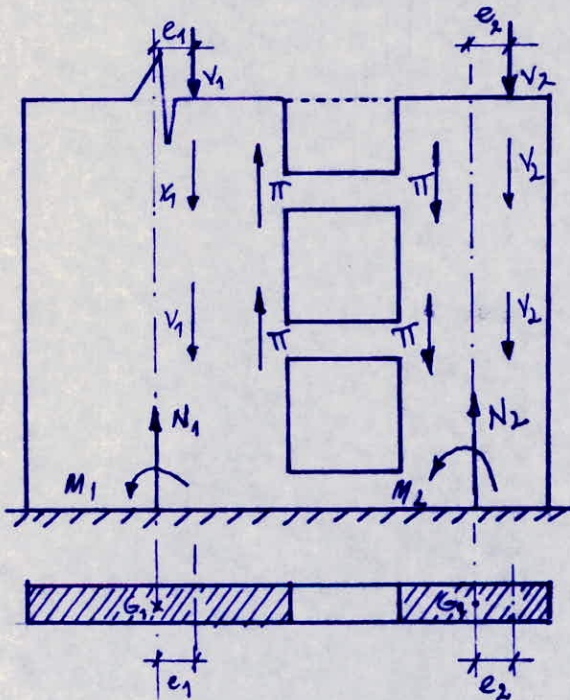
Cette étude est faite par la méthode de M. V. DAVIDOVICI pour les refends à une série d'ouvertures, dont les charges excentrées sont appliquées sur les refends dont les ouvertures sont disposées d'une manière asymétrique par rapport à leur axe

Notation: Les notations utilisées précédemment sont conservées on utilise en plus des notations suivantes.

v_1 = charge verticale due à un étage pour l'élément 1.

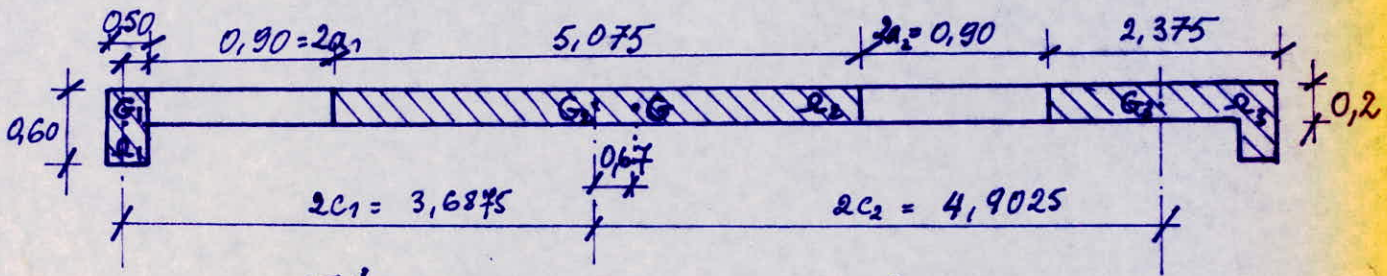
v_2 = charge verticale due à un étage pour l'élément 2.

e_1, e_2 = excentricité respective de v_1 et v_2 , positives quand ces efforts font tourner les sections correspondantes de la sens des aiguilles d'une montre.



Remarque: On admet que les charges verticales sont réparties uniformément sur la hauteur du bâtiment.

1. Voile longitudinal V_L



$$I_{1y} = \frac{0,25 \times 0,25^3}{12} = 0,006 \text{ m}^4 \rightarrow z_1 = 0,3 \text{ m}.$$

$$I_{2y} = \frac{0,2 \times 5,075^3}{12} = 2,1785 \text{ m}^4 \rightarrow z_2 = 1,015 \text{ m}.$$

$$I_{3y} = 0,351 \text{ m}^4 \rightarrow z_3 = 0,675 \text{ m}.$$

$$\Sigma I_{iy} = I_{1y} + I_{2y} + I_{3y} = 2,5358 \text{ m}^4$$

$$z_{c1} = 3,6875 \text{ m} ; z_{c2} = 4,9025 \text{ m}$$

$$i_1 = i_2 = i \text{ (inertie transversale du linteau)} \quad i = \frac{0,25^3 \times 0,2}{12} = 0,0117 \text{ m}^4$$

. Calcul du centre de gravite du voile V_L.

$x_1 = 0,2500$	$I_1 = 0,0060$	$I_1 x_1 = 1,56 \cdot 10^{-3} \text{ m}^5$
$x_2 = 3,9375$	$I_2 = 2,1785$	$I_2 x_2 = 8,578 \text{ m}^5$
$x_3 = 8,8400$	$I_3 = 0,3510$	$I_3 x_3 = 3,1028 \text{ m}^5$
	$\Sigma I_i = 2,5358 \text{ m}^4$	$\Sigma I_i x_i = 11,6822 \text{ m}^5$

$$x_G = \frac{\Sigma I_i x_i}{\Sigma I_i} = \frac{11,6822}{2,5358} = 4,607 \text{ m}$$

. Calcul de l'inertie P/p à G (cdg).

$GG_1 = 4,357 \text{ m}$	$I_{G1} = I_1 + \Omega_1 \overline{GG_1}^2 = 5,701 \text{ m}^4$
$GG_2 = 0,67 \text{ m}$	$I_{G2} = I_2 + \Omega_2 \overline{GG_2}^2 = 2,634 \text{ m}^4$
$GG_3 = 4,235 \text{ m}$	$I_{G3} = I_3 + \Omega_3 \overline{GG_3}^2 = 12,457 \text{ m}^4$

$$I_G = \Sigma I_{Gi} = 20,786 \text{ m}^4$$

$$\underline{I_G = 20,786 \text{ m}^4}$$

. Calcul de w

$$w^2 = \frac{6E'}{Ehc \Sigma I_i} \Sigma \left(\frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right)$$

$$w^2 = 0,9340 \rightarrow w = 0,9665$$

α = degré de non-linéarité

$\alpha = \omega H$, avec H : hauteur totale du bâtiment ($H = 21,42$ m)

$\alpha = 0,9665 \times 21,42 = 20,7 > 10$ (refend à petits ouvertures) $\rightarrow \psi_0 = 0,66$

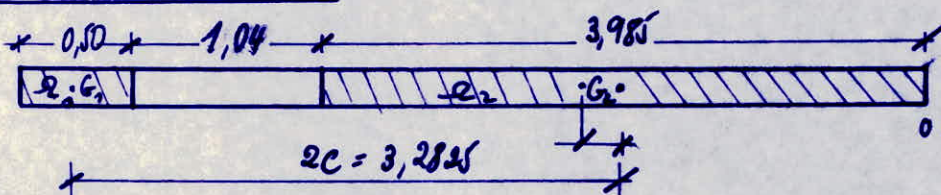
• calcul de l'inertie équivalente

$$I_e = \frac{I}{1 + \frac{8I}{(I_1 + I_2 + I_3)} \frac{\psi_0}{\alpha^2}} = 18,88 \text{ m}^4 \quad \underline{I_e = 18,88 \text{ m}^4}$$

• Rigidité équivalente du voile V_L

$$R_e = \frac{12E}{h_e^3} I_e = \frac{12 \cdot 3,78 \cdot 10^6}{3,06^3} \cdot 18,88 = 29,89 \cdot 10^6 \text{ t/m}$$

2. - Voile Transversal V_t



$$I_1 = \frac{0,20}{12} \times 0,50^3 = 2,10 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \rightarrow \Omega_1 = 0,5 \times 0,2 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I_2 = \frac{0,20}{12} \times 3,985^3 = 1,055 \text{ m}^4 \rightarrow \Omega_2 = 3,985 \times 0,2 = 0,797 \text{ m}^2$$

$$2c = 3,2825 \rightarrow c = 1,64125 \text{ m}$$

$$i = 0,0117 \text{ m}^4$$

$$2a = 1,04 \rightarrow a = 0,52 \text{ m}$$

• Calcul de y_G $y_G = 2$ m (à partir de 0)

• Calcul de l'inertie P/P à G

Elle est donnée par la formule d'Albigeo

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = \frac{3,2825}{\frac{1}{0,1} + \frac{1}{0,797}} = 0,2917$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 2,1 \cdot 10^{-3} + 1,055 + 3,2825 \times 0,2917 = 2,015$$

$$\underline{I = 2,015 \text{ m}^4}$$

• Calcul de ω

$$\omega^2 = \frac{3i}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 h c} = 0,8449 \rightarrow \omega = 0,935 \rightarrow \alpha = 20,04$$

$$\rightarrow \psi_0 = 0,66$$

Calcul de l'inertie équivalente.

$$I_e = \frac{I}{1 + \frac{16mc \cdot \psi_0}{I_1 + I_2 \cdot \alpha^2}} = 1,99127 \text{ m}^4$$

$$I_e = 1,99127 \text{ m}^4 \approx \underline{2,00 \text{ m}^4}$$

Calcul de la rigidité équivalente

$$R_e = \frac{12E}{h_e^3} I_e = \frac{12 \cdot 3,78 \cdot 10^6 \times 2}{3,06^3} = \underline{3,17 \cdot 10^6 \text{ t/m}}$$

Recapitulatif

Voile longitudinal V_L :

$$I_1 = 0,006 \text{ m}^4 \quad \Omega_1 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$I_2 = 2,1785 \text{ m}^4 \quad \Omega_2 = 1,015 \text{ m}^2$$

$$I_3 = 0,351 \text{ m}^4 \quad \Omega_3 = 0,675 \text{ m}^2$$

$$\Sigma I_i = 2,5358 \text{ m}^4$$

$$2c_1 = 3,6875 \text{ m} \quad 2c_2 = 4,9025 \text{ m}$$

$$2a_1 = 2a_2 = 0,90 \text{ m}$$

$$i_1 = i_2 = 0,0117 \text{ m}^4$$

$$\omega = 0,9665$$

$$\alpha = 20,70$$

$$I_e = 18,88 \text{ m}^4$$

$$R_e = 29,89 \cdot 10^6 \text{ t/m}$$

Voile transversal V_t

$$I_1 = 2,10 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \quad \Omega_1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I_2 = 1,055 \text{ m}^4 \quad \Omega_2 = 0,797 \text{ m}^2$$

$$2c = 3,2825 \text{ m}$$

$$i = 0,0117 \text{ m}^4$$

$$2a = 1,04 \text{ m}$$

$$m = 0,2917 \text{ m}^3$$

$$I = 2,015 \text{ m}^4$$

$$\omega = 0,935$$

$$\alpha = 20,04$$

$$\psi_0 = 0,66$$

$$I_e = 2,00 \text{ m}^4$$

$$R_e = 3,17 \cdot 10^6 \text{ t/m}$$

Etude des portiques.

Pour l'étude des portiques nous avons fait le calcul manuel par les méthodes connues (caquot, Muto). Mais comme nous avons eu la possibilité de faire les passages par ordinateur on a préféré exploiter ses résultats pour leur exactitudes

Nous avons utilisé 2 types de programme pour 2 différents types de portiques (STRESS et ETABS).

On a utilisé pour les portiques (au nombre de 4) plans le programme STRESS alors que le programme ETABS beaucoup plus complexe nous a permis d'étudier un portique plan lié avec la voile.

1°) Type de programmation pour le STRESS.

Exemple: Portique transversal "0"

```
STRUCTURE PORT TRANS 0
TYPE PLANE FRAME
* UNITE CHARGE ENT DIST EN M
NUMBER OF JOINT 24
NUMBER OF MEMBER 35
NUMBER OF SUPPORT 3
NUMBER OF LOAD. 10
JOINT COORDIN
1 0. 0. 5
2 5. 0. 5
3 8.9 0. 5
4 0. 3.06
5 5. 3.06
6 8.9 3.06
7 0. 6.12
8 5. 6.12
9 8.9 6.12
10 0. 9.18
11 5. 9.18
12 8.9 9.18
13 0. 12.24
14 5. 12.24
15 8.9 12.24
16 0. 15.30
17 5. 15.30
18 8.9 15.30
19 0. 18.36
20 5. 18.36
```

```
21 8.9 18.36
22 0. 21.42
23 5. 21.42
24 8.9 21.42
MEMBER INCIDENCE
1 1 4
2 4 7
3 7 10
4 10 13
5 13 16
6 16 19
7 19 22
8 2 5
9 5 8
10 8 11
11 11 14
12 14 17
13 17 20
14 20 23
15 3 6
16 6 9
17 9 12
18 12 15
19 15 18
20 18 21
21 21 24
22 4 5
```


23 5 6
 24 7 8
 25 8 9
 26 10 11
 27 11 12
 28 13 14
 29 14 15
 30 16 17
 31 17 18
 32 19 20
 33 20 21
 34 22 23
 35 23 24

MEMB PROP PRIS AX .13 IZ .0019
 1 THRU 35

CONSTANTE E 3850000. ALL

TABULATE ALL

LOADING 1 G

MEMB LOAD

22 THRU 33 FORCE Y UNIF. 2.11

34 THRU 35 FORCE Y UNIF. 1.7

JOINT LOAD

22	FORCE Y	-	1.68
23	FORCE Y	-	.73
24	FORCE Y	-	1.68
19	FORCE Y	-	2.64
20	FORCE Y	-	1.16
21	FORCE Y	-	2.64
16	FORCE Y	-	2.64
17	FORCE Y	-	1.16
18	FORCE Y	-	2.64
13	FORCE Y	-	2.64
14	FORCE Y	-	1.16
15	FORCE Y	-	2.64
10	FORCE Y	-	2.64
11	FORCE Y	-	1.16
12	FORCE Y	-	2.64
7	FORCE Y	-	2.64
8	FORCE Y	-	1.16
9	FORCE Y	-	2.64
4	FORCE Y	-	2.64
5	FORCE Y	-	1.16
6	FORCE Y	-	2.64
1	FORCE Y	-	.84
2	FORCE Y	-	.86
3	FORCE Y	-	.84

LOADING 2 P

MEMBER LOAD

22 THRU 33 FORCE Y UNIF. .24

34 THRU 35 FORCE Y UNIF. .14

LOADING 3 SI

JOINT LOAD

22	FORCE X	.07
19	FORCE X	.08
16	FORCE X	.07
13	FORCE X	.05
10	FORCE X	.04
7	FORCE X	.03
4	FORCE X	.01

LOADING 4 G+1.2P

COMBINE 1 1. 2 1.2

LOADING 5 G+P+1.2SI

COMBINE 1 1. 2 1.3 1.2

LOADING 6 G+P-1.2SI

COMBINE 1 1. 2 1.3 -1.2

LOADING 7 G+P+SI

COMBINE 1 1. 2 1.3 1.

LOADING 8 G+P-SI

COMBINE 1 1. 2 1.3 -1.

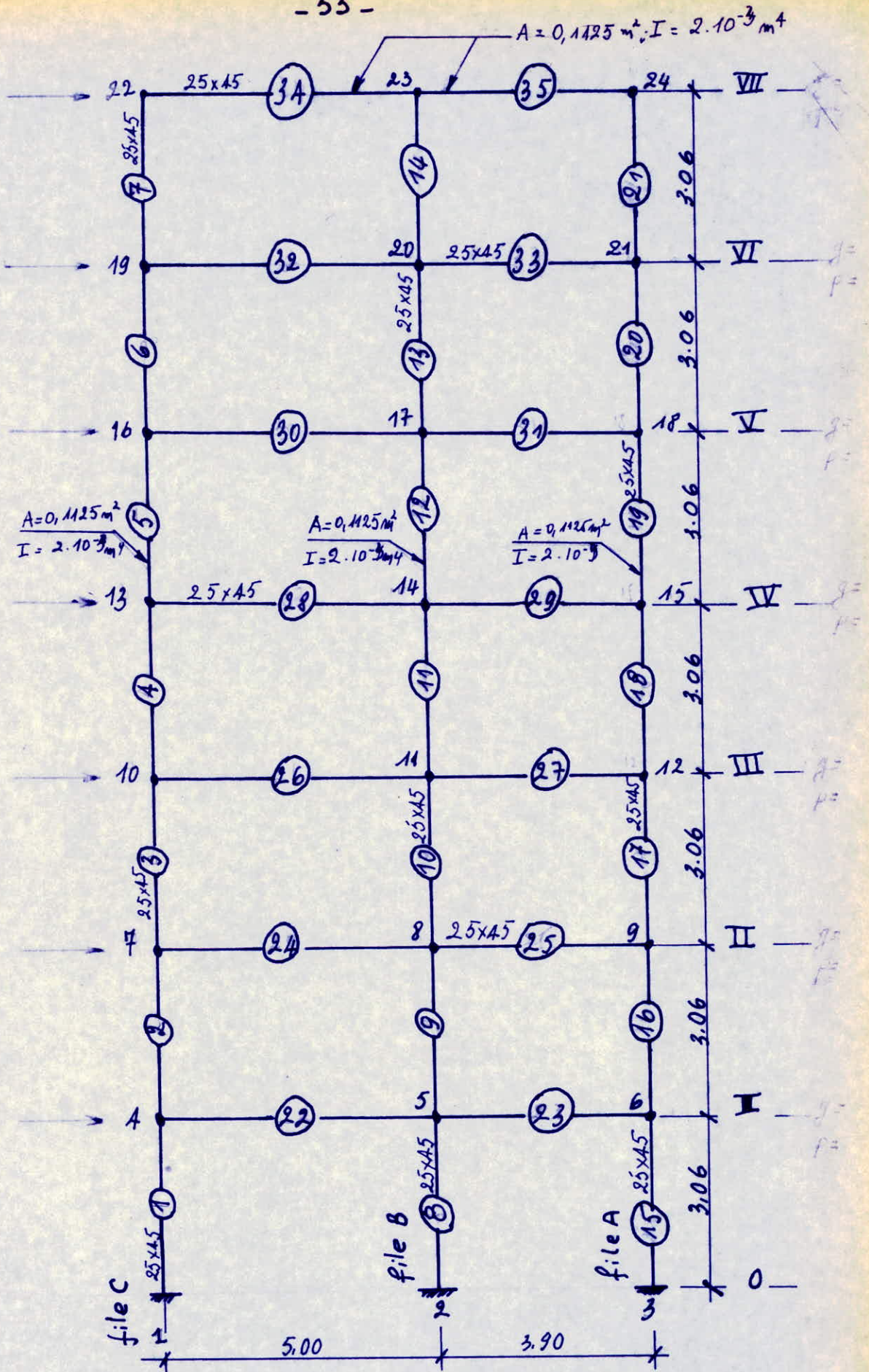
LOADING 9 0.8G+SI

COMBINE 1 .8 3 1.

LOADING 10 0.8G-SI

COMBINE 1 .8 3 -1.

SOLVE.



Portique "0" (transversal)

Schema pour le programme STRESS

2°/ Considération pour le programme ETABS du "portique + voile" axe B.

Le programme ETABS calcule les structures dans les 3 dimensions pour notre cas on a utilisé ce programme dans le plan vu que le programme STRESS ne permet pas ce type de calcul.

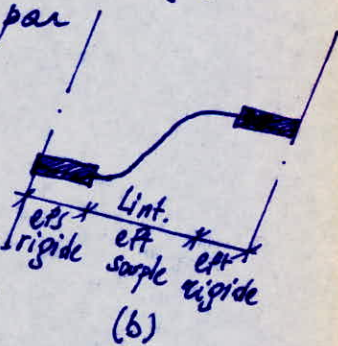
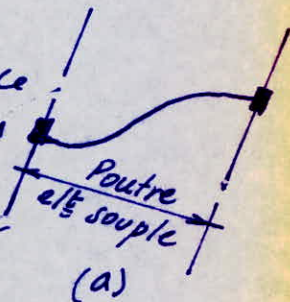
Modélisation : Les éléments sont modélisés par des barres horizontales (poutres et linteaux) ou verticales (poteaux et refends).

Les barres horizontales doivent comporter une partie souple et une partie rigide aux extrémités (cas de linteau). Il est en effet incorrect d'utiliser les linteaux comme des poutres d'inertie constante sur toute la longueur car on surestime ainsi la déformation de la partie commune au linteau et au refend.

On constate d'après la figure (b) que la présence des éléments de rigidité infinie (refend) dans la modélisation du linteau permet de retrouver un fonctionnement plus conforme à la réalité.

La longueur du linteau est augmentée par une distance $\Delta = 0,35h$ (h : hauteur du linteau) de part et d'autre ($L = 2\Delta + l$)

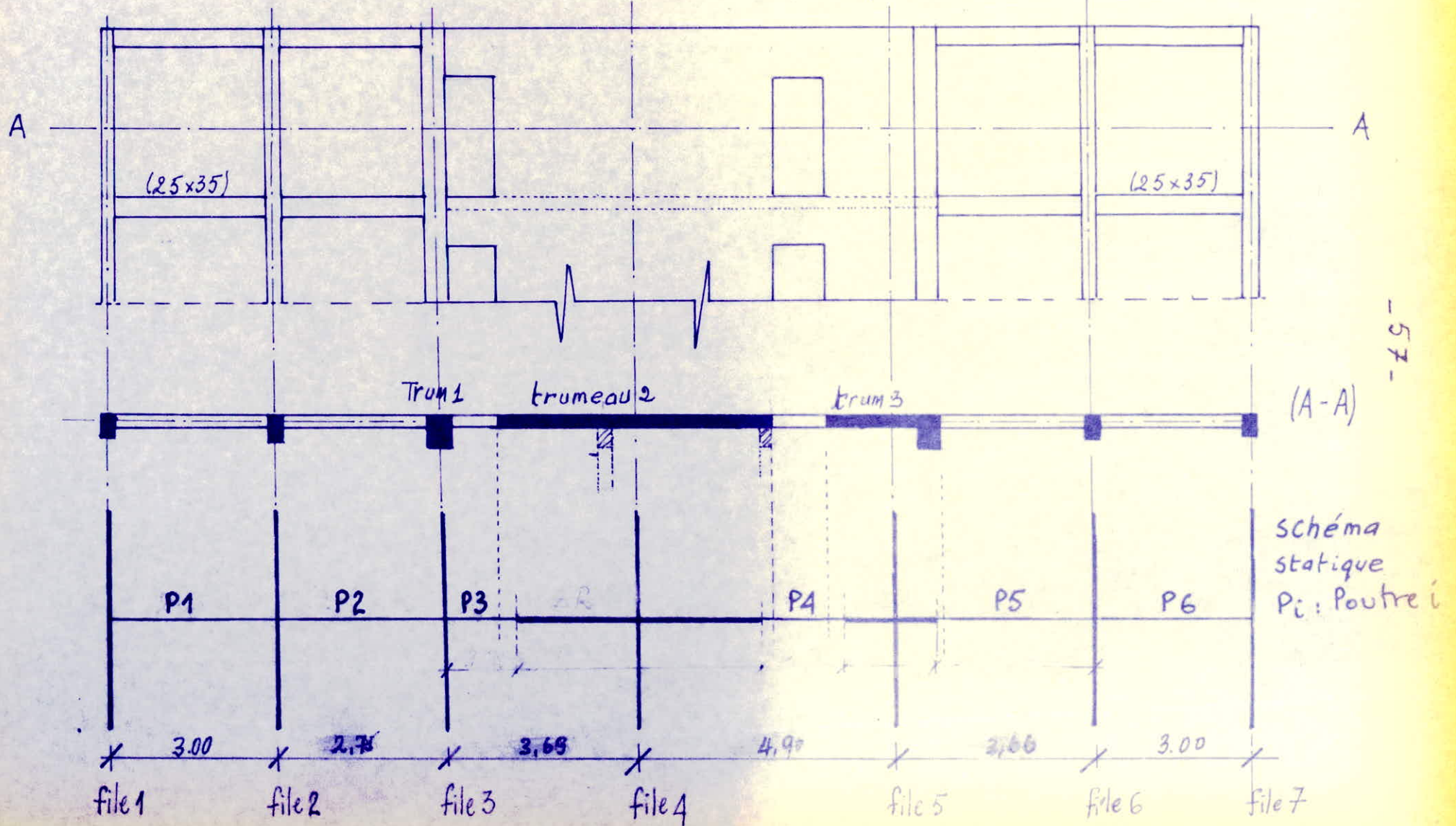
L est la longueur du linteau sur laquelle on considère qu'il est déformable vis à vis de l'effet tranchant et du moment.



Alors que pour les poutres (fig a) la longueur prise en considération est la distance entre axe de poteaux car ces derniers ne présentent pas une grande rigidité en plan.

NB: le programme de ce portique est noté ci-après.

Vue en elevation du "portique+voile" axe B.



Programme "ETABS" du "Portique+Voile" AXE B.

	7	1	1	8	0	1	0	SS	AXE	PU	3
TERR						3.06					
	40.7							0.		0.	
SIX						3.06					
	42.6							0.		0.	
CINQ						3.06					
	35.5							0.		0.	
QUAT						3.06					
	28.4							0.		0.	
TROI						3.06					
	21.3							0.		0.	
DEUX						3.06					
	14.2							0.		0.	
PREM						3.06					
	7.11							0.		0.	
	1.			1.2							
	1.			1.						1.	
	1.			1.						-1.	
	1.			1.						1.2	
	1.			1.						-1.2	
	.8									1.	
	.8									-1.	

EFFORTS'

DANS' LES'
PORTIQUES'
& voiles

Niveau		0			I			II			III		
N°		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
M _e	G	/	/	/	3,79	2,96	/	4,14	2,57	/	4,29	2,39	/
	P	/	/	/	0,44	0,33	/	0,49	0,28	/	0,51	0,25	/
	SI	/	/	/	-0,22	-0,23	/	-0,24	-0,25	/	-0,22	-0,22	/
M _w	G	/	/	/	/	-4,35	-2,26	/	-4,09	-2,64	/	-3,90	-2,79
	P	/	/	/	/	-0,49	-0,27	/	-0,45	-0,31	/	-0,42	-0,34
	SI	/	/	/	/	-0,19	-0,26	/	-0,21	-0,27	/	-0,20	-0,24
M _n	G	-0,78	0,32	0,51	-2,21	0,81	1,32	-2,09	0,72	1,81	-2,20	0,74	1,40
	P	-0,09	0,04	0,06	-0,26	0,09	0,15	-0,25	0,08	0,16	-0,26	0,08	0,17
	SI	0,22	0,26	0,23	0,13	0,25	0,15	0,11	0,22	0,13	0,09	0,19	0,11
M _s	G	/	/	/	-1,58	0,59	0,95	-2,05	0,81	1,33	-2,10	0,77	1,39
	P	/	/	/	-0,18	0,07	0,11	-0,24	0,09	0,16	-0,25	0,09	0,17
	SI	/	/	/	0,09	0,17	0,10	0,12	0,25	0,14	0,12	0,23	0,14
Niveau		IV			V			VI			VII		
N°		13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
M _e	G	4,44	2,23	/	4,52	2,13	/	4,69	1,96	/	3,17	1,87	/
	P	0,53	0,23	/	0,54	0,22	/	0,54	0,20	/	0,32	-0,06	/
	SI	-0,19	-0,18	/	-0,14	-0,13	/	-0,09	-0,08	/	-0,04	-0,02	/
M _w	G	/	-3,71	-2,93	/	-3,64	-3,02	/	-3,55	-3,20	/	-2,88	-2,08
	P	/	-0,40	-0,35	/	-0,39	-0,37	/	-0,39	-0,37	/	-0,14	-0,11
	SI	/	-0,17	-0,20	/	-0,13	-0,15	/	-0,09	-0,09	/	-0,04	-0,03
M _n	G	-2,26	0,71	1,47	-2,26	0,73	1,50	-2,53	0,87	1,73	/	/	/
	P	-0,27	0,09	0,18	-0,27	0,08	0,19	-0,28	0,13	0,17	/	/	/
	SI	0,07	0,15	0,08	0,04	0,10	0,05	0,02	0,04	0,01	/	/	/
M _s	G	-2,18	0,77	1,46	-2,26	0,78	1,52	-2,16	0,72	1,47	-3,17	1,01	2,08
	P	-0,26	0,09	0,18	-0,27	0,09	0,18	-0,27	0,07	0,20	-0,32	0,19	0,11
	SI	0,11	0,20	0,12	0,10	0,17	0,10	0,04	0,12	0,08	0,04	0,07	0,03

Moments aux Noeuds du Portique transversal "0"

Niveau		0			I			II			III		
N°		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Me	G	/	/	/	3,54	2,19	0,45	3,79	1,85	0,45	3,94	1,66	0,45
	P	/	/	/	1,10	0,64	0	1,21	0,52	0	1,27	0,45	0
	SI	/	/	/	-1,22	-1,39	0	-1,66	-1,90	0	-1,72	-1,93	0
Mw	G	/	/	/	/	-3,55	-2,49	/	-3,35	-2,81	/	-3,18	-3,01
	P	/	/	/	/	-1,00	-0,74	/	-0,91	-0,85	/	-0,83	-0,93
	SI	/	/	/	/	-1,08	-1,65	/	-1,50	-2,22	/	-1,56	-2,26
Mn	G	-0,87	+0,22	-0,16	-2,10	0,74	0,38	-1,99	0,67	0,42	-2,08	0,71	0,60
	P	-0,27	0,05	-0,05	-0,65	0,20	0,20	-0,63	0,17	0,24	-0,67	0,18	0,31
	SI	1,43	1,35	10,60	1,16	1,84	5,07	1,00	1,86	2,24	0,30	0,20	0,64
Ms	G	/	/	/	-1,45	0,61	1,65	-1,81	0,83	1,94	-1,87	0,81	1,95
	P	/	/	/	-0,45	0,17	0,55	-0,58	0,22	0,61	-0,61	0,21	0,62
	SI	/	/	/	0,06	0,64	-3,43	0,67	1,54	-0,02	0,92	1,81	1,62
Niveau		IV			V			VI			VII		
N°		13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Me	G	4,08	1,50	0,45	4,18	1,41	0,45	4,35	1,24	0,45	3,69	1,59	0,48
	P	1,33	0,39	0	1,37	0,35	0	1,40	0,33	0	0,85	0,05	0
	SI	-1,57	-1,72	0	-1,29	-1,37	0	-1,00	-1,01	0	-0,62	-0,56	0
Mw	G	/	-3,04	-3,16	/	-2,92	-3,26	/	-2,84	-3,39	/	-2,87	-3,13
	P	/	-0,78	-0,98	/	-0,74	-1,02	/	-0,71	-1,04	/	-0,26	-0,73
	SI	/	-1,42	-2,00	/	-1,17	-1,60	/	-0,92	-1,17	/	-0,53	-0,79
Mn	G	-2,12	0,73	0,81	-2,12	0,68	1,01	-2,50	0,94	1,32	/	/	/
	P	-0,69	0,18	0,37	-0,70	0,18	0,42	-0,73	0,19	0,45	/	/	/
	SI	0,60	1,37	-0,41	0,40	1,00	-1,09	0,27	0,78	-1,29	/	/	/
Ms	G	-1,95	0,81	1,91	-2,06	0,83	1,81	-1,85	0,66	1,62	-3,69	1,28	2,65
	P	-0,64	0,20	0,61	-0,67	0,20	0,60	-0,67	0,19	0,58	-0,85	0,20	0,73
	SI	0,97	1,76	2,42	0,89	1,53	2,69	0,73	1,15	2,45	0,62	1,09	0,79

Moments aux Nœuds du Portique transversal "1"

-62-

Niveaux		0				I				II				III			
Nœuds		1	2	3	4	9	10	11	12	17	18	19	20	25	26	27	28
Me	G	/	/	/	/	0,57	1,17	1,12	0,13	0,51	1,17	1,13	1,13	0,41	1,18	1,13	1,13
	P	/	/	/	/	0,06	0,11	0,10	0,11	0,07	0,11	0,11	0,11	0,07	0,11	0,11	0,11
	SI	/	/	/	/	-2,98	-3,34	-3,30	-3,30	-3,09	-3,50	-3,46	3,46	-2,76	-3,20	-3,16	-3,16
Mw	G	/	/	/	/	/	-1,46	-1,11	-1,12	/	-1,57	-1,12	-1,12	/	-1,68	-1,13	-1,12
	P	/	/	/	/	/	-0,12	-0,10	-0,10	/	-0,12	-0,10	-0,10	/	-0,12	-0,11	-0,10
	SI	/	/	/	/	/	-3,10	-3,31	-3,30	/	-3,19	-3,47	-3,46	/	-0,12	-0,11	-0,10
Mn	G	-0,12	0,05	-0,01	0,00	-0,32	0,18	0,00	0,00	-0,23	0,22	0,00	0,00	-0,19	0,27	0,00	0,00
	P	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,04	0,01	0,00	0,00	-0,03	0,01	0,00	0,00	-0,03	0,01	0,00	0,00
	SI	1,96	4,68	4,71	4,69	1,67	3,60	3,70	3,70	1,47	3,18	3,31	3,31	1,24	2,71	2,86	2,85
Ms	G	/	/	/	/	-0,25	0,11	-0,01	0,00	-0,28	0,19	0,00	0,00	-0,22	0,24	0,00	0,00
	P	/	/	/	/	-0,03	0,01	0,00	0,00	-0,04	0,01	0,00	0,00	-0,03	0,01	0,00	0,00
	SI	/	/	/	/	1,31	2,85	2,91	-2,90	1,62	3,50	3,62	3,61	1,52	3,34	3,48	3,47
Niveaux		IV				V				VI				VII			
Nœuds		33	34	35	36	41	42	43	44	49	50	51	52	57	58	59	60
Me	G	0,34	1,18	1,13	1,13	0,29	1,18	1,13	1,13	0,25	1,17	1,14	1,13	0,10	1,05	0,90	0,90
	P	0,07	0,11	0,11	0,11	0,07	0,11	0,11	0,11	0,07	0,11	0,11	0,11	0,03	0,07	0,07	0,07
	SI	-2,28	-2,72	-2,69	-2,68	-1,68	-2,10	-2,06	2,06	-0,96	-1,34	-1,32	-1,31	-0,33	-0,60	-0,55	-0,55
Mw	G	/	-1,77	-1,13	-1,12	/	-1,83	-1,14	-1,12	/	-1,88	-1,14	-1,12	/	-1,54	-0,88	-0,90
	P	/	-0,12	-0,11	-0,10	/	-0,12	-0,11	-0,10	/	-0,13	-0,11	-0,10	/	-0,08	-0,07	-0,07
	SI	/	-2,34	-2,69	-2,68	/	-1,72	-2,06	-2,06	/	-0,97	-1,31	-1,32	/	-0,30	-0,56	-0,55
Mn	G	-0,16	0,31	0,00	0,00	-0,03	0,33	0,01	0,00	-0,12	0,39	-0,01	-0,01	/	/	/	/
	P	-0,03	0,01	0,00	0,00	-0,03	0,01	0,00	0,00	-0,03	0,01	0,00	0,00	/	/	/	/
	SI	0,95	2,10	2,26	2,26	0,61	1,38	1,53	1,52	0,20	0,51	0,69	0,69	/	/	/	/
Ms	G	-0,18	0,28	0,00	0,00	-0,15	0,32	0,00	0,00	-0,13	0,32	0,01	0,00	-0,10	0,48	-0,02	-0,01
	P	-0,03	0,01	0,00	0,00	-0,03	0,01	0,00	0,00	-0,03	0,01	0,00	0,00	-0,03	0,01	0,00	0,00
	SI	1,33	2,96	3,11	3,11	1,07	2,44	2,60	2,60	0,76	1,79	1,93	1,93	0,33	0,90	1,11	1,11

Moments aux Nœuds du portique longitudinal "A"

Niveaux	0				I				II				III				
Noeuds	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
Me	G				0,66	0,93	0,68		0,81	0,98	0,45		0,90	1,03	0,27		
	P				0,02	0,03	0,03		0,03	0,03	0,03		0,03	0,03	0,03		
	SI				-1,64	-1,30	-1,44		-1,62	-1,37	-1,44		-1,45	-1,26	-1,29		
Mw	G					-0,82	-0,70	-0,75		-0,70	-0,57	-0,98		-0,61	-0,48	-1,13	
	P					-0,03	-0,03	-0,02		-0,03	-0,03	-0,03		-0,03	-0,03	-0,03	
	SI					-1,43	-1,29	-1,66		-1,42	-1,36	-1,64		-1,26	-1,26	-1,48	
Mn	G	-0,16	-0,04	-0,02	0,13	-0,41	-0,10	0,00	0,43	-0,44	-0,19	0,06	0,50	-0,48	-0,25	0,10	0,58
	P	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,01	-0,01	0,00	0,00	0,01	-0,02	0,00	0,00	0,02
	SI	1,21	1,58	1,58	1,21	0,85	1,47	1,48	0,86	0,77	1,33	1,35	0,78	0,65	1,16	1,18	0,67
Ms	G					-0,24	-0,01	0,03	0,32	-0,38	-0,09	0,07	0,49	-0,42	-0,18	0,11	0,56
	P					-0,01	0,00	0,00	0,01	-0,01	0,00	0,00	0,01	-0,01	0,00	0,00	0,02
	SI					0,79	1,25	1,25	0,79	0,85	1,46	1,46	0,86	0,80	1,36	1,37	0,81
Niveaux	IV				V				VI				VII				
Noeuds	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	
Me	G	0,98	1,07	0,13		1,03	1,10	0,03		1,09	1,12	-0,05		0,64	0,81	-0,10	
	P	0,03	0,03	0,03		0,03	0,03	0,02		0,03	0,03	0,02		0,02	0,02	0,01	
	SI	-1,21	-1,09	-1,08		-0,90	-0,86	-0,81		-0,53	-0,58	-0,48		-0,19	-0,27	-0,15	
Mw	G		-0,54	-0,40	-1,26		-0,49	-0,35	-1,34		-0,43	-0,31	-1,44		-0,40	-0,09	-0,88
	P		-0,03	-0,03	-0,03		-0,03	-0,03	-0,03		-0,03	-0,03	-0,03		-0,01	-0,02	-0,02
	SI		-1,04	-1,08	-1,24		-0,77	-0,85	-0,93		-0,44	-0,57	-0,57		-0,12	-0,26	-0,21
Mn	G	-0,51	-0,29	0,13	0,64	-0,53	-0,32	0,16	0,67	-0,58	-0,38	0,17	0,76				
	P	-0,02	0,00	0,00	0,02	-0,02	0,00	0,00	0,02	-0,02	0,00	0,00	0,02				
	SI	0,50	0,93	0,95	0,52	0,33	0,64	0,66	0,34	0,11	0,31	0,33	0,13				
Ms	G	-0,47	-0,24	0,14	0,62	-0,50	-0,29	0,16	0,67	-0,51	-0,31	0,18	0,68	-0,64	-0,41	0,19	0,88
	P	-0,02	0,00	0,00	0,02	-0,02	0,00	0,00	0,02	-0,02	0,00	0,00	0,02	-0,02	0,00	0,00	0,02
	SI	0,70	1,20	1,22	0,72	0,57	0,99	1,00	0,59	0,42	0,71	0,73	0,43	0,19	0,39	0,41	0,21

-64-

Moments aux Noeuds du Portique longitudinal "c"

	file	C							B							A						
	Poteau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
G+1,2P	Mb	-0,89	-2,52	-2,38	-2,51	-2,58	-2,58	-2,86	0,36	0,92	0,82	0,84	0,85	0,83	1,02	0,58	1,50	1,49	1,61	1,69	1,72	1,93
	Mh	-1,80	-2,34	-2,39	-2,49	-2,58	-2,48	-3,55	0,67	0,92	0,88	0,88	0,89	0,80	1,24	1,08	1,52	1,59	1,67	1,74	1,71	2,22
	T	0,88	1,59	1,56	1,63	1,69	1,65	2,09	0,34	0,60	0,55	0,56	0,57	0,53	0,74	0,54	0,99	1,50	1,07	1,12	1,12	1,35
	N	58,90	50,39	41,73	33,00	24,20	15,35	6,45	78,05	65,88	54,10	42,50	31,05	19,71	8,51	49,82	42,70	35,36	27,31	20,38	12,79	5,10
G+P+1,2SI	Mb	-0,61	-2,31	-2,20	-2,35	-2,44	-2,48	-2,79	0,67	1,20	1,06	1,05	1,01	0,93	1,05	0,84	1,65	1,62	1,70	1,75	1,74	1,91
	Mh	-1,66	-2,14	-2,20	-2,30	-2,41	-2,33	-3,43	0,86	1,19	1,13	1,10	1,07	0,73	1,29	1,18	1,66	1,72	1,78	1,83	1,76	2,23
	T	0,74	1,45	1,44	1,52	1,58	1,57	2,03	0,50	0,78	0,72	0,70	0,68	0,60	0,76	0,66	1,08	1,09	1,14	1,17	1,14	1,35
	N	57,56	49,27	40,84	32,33	23,74	15,09	6,25	76,54	64,65	53,13	41,80	30,57	19,45	8,46	49,95	42,78	35,36	27,88	20,32	12,74	5,11
G+P-1,2SI	Mb	-1,14	-2,62	-2,47	-2,57	-2,61	-2,58	-2,83	0,04	0,60	0,54	0,60	0,65	0,70	0,94	0,29	1,29	1,31	1,45	1,55	1,63	1,89
	Mh	-1,86	-2,44	-2,49	-2,57	-2,65	-2,51	-3,54	0,45	0,61	0,59	0,62	0,67	0,84	1,12	0,93	1,32	1,39	1,49	1,58	1,58	2,15
	T	0,88	1,65	1,62	1,68	1,72	1,66	2,08	0,16	0,34	0,36	0,38	0,43	0,44	0,67	0,40	0,85	0,88	0,96	1,02	1,05	1,32
	N	58,60	50,11	41,47	32,76	24,00	15,21	6,39	70,95	64,97	52,34	41,90	30,62	19,46	8,45	48,50	41,62	34,53	27,33	20,01	12,61	5,07
G+P+SI	Mb	-0,65	-2,33	-2,22	-2,36	-2,45	-2,48	-2,79	0,62	1,15	1,02	1,01	0,98	0,91	1,04	0,79	1,62	1,59	1,68	1,73	1,73	1,91
	Mh	-1,67	-2,17	-2,22	-2,33	-2,43	-2,35	-3,44	0,83	1,14	1,09	1,06	1,04	0,91	1,27	1,16	1,63	1,69	1,76	1,81	1,74	2,23
	T	0,76	1,47	1,45	1,53	1,60	1,58	2,04	0,47	0,75	0,69	0,68	0,66	0,60	0,75	0,64	1,06	1,07	1,12	1,12	1,13	1,35
	N	57,65	49,34	40,89	32,36	23,76	15,09	6,37	76,54	64,68	53,15	41,80	30,58	19,45	8,46	49,93	42,68	35,30	27,83	20,30	12,73	5,11
G+P-SI	Mb	-1,09	-2,60	-2,45	-2,55	-2,60	-2,57	-2,82	0,09	0,65	0,58	0,63	0,68	0,71	0,95	0,33	1,32	1,33	1,47	1,57	1,64	1,89
	Mh	-1,85	-2,41	-2,46	-2,55	-2,63	-2,50	-3,53	0,49	0,66	0,63	0,66	0,70	0,67	1,14	0,95	1,35	1,42	1,52	1,60	1,59	2,16
	T	0,86	1,64	1,60	1,67	1,71	1,66	2,07	0,19	0,43	0,40	0,42	0,45	0,45	0,68	0,42	0,87	0,90	0,97	1,03	1,05	1,32
	N	58,51	50,04	41,42	32,72	23,98	15,20	6,39	76,92	64,94	53,32	41,80	30,62	19,46	8,45	48,62	41,72	34,60	27,27	20,04	12,62	5,08
0,8G+SI	Mb	-0,40	-1,63	-1,56	-1,66	-1,73	-1,76	-2,01	0,52	0,90	0,80	0,78	0,75	0,68	0,74	0,63	1,21	1,17	1,23	1,26	1,24	1,40
	Mh	-1,18	-1,52	-1,55	-1,63	-1,71	-1,65	-2,49	0,64	0,88	0,84	0,82	0,79	0,69	0,87	0,86	1,21	1,25	1,29	1,32	1,25	1,70
	T	0,52	1,03	1,02	1,08	1,12	1,11	1,47	0,38	0,58	0,53	0,52	0,50	0,45	0,52	0,49	0,79	0,80	0,82	0,84	0,81	1,01
	N	42,72	36,00	30,35	24,04	17,67	11,25	6,77	56,06	47,43	39,06	30,90	22,64	14,55	6,55	37,60	22,22	26,67	21,06	15,41	9,75	4,05
0,8G-SI	Mb	-0,85	-1,90	-1,78	-1,85	-1,89	-1,85	-2,04	-0,01	0,39	0,35	0,40	0,45	0,49	0,66	0,18	0,90	0,92	1,02	1,10	1,15	1,38
	Mh	-1,35	-1,77	-1,80	-1,86	-1,91	-1,80	-2,58	0,30	0,41	0,39	0,42	0,45	0,46	0,74	0,65	0,92	0,97	1,05	1,11	1,10	1,63
	T	0,72	1,20	1,17	1,21	1,24	1,19	1,57	0,09	0,26	0,24	0,27	0,30	0,31	0,45	0,27	0,60	0,62	0,67	0,72	0,73	0,98
	N	43,63	37,30	30,88	24,50	17,88	11,36	4,81	56,41	47,69	39,23	30,90	22,69	14,55	6,55	36,39	21,26	25,97	20,60	15,15	9,64	4,02

M_b: M^t bas
M_h: M^t haut

- 55 -

Efforts M, N, T dans les poteaux du portique transversal "o"

Efforts M, N, T dans les poteaux ou portique transversal "A"

Poteau	G+1,2P			G+P ₁ 1,2SI			G+P ₁ 2SI			G+P ₁ SI			G+P ₂ SI			0,8G+SI			0,8G+SI			0,8G-SI					
	N	T	M _x	N	T	M _x	N	T	M _x	N	T	M _x	N	T	M _x	N	T	M _x	N	T	M _x	N	T	M _x			
1	94,72	1,04	-1,98	94,72	1,04	-1,98	94,72	1,04	-1,98	94,72	1,04	-1,98	94,72	1,04	-1,98	94,72	1,04	-1,98	94,72	1,04	-1,98	94,72	1,04	-1,98	94,72	1,04	-1,98
2	66,52	1,76	-2,50	66,52	1,76	-2,50	66,52	1,76	-2,50	66,52	1,76	-2,50	66,52	1,76	-2,50	66,52	1,76	-2,50	66,52	1,76	-2,50	66,52	1,76	-2,50	66,52	1,76	-2,50
3	55,09	1,75	-2,60	55,09	1,75	-2,60	55,09	1,75	-2,60	55,09	1,75	-2,60	55,09	1,75	-2,60	55,09	1,75	-2,60	55,09	1,75	-2,60	55,09	1,75	-2,60	55,09	1,75	-2,60
4	43,76	1,83	-2,72	43,76	1,83	-2,72	43,76	1,83	-2,72	43,76	1,83	-2,72	43,76	1,83	-2,72	43,76	1,83	-2,72	43,76	1,83	-2,72	43,76	1,83	-2,72	43,76	1,83	-2,72
5	32,24	1,90	-2,86	32,24	1,90	-2,86	32,24	1,90	-2,86	32,24	1,90	-2,86	32,24	1,90	-2,86	32,24	1,90	-2,86	32,24	1,90	-2,86	32,24	1,90	-2,86	32,24	1,90	-2,86
6	20,66	1,93	-3,02	20,66	1,93	-3,02	20,66	1,93	-3,02	20,66	1,93	-3,02	20,66	1,93	-3,02	20,66	1,93	-3,02	20,66	1,93	-3,02	20,66	1,93	-3,02	20,66	1,93	-3,02
7	9,02	1,91	-3,37	9,02	1,91	-3,37	9,02	1,91	-3,37	9,02	1,91	-3,37	9,02	1,91	-3,37	9,02	1,91	-3,37	9,02	1,91	-3,37	9,02	1,91	-3,37	9,02	1,91	-3,37
8	49,13	0,36	0,68	49,13	0,36	0,68	49,13	0,36	0,68	49,13	0,36	0,68	49,13	0,36	0,68	49,13	0,36	0,68	49,13	0,36	0,68	49,13	0,36	0,68	49,13	0,36	0,68
9	55,05	0,63	0,64	55,05	0,63	0,64	55,05	0,63	0,64	55,05	0,63	0,64	55,05	0,63	0,64	55,05	0,63	0,64	55,05	0,63	0,64	55,05	0,63	0,64	55,05	0,63	0,64
10	40,90	0,64	0,64	40,90	0,64	0,64	40,90	0,64	0,64	40,90	0,64	0,64	40,90	0,64	0,64	40,90	0,64	0,64	40,90	0,64	0,64	40,90	0,64	0,64	40,90	0,64	0,64
11	30,35	1,04	1,04	30,35	1,04	1,04	30,35	1,04	1,04	30,35	1,04	1,04	30,35	1,04	1,04	30,35	1,04	1,04	30,35	1,04	1,04	30,35	1,04	1,04	30,35	1,04	1,04
12	19,81	1,17	1,17	19,81	1,17	1,17	19,81	1,17	1,17	19,81	1,17	1,17	19,81	1,17	1,17	19,81	1,17	1,17	19,81	1,17	1,17	19,81	1,17	1,17	19,81	1,17	1,17
13	10,30	1,58	1,58	10,30	1,58	1,58	10,30	1,58	1,58	10,30	1,58	1,58	10,30	1,58	1,58	10,30	1,58	1,58	10,30	1,58	1,58	10,30	1,58	1,58	10,30	1,58	1,58
14	6,67	1,91	1,91	6,67	1,91	1,91	6,67	1,91	1,91	6,67	1,91	1,91	6,67	1,91	1,91	6,67	1,91	1,91	6,67	1,91	1,91	6,67	1,91	1,91	6,67	1,91	1,91
15	4,67	2,08	2,08	4,67	2,08	2,08	4,67	2,08	2,08	4,67	2,08	2,08	4,67	2,08	2,08	4,67	2,08	2,08	4,67	2,08	2,08	4,67	2,08	2,08	4,67	2,08	2,08
16	5,97	2,51	2,51	5,97	2,51	2,51	5,97	2,51	2,51	5,97	2,51	2,51	5,97	2,51	2,51	5,97	2,51	2,51	5,97	2,51	2,51	5,97	2,51	2,51	5,97	2,51	2,51
17	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14
18	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14
19	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14
20	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14
21	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14	4,25	3,14	3,14

- 99 -

file	0							1							2							3							
	Potea	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
G+P-12SI	Mb	-0,14	-0,37	-0,27	-0,23	-0,20	-0,17	-0,16	0,05	0,19	0,22	0,23	0,32	0,34	0,40	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01
	Mh	-0,29	-0,32	-0,26	-0,22	-0,19	-0,17	-0,14	0,12	0,20	0,25	0,28	0,33	0,33	0,50	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01
	T	0,14	0,23	0,17	1,15	0,13	0,11	0,10	0,06	0,13	0,15	0,19	0,21	0,22	0,29	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	N	44,1	37,4	30,8	24,3	17,8	11,3	4,9	43,5	36,1	34,7	43,3	31,8	20,2	8,5	43,9	32,9	32,0	40,9	30,0	18,9	8,0	34,7	33,7	52,1	41,1	30,1	19,1	8,1
G+P-12SI	Mb	0,22	1,65	1,50	1,26	0,95	0,57	0,09	5,67	4,51	4,04	3,52	2,84	1,99	1,01	5,64	4,44	3,97	2,43	2,71	1,84	0,82	5,63	4,43	3,96	3,42	2,70	1,83	0,83
	Mh	1,30	1,63	1,57	1,38	1,10	0,76	0,26	3,53	4,40	4,25	3,84	3,25	2,48	1,58	3,48	4,34	4,06	3,74	3,12	2,33	1,31	3,48	4,33	4,16	3,73	3,11	2,31	1,32
	T	1,15	1,07	1,00	0,86	0,67	0,43	0,11	3,00	2,91	2,71	2,41	1,99	1,46	0,85	2,98	2,87	2,66	2,34	1,90	1,36	0,70	3,00	2,86	2,65	2,33	1,90	1,35	0,70
	N	32,5	29,3	24,2	19,9	12,3	10,2	4,6	44,9	63,9	52,9	41,8	30,7	19,5	8,3	43,5	62,6	51,7	40,7	29,8	18,9	8,0	43,5	62,6	51,7	40,8	29,8	19,0	8,0
G+P-12SI	Mb	-2,49	-2,37	-2,03	-1,71	-1,34	-0,90	-0,39	-5,57	-4,12	3,60	-2,97	-2,21	-1,31	-0,22	-5,65	-4,45	-3,98	-3,43	-2,71	-1,93	-0,84	-5,64	-4,44	-3,97	-3,42	-2,71	-1,93	-0,84
	Mh	-1,84	-2,26	-2,07	-1,81	-1,47	-1,08	-0,52	-3,30	-4,60	-3,76	-3,26	-2,60	-1,82	-0,58	-3,50	-4,84	-4,17	-3,74	-3,12	-2,31	-1,35	-3,48	-4,23	-4,11	-3,74	-3,12	-2,32	-1,33
	T	1,42	1,57	1,34	1,15	0,92	0,65	0,30	2,90	2,66	2,41	2,04	1,57	1,02	0,26	2,99	2,87	2,66	2,34	1,90	1,35	0,72	2,98	2,86	2,66	2,34	1,91	1,36	0,71
	N	55,3	26,2	37,1	24,4	20,0	12,3	5,1	49,8	67,3	55,8	44,7	32,3	20,6	8,9	43,3	62,4	51,5	40,6	29,7	18,8	7,9	43,5	62,6	51,7	40,7	29,8	19,0	8,0
G+P-12SI	Mb	1,82	1,31	1,20	1,01	0,76	0,44	0,05	4,74	3,79	2,41	2,98	2,42	1,71	0,81	4,70	3,70	3,31	2,85	2,26	1,53	0,68	4,69	3,69	3,30	2,85	2,25	1,52	0,69
	Mh	1,04	1,30	1,27	1,11	0,89	0,60	0,19	2,96	3,70	3,58	3,25	2,77	2,12	1,40	2,90	3,61	3,47	3,11	2,60	1,85	1,09	2,90	3,61	3,47	3,11	2,59	1,93	1,10
	T	0,94	0,86	0,81	0,70	0,54	0,34	0,08	2,52	2,45	2,28	2,04	1,69	1,25	0,75	2,48	2,39	2,21	1,95	1,58	1,14	0,58	2,48	2,39	2,21	1,95	1,58	1,12	0,59
	N	34,4	28,7	25,3	20,6	15,7	10,4	4,6	43,3	64,2	53,1	42,0	30,8	19,6	8,4	42,5	62,6	51,6	40,7	29,7	18,9	8,0	43,5	62,6	51,7	40,8	29,8	19,0	8,0
G+P-12SI	Mb	-2,10	-2,03	-1,73	-1,47	-1,15	-0,78	-0,35	-4,63	-3,40	-2,96	-2,43	-1,79	-1,04	-0,11	-4,71	-3,71	-3,32	-2,86	-2,26	-1,52	-0,70	-4,70	-3,70	-3,31	-2,85	-2,26	-1,53	-0,70
	Mh	-1,58	-1,93	-1,77	-1,54	-1,26	-0,92	-0,46	-2,73	-3,30	-3,09	-2,67	-2,11	-1,46	-0,40	-2,92	-3,62	-3,48	-3,11	-2,60	-1,92	-1,13	-2,90	-3,61	-3,47	-3,11	-2,60	-1,94	-0,71
	T	1,20	1,30	1,15	0,98	0,78	0,56	0,26	2,41	2,19	1,98	1,67	1,28	0,82	0,17	2,49	2,40	2,22	1,95	1,58	1,12	0,60	2,48	2,39	2,22	1,95	1,59	1,13	0,59
	N	56,4	44,7	36,0	27,7	19,6	12,1	5,0	48,5	67,7	55,5	43,9	32,2	20,6	8,7	43,3	62,4	51,5	40,6	29,7	18,8	7,9	43,5	62,6	51,7	40,7	29,8	19,0	8,0
G+P-12SI	Mb	1,86	1,42	1,28	1,09	0,83	0,50	0,10	4,72	3,74	2,36	2,92	2,35	1,64	0,82	4,70	3,70	3,31	2,85	2,26	1,53	0,68	4,69	3,69	3,30	2,85	2,25	1,52	0,69
	Mh	1,11	1,40	1,34	1,18	0,95	0,66	0,24	2,93	3,65	3,53	3,19	2,69	2,05	1,29	2,90	3,62	3,47	3,11	2,60	1,84	1,09	2,90	3,61	3,47	3,11	2,59	1,93	1,10
	T	0,97	0,92	0,86	0,74	0,58	0,38	0,11	2,50	2,41	2,25	2,00	1,65	1,21	0,69	2,49	2,39	2,21	1,95	1,58	1,14	0,60	2,48	2,39	2,21	1,95	1,58	1,13	0,59
	N	24,6	21,4	18,4	15,2	11,7	7,9	3,6	57,6	49,1	40,6	32,7	22,6	15,0	6,4	58,6	48,2	39,8	31,4	22,9	14,6	6,2	56,6	48,2	39,8	31,4	23,0	14,6	6,2
G+P-12SI	Mb	-2,06	-1,93	-1,65	-1,39	-1,08	-0,72	-0,29	-4,64	-3,45	-3,01	-2,49	-1,86	-1,11	-0,20	-4,71	-3,71	-3,32	-2,86	-2,26	-1,52	-0,70	-4,70	-3,70	-3,31	-2,85	-2,26	-1,53	-0,70
	Mh	-1,50	-1,84	-1,69	-1,47	-1,19	-0,86	-0,41	-2,76	-3,35	-3,15	-2,74	-2,19	-1,53	-0,51	-2,91	-3,62	-3,48	-3,11	-2,60	-1,92	-1,13	-2,90	-3,61	-3,47	-3,11	-2,60	-1,94	-0,71
	T	1,16	1,23	1,09	0,94	0,74	0,52	0,23	2,42	2,22	2,01	1,71	1,32	0,87	0,23	2,48	2,39	2,22	1,95	1,58	1,13	0,60	2,48	2,39	2,22	1,95	1,59	1,13	0,59
	N	43,6	36,4	29,2	22,3	15,7	9,6	3,9	60,8	51,9	43,0	34,0	24,9	15,9	6,8	56,4	48,0	39,6	31,3	22,9	14,5	6,1	56,6	48,2	39,8	31,4	23,0	14,6	6,2

-67-

Efforts M, N, T dans les poteaux du portique longitudinal "A" (symétrique)

File	0							1							2							3							
	Poteau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
G+12P	M ₁	-0,16	-0,43	-0,45	-0,50	-0,53	-0,55	-0,60	-0,04	-0,10	-0,19	-0,25	-0,30	-0,33	-0,38	-0,02	0,00	0,06	0,10	0,13	0,16	0,18	0,13	0,45	0,52	0,60	0,66	0,69	0,78
	M ₂	-0,25	-0,39	-0,44	-0,49	-0,52	-0,53	-0,66	-0,01	-0,09	-0,18	-0,24	-0,29	-0,32	-0,42	0,03	0,07	0,11	0,14	0,16	0,18	0,20	0,23	0,50	0,57	0,64	0,69	0,70	0,90
	T	0,13	0,26	0,29	0,32	0,34	0,35	0,41	0,01	0,06	0,12	0,16	0,19	0,21	0,26	0,00	0,02	0,05	0,07	0,09	0,11	0,12	0,15	0,31	0,36	0,40	0,44	0,45	0,55
	N	49,94	42,76	25,50	29,17	20,78	13,38	5,98	65,57	55,82	46,16	26,52	26,89	17,26	7,65	61,32	51,86	42,61	32,53	24,87	15,70	6,92	22,20	19,15	15,95	12,69	9,22	5,75	2,23
G+4,12SI	M ₁	1,28	0,60	0,47	0,28	0,08	-0,15	-0,46	1,85	1,67	1,41	1,14	0,82	0,44	-0,01	1,87	1,78	1,68	1,51	1,27	0,95	0,57	1,59	1,48	1,45	1,39	1,28	1,10	0,94
	M ₂	0,69	0,63	0,52	0,36	0,17	-0,03	-0,43	1,49	1,65	1,46	1,21	0,90	0,54	0,05	1,83	1,82	1,76	1,60	1,37	1,05	0,69	1,28	1,53	1,54	1,50	1,40	1,21	1,16
	T	0,65	0,40	0,32	0,21	0,08	0,06	0,29	1,09	1,08	0,93	0,76	0,56	0,32	0,01	1,11	1,17	1,12	1,01	0,86	0,65	0,41	0,93	0,98	0,97	0,94	0,87	0,75	0,68
	N	44,24	39,31	32,27	26,04	19,58	12,85	5,80	65,58	55,73	45,97	36,27	26,64	17,06	7,55	60,74	51,57	42,44	33,48	24,60	15,77	6,97	27,88	23,61	19,18	14,78	10,45	6,30	2,36
G+P,12SI	M ₁	-1,61	-1,45	-1,37	-1,28	-1,13	-0,94	-0,73	-1,34	-1,87	-1,79	-1,65	-1,41	-1,10	-0,75	-1,92	-1,78	-1,55	-1,31	-1,00	-0,63	-0,22	-1,32	-0,59	-0,42	-0,21	0,03	0,27	0,62
	M ₂	-1,20	-1,41	-1,39	-1,33	-1,21	-1,03	-0,88	-1,51	-1,84	-1,81	-1,69	-1,48	-1,17	-0,88	-1,48	-1,69	-1,54	-1,32	-1,04	-0,69	-0,29	-0,62	-0,53	-0,40	-0,22	-0,02	0,17	0,64
	T	0,92	0,93	0,90	0,85	0,76	0,64	0,52	1,12	1,21	1,17	1,08	0,94	0,74	0,53	1,11	1,13	1,01	0,86	0,66	0,43	0,16	0,63	0,36	0,26	0,14	0,00	0,14	0,41
	N	55,45	47,07	38,60	30,20	21,94	13,87	6,04	85,10	55,63	46,12	36,58	27,00	17,38	7,72	61,55	51,92	42,60	33,40	24,10	15,56	6,84	16,35	14,55	12,59	10,40	7,93	5,17	2,07
G+P+SI	M ₁	1,05	0,43	0,32	0,15	-0,02	-0,22	-0,49	1,54	1,37	1,14	0,91	0,63	0,31	-0,07	1,56	1,48	1,41	1,28	1,08	0,82	0,51	1,35	1,31	1,29	1,26	1,17	1,03	0,91
	M ₂	0,54	0,46	0,36	0,22	0,05	-0,12	-0,47	1,24	1,36	1,18	0,96	0,70	0,39	-0,03	1,28	1,53	1,48	1,36	1,17	0,91	0,61	1,12	1,36	1,38	1,35	1,28	1,13	1,11
	T	0,51	0,29	0,22	0,12	0,01	0,10	0,31	0,90	0,89	0,76	0,61	0,43	0,23	0,03	0,92	0,98	0,94	0,86	0,73	0,56	0,36	0,80	0,87	0,87	0,85	0,80	0,70	0,66
	N	45,17	39,04	32,80	26,39	19,77	12,93	5,82	65,54	55,72	45,98	36,30	26,67	17,09	7,56	60,31	51,55	42,45	33,47	24,59	15,75	6,96	26,92	22,65	18,63	14,76	10,24	6,2	2,34
G+P-SI	M ₁	-1,87	-1,28	-1,22	-1,15	-1,03	-0,87	-0,71	-1,62	-1,58	-1,53	-1,41	-1,28	-0,97	-0,69	-1,60	-1,48	-1,27	-1,07	-0,81	-0,50	-0,15	-1,08	-0,41	-0,27	-0,07	0,13	0,34	0,64
	M ₂	-1,04	-1,24	-1,28	-1,19	-1,09	-0,95	-0,85	-1,26	-1,55	-1,54	-1,45	-1,28	-1,03	-0,81	-1,23	-1,40	-1,26	-1,08	-0,84	-0,55	-0,21	-0,47	-0,26	-0,24	-0,08	0,10	0,26	0,69
	T	0,78	0,82	0,80	0,76	0,69	0,59	0,50	0,94	1,02	1,00	0,93	0,81	0,65	0,48	0,92	0,94	0,83	0,70	0,54	0,34	0,11	0,50	0,25	0,16	0,05	0,07	0,19	0,43
	N	45,52	36,34	30,07	24,95	21,74	13,78	6,02	65,14	55,63	46,11	36,55	26,97	17,35	7,71	61,49	51,88	42,45	33,40	24,43	15,57	6,85	17,31	15,30	13,14	10,69	8,14	5,26	2,10
0,86 + 6I	M ₁	1,09	0,52	0,42	0,27	0,09	-0,10	-0,25	1,54	1,39	1,18	0,96	0,70	0,38	0,01	1,56	1,48	1,39	1,25	1,05	0,78	0,47	1,32	1,21	1,18	1,13	1,03	0,88	0,74
	M ₂	0,60	0,55	0,46	0,33	0,17	0,00	-0,32	1,24	1,38	1,22	1,01	0,76	0,46	0,06	1,28	1,52	1,46	1,33	1,13	0,87	0,56	1,05	1,25	1,26	1,21	1,13	0,97	0,92
	T	0,55	0,35	0,28	0,19	0,08	0,03	0,22	0,91	0,90	0,78	0,64	0,47	0,27	0,02	0,92	0,98	0,93	0,84	0,71	0,53	0,33	0,77	0,80	0,79	0,76	0,70	0,60	0,54
	N	34,85	20,30	25,47	20,57	15,48	10,17	4,60	51,76	43,94	36,30	28,64	21,04	13,48	5,98	47,90	40,33	32,48	24,42	19,42	12,44	5,52	22,15	18,73	15,20	11,69	8,26	4,97	1,86
0,86 - SI	M ₁	-1,34	-1,18	-1,11	-1,03	-0,91	-0,78	-0,57	-1,61	-1,56	-1,49	-1,36	-1,17	-0,90	-0,61	-1,60	-1,48	-1,30	-1,10	-0,84	-0,53	-0,19	-1,11	-0,52	-0,38	-0,20	-0,01	0,19	0,47
	M ₂	-0,98	-1,15	-1,14	-1,08	-0,98	-0,83	-0,7	-1,26	-1,53	-1,50	-1,40	-1,22	-0,96	-0,72	-1,23	-1,41	-1,24	-1,11	-0,88	-0,58	-0,25	-0,54	-0,47	-0,37	-0,22	-0,06	0,11	0,49
	T	0,75	0,76	0,73	0,69	0,61	0,51	0,41	0,93	1,00	0,97	0,90	0,77	0,60	0,43	0,92	0,94	0,84	0,72	0,56	0,36	0,14	0,53	0,32	0,24	0,14	0,02	0,09	0,31
	N	44,30	37,50	30,74	24,03	17,45	11,03	4,61	51,37	43,81	36,42	28,89	21,33	13,75	6,12	48,57	40,97	33,60	24,35	19,26	12,28	5,41	12,53	11,18	12,63	8,04	6,16	4,03	1,62

- 68 -

Efforts M, N, T dans les poteaux du portique longitudinal "c"

	Niv	I		II		III		IV		V		VI		VII	
	Banc	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
G+I.P	MG	-4,31	3,35	-4,72	-2,90	-4,90	-2,69	-5,07	-2,50	-5,17	-2,39	-5,35	-2,20	-3,55	-1,81
	ME	12,12	7,53	12,17	7,51	12,15	7,51	12,15	7,50	12,14	7,50	12,19	7,51	10,79	6,58
	MD	-4,94	-2,58	-4,63	-3,01	-4,41	-3,20	-4,23	-3,36	-4,11	-3,46	-4,02	-3,64	-3,04	-2,22
G+P.I.2E	MG	-3,96	-3,01	-4,34	-2,55	-4,54	-2,37	-4,74	-2,24	-4,89	-2,19	-5,12	-2,06	-3,43	-1,79
	ME	11,87	7,39	11,92	7,39	11,89	7,38	11,89	7,38	11,88	7,37	11,93	7,37	10,59	6,48
	MD	-5,07	-2,83	-4,80	-3,28	-4,56	-3,42	-4,35	-3,53	-4,18	-3,57	-4,04	-3,67	-3,07	-2,23
G+P.I.2E	MG	-4,49	-3,56	-4,91	-3,14	-5,06	-2,90	-5,19	-2,68	-5,23	-2,51	-5,34	-2,25	-3,54	-1,85
	ME	11,89	7,38	11,95	7,36	11,93	7,34	11,93	7,33	11,91	7,33	11,95	7,35	10,60	6,47
	MD	-4,61	-2,22	-4,29	-2,63	-4,09	-2,84	-3,95	-3,04	-3,87	-3,21	-3,84	-3,47	-2,97	-2,15
G+P.I.2E	MG	-4,01	-3,05	-4,39	-2,60	-4,58	-2,42	-4,78	-2,28	-4,92	-2,21	-5,14	-2,08	-3,44	-1,79
	ME	11,87	7,38	11,91	7,38	11,89	7,38	11,90	7,37	11,89	7,37	11,94	7,37	10,59	6,48
	MD	-5,03	-2,78	-4,75	-3,22	-4,52	-3,37	-4,32	-3,49	-4,16	-3,54	-4,03	-3,66	-3,06	-2,23
G+P.I.2E	MG	-4,44	-3,51	-4,86	-3,09	-5,02	-2,86	-5,15	-2,64	-5,20	-2,47	-5,32	-2,23	-3,53	-1,84
	ME	11,89	7,38	11,94	7,36	11,93	7,34	11,92	7,34	11,91	7,34	11,95	7,34	10,60	6,47
	MD	-4,65	-2,27	-4,33	-2,68	-4,13	-2,88	-3,98	-3,09	-3,90	-3,24	-3,86	-3,48	-2,98	-2,16
O,86+2E	MG	-2,81	-2,14	-3,08	-1,81	-3,22	-1,69	-3,36	-1,60	-3,47	-1,57	-3,66	-1,49	-2,49	-1,47
	ME	8,52	5,31	8,56	5,31	8,55	5,31	8,54	5,30	8,53	5,30	8,57	5,31	7,70	4,80
	MD	-3,67	-2,06	-3,49	-2,38	-3,32	-2,48	-3,17	-2,55	-3,04	-2,57	-2,92	-2,65	-2,35	-1,70
O,86-2E	MG	-3,25	-2,59	-3,55	-2,30	-3,65	-2,13	-3,74	-1,97	-3,76	-1,84	-3,84	-1,64	-2,58	-1,52
	ME	8,55	5,30	8,58	5,28	8,57	5,27	8,57	5,26	8,56	5,27	8,58	5,28	7,70	4,78
	MD	-3,29	-1,55	-3,06	-1,84	-2,93	-1,99	-2,83	-2,14	-2,78	-2,27	-2,75	-2,47	-2,26	-1,63

-69-

Moments dans les poutres du portique transversal "0" (25x45)

	Niv.	I		II		III		IV		V		VI		VII	
	Barre.	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
G ₁ P	M _G	-4,86	-2,95	-5,24	-2,47	-5,47	-2,19	-5,67	-1,97	-5,82	-1,83	-6,03	-1,64	-4,71	-1,65
	M _t	12,39	7,78	12,43	7,49	12,42	7,82	12,43	7,84	12,43	7,87	12,49	7,87	10,75	7,03
	M _D	-4,75	-3,38	-4,45	-3,83	-4,18	-4,12	-3,97	-4,34	-3,81	-4,49	-3,69	-4,64	-3,18	-4,00
G ₁ P+125I	M _G	-3,18	-1,15	-3,00	-0,08	-3,15	-0,22	-3,53	+0,17	-3,99	-0,12	-4,55	-0,36	-3,79	-0,97
	M _t	11,54	7,66	11,58	8,02	11,55	8,14	11,53	8,10	11,50	7,94	11,57	7,78	10,34	7,11
	M _D	-5,84	-5,21	-6,06	-6,33	-5,88	-6,64	-5,52	-6,55	-5,06	-6,20	-4,66	-5,83	-3,76	-4,80
G ₁ P-325I	M _G	-6,10	-4,50	-6,99	-4,65	-7,29	-4,43	-7,29	-3,95	-7,09	-3,40	-6,95	-2,79	-5,29	-2,21
	M _t	11,72	7,27	11,88	7,26	11,93	7,22	11,91	7,16	11,85	7,14	11,85	7,15	10,53	6,61
	M _D	-3,25	-1,26	-2,47	-0,99	-2,15	-1,23	-2,12	-1,74	-2,25	-2,37	-2,45	-3,03	-2,49	-2,91
G ₁ P+SI	M _G	-3,43	-1,43	-3,33	-0,47	-3,49	-0,17	-3,84	-0,17	-4,25	-0,39	-4,75	-0,56	-3,91	-1,08
	M _t	11,54	7,57	11,57	7,85	11,54	7,95	11,53	7,93	11,51	7,82	11,58	7,69	10,35	7,06
	M _D	-5,63	-4,88	-5,76	-5,88	-5,57	-6,19	-5,24	-6,15	-4,83	-5,88	-4,47	-5,59	-3,66	-4,65
G ₁ P-SI	M _G	-5,86	-4,22	-6,66	-4,27	-6,94	-4,04	-6,97	-3,60	-6,84	-3,13	-6,75	-2,59	-5,16	-2,20
	M _t	11,68	7,25	11,82	7,21	11,85	7,18	11,84	7,14	11,80	7,15	11,81	7,17	10,50	6,64
	M _D	-3,47	-1,59	-2,77	-1,44	-2,46	-1,68	-2,40	-2,14	-2,49	-2,69	-2,63	-3,26	-2,80	-3,07
0,8G+SI	M _G	-1,62	-0,36	-1,37	+0,42	-1,43	+0,61	-1,70	+0,52	-2,05	+0,24	-2,48	+0,02	-2,33	-0,71
	M _t	7,32	4,97	7,86	5,30	7,34	5,89	7,31	5,32	7,28	5,16	7,32	5,00	7,02	4,85
	M _D	-3,92	-3,64	-4,18	-4,47	-4,10	-4,66	-3,85	-4,54	-3,57	-4,21	-3,20	-3,88	-2,88	-3,29
0,8G-SI	M _G	-4,05	-3,15	-4,70	-3,38	-4,88	-3,26	-4,83	-2,92	-4,63	-2,49	-4,48	-2,01	-3,58	-1,83
	M _t	7,45	4,65	7,59	4,68	7,62	4,65	7,60	4,58	7,54	2,52	7,53	4,50	7,16	4,47
	M _D	-1,76	-0,34	-1,19	-0,02	-0,99	-0,15	-1,02	-0,53	-1,17	-1,01	-1,35	-1,54	-1,77	-1,71

-07-

Moments dans les poutres du portique transversal "1" (25 x 45)

Niv	Barré	G + 1,2P			G + P + 1,2SI			G + P - 1,2SI			G + P + SI			G + P - SI			0,8G + SI			0,8G - SI		
		M _G	M _t	M _d	M _G	M _t	M _d	M _G	M _t	M _d	M _G	M _t	M _d	M _G	M _t	M _d	M _G	M _t	M _d	M _G	M _t	M _d
I	57	0,64	3,03	-1,61	2,95	-5,31	-5,31	-4,21	-4,25	2,14	2,35	4,69	-4,69	-3,61	-3,61	1,52	2,53	-4,27	-4,27	-3,43	-3,43	1,95
	58	-1,30	3,15	-1,24	2,72	-5,19	-5,19	-5,29	-5,29	2,76	2,06	-4,53	-4,53	-4,62	-4,62	2,10	2,40	-4,20	-4,20	-4,28	-4,28	2,42
	59	-1,25	3,13	-1,25	2,73	-5,19	-5,19	-5,19	-5,19	2,73	2,07	-4,53	-4,53	-4,53	-4,53	2,07	2,40	-4,20	-4,20	-4,20	-4,20	2,40
	60	-1,25	3,12	-1,25	2,72	-5,18	-5,18	-5,19	-5,19	2,73	2,06	-4,52	-4,52	-4,53	-4,53	2,06	2,39	-4,19	-4,19	-4,20	-4,20	2,40
II	64	-1,25	3,12	-1,25	2,72	-5,17	-5,17	-5,18	-5,18	2,72	2,06	-4,51	-4,51	-4,52	-4,52	2,06	2,39	-4,19	-4,19	-4,19	-4,19	2,39
	65	-1,30	3,15	-1,25	2,92	-5,39	-5,39	-5,47	-5,47	2,93	2,22	-4,70	-4,70	-4,77	-4,77	2,24	2,56	-4,37	-4,37	-4,43	-4,43	2,57
	66	-1,25	3,12	-1,25	2,92	-5,38	-5,38	-5,39	-5,39	2,93	2,23	-4,69	-4,69	-4,69	-4,69	2,23	2,56	-4,36	-4,36	-4,36	-4,36	2,56
	67	-1,25	3,12	-1,25	2,91	-5,37	-5,37	-5,38	-5,38	2,92	2,22	-4,68	-4,68	-4,69	-4,69	2,22	2,55	-4,35	-4,35	-4,36	-4,36	2,56
III	71	-0,49	3,10	-1,53	2,83	-5,21	-5,21	-3,79	-3,79	1,60	2,28	-4,65	-4,65	-3,24	-3,24	1,04	2,43	-4,19	-4,19	-3,09	-3,09	1,50
	72	-3,30	3,13	-1,25	2,56	-5,03	-5,03	-5,13	-5,13	2,57	1,92	-4,40	-4,40	-4,48	-4,48	1,94	2,26	-4,07	-4,07	-4,14	-4,14	2,27
	73	-1,26	3,12	-1,25	2,56	-5,02	-5,02	-5,03	-5,03	2,57	1,93	-4,40	-4,40	-4,40	-4,40	1,94	2,26	-4,06	-4,06	-4,07	-4,07	2,27
	74	-1,25	3,12	-1,25	2,56	-5,01	-5,01	-5,02	-5,02	2,56	1,92	-4,38	-4,38	-4,39	-4,39	1,93	2,26	-4,05	-4,05	-4,06	-4,06	2,26
IV	78	-0,42	3,12	-1,91	2,33	-4,70	-4,70	-3,14	-3,14	0,92	1,87	-4,23	-4,23	-2,69	-2,69	0,45	2,01	-3,75	-3,75	-2,65	-2,65	0,93
	79	-1,21	3,13	-1,26	1,98	-4,46	-4,46	-4,55	-4,55	1,90	1,44	-3,92	-3,92	-4,01	-4,01	1,45	1,78	-3,59	-3,59	-3,67	-3,67	1,78
	80	-1,26	3,12	-1,25	1,99	-4,45	-4,45	-4,46	-4,46	2,00	1,45	-3,91	-3,91	-3,92	-3,92	1,46	1,78	-3,58	-3,58	-3,59	-3,59	1,79
	81	-1,25	3,12	-1,25	1,98	-4,44	-4,44	-4,45	-4,45	1,99	1,45	-3,91	-3,91	-3,91	-3,91	1,45	1,78	-3,58	-3,58	-3,58	-3,58	1,78
V	85	-0,37	3,14	-1,97	1,67	-4,01	-4,01	-2,37	-2,37	0,11	1,33	-3,67	-3,67	-2,03	-2,03	+0,23	1,45	-3,18	-3,18	-1,91	-1,91	0,26
	86	-1,31	3,16	-1,26	1,23	-3,72	-3,72	-3,80	-3,80	1,23	0,81	-3,30	-3,30	-3,38	-3,38	0,92	1,15	-2,97	-2,97	-3,04	-3,04	1,15
	87	-1,26	3,12	-1,25	1,24	-3,70	-3,70	-3,71	-3,71	1,25	0,83	-3,29	-3,29	-3,30	-3,30	0,84	1,16	-2,96	-2,96	-2,97	-2,97	1,17
	88	-1,25	3,12	-1,25	1,24	-3,69	-3,69	-3,70	-3,70	1,24	0,83	-3,28	-3,28	-3,29	-3,29	0,83	1,15	-2,95	-2,95	-2,96	-2,96	1,16
VI	92	-0,32	3,15	-2,03	0,84	-3,17	-3,17	-1,46	-1,46	0,84	0,65	-2,97	-2,97	-1,27	-1,27	0,03	0,76	-2,47	-2,47	-0,15	-0,15	-0,53
	93	-1,30	3,14	-1,27	0,33	-2,81	-2,81	-2,88	-2,88	0,32	0,06	-2,55	-2,55	-2,61	-2,61	0,06	0,40	-2,22	-2,22	-2,27	-2,27	0,39
	94	-1,26	3,12	-1,24	0,34	-2,80	-2,80	-2,82	-2,82	0,36	0,07	-2,54	-2,54	-2,56	-2,56	0,09	0,41	-2,21	-2,21	-2,23	-2,23	0,42
	95	-1,25	3,12	-1,25	0,34	-2,80	-2,80	-2,81	-2,81	0,35	0,08	-2,54	-2,54	-2,54	-2,54	0,08	0,41	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21	0,41
VII	99	-1,14	2,52	-0,96	0,40	-2,52	-1,67	-1,85	+2,62	-0,28	-0,52	2,50	-1,50	-1,73	2,59	-0,29	-0,24	1,89	-1,26	-1,45	1,98	-0,15
	100	-1,14	2,52	-0,96	0,40	-2,52	-1,61	-1,85	+2,62	-0,28	-0,52	2,50	-1,50	-1,73	2,59	-0,29	-0,24	1,89	-1,26	-1,45	1,98	-0,15
	101	-0,99	2,47	-0,98	0,30	2,49	-1,63	-1,63	2,49	-0,70	-0,40	2,47	-1,52	-1,52	2,47	-0,41	-0,17	3,37	-1,27	3,37	+3,37	-0,16
	102	-0,98	2,47	-0,98	0,30	2,49	-1,63	-1,63	2,49	-0,70	-0,40	2,47	-1,52	-1,52	2,47	-0,41	-0,17	3,37	-1,27	3,37	-1,27	3,37

- 71 -

Moments dans les poutres du portique longitudinal "A" (symétrique) (25x35)

Niv	Barre	I		II		III		IV		V		VI		VII	
		22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
G+P	M _G	-0,66	-0,87	-0,80	-0,79	-0,87	-0,75	-0,93	-0,71	-0,97	-0,69	-1,04	-0,65	-0,70	-0,66
	M _t	1,86	1,95	1,86	1,93	1,86	1,93	1,86	1,92	1,86	1,92	1,88	1,91	1,72	1,88
	M _D	-0,86	-0,84	-0,74	-0,88	-0,66	-0,91	-0,59	-0,94	-0,54	-0,96	-0,50	-0,98	-0,60	-0,94
G+P+SI	M _G	0,75	0,80	0,94	1,90	1,02	2,69	0,97	3,20	0,83	3,45	0,61	3,63	0,17	2,64
	M _t	-1,94	-2,10	-1,98	-3,22	-1,90	-4,17	-1,75	-4,87	-1,54	-5,32	-1,40	-5,64	1,16	-5,23
	M _D	-1,94	-2,10	-1,98	-3,22	-1,90	-4,17	-1,75	-4,87	-1,54	-5,32	-1,40	-5,64	-0,33	-5,23
G+P+SI	M _G	-2,07	-2,52	-2,54	-3,49	-2,75	-4,18	-2,81	-4,61	-2,75	-4,81	-2,68	-4,93	-1,56	-3,97
	M _t	+2,24	-2,52	-2,54	-3,49	-2,75	-4,18	-2,81	-4,61	-2,75	-4,81	-2,68	-4,93	2,30	-3,97
	M _D	2,24	0,44	+0,51	1,48	0,59	2,37	0,57	3,01	0,47	4,43	0,41	3,71	-0,87	3,36
G+P+SI	M _G	1,03	1,13	1,29	2,44	1,40	3,37	1,35	3,98	1,19	4,27	0,94	4,48	0,35	3,80
	M _t	-2,16	-2,36	-2,23	-3,70	-2,15	-4,82	-1,88	-5,65	-1,75	-6,19	-1,58	-5,67	1,05	-6,09
	M _D	-2,16	-2,36	-2,23	-3,70	-2,15	-4,82	-1,88	-5,65	-1,75	-6,19	-1,58	-5,67	-0,28	-6,09
G+P+SI	M _G	-2,35	-2,85	-2,88	-4,03	-3,12	-4,87	-3,19	-5,40	-3,10	-5,64	-3,01	-5,78	-1,43	-4,63
	M _t	-2,35	-2,85	-2,88	-4,03	-3,12	-4,87	-3,19	-5,40	-3,10	-5,64	-3,01	-5,78	2,43	-4,63
	M _D	0,46	0,69	-0,75	1,95	0,84	3,02	0,81	3,80	0,66	4,30	0,59	4,64	-0,93	4,22
0,86+SI	M _G	0,89	+0,98	1,12	2,07	1,21	2,85	1,18	3,35	1,04	3,59	0,85	3,67	0,32	2,78
	M _t	-1,74	-1,91	-1,80	-3,02	-1,74	-3,95	-1,61	-4,75	-1,42	-5,08	-1,28	-5,40	0,79	-5,01
	M _D	-1,74	-1,91	-1,80	-3,02	-1,74	-3,95	-1,61	-4,75	-1,42	-5,08	-1,28	-5,40	-0,20	-5,01
0,86+SI	M _G	-1,92	-2,33	-2,36	-3,12	-2,55	-4,02	-2,61	-4,63	-2,53	-4,67	-2,45	-4,79	-1,40	-3,84
	M _t	-1,92	-2,33	-2,36	-3,12	-2,55	-4,02	-2,61	-4,63	-2,53	-4,67	-2,45	-4,79	1,94	-3,84
	M _D	0,44	0,63	-0,68	1,69	0,74	2,58	0,71	3,24	0,95	3,66	0,53	3,94	-0,75	3,58

Moments dans les poutres du portique longitudinal "B" (25 x 35)

Niveaux	I			II			III			IV			V			VI			VII			
Barres	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	
G+I,2P	M _G	-0,68	-0,97	-0,72	-0,85	-1,02	-0,48	-0,94	-1,07	-0,30	-1,02	-1,11	-0,16	-1,07	-1,14	-0,06	-1,13	-1,16	0,02	-0,06	-0,33	0,09
	M _E	2,07	2,15	2,05	2,09	2,12	2,06	2,09	2,11	2,07	2,10	2,09	2,08	2,11	2,09	2,10	2,12	2,08	2,14	1,47	1,44	1,40
	M _D	-0,86	-0,78	-0,78	-0,74	-0,61	-1,02	-0,64	-0,52	-1,17	-0,57	-0,44	-1,29	-0,52	-0,39	-1,38	-0,47	-0,34	-1,48	-0,41	-0,11	-0,90
G+P _{1,2SI}	M _G	1,29	0,60	1,02	1,10	0,63	1,26	0,80	0,45	1,25	0,44	0,21	1,14	0,02	-0,1	0,91	-0,50	-0,46	0,60	-0,43	-0,51	0,27
	M _E	2,67	2,54	2,85	2,56	2,49	3,02	2,38	2,38	2,98	2,28	2,28	2,84	0,87	2,12	2,64	2,04	2,04	2,43	1,42	1,44	1,51
	M _D	-2,56	-2,29	-2,76	-2,43	-2,24	-2,98	-2,15	-2,02	-2,94	-1,82	-1,73	-2,77	-1,44	-1,40	-2,49	-0,89	-1,02	-2,15	-0,56	-0,42	-1,16
G+P _{1,2SI}	M _G	-2,65	-2,51	-2,44	-2,78	-2,66	-2,21	-2,67	-2,58	-1,85	-2,46	-2,41	-1,45	-2,14	-2,16	-1,03	-1,76	-1,85	-0,56	-0,88	-1,15	-0,09
	M _E	2,78	2,67	2,55	2,97	2,76	2,40	2,79	2,70	2,20	2,65	2,58	2,04	1,03	2,13	1,96	2,29	2,27	1,96	1,33	1,52	1,31
	M _D	0,86	0,82	1,21	0,98	1,03	0,95	0,88	1,00	0,61	0,69	0,87	0,20	0,41	0,64	-0,25	0,07	0,35	-0,79	-0,27	0,21	-0,64
G+P _{8I}	M _G	0,97	0,34	0,73	0,78	0,35	0,97	0,51	0,20	0,99	0,19	0,01	0,92	-0,16	-0,27	0,75	-0,60	-0,58	0,51	-0,47	-0,56	0,24
	M _E	2,45	2,40	2,63	2,39	2,36	2,76	2,26	2,26	2,45	2,15	2,16	2,67	0,88	2,08	2,52	2,04	2,04	2,37	1,43	1,39	1,49
	M _D	-2,28	-2,03	-2,43	-2,15	-1,97	-2,65	-1,90	-1,77	-2,64	-1,61	-1,52	-2,53	-1,28	-1,23	-2,31	-0,90	-0,91	-2,04	-0,53	-0,36	-1,11
G+P _{8SI}	M _G	-2,32	-2,26	-2,15	-2,46	-2,38	-1,92	-2,38	-2,33	-1,59	-2,22	-2,20	-1,24	-1,96	-1,99	-0,87	-1,65	-1,74	-0,46	-0,85	-1,10	-0,06
	M _E	2,57	2,52	2,37	2,65	2,58	2,25	3,44	2,54	2,10	2,67	2,46	2,50	1,01	2,34	1,95	2,25	2,23	1,98	1,52	1,57	1,33
	M _D	0,58	0,56	0,88	0,69	0,76	0,63	0,62	0,75	0,31	0,48	0,65	-0,05	0,26	0,47	-0,44	-0,02	0,24	-0,91	-0,29	0,15	-0,69
0,86+SI	M _G	1,12	0,56	0,90	0,97	0,58	1,09	0,72	0,44	1,08	0,42	0,24	0,97	0,07	-0,02	0,78	-0,35	-0,32	0,52	-0,32	-0,58	0,23
	M _E	2,12	2,01	2,30	2,04	1,97	2,44	1,89	1,86	2,40	1,74	1,10	2,28	1,63	1,64	2,10	1,57	1,58	1,90	1,10	1,08	1,18
	M _D	-2,08	-1,86	-2,26	-1,48	-1,92	-2,43	-1,75	-1,64	-2,38	-1,47	-1,47	-2,04	-1,76	-1,13	-2,01	-0,78	-0,82	-1,71	-0,44	-0,32	-0,92
0,86-SI	M _G	-2,17	-2,04	-1,98	-2,27	-2,15	-1,80	-2,17	-2,09	-1,51	-1,99	-1,96	-1,19	-1,78	-1,74	-0,83	-1,40	-1,48	-0,45	-0,70	-0,92	-0,07
	M _E	2,23	2,13	2,03	2,31	2,20	1,91	2,23	2,15	1,73	2,11	2,05	1,60	1,94	1,91	1,51	1,79	1,77	1,57	1,19	1,19	1,02
	M _D	0,78	0,73	1,05	0,86	0,90	0,85	0,78	0,87	0,57	0,67	0,76	0,23	0,38	0,57	-0,14	0,09	0,33	-0,58	-0,20	0,19	-0,49

-73-

Moments dans les poutres du portique longitudinal "c" (25x35)

Niveau	Bande	G+1,2P		G+P+1,2SI		G+P-2,2SI		G+P+SI		G+P-SI		0,8G+SI		0,8G-SI	
		T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D
I	22	5,779	6,119	5,654	6,096	5,851	5,899	5,670	6,080	5,835	5,915	4,047	4,393	4,212	4,228
	23	4,873	4,479	4,627	4,538	4,926	4,239	4,652	4,513	4,901	4,264	3,310	3,273	3,558	3,025
II	24	6,013	5,977	5,784	5,996	5,999	5,751	5,802	5,948	5,981	5,769	4,138	4,302	4,317	4,123
	25	4,647	4,706	4,396	4,769	4,714	4,451	4,422	4,743	4,688	4,477	3,145	3,439	3,410	3,173
III	26	6,094	5,896	5,871	5,879	6,069	5,681	5,888	5,862	6,053	5,697	4,200	4,240	4,365	4,075
	27	4,547	4,806	4,314	4,851	4,600	4,565	4,338	4,827	4,576	4,589	3,090	3,493	3,328	3,255
IV	28	6,162	5,828	5,952	5,798	6,122	5,628	5,966	5,784	6,108	5,642	4,259	4,181	4,401	4,039
	29	4,457	4,895	4,851	4,914	4,489	4,676	4,271	4,894	4,469	4,696	3,048	3,535	3,246	3,337
V	30	6,207	5,783	6,016	5,734	6,147	5,603	6,027	5,723	6,136	5,614	4,306	4,134	4,416	4,024
	31	4,401	4,951	4,228	4,937	4,403	4,762	4,243	4,922	4,388	4,777	3,036	3,547	3,182	3,401
VI	32	6,259	5,731	6,090	5,660	6,178	5,575	6,097	5,653	6,168	5,582	4,367	4,073	4,438	4,002
	33	4,305	5,047	4,170	4,995	4,271	4,894	4,179	4,986	4,262	4,903	2,995	3,588	3,079	3,504
VII	34	4,771	4,569	4,673	4,527	4,714	4,486	4,676	4,524	4,711	4,489	3,428	3,372	3,462	3,358
	35	3,210	3,420	3,201	3,429	3,236	3,394	3,204	3,426	3,233	3,397	2,594	2,710	2,624	2,680

- 74 -

Efforts Tranchants dans les poutres du Portique Transversal "0"

Niv	Barré	G + 1,2P		G + P + 1,2SI		G + P - 1,2SI		G + P + 1,2SI		G + P - 1,2SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
		T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D
I	22	6,09	6,04	5,27	6,33	6,37	5,23	5,26	6,24	6,28	5,32	3,12	4,04	4,04	3,12
	23	4,62	4,84	3,49	5,56	5,26	3,69	3,64	5,41	5,20	3,85	1,95	3,63	3,51	2,07
II	24	6,22	5,91	5,19	6,41	6,71	4,90	5,32	6,29	6,58	5,02	3,02	4,14	4,28	2,88
	25	4,38	5,08	2,92	6,13	4,46	3,59	3,13	5,91	5,25	3,79	1,54	4,05	3,65	1,93
III	26	6,32	5,81	5,25	6,35	6,83	4,77	5,39	6,22	6,70	4,90	3,05	4,11	4,36	2,80
	27	4,23	5,22	2,77	6,28	5,24	3,70	2,98	6,07	5,13	3,92	4,44	4,14	3,59	1,99
IV	28	6,40	5,73	5,40	6,20	6,83	4,77	5,52	6,08	6,71	4,89	3,15	4,01	4,34	2,82
	29	4,12	5,34	2,80	6,25	5,09	3,96	2,99	6,06	4,90	4,15	1,50	4,09	3,41	2,18
V	30	6,47	5,66	5,59	6,01	6,77	4,83	5,68	5,92	6,67	4,93	3,29	3,87	4,27	2,89
	31	4,05	5,41	2,97	6,08	4,79	4,26	3,12	5,93	4,63	4,41	1,65	3,93	3,17	2,41
VI	32	6,53	5,60	5,78	5,82	6,70	4,90	5,86	5,74	6,62	4,98	3,44	3,72	4,21	2,95
	33	3,96	5,50	3,12	5,93	4,46	4,85	3,23	5,82	4,35	4,70	1,79	3,79	2,91	2,67
VII	34	5,63	5,02	5,18	5,17	5,73	4,62	5,23	5,12	5,69	4,66	3,44	3,64	3,90	3,18
	35	3,55	4,76	3,05	5,02	3,88	4,19	3,12	4,95	3,82	4,26	2,10	3,42	2,79	2,73

-75-

Efforts Tranchants dans les poutres du portique transversal "1"

Niv	Barre	G+1,2P		G+P+1,2SI		G+P-1,2SI		G+P+SI		G+P-SI		0,8G+SI		0,8G-SI	
		T _G	T _d	T _G	T _d	T _G	T _d	T _G	T _d	T _G	T _d	T _G	T _d	T _G	T _d
I	57	2,18	2,83	-0,29	5,21	4,58	0,35	0,11	4,81	4,17	0,75	-0,47	4,07	3,59	0,01
	58	2,52	2,48	-0,18	5,10	5,14	-0,22	0,26	4,66	4,70	0,22	-0,40	4,00	4,03	-0,43
	59	2,50	2,50	-0,18	5,10	5,10	-0,18	0,26	4,66	4,66	0,26	-0,40	4,00	4,00	-0,40
	60	2,50	2,50	-0,17	5,09	5,10	-0,18	0,27	4,66	4,66	0,26	-0,40	4,00	4,00	-0,40
II	64	2,13	2,88	-0,42	5,34	4,60	0,32	0,00	4,92	4,18	0,74	-0,58	4,18	3,61	-0,01
	65	2,52	2,49	-0,31	5,23	5,26	-0,34	0,15	4,77	4,80	0,12	-0,51	4,11	4,13	-0,53
	66	2,50	2,50	-0,31	5,23	5,23	-0,31	0,16	4,76	4,77	0,15	-0,51	4,11	4,11	-0,51
	67	2,50	2,50	-0,30	5,22	5,23	-0,31	0,16	4,76	4,77	0,15	-0,50	4,10	4,11	-0,51
III	71	2,06	2,95	-0,22	5,14	4,26	0,66	0,15	4,77	3,88	1,04	-0,41	4,01	3,33	0,27
	72	2,52	2,49	-0,07	4,99	5,03	-0,11	0,35	4,57	4,60	0,32	-0,31	3,91	3,94	-0,34
	73	2,51	2,50	-0,07	4,99	4,99	-0,07	0,36	4,56	4,57	0,35	-0,31	3,91	3,91	-0,31
	74	2,50	2,50	-0,06	4,98	5,00	-0,07	0,36	4,56	4,57	0,35	-0,30	3,90	3,90	-0,30
IV	78	2,00	3,00	0,12	4,80	3,81	1,11	0,43	4,50	3,51	1,41	0,12	3,72	2,96	0,64
	79	2,52	2,49	0,31	4,61	4,64	0,28	0,67	4,25	4,28	0,64	0,01	3,59	3,62	-0,02
	80	2,51	2,50	0,32	4,60	4,61	0,31	0,67	4,25	4,26	0,67	0,01	3,59	3,59	0,01
	81	2,50	2,50	0,32	4,60	4,61	0,31	0,68	4,25	4,25	0,67	0,02	3,59	3,59	0,01
V	85	2,97	3,04	0,57	4,35	3,29	1,63	0,79	4,13	3,06	1,86	0,26	2,34	2,52	1,08
	86	2,52	2,49	0,81	4,11	4,14	0,78	1,09	3,83	3,86	1,06	0,43	3,17	3,20	0,40
	87	2,51	2,50	0,81	4,11	4,11	0,81	1,09	3,83	3,84	1,08	0,43	3,17	3,18	0,42
	88	2,50	2,50	0,82	4,10	4,11	0,81	1,09	3,83	3,83	1,09	0,43	3,17	3,17	0,43
VI	92	1,93	3,07	1,13	3,80	2,67	2,53	1,25	3,67	2,54	2,38	0,72	2,88	2,01	1,59
	93	2,51	2,49	1,41	3,51	3,53	1,39	1,59	3,33	3,35	1,57	0,93	2,67	2,69	0,81
	94	2,51	2,50	1,41	3,51	3,52	1,40	1,59	3,33	3,35	1,58	0,93	2,67	2,68	0,92
	95	2,50	2,50	1,41	3,51	3,51	1,41	1,59	3,33	3,34	1,58	0,93	2,67	2,67	0,93
VII	99	1,46	2,46	1,19	2,68	1,69	2,18	1,23	2,64	1,65	2,22	0,85	2,03	1,27	1,61
	100	2,02	1,90	1,53	2,34	2,46	1,41	1,61	2,26	2,38	1,49	1,10	1,78	1,87	1,01
	101	1,96	1,96	1,49	2,38	2,38	1,49	1,57	2,30	2,30	1,57	1,07	1,81	1,81	1,07
	102	1,96	1,96	1,49	2,38	2,38	1,49	1,57	2,30	2,30	1,57	1,07	1,81	1,81	1,07

Efforts tranchants dans les poutres ou portique longitudinal "A" (symétrique)

Niv	Barre	G + 1,2P		G + P ₁ SI		G + P ₂ SI		G + P ₃ SI		G + P ₄ SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
		T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D	T _G	T _D
I	29	1,67	1,78	0,43	3,00	2,88	0,54	0,63	2,79	2,68	0,75	0,25	2,38	2,30	0,33
	30	1,80	1,65	0,75	2,67	2,82	0,60	0,92	2,50	2,65	0,77	0,51	2,12	2,24	0,39
	31	1,70	1,75	0,45	2,97	2,93	0,49	0,66	2,77	2,72	0,70	0,26	2,37	2,33	0,30
II	32	1,76	1,69	0,53	2,89	2,96	0,46	0,74	2,69	2,76	0,66	0,33	2,30	2,36	0,27
	33	1,86	1,59	0,75	2,67	2,94	0,48	0,94	2,49	2,76	0,66	0,51	2,12	2,34	0,30
	34	1,55	1,90	0,30	3,12	2,77	0,66	0,51	2,92	2,56	0,86	0,15	2,49	2,20	0,43
III	35	1,82	1,63	0,73	2,70	2,89	0,53	0,91	2,52	2,72	0,71	0,49	2,14	2,30	0,24
	36	1,91	1,54	0,89	2,54	2,91	0,52	1,06	2,37	2,74	0,69	0,63	2,01	2,30	0,34
	37	1,44	2,02	0,32	3,11	2,53	0,89	0,50	2,92	2,35	1,08	0,16	2,47	2,01	0,63
IV	38	1,81	1,58	0,96	2,47	2,76	0,67	1,11	2,32	2,61	0,81	0,68	1,95	2,18	0,45
	39	1,95	1,50	1,07	2,36	2,81	0,62	1,21	2,22	2,66	0,76	0,77	1,86	2,22	0,41
	40	1,35	2,10	0,41	3,02	2,26	1,16	0,56	2,86	2,11	1,32	0,25	2,39	1,79	0,84
V	41	1,91	1,54	1,23	2,20	2,56	0,86	1,34	2,09	2,45	0,97	0,91	1,73	2,02	0,62
	42	1,91	1,48	1,28	2,15	2,65	0,78	1,39	2,03	2,53	0,89	0,95	1,69	2,09	0,55
	43	1,29	2,17	0,58	2,85	1,97	1,45	0,69	2,73	1,86	1,57	0,39	2,25	1,55	1,08
VI	44	1,95	1,50	1,55	1,88	2,32	1,10	1,61	1,81	2,26	1,17	1,17	1,46	1,82	0,82
	45	2,00	1,45	1,53	1,90	2,45	0,98	1,60	1,82	2,37	1,06	1,15	1,48	1,92	0,71
	46	1,23	2,23	0,80	2,63	1,63	1,79	0,87	2,56	1,56	1,86	0,57	2,06	1,27	1,36
VII	47	1,32	1,16	1,19	1,28	1,44	1,03	1,21	1,26	1,42	1,05	0,92	0,99	1,12	0,79
	48	1,48	1,00	1,27	1,20	1,69	0,78	1,30	1,17	1,65	0,82	0,97	0,94	1,33	0,59
	49	0,91	1,57	0,76	1,71	1,05	1,42	0,78	1,69	1,03	1,44	0,57	1,34	0,82	1,10

Efforts Tranchants dans les poutres du portique longitudinal "C"

		TRUMEAU 1 (B2 Long)							TRUMEAU 2							TRUMEAU 3						
		I	II	III	IV	V	VI	VII	I	II	III	IV	V	VI	VII	I	II	III	IV	V	VI	VII
SI	Mh	1,56	2,50	3,0	3,0	2,2	2,0	1,0	339,01	-128	-90	64	105	100	70	4,49	34	44	51	50	44	28
	Mb	1,47	2,50	3,0	3,0	2,3	2,0	1,0	705,2	547	383	256	150	64	60	198,6	90	48	58	40	21	40
	N	-101	-85,3	-64	-44	-27	-13	-5,0	-188	-151	-112	-75	44	-20	-70	289	+237	177	120	72	35	12
	T	0,99	1,6	2,0	2,0	2,0	2,0	1,0	120	137	128	105	84	57	25	66,5	40	40	36	28	21	10
G+1,2P	Mh	0,04	0,1	0,1	0,1	0,1	+0,1	0,1	20,24	17,5	15	12	9,0	5,9	5,0	0,86	1,0	0,0	0,3	-0,1	-1,0	-1,0
	Mb	0,01	0,1	0,0	0,1	0,1	+0,1	0,1	-24,03	-20	-16	-12	-9,0	-6,0	-2,0	-3,9	-3	-2,0	-2,0	-2,0	-2,0	-1,0
	N	67,25	63,6	53	41,7	30,9	20	10	133,7	85,17	94	74	54	34	15	162	139	114	90	65	41	16
	T	0,02	0,05	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	1,24	0,8	0,0	0,0	0,2	0,1	1,0	1,00	1,0	1,0	0,5	1,0	1,0	1,0
G+P+SI	Mh	1,60	2,6	3,0	3,0	2,0	2,0	2,0	-318	-110	8,0	49	114	115	75	5,62	35	47	52	50	43	27
	Mb	1,47	2,6	3,0	3,0	2,5	2,0	2,0	680,5	526	367	244	141	58	4,0	194	88	72	56	38	20	3,0
	N	-33,77	-21,73	-12	-2,0	4,4	18,0	5,0	-574	-39,8	-20	-2,0	10,0	13	8,0	448	872	289	208	136	75	28
	T	1,00	1,68	2,0	2,0	2,0	2,0	1,0	119	136	122	105	84	56	26,0	65,4	40	39	35	28	20	10
G+P-SI	Mh	-1,52	-2,4	-3,0	-2,4	-2,0	-2,0	-1,0	358	145	21	-54	-96	-103	-66	-3,96	-34	-47	-51	-50	-45	-20
	Mb	-1,46	-2,5	-3	-2,6	-2,0	-2,0	-1,0	-730	-567	-399	-268	-159	-69	-7,0	-203	-93	-77	-60	-42	-23	-5,0
	N	168,22	149	117	85,7	58	27	15	319	263	203	147	87	54	21	-130,5	-102	-65	-32	-8,0	5,0	3,0
	T	0,97	1,6	2	+2,0	1,0	2,0	1,0	121	138	123	105	83	56	24	67,6	41	41	36	30	22	11
G+P+1,2SI	Mh	1,91	3,1	3	3,0	3,0	2,0	2,0	-385	-136	6	92	136	137	88	6,58	42	57	62	60	52	32
	Mb	1,76	3,1	3	3,0	3,0	2,0	2,0	822	635	443	295	171	71	5,0	234	106	87	68	46	24	4,0
	N	-53,97	-39	-25	-11	-0,1	0,4	4,0	-95,13	-70	-42	-17	0,8	9,0	6,0	506	420	324	233	150	819	30
	T	1,20	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,0	143	163	147	127	100	68	31	78,7	48	47	42	35	25	12
G+P-1,2SI	Mh	-1,83	-2,9	-3,0	-3,0	-3,0	-2,0	-1,5	426	170	22	-68	-117	-125	-80	-4,9	-41	-56	-61	-60	-54	-35
	Mb	-1,75	-2,9	-3,0	-3,0	-3,0	-2,0	-1,6	-871	-677	-475	-319	-189	-82	-9,0	-243	-111	-92	-142	-50	-27	-6,0
	N	188,42	166	130	95	63	36	16	357	292	226	162	105	58	22	-188	-149	-180	-56	-22	-3,0	1,0
	T	1,17	1,9	2,0	2,0	2,0	2,0	1,0	145	165	148	126	100	67	28	81	50	49	43	36	26	13
0,8G+SI	Mh	1,58	2,5	3,0	3,0	2,0	2,0	1,0	-321	-114	4	75	112	113	74	5,34	34	47	51	49	43	27
	Mb	1,46	2,5	3,0	3,0	2,0	2,0	1,5	683	529	369	246	143	60	5,0	184	88	73	57	38	20	3,0
	N	-47,31	-34	-23	-11	-2,0	0,4	3,0	-94,9	-72	-46	-23	-6,0	4,0	4,0	422	354	277	204	138	84	23
	T	0,89	1,7	2,0	2,0	2,0	2,0	1,0	118	135	122	105	82	57	26	66,0	39	39	35	28	21	10
0,8G-SI	Mh	-1,54	-2,5	-3,0	-2,0	-2,0	-2,0	-1,3	355	141	17	-58	-99	-105	-67	-4,24	-34	-47	-51	-50	-45	-28
	Mb	-1,47	-2,5	-3,0	-2,6	-2,0	-2,0	-1,3	-728	-565	-396	-265	-157	-68	-7,0	-203	-93	-77	-60	-42	-23	-5,0
	N	156,68	136	106	77	55	28	12,5	282	231	177	126	81,0	45	17	-156	-120	-77	-36	-5,0	14	-1,0
	T	+0,98	+1,6	2	2	1,0	2,0	1,0	122	139	124	105	84,0	56	24	68	42	40	+36	30	22	11

Efforts dans les éléments de refend du VI

Niv	Combi -	L INTEAU - 1 -					L INTEAU - 2 -				
		M _G	M _E	M _D	T _G	T _D	M _G	M _E	M _D	T _G	T _D
I	SI	2,80		-19,46	-16,67	-16,67	32,29		-42,68	-53,78	-53,78
	G+1,2P	-0,74		-0,62	+0,98	-0,81	-0,17		-0,22	+0,90	-0,97
	G+P+SI	2,07		-20,05	-15,69	-17,45	32,07		-42,84	-52,80	-54,66
	G+P-SI	-3,54		18,87	+17,67	+15,89	-32,51		42,52	+54,66	52,89
II	SI	2,92		27,18	-22,57	-22,54	38,89		-47,89	-62,26	-62,26
	G+1,2P	-0,71		-0,93	+0,74	-1,06	-0,06		-0,37	0,70	-1,17
	G+P+SI	2,21		-28,07	-21,79	-23,57	38,79		-48,22	-61,48	-63,34
	G+P-SI	-3,63		26,29	+23,80	+21,52	-39,00		47,57	63,03	61,17
III	SI	2,10		-28,17	-22,75	-22,67	37,68		-45,86	-59,57	-59,57
	G+1,2P	-0,71		-1,15	0,56	-1,23	0,06		-0,55	0,50	-1,37
	G+P+SI	1,40		-29,29	-22,09	-23,87	38,05		-45,87	-59,02	-60,88
	G+P-SI	-2,80		27,06	23,26	21,48	-37,66		44,86	60,12	58,26
IV	SI	0,98		-25,79	-20,06	-20,06	32,46		-38,73	-51,07	-51,07
	G+1,2P	-0,71		-1,29	0,46	-1,34	0,13		-0,66	0,37	-1,50
	G+P+SI	0,28		-27,05	-19,59	-21,37	32,56		-39,35	-50,65	-52,52
	G+P-SI	-1,69		24,53	20,53	18,75	-32,36		38,11	51,48	49,62
V	SI	-0,22		-21,57	-15,99	-15,99	24,06		-29,54	-39,09	-39,09
	G+1,2P	-0,71		-1,38	0,39	-1,40	0,13		-0,66	0,37	-1,50
	G+P+SI	-0,93		-22,83	-15,59	-17,37	25,07		-30,17	-38,69	-40,56
	G+P-SI	-0,48		20,21	16,39	14,61	-24,84		28,90	39,48	37,62
VI	SI	-1,43		-16,68	-11,43	-11,43	16,44		-18,90	-25,36	-25,36
	G+1,2P	-0,71		-1,46	0,33	-1,46	0,18		-0,75	0,27	-1,60
	G+P+SI	-2,13		-18,14	-11,10	-12,89	16,62		-19,64	-25,08	-26,94
	G+P-SI	0,73		15,25	11,77	9,98	-16,26		18,17	25,63	23,77
VII	SI	-2,91		-12,89	-7,47	-7,47	9,58		-10,01	-14,06	-14,06
	G+1,2P	-0,80		-1,48	0,37	-1,40	0,27		-0,93	0,06	-1,78
	G+P+SI	-3,71		-14,36	-7,09	-8,86	9,85		-10,94	-14,50	-15,83
	G+P-SI	2,11		11,42	7,75	6,10	-9,32		9,08	14,12	12,28

Efforts dans les linteaux (1 et 2) du voile longitudinal

Sous (G) $k = 3,45$ $e_1 = -0,5m$, $e_2 = 0,2m$, $V_1 = 16,7^t$, $V_2 = 7,5^t$

Niv	ξ	Δ	Γ	Π	M_1	M_2	N_1	N_2
VII	1,000	-1,00	0	-3,45	0,00	0,00	0,00	0,00
VI	0,858	-1,00	-0,140	-3,45	4,24	0,01	-19,98	-3,88
V	0,715	-1,00	-0,275	-3,45	8,03	0,02	-39,96	-7,92
IV	0,572	-1,00	-0,425	-3,45	13,00	0,03	-60,30	-11,61
III	0,429	-1,00	-0,560	-3,45	16,80	0,03	-80,27	-15,65
II	0,286	-0,99	-0,700	-3,42	20,98	0,04	-100,37	-19,58
I	0,143	-0,925	-0,860	-3,19	26,75	0,05	-120,95	-23,02
Rdc	0,000	0,00	-0,950	0,00	26,99	0,05	-139,84	-28,16

Sous (P) $k = 1,15$ $e_1 = -1,0m$; $e_2 = 0,23m$ $V_1 = 1,42^t$; $V_2 = 2,35^t$

Niv	ξ	Δ	Γ	Π	M_1	M_2	N_1	N_2
VII	1,00	-1,00	0	-1,15	0,00	0,00	0,00	0,00
VI	0,858	-1,00	-0,140	-1,15	2,81	0,01	-2,54	-1,21
V	0,715	-1,00	-0,275	-1,15	5,49	0,01	-5,05	-2,47
IV	0,572	-1,00	-0,425	-1,15	8,56	0,02	-7,68	-3,62
III	0,429	-1,00	-0,560	-1,15	11,24	0,02	-10,18	-4,88
II	0,286	-0,99	-0,700	-1,14	14,04	0,03	-12,73	-6,11
I	0,143	-0,925	-0,860	-1,06	17,38	0,03	-15,44	-7,17
Rdc	0,000	0,00	-0,950	0,00	18,87	0,04	-17,59	-8,80

Sous (SIH) $H_0 = 83^t$

Niv	ξ	ϕ	ψ	Π	M_1	M_2	N_1	N_2
VII	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
VI	0,858	0,25	0,05	9,26	-6,98	0,01	9,26	-9,26
V	0,715	0,48	0,075	17,78	+66,36	0,13	27,04	-27,04
IV	0,572	0,67	0,150	25,19	150,96	0,30	52,23	-52,23
III	0,429	0,82	0,275	30,38	236,17	0,47	82,61	-82,61
II	0,286	0,92	0,375	34,08	371,00	0,77	111,69	-111,69
I	0,143	0,98	0,525	36,30	485,62	0,97	152,99	-152,99
Rdc	0,000	1,00	0,660	37,04	621,06	1,24	190,03	-190,03

Efforts dans les éléments de refend transversal Sous G, Pet SIH.

combi		G + 1,2P		G + P + 1,2SI		G + P - 1,2SI		G + P + SI		G + P - SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
Niv		TRU1	TRU2	TRU1	TRU2	TRU1	TRU2	TRU1	TRU2	TRU1	TRU2	TRU1	TRU2	TRU1	TRU2
VII	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	N	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	π	-4,83	+4,83	-4,60	+4,60	-4,60	+4,60	-4,60	+4,60	-4,60	+4,60	-2,76	2,76	-2,76	+2,76
VI	M	7,61	0,02	-1,33	0,03	15,43	0,01	0,07	0,03	14,03	0,01	-3,59	0,02	10,37	-0,00
	N	+23,03	+5,3	+11,42	+16,2	+33,63	-6,0	+13,26	+14,4	+31,78	-4,2	+6,72	+12,4	+25,24	-6,20
	π	-4,83	4,83	6,51	-6,51	-15,71	15,71	4,66	-4,66	-13,86	13,86	6,50	-6,50	-12,02	12,02
V	M	14,62	0,03	93,15	0,19	-66,11	-0,13	77,88	0,16	-52,84	-0,10	72,78	0,15	-59,94	-0,11
	N	+46,02	+10,9	+12,56	+42,8	+77,46	-22,1	+17,97	+37,4	+72,05	-16,7	+4,93	+33,4	+59,01	-20,7
	π	-4,83	4,83	16,74	-16,74	-25,94	25,94	13,18	-13,18	-22,38	22,38	15,02	-15,02	-20,54	20,54
IV	M	23,27	0,05	202,71	0,41	-159,59	-0,31	172,52	0,35	-129,40	-0,25	161,36	0,32	-140,56	-0,28
	N	+69,52	+16,0	+5,30	+77,9	+130,66	-47,4	+15,75	+67,5	+120,21	-37,0	-3,99	+61,5	+100,47	-42,49
	π	-4,83	4,83	25,63	-25,63	-34,83	34,83	20,59	-20,59	-29,79	29,79	22,43	-22,43	-27,95	27,95
III	M	30,29	0,05	311,44	0,61	-255,36	-0,51	264,24	0,52	-208,13	-0,42	249,61	0,49	-222,73	-0,45
	N	+92,49	+21,5	-8,68	+119,7	+189,58	-78,6	+7,84	+103,1	+173,06	-62,1	-18,39	+95,1	+146,85	-70,1
	π	-4,83	4,83	31,86	-31,86	-41,06	41,06	25,78	-25,78	-34,98	34,98	27,62	-27,62	-33,14	33,14
II	M	37,83	0,08	480,22	0,99	-410,18	-0,85	406,02	0,84	-335,98	-0,70	387,79	0,80	-354,22	-0,74
	N	+115,6	+26,9	-20,9	+159,7	+247,1	-109,3	+1,40	+137,14	+224,8	-86,0	-1,4	+127,4	+192,0	-96,0
	π	-4,79	4,79	36,34	-36,34	-45,46	45,46	29,52	-29,52	-38,64	38,64	31,24	-31,34	-36,82	36,82
I	M	47,61	0,09	626,87	1,24	-538,61	-1,08	529,75	1,05	-441,49	-0,89	507,02	1,01	-464,22	-0,93
	N	+139,5	+31,6	-47,2	+213,8	+320,0	-153,4	16,6	+183,2	+289,4	-122,8	56,2	+171,4	+249,8	-134,6
	π	-4,46	4,46	39,31	-39,31	-47,81	47,81	32,05	-32,05	-40,55	40,55	33,75	-33,75	-38,85	38,85
RDC	M	49,63	0,10	791,13	1,58	-699,41	-1,40	666,92	1,33	-575,20	-1,15	642,65	1,28	-599,47	-1,20
	N	+160,9	+38,7	-70,6	+265	+385,5	-191,1	32,6	+227,0	+347,5	-153,1	-78,2	+212,6	+301,9	-167,5
	π	0,00	0,00	44,45	-44,45	-44,45	44,45	37,04	-37,04	-37,04	37,04	37,04	-37,04	-37,04	37,04

Combinaison de sollicitations dans le voile Transversal V₄

**FERRAILLAGE
DES
VOILES**

FERRAILLAGE DES TRUPEAUX.-

Etapes de calcul.

① $e_0 = \frac{M}{N}$; $e_1 = \frac{h}{6}$ si $e_0 > e_1$ S.P.C (ou S.P.T)
 $\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}'_{b_0} (1 + \frac{e_0}{3e_1})$ si $e_0 < e_1$ S.E.C. (ou S.E.T)

② Généralement on a pour les voiles $e_0 > e_1$

- Nous commençons par donner une disposition des aciers dans la section qui sera ferrillée symétriquement ; d'où nous déterminons la distance d'enrobage "d" donc "h"

- Nous effectuons après les vérifications pour une section comprimée ou tendue d'après la méthode de P. CHARON.

$\rho = \frac{c}{h}$; $\frac{d'}{h} = \delta'$; $\bar{\omega} = \bar{\omega}' = \frac{100A}{bh}$ ($A=A'$)

$\rho = 3 \{ \rho^2 + 0,3 \bar{\omega} [(\rho - \delta') - (1 - \rho)] \}$

$q = 2 \{ \rho^3 + 0,45 \bar{\omega} [(\rho - \delta')^2 + (1 - \rho)^2] \}$

$d_1^3 = \rho d_1 + q$ d'où on tire d_1 .

$y_2 = d_1 h$; $y_1 = y_2 + c$; $S = \frac{b}{2} y_1^2 + 15A [(y_1 - d') - (h - y_1)]$; $K = \frac{N}{S}$

$\bar{\sigma}'_{b_1} = K y_1$

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

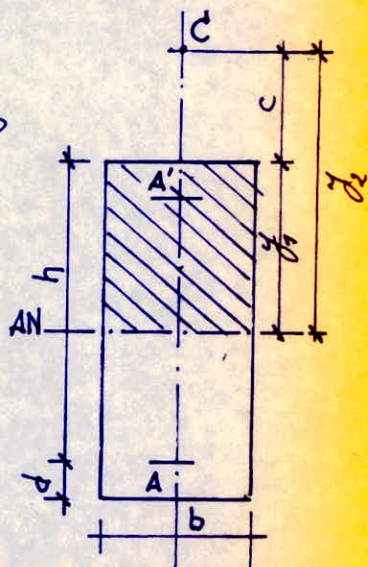
$\bar{\sigma}_a = 15K (h - y_1)$

d'après les conventions de signes on a :

- si N effort de compression, c sera considéré > 0 si c tombe à l'intérieur de la section et comme < 0 dans le cas contraire. y_2 sera considéré comme > 0
- si N effort de traction, c sera considéré comme > 0 et y_2 comme < 0 . N sera alors considéré comme < 0

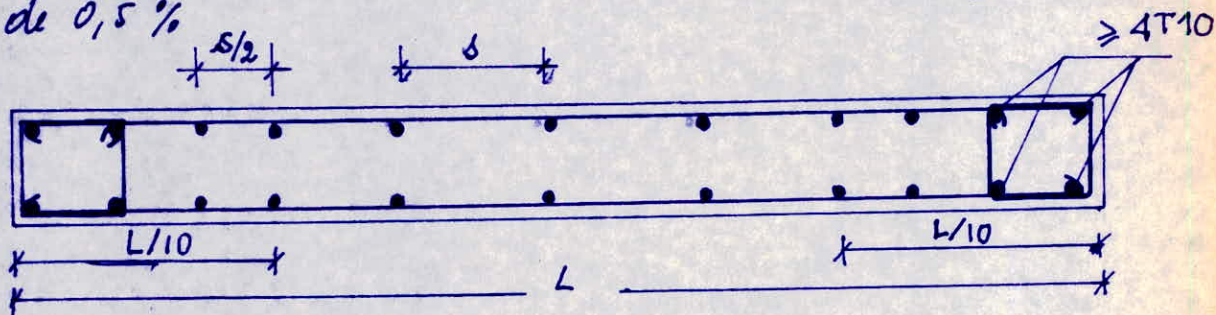
c : c'est la distance du point de passage C de la résultante des forces extérieures à l'arête la plus comprimée.

y_2 : est la distance entre l'axe neutre et C.



Disposition des armatures pour les trumeaux. - (RPA)

- Espacement des barres verticales et horizontales: $\Delta \leq \min(1,5b; 30\text{cm})$ et il doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.
- Aciers verticaux et horizontaux:
Le RPA impose un pourcentage minimal égal à:
 - $\bar{\omega} = 0,15\%$ si $\gamma_b \leq 0,025 \gamma_{28}$
 - $\bar{\omega} = 0,25\%$ si $0,025 \leq \gamma_b \leq 0,12 \gamma_{28}$ dans chaque direction
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingles (ou étriers) au m^2 .
- Lorsqu'une partie du voile est tendue, l'effet de traction doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5 %



A.- ferraillage des trumeaux du Voile longitudinal

Nous exposerons un exemple de calcul pour une section donnée le reste sera noté dans un tableau.

TRUMEAU II (Niv I, II).

$N_{max} = 357 t$

$M_{cor} = 871 tm$

$e_0 = 243,98 cm$

$e_1 = 84,58 cm$

$\bar{\sigma}_b = 202,43 kg/cm^2$

$d = 90 cm ; h = 417,5 cm$

$c = 9,77 \quad \rho = 0,0234$

$\delta' = 0,2156 \quad \omega = 0,8057$

$p = -0,8459$

$q = 0,7184$

$\alpha_1 = 0,5973$

$y_2 = 249,37$

$y_1 = 259,14$

$S = 682434,38$

$K = 0,5231$

$\sigma_b' = 135,56 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b$

$\sigma_a' = 1327,25 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma_a = 1242,61 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$

- Vérification à la traction :

$N_{min} = -95t \quad \bar{\sigma}_b = 206,4 kg/cm^2$

$M_{cor} = 822 tm$

$e_0 = 865,26 cm$

$e_1 = 84,58 cm$

$d = 90 cm \quad h = 417,5 cm$

$c = 1119,013 \quad \rho = 2,6803$

$\delta' = 0,2156 \quad \omega = 0,8057$

$p = 24,558$

$q = 44,963$

$\alpha_1 = -2,3795$

$y_2 = -993,441$

$y_1 = 126,572$

$S = -101032,34$

$K = 0,94$

$\sigma_b' = 118,07 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b$

$\sigma_a' = 501,718 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma_a = 4116,18 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$

Remarque: les trumeaux "I" du voile longitudinal et "II" du voile transversal seront ferrailés en compression simple vu que les moments qui y sont appliqués sont négligeables devant les efforts normaux. Ils seront donc ferrailés comme des poteaux en C.S. en considérant le ferraillage max et min imposé par le RPA.

N°	Niv		M	N	T	$A_1=A_2$	A_{adj}	$\bar{\sigma}'_b$	σ'_b	σ'_a	σ_a	$\bar{\epsilon}_b$
TRUPEAU II	I, II	A	871	357	147,0	67,28	12T20/10 + 20T14/20	202,43	135,56	1327,25	1242,6	28,17
		B	822	-95	143,0			206,4	118,07	501,72	4116,19	27,40
	III, IV	A	475	226	148,0	54,92	12T16/10 + 20T14/20	188,70	82,10	767,85	623,00	29,60
		B	369	-46	122,0			206,4	65,44	142,63	2374,00	24,40
	V, VI, VII	A	189,0	105,0	100,00	36,16	12T12/10 + 20T12/20	176,40	34,50	321,61	190,41	20,13
		B	143,0	-4,00	83,00			206,4	32,59	26,00	1183,7	16,70
TRUPEAU III	I, II	A	234,0	506	79	64,06	7T20/7 + 5T16/14	143,40	155,63	1951,29	322,87	31,68
		B	243,0	-188	81			206,4	77,52	229,47	3737,11	32,48
	III, IV	A	87,0	324	47	24,44	10T14/11 + 8T12/20	126,53	99,46	1491	18,72	14,48
		B	92,0	-100,0	49			186,63	70,77	520,36	4014,8	15,09
	V, VI, VII	A	60,0	150,0	35	20,34	10T12/11 + 8T12/20	137,96	56,99	642,26	197,02	11,14
		B	60,0	-22,0	36			206,4	62,30	157,38	2444	11,46
TRUM I	I...VII	A	-	184,4	-	31,41 (1%)	10T20	103,2	53,12	/	/	/
		B	-	-53,9	-			/	/	/	1716,01	/

Ferrailage des trumeaux du voile longitudinal V_L .

A → N_{max} ; M_{cor}
B → N_{min} ; M_{cor}

N°	N _{iV}		M (tm)	N (t)	T (t)	A ₁ =A ₂ (cm ²)	A adop.	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	σ'_a (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
TRUMEAU I	I, II	A	699,41	385,5	83	43,80	8T16/10 + 18T14/20	197,10	196,74	1687,92	1786
		B	642,65	-78,20	-11-			206,4	117,0	116,7	4182,72
	III, IV	A	410,18	247,10	73,53	32,66	8T14/10 + 18T12/20	189,20	123,30	1073,78	1068,79
		B	387,78	-31,4	-11-			206,4	130,45	164,0	4157,62
	V, VI, VII	A	66,11	77,46	51,80	29,38	8T12/10 + 18T12/20	147,24	20,0	225,0	30,0
		B	72,78	4,96	-11-			206,4	-	-	-
TRUMEAU II	I, II	A	-	265,0	-	43,96	14T20	103,2	99,65	-	-
		B	-	-191,0	-			-	-	-	4200
	III, IV	A	-	159,7	-	25,78	8T20	103,2	66,91	-	-
		B	-	-108,3	-			-	-	-	4200
	V, VI, VII	A	-	77,9	-	16,08	8T16	103,2	34,76	-	-
		B	-	-47,4	-			-	-	-	4200

Ferrailage des trumeaux du voile transversal V_t

A → N_{max}; M_{cor.}

B → N_{min}; M_{cor.}

Ferrailage des linteaux.

Les linteaux seront calculés en flexion simple par la méthode de M. Pierre Charu ; et seront ferrailés symétriquement du fait que le prisme change de sens.

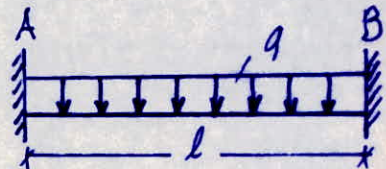
Les linteaux sont considérés comme des pontes bi-encastrées aux éléments de refend soumises à des charges verticales uniformément réparties.

calcul des efforts. sous $(G+P+S)$

$$T = q \frac{l}{2} + \pi \quad q = G+P$$

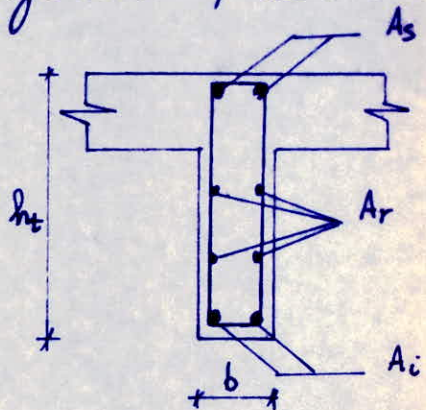
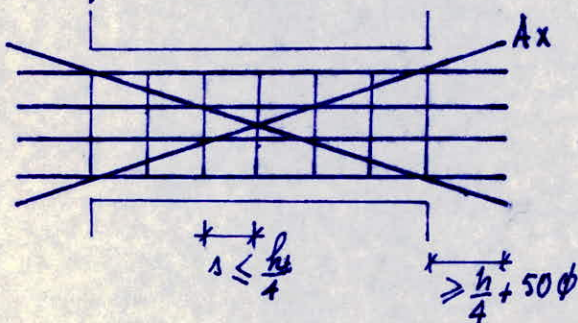
$$M_a = -q \frac{l^2}{12} - \pi a.$$

$$M_t = \frac{q l^2}{24}$$



Ferrailage minimum

Le RPA 81 (version 83) stipule un ferrillage minimum dans les linteaux tel que :



$$A_x \geq 0,0015hb \quad \text{si } \gamma_b \geq 0,06 \sigma_{28}$$

$$A_i; A_s \geq 0,0015bh$$

$$A_r \geq 0,0020bh$$

$$A_t \geq 0,0025bs \quad (s: \text{espacement}).$$

• Vérification à effectuer pour les linteaux.

- Contraintes.

$$\sigma_a = \frac{M}{AEh} < \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b$$

- Verification à la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{w_s}{1+10w_s}$$

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

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \text{et } \sigma_2) > \sigma_a \text{ calculé}$$

- Verification à l'effet tranchant

RPA $\gamma_{cb} = \frac{1,4T}{b.z} < \bar{\gamma}_{cb} = 0,12 \sigma_{cs} = 34 \text{ kg/cm}^2$

- Verification de l'espacement...

$$s \leq \begin{cases} t_1 = 30 \text{ cm} \\ t_2 = 12\phi \\ t_3 = ht/4 \end{cases}$$

- Armatures transversales

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T}{36cm} \text{ et } A_{tmin} \geq 0,0025 b_s$$

- Condition de non excentricité

$$\bar{\gamma}_{cd} = 2,4 \sqrt{\bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{8,85} = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{cd} = \frac{T}{Pz} < \bar{\gamma}_{cd}$$

- Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}}$$

- Longueur de scellement droit

$$l_{dmin} = \frac{ht}{4} + 50\phi$$

exemple de calcul du ferrailage des linteaux
linteaux du vile transversal

a) linteau du niveau I

dimensions: $h_t = 89 \text{ cm}$
 $b = 20 \text{ cm}$
 $d = 4 \text{ cm} \rightarrow h = 85 \text{ cm}$

$M_t = 0,10 \text{ tm}$
 $M_a = -16,86 \text{ tm}$
 $T = 33,19 \text{ t}$

Contraintes de reference:

$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 68,85 = 103,27 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b' = 2\bar{\sigma}_b = 206,54 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

Etapes de calcul:

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 16,86 \cdot 10^5}{4200 \times 20 \times 85^2} = 0,0416 \rightarrow \epsilon = 0,9135 \text{ et } K = 42,8 \text{ A}'=0$

$A_s = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{16,86 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9135 \times 85} = 5,17 \text{ cm}^2$ $A_{min} = 0,0015 b h = 2,55 \text{ cm}^2$

$A_s > A_{min}$ on prend 2T20 + 1T14 $\rightarrow (A_{reelle} = 7,82 \text{ cm}^2)$

ce même ferrailage sera adopté pour la section inférieure et cela est dû au séisme qui peut changer de sens.

donc $A_s = A_i = \underline{7,82 \text{ cm}^2}$

• Armatures de repartition

$A_r \geq 0,002 b h = 0,002 \times 20 \times 85 = 3,4 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{8T8 (A = 4,01 \text{ cm}^2)}$

• Vérification des Contraintes.

$\bar{\omega} = \frac{100A}{b h} = \frac{100 \times 7,82}{20 \times 85} = 0,46 \rightarrow \epsilon = 0,8971, K = 33,6$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{16,86 \cdot 10^5}{7,82 \times 0,8971 \times 85} = 2827,42 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2827,42}{33,6} = 84,15 < \bar{\sigma}_b' = 206,54 \text{ kg/cm}^2$

• Vérification à l'effort tranchant.

$\tau_b = \frac{1,4T}{b z} = \frac{1,4 \times 33,19 \cdot 10^3}{20 \times 7/8 \cdot 85} = 31,25 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b = 84,15 \text{ kg/cm}^2 < 2\bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 0,12 \bar{\sigma}'_{2g} = \underline{33 \text{ kg/cm}^2}$$

• Calcul des espacements...

$$s \leq \begin{cases} \bar{t}_1 = 20 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 12\phi = 12 \times 1,4 = 16,8 \text{ cm} \\ \bar{t}_3 = \frac{h_t}{4} = \frac{89}{4} = 22,2 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on adopte } s = \underline{16 \text{ cm}}$$

• Calcul de A_t

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T}{360} = \frac{33,19 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 85 \cdot 240} = 0,186 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,186 \times 16 = \underline{2,97 \text{ cm}^2} \rightarrow 4\phi 10 \text{ (1 cadre + 1 étrier)} A_z = 3,14 \text{ cm}^2$$

• Calcul des armatures A_x

des barres sont nécessaires si $\bar{\sigma}_b \geq 0,06 \bar{\sigma}'_{2g} = 16,2 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b = 31,23 \text{ kg/cm}^2 > 0,06 \bar{\sigma}'_{2g}$$

$$A_x \geq 0,0015 b h = \underline{2,55 \text{ cm}^2} \text{ (2T14)}$$

• Condition de non entraînement

$$\bar{\tau}_{ed} = 2,4 \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 8,85 = \underline{26,55 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_{ed} = \frac{T}{PZ} = \frac{33,19 \cdot 10^3}{\pi(2 \times 2 + 1,4) \times \frac{7}{8} \cdot 85} = \underline{26,31 \text{ kg/cm}^2} < \bar{\tau}_{ed}$$

• Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 85 \cdot \frac{8,85}{420} = \underline{2,45 \text{ cm}^2}$$

$$4,82 \text{ cm}^2 > 2,45 \text{ cm}^2$$

• Longueur de scellement droit

$$l_{pd} \text{ min} = \frac{h_t}{4} + 50\phi = \frac{89}{4} + 50 \cdot 1,4 = 92,25 \text{ cm} \text{ on adopte } l_{pd} = \underline{95 \text{ cm}}$$

on adoptera le même ferrailage de ce linteau pour ceux du niveau (II et III)

Pour les linteaux des niveaux (IV et V) ainsi que ceux des niveaux (VI et VII) le ferrailage est donné dans le tableau suivant...

Remarque: les moments en travée donnent une section d'acier négligeable on doit alors ferrailer avec le moment à l'encastrement

Ferraillage des linteaux (1 et 2) du voile longitudinal V₂

Niv		M	T	A calc.	A min	A adoptée	A _x	l _d	λ	A _E	
I, II, III, IV	L1	29,29	23,87	9,22	2,55	3 T20	2 T14	125	16	2,14	cod. φ 10 + étr. φ 10
	L2	48,22	63,34	15,62	2,55	5 T20	2 T14	125	08	2,84	cod. φ 10 étr. φ 10
V, VI	L1	22,93	17,37	7,13	2,55	2 T20 + T14	2 T14	125	16	1,56	cod. φ 10 étr. φ 10
	L2	30,17	40,66	9,51	2,55	3 T20	2 T14	125	14	3,18	cod. φ 10 étr. φ 10
VII	L1	14,36	15,83	4,38	2,55	3 T14	—	95	16	1,42	cod. φ 10 étr. φ 10
	L2										

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul le linteau 1 des niveaux (I, II, III, IV)

• dimensions du linteau.

$$h_t = 89 \text{ cm}; \quad b = 20 \text{ cm}; \quad d = 4 \text{ cm} \rightarrow h = 85 \text{ cm}$$

$$M = 29,29 \text{ tm}$$

$$T = 23,87 \text{ t}$$

Nous ne considérons pas le moment en travée car :

- il donne un ferraillage négligeable devant celui donné par le moment aux appuis
- le ferraillage sera symétrique du fait de l'inversion du signe des efforts dus au séisme.

Étapes de calcul.

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 29,29 \cdot 10^5}{4200 \times 20 \times 85^2} = 0,0724 \rightarrow \epsilon = 0,8899; \quad K = 30,40$$

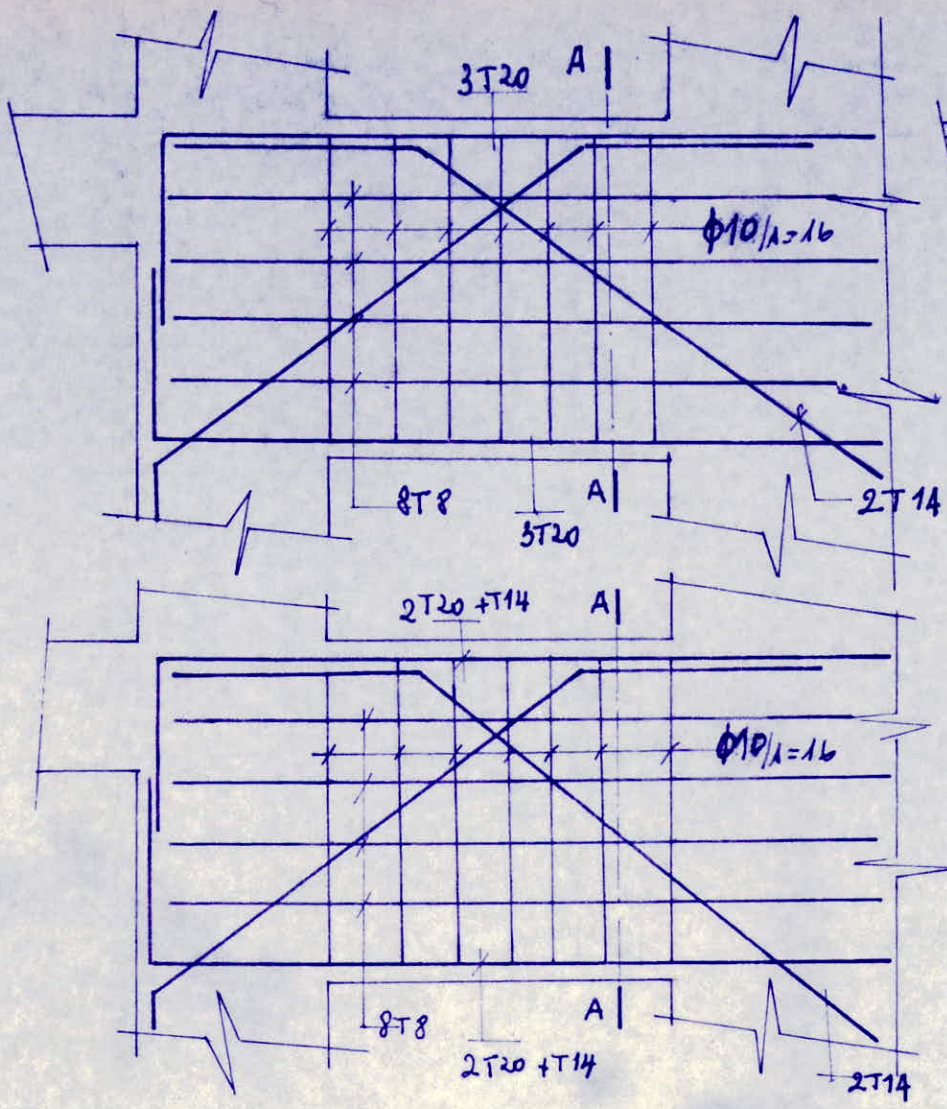
$$K > \bar{K} = \frac{4200}{206,4} = 20,35 \quad \text{donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{29,29 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8899 \times 85} = 9,22 \quad \text{on adopte } 3T20 \quad (A = 9,42 \text{ cm}^2)$$

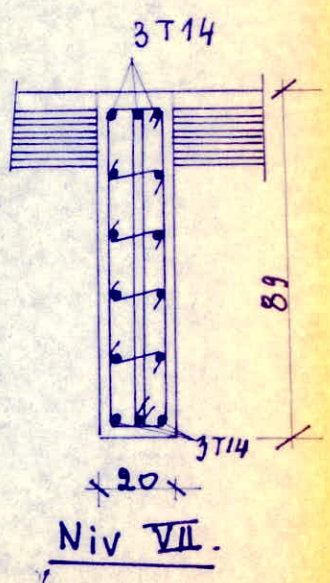
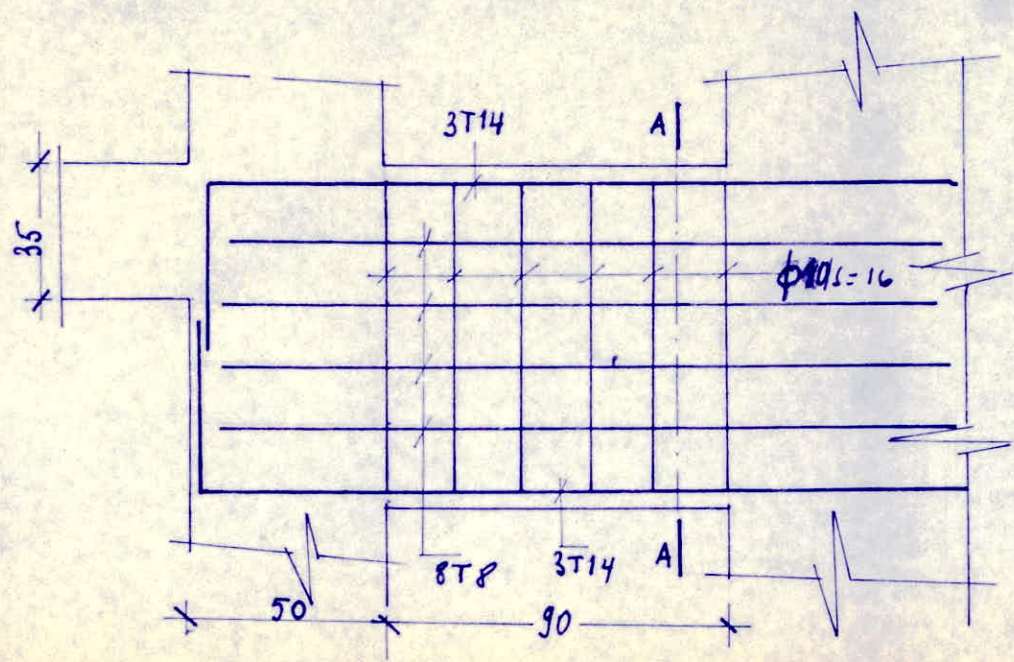
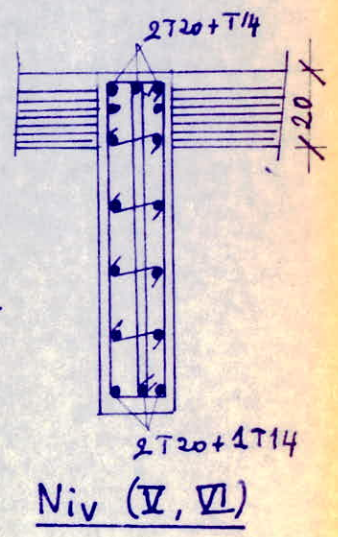
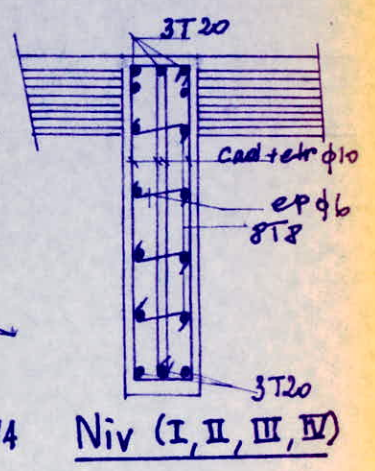
• Armatures de répartition : (Pour tous les niveaux)

$$A_r \geq 0,002 b h = 3,4 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 8T8$$

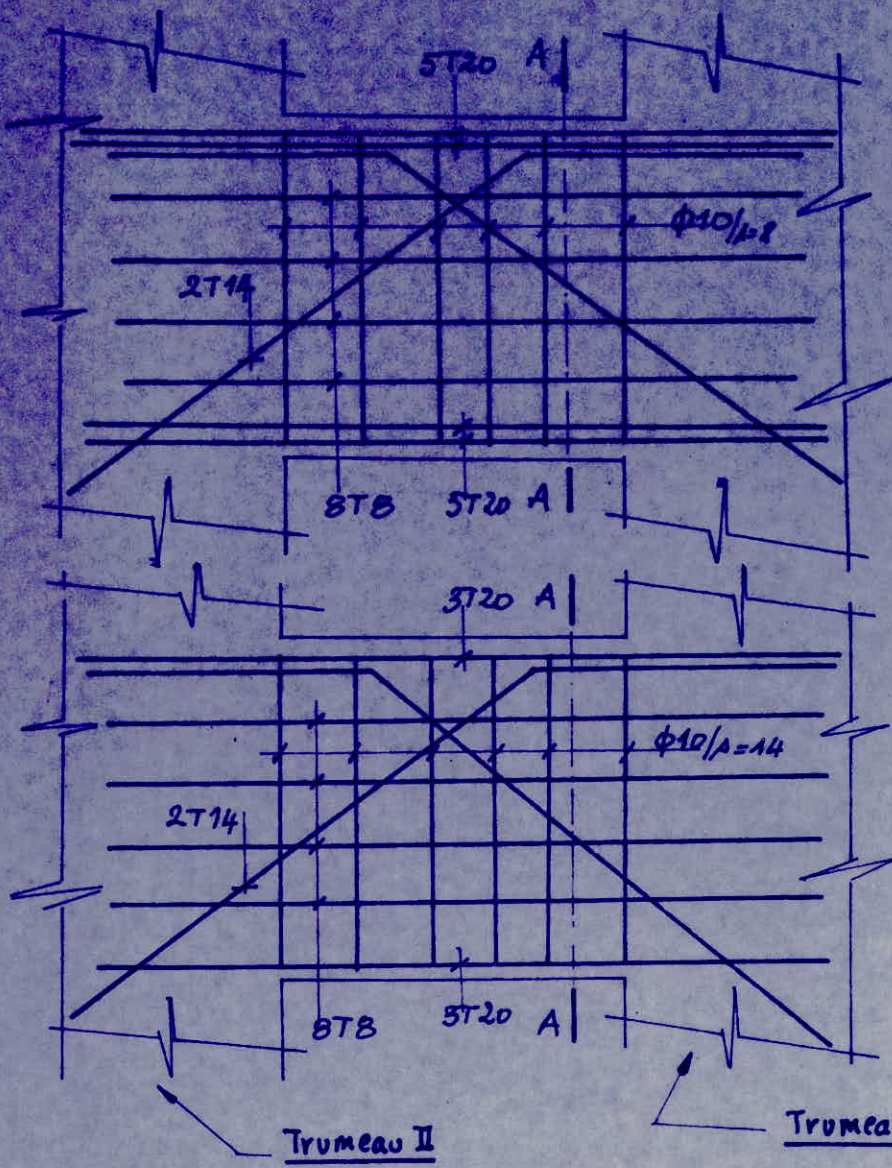
Ferrailage des linteaux 1. du VL.



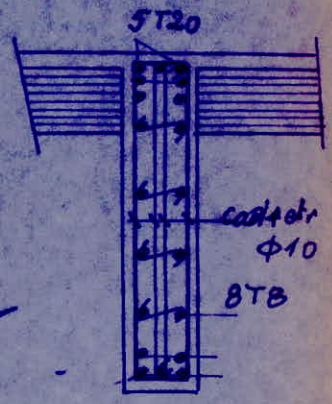
COUPE AA



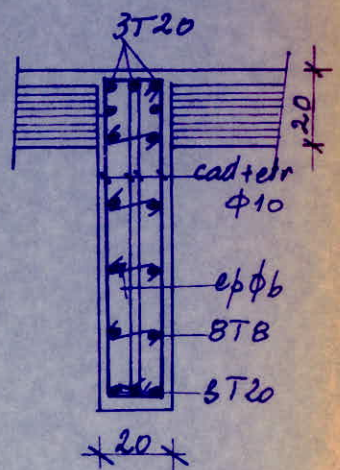
Ferraillage des linteaux - 2 - du V_L



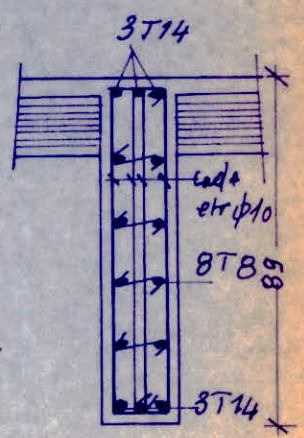
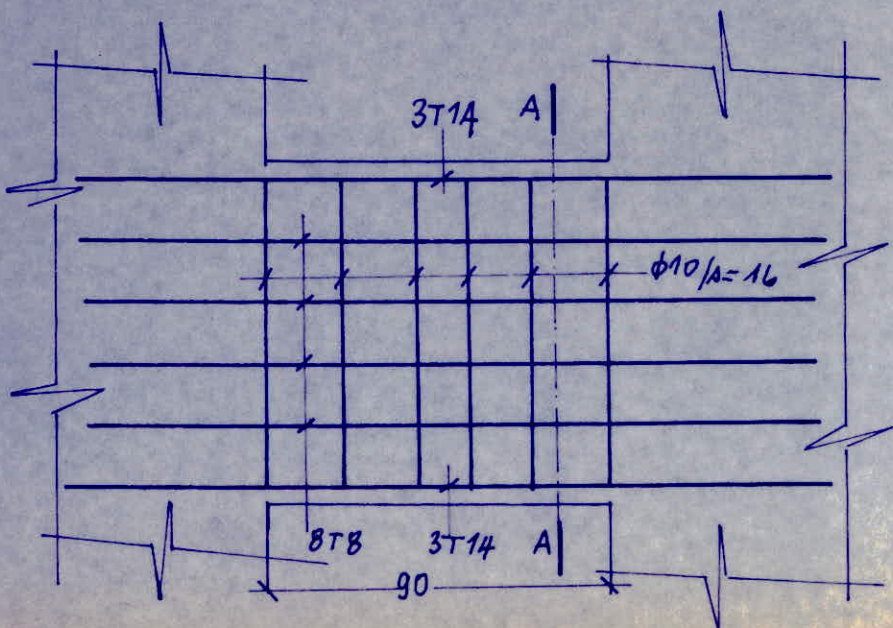
COUPES AA



Niv I, II, III, IV



Niv V, VI

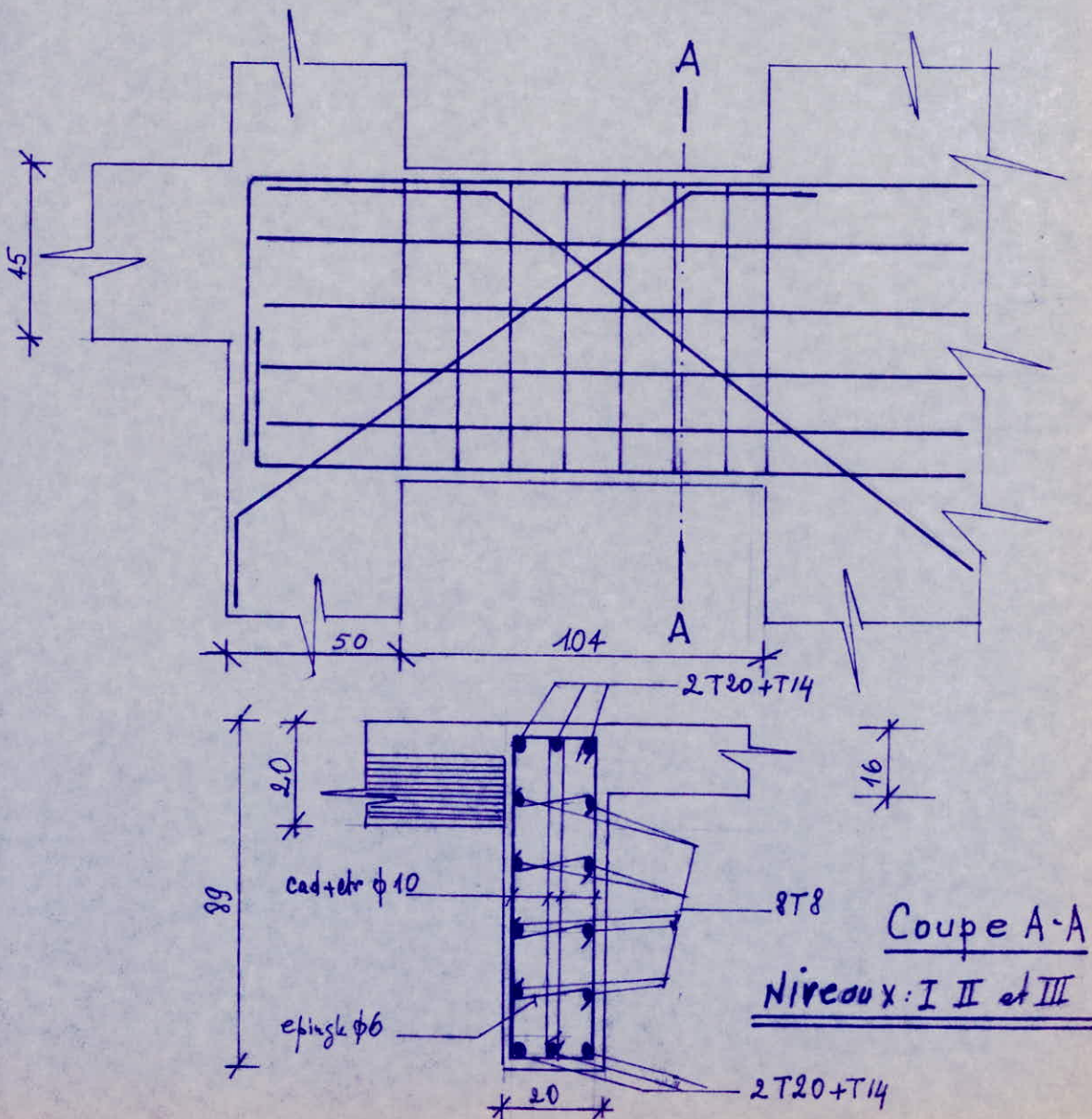


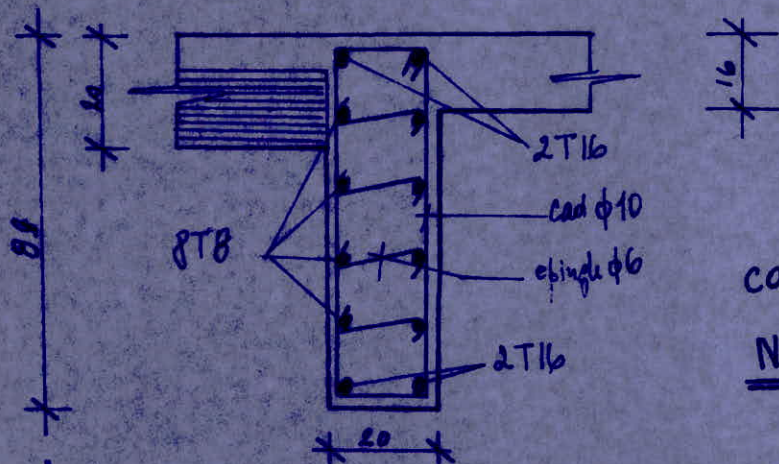
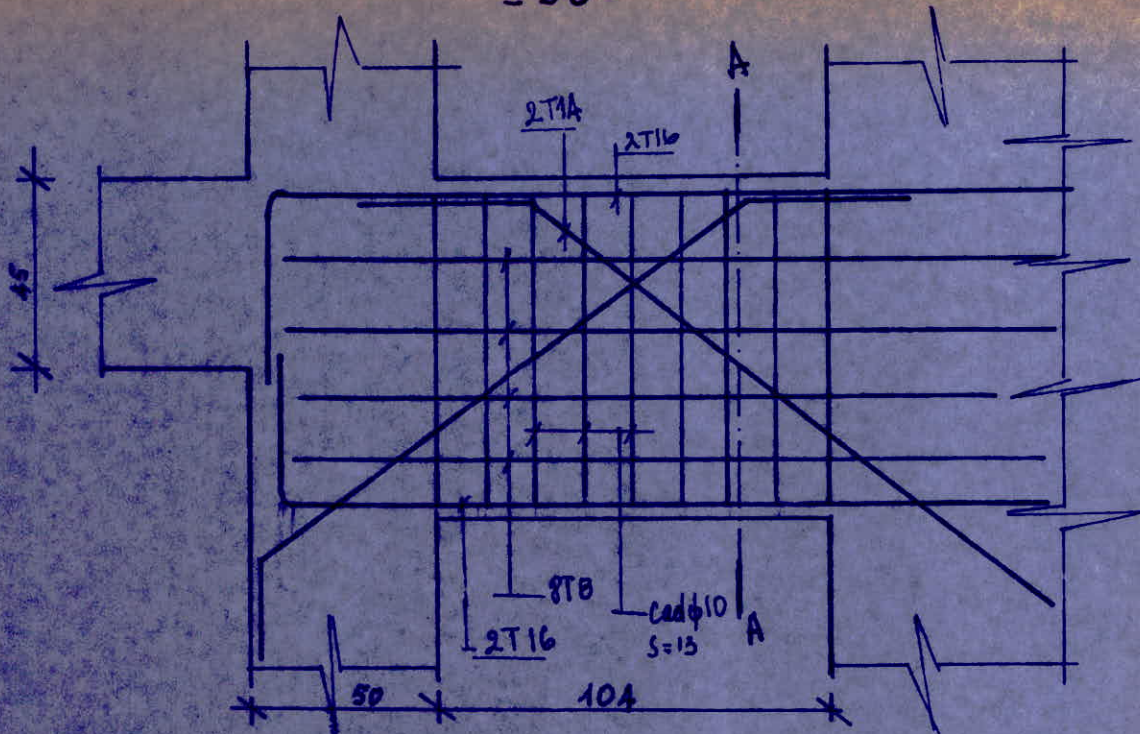
Niv VII

Ferrailage des linteaux du voile transversal V_t

Niveaux	VII	VI	V	IV	III	II	I
π (t)	4,60	4,66	13,18	20,59	25,78	29,52	32,05
q (t/m)	1,92	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20
$T = q \ell / 2 + \pi$	5,60	5,80	14,32	21,73	26,92	30,66	33,19
$M_t = q \ell^2 / 24$	0,09	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
$M_a = -q \ell^2 / 12 - \pi \ell / 2$	-2,57	-2,62	-7,05	-10,91	-13,60	-15,55	-16,86

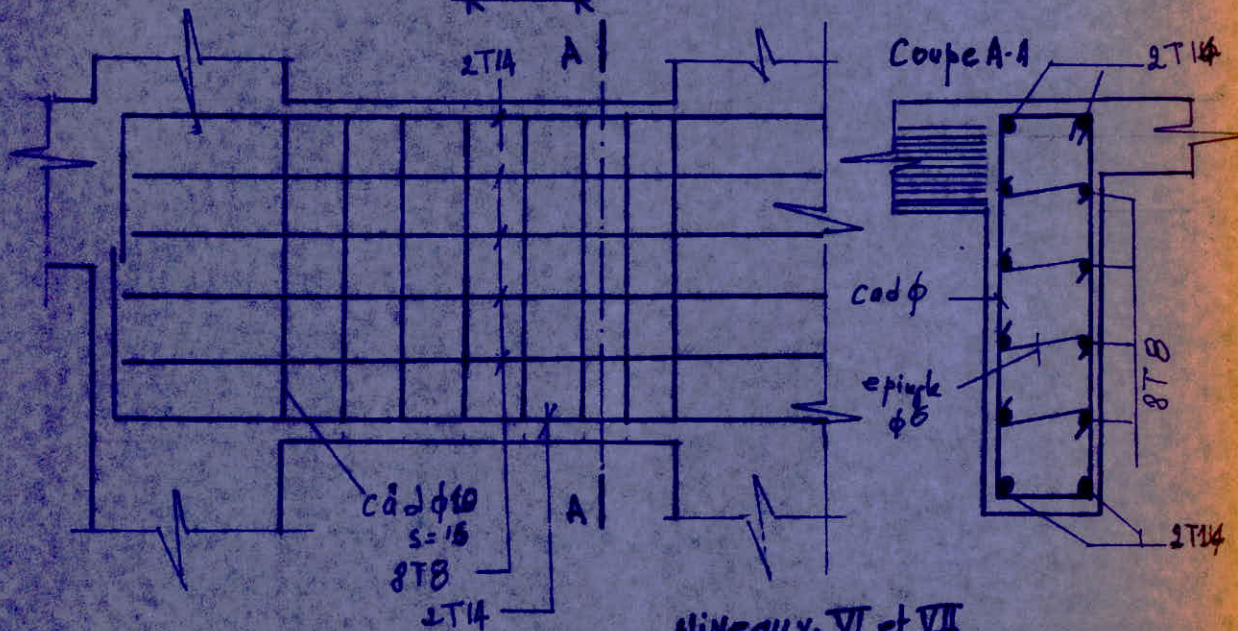
	M	T	A calcul	A min	A adoptée	A_x	$\ell d(n)$	s	A_t
I; II; III	16,86	33,19	5,17	2,55	2T20+T14	2T14	1,25	16	2,97 cad + étr $\phi 10$
IV; V	10,91	21,73	3,29	2,55	2T16	2T14	1,05	13	1,52 cad $\phi 10$
VI; VII	2,62	5,80	0,76	2,55	2T14	/	0,95	16	0,52 cad $\phi 10$





coupe A-A

Niveaux III et IV



Coupe A-A

Niveaux VI et VII

Verification pour les linteaux.

* Voile transversal V_t

Niveau IV; V

$M = 10,91 \text{ tm.}$

$T = 21,73 \text{ t.}$

a) Contraintes

$A = 4,02 \text{ cm}^2.$

$\omega = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 4,02}{20 \times 85} = 0,236 \rightarrow \epsilon = 0,922 ; K = 49,27$

$\sigma_a = \frac{M}{AEh} = 3462 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 70,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

b) Effort tranchant

$\tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = 20,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2.$

c) Evolution de non entrainement.

$\tau'_d = \frac{T}{Pz} = 29,06 \text{ kg/cm}^2 < 26,55 = \bar{\tau}'_d$

d) Longueur de scellement droit

$l_{d \text{ min}} = 1,05 \text{ m.}$

Niveau VI; VII

$M = 2,62 \text{ tm.}$

$T = 5,80 \text{ t}$

a) Contraintes:

$A = 3,08 \text{ cm}^2.$

$\omega = 0,181 \quad \epsilon = 0,9308 ; K = 57,25.$

$\sigma_a = 1075 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma'_s = 18,78 \text{ kg/cm}^2.$

b) Effort tranchant:

$\tau_b = 5,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2.$

c) Condition de non entraînement

$$\gamma_d = 8,865 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\gamma}_d = 26,56 \text{ kg/cm}^2$$

d) longueur de scellement droit.

$$l_{d \min} = 0,95 \text{ m.}$$

* Voile longitudinale V_L.

• Linteau 2.

Niveau (I, II, III, IV)

a) Contraintes:

$$M = 48,22 \text{ tm}$$

$$T = 63,84 \text{ t}$$

$$w = 0,924 \quad E = 0,864 \quad K = 21,98$$

$$\sigma_a = 4178 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 190,08 \text{ kg/cm}^2$$

b) Effort tranchant.

$$\gamma'_b = 29,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\gamma}'_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

c) Condition de non entraînement

$$\gamma'_d = 26,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\gamma}'_d = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

d) longueur de scellement droit

$$l_{d \min} = 1,25 \text{ m.}$$

Niveau V; VI.

$$M = 30,17 \text{ tm}$$

$$A = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$T = 40,56 \text{ t}$$

$$w = 0,554 \quad E = 0,889 \quad K = 30,04$$

$$\sigma_a = 4138 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_{d \min} = 1,25 \text{ m.}$$

Linteau 1

Niv V; VI.-

$$M = 22,93 \text{ tm.}$$

$$T = 17,37 \text{ t.}$$

$$A = 7,28 \text{ cm}^2 (2700 + 714).$$

1°) $\omega = 0,428 \quad \epsilon = 0,9 \quad \kappa = 35,50$

$$\sigma_a = 4117 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 117,6 \text{ -- --} < \bar{\sigma}'_b = 206,4 \text{ -- --}$$

2°) Effort tranchant

$$\tau_b = 16,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

3°) Entraînement des barres.

$$\tau_{bd} = 13,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{bd} = 26,55 \text{ kg/cm}^2.$$

4°) ldmij = 1,25 m.

Niveau VII.-

Linteau 1 et 2.

1°) contrainte.

$$M = 14,36 \text{ tm.}$$

$$T = 15,83 \text{ t.}$$

$$A = 3714 = 4,62 \text{ cm}^2.$$

$$\omega = 0,272 \rightarrow \epsilon = 0,9174 \quad \kappa = 45,53.$$

$$\sigma_a = 3986 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 84,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,4 \text{ -- --}.$$

2°) Effort tranchant.-

$$\tau_b = 14,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

3°) Entraînement des barres.

$$\tau_{bd} = 16,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{bd} = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

4°) longueur de scellement droit

$$ldmij = 0,95 \text{ m.}$$

**FERRAILLAGE
DES
POUTRES
ET POTEAUX**

Ferraillage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous les sollicitations du 1^{er} genre $G + 1,2P$ et les sollicitations du 2^o genre $G + P \pm 1,2E$, $0,8G \pm E$. Les combinaisons à considérer sont celle qui donnent (N_{max}, M_{corr}) et (N_{min}, M_{corr})

Le calcul des armatures longitudinales se fait comme suit :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

Les conditions de compression partielle d'une section rectangulaire sont données par la méthode de Charon.

La contrainte admissible du béton est prise égale à

$$\bar{\sigma}'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 2\bar{\sigma}'_{b0} \\ \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2e_0}{ht}\right) \end{array} \right. \quad e_0 = \frac{M}{N} \text{ (excentricité).}$$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C)

On détermine les armatures symétriques $A'_1 = A'_2$ par le procédé suivant :

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2e_0}{ht}\right) ; \rho = \frac{\bar{\sigma}'_b bht}{N} ; \beta = \frac{6M_0}{Nht}$$

$$\delta' = \frac{d'_1}{ht} = \frac{d'_2}{ht} ; c = 0,27(1 - 2\delta')^2 \rho ; D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) \quad w' = w = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EC}}{2C} ; A'_1 = A'_2 = \frac{C_0 bht}{100}$$

c) Pourcentage minimum des armatures longitudinales

Art 4.2.3.11 RPA barres HA, sans crochets

1% en zone II sans dépasser 4% de la section

de diamètre minimal est de 14 mm

la longueur de recouvrement minimale est 50ϕ

• Tous les résultats du ferraillage des poteaux sont donnés dans les tableaux qui suivent.

CALCUL AU FLAMBEMENT

L'élancement du poteau $\lambda = \frac{l_c}{i}$ avec l_c longueur de flambement

$l_c = \begin{cases} 0,7 l_0 & : \text{pour un pilié d'un bat à étages multiples est à ses} \\ & \text{extrémités:} \\ & \bullet \text{ encastré dans un massif de béton de fondation} \\ & \bullet \text{ assemblé à des pontes de planchers ayant au moins} \\ & \text{même raideur que lui et le traversant de part en part} \\ 0,9 l_0 & : \text{dans les autres cas.} \end{cases}$

l_0 : longueur libre du poteau

i : rayon de giration $= \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{ba^3}{12ba}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = 0,2886 a$

si $\lambda < 50$ les poteaux sont justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu compte de l'effet de leurs déformations transversales sur les contraintes agissant sur les sections droites c'est à dire qu'il n'y a pas de risque de flambement.

$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c}{0,2886 a} < 50 \rightarrow l_c < 14,4 a$

Pour notre cas $a = 25 \text{ cm}$ $l_c = 2,61 \times 0,7 = 182,7 \text{ cm}$

$14,4 \times 25 = 360 \text{ cm}$ donc $\frac{l_c}{a} < 14,4$

donc la vérification au flambement n'est pas nécessaire.

• Armatures transversales.

Le RPA préconise un espacement maximum pour les armatures transversales.

- Dans la zone nodale y compris la hauteur du nœud: $t \leq \min \begin{pmatrix} 10\phi \text{ (min)} \\ 15 \text{ cm} \end{pmatrix}$

- Hors la zone nodale $t \leq 12 \phi \text{ (min)}$

le ϕ_{min} pour les armatures transversales en aciers doux est 8mm

le pourcentage minimum dans les 2 directions, en armatures transversales est 0,4% pour la zone II, pour les zones nodales $\rho_t = \frac{A_t}{b t}$

on prend $t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

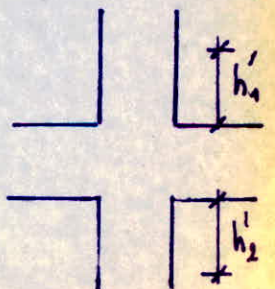
$t = 20 \text{ cm}$ hors zone nodale.

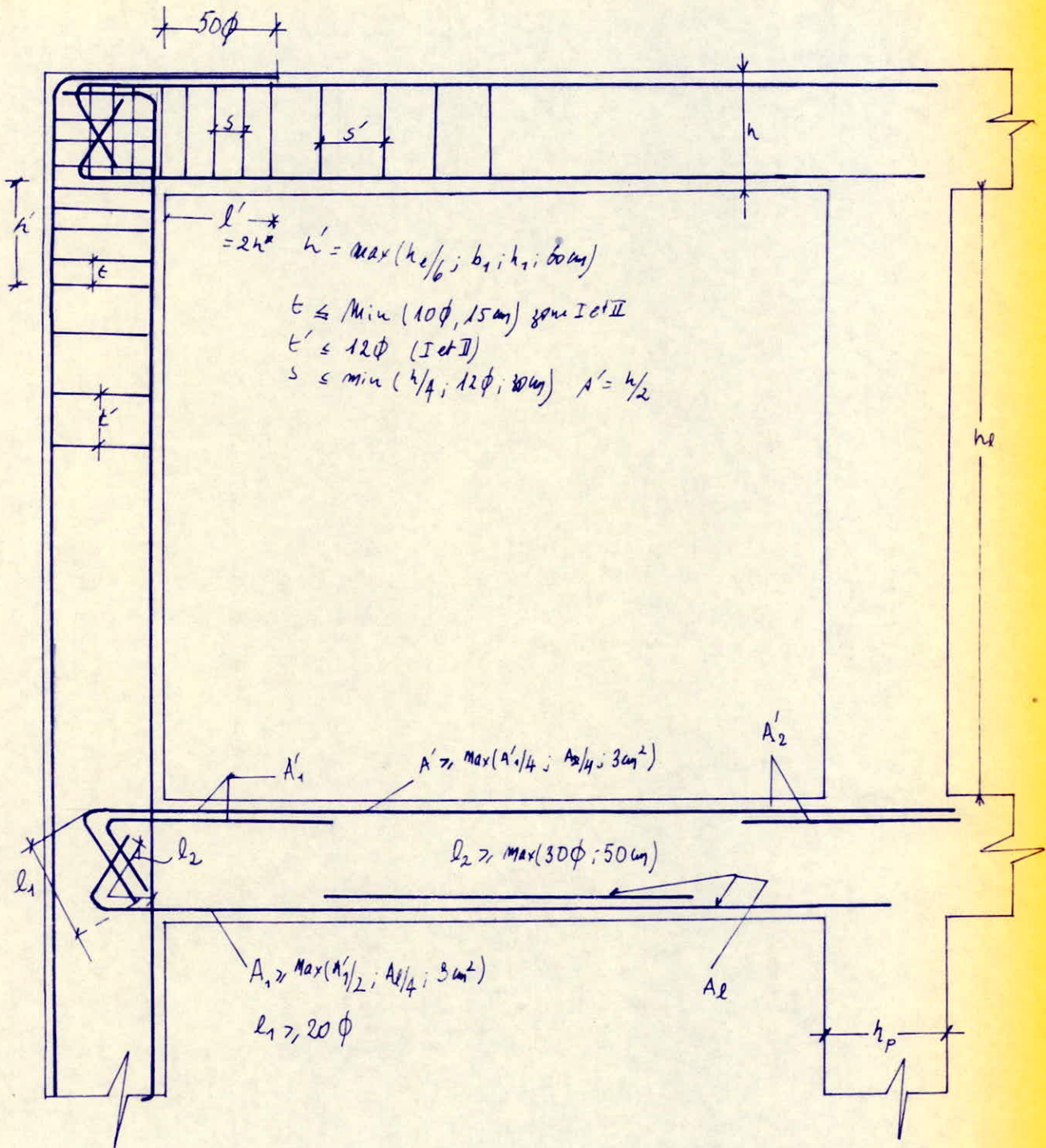
Zone nodale:

$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; b_2; 60 \text{ cm}\right)$

h = hauteur du poteau

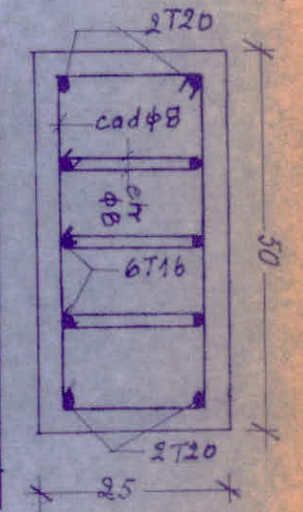
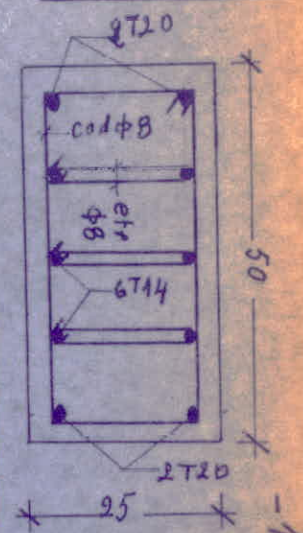
b_1, b_2 = section du poteau





ferroillage des poutres et poteaux (RPA)

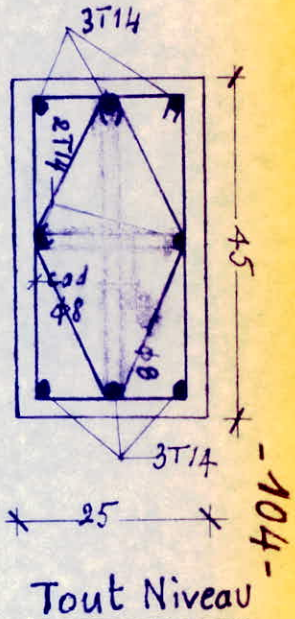
Niv		LONGITUDINALEMENT			TRANSVERSALEMENT		
		Mmax → Nc	Nmax → Mc	Nmin → Mc	Mmax → Nc	Nmax → Mc	Nmin → Mc
I	M	1,45	1,45	1,18	1,89	0,81	1,52
	T	0,07	0,84	0,72	1,12	0,36	0,87
	N	79,93	79,93	43,12	73,85	79,13	47,87
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
II	M	2,12	2,12	1,74	3,15	1,10	2,43
	T	1,38	1,38	1,13	4,98	0,68	1,52
	N	75,29	75,29	40,40	62,47	66,90	40,63
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
III	M	2,71	2,71	2,19	3,19	1,06	2,46
	T	1,76	1,76	1,42	2,05	0,63	1,59
	N	70,11	70,11	37,71	51,52	55,05	33,70
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
IV	M	3,06	3,06	2,46	3,13	1,06	2,41
	T	1,98	1,98	1,59	1,97	0,65	1,52
	N	56,56	56,56	29,37	40,90	43,45	26,90
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
V	M	3,21	3,21	2,57	2,87	1,07	2,20
	T	2,08	2,08	1,66	1,78	0,62	1,36
	N	42,59	42,59	21,35	30,35	32,04	20,14
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
VI	M	3,13	3,13	2,46	2,24	0,90	1,69
	T	2,03	2,03	1,60	1,41	0,86	1,06
	N	28,30	28,30	13,74	19,81	20,77	13,37
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
VII	M	3,70	3,70	2,98	2,79	1,53	2,11
	T	2,27	2,27	1,82	1,59	0,88	1,10
	N	13,78	13,78	6,40	9,30	9,65	6,60
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0



Ferrailage du poteau B1 (25x50)

Niv I, II, III

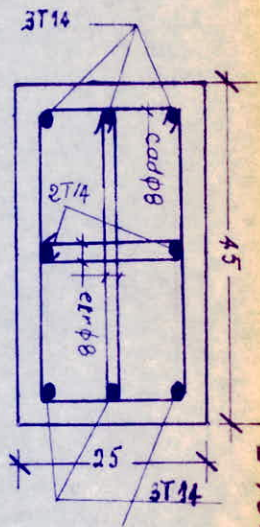
Niv		LONGITUDINALEMENT			TRANSVERSALEMENT		
		Mmax → Nc	Nmax → Mc	Nmin → Mc	Mmax → Nc	Nmax → Mc	Nmin → Mc
I	M	2,49	2,49	1,86	1,18	1,18	0,05
	T	1,42	1,42	0,97	0,66	0,66	0,27
	N	55,29	55,29	24,58	49,95	49,95	36,39
	A	2 (4,62)	2 (4,62)	< 0	< 0	< 0	< 0
II	M	2,37	2,37	1,42	1,66	1,65	0,92
	T	1,51	1,51	0,92	1,08	1,08	0,60
	N	46,21	46,21	21,45	42,77	42,77	31,26
	A	2 (4,62)	2 (4,62)	< 0	< 0	< 0	< 0
III	M	2,07	2,07	1,34	1,72	1,72	0,92
	T	1,34	1,34	0,86	1,09	1,09	0,62
	N	37,12	37,12	18,42	35,37	35,35	25,97
	A	2 (4,62)	2 (4,62)	< 0	< 0	< 0	< 0
IV	M	1,81	1,81	1,18	1,67	1,67	1,05
	T	1,15	1,15	0,74	1,07	1,01	0,67
	N	28,36	28,36	15,23	27,91	27,91	20,60
	A	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
V	M	1,47	1,47	0,95	1,74	1,74	1,11
	T	0,92	0,92	0,58	1,12	1,12	0,72
	N	20,04	20,04	11,75	20,38	20,38	15,15
	A	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
VI	M	1,08	1,08	0,66	1,72	1,72	1,15
	T	0,65	0,65	0,38	1,12	1,12	0,74
	N	12,26	12,26	7,89	12,79	12,79	9,04
	A	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
VII	M	0,52	0,52	0,24	2,23	2,23	1,63
	T	0,30	0,30	0,11	1,36	1,36	0,98
	N	5,09	5,09	3,57	5,11	5,11	4,02
	A	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0



Ferrailage du poteau A0 (25x45).

Niv		LONGITUDINALEMENT			TRANSVERSALEMENT		
		Mmax → Nc	Nmax → Mc	Nmin → Mc	Mmax → Nc	Nmax → Mc	Nmin → Mc
I	M	1,61	1,61	1,09	1,80	1,80	1,18
	T	0,92	0,92	0,55	0,88	0,88	0,52
	N	54,46	54,46	34,86	58,90	58,90	42,76
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
II	M	1,45	1,45	0,55	2,52	2,52	1,63
	T	0,94	0,94	0,35	1,59	1,59	1,03
	N	47,07	47,07	30,20	50,39	50,39	36,60
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
III	M	1,39	1,39	0,46	2,39	2,39	1,56
	T	0,90	0,90	0,29	1,56	1,56	1,02
	N	38,60	38,60	25,47	41,73	41,73	30,35
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
IV	M	1,33	1,33	0,33	2,51	2,51	1,66
	T	0,85	0,85	0,19	1,63	1,63	1,08
	N	30,20	30,20	20,57	33,00	33,00	24,04
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
V	M	1,21	1,21	0,17	2,58	2,58	1,73
	T	0,77	0,77	0,09	1,69	1,69	1,13
	N	21,94	21,94	15,48	24,20	24,20	17,67
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
VI	M	1,03	1,03	0,1	2,58	2,58	1,76
	T	0,64	0,64	0,03	1,65	1,65	1,12
	N	13,87	13,87	10,17	15,35	15,35	11,25
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
VII	M	0,88	0,88	0,35	3,55	3,55	2,49
	T	0,53	0,53	0,22	2,10	2,10	1,47
	N	6,04	6,04	4,60	6,45	6,45	4,77
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0

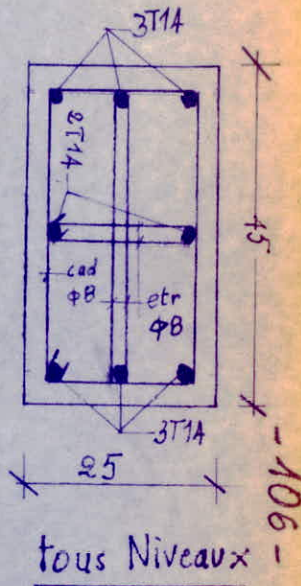
tous Niveaux



-105-

Ferrailage du Poteau C0 (25x45)

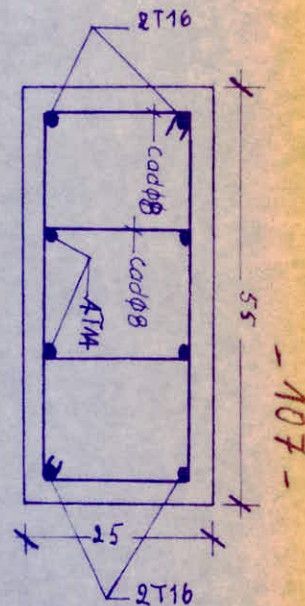
Niv		LONGITUDINALEMENT			TRANSVERSALEMENT		
		Mmax → Nc	Nmax → Mc	Nmin → Mc	Mmax → Nc	Nmax → Mc	Nmin → Mc
I	M	0,90	0,90	0,79	0,67	0,67	0,64
	T	0,69	0,69	0,36	0,34	0,34	0,38
	N	79,16	79,16	62,39	78,03	78,03	56,06
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
II	M	1,45	1,45	0,57	0,92	0,92	0,90
	T	0,91	0,91	0,34	0,60	0,60	0,58
	N	75,65	75,65	61,26	65,88	65,88	47,43
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
III	M	1,56	1,56	0,64	0,88	0,88	0,84
	T	1,01	1,01	0,40	0,55	0,55	0,53
	N	62,61	62,61	50,98	54,09	54,09	39,06
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
IV	M	1,61	1,61	0,63	0,88	0,88	0,82
	T	1,05	1,05	0,40	0,56	0,56	0,52
	N	49,48	49,48	40,71	42,49	42,49	30,80
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
V	M	1,62	1,62	0,58	0,89	0,89	0,79
	T	1,05	1,05	0,37	0,56	0,56	0,50
	N	36,33	36,33	30,39	31,05	31,05	22,64
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
VI	M	1,53	1,53	0,53	0,83	0,83	0,69
	T	0,98	0,98	0,32	0,53	0,53	0,45
	N	22,39	22,39	19,10	19,70	19,70	14,54
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
VII	M	1,73	1,73	0,35	1,24	1,24	0,74
	T	1,05	1,05	0,23	0,74	0,74	0,45
	N	9,37	9,37	8,84	8,50	8,50	6,54
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0



Ferrailage du poteau B0 (25x45)

Niv		LONGITUDINALEMENT						TRANSVERSALEMENT					
		Mmax → Nc		Nmax → Mc		Nmin → Mc		Mmax → Nc		Nmax → Mc		Nmin → Mc	
I	M	1,94	SP2	1,54	SP2	1,68	SP2	2,86	SP2	2,86	SP2	1,10	SP2
	T	1,13	SP2	0,91	SP2	0,94	SP2	1,57	SP2	1,58	SP2	0,72	SP2
	N	78,13	SP2	79,63	SP2	57,37	SP2	79,99	SP2	79,99	SP2	49,74	SP2
	A	<0		<0		<0		<0		<0		<0	
II	M	1,87	SP2	1,67	SP2	1,56	SP2	2,88	SP2	4,14	SP2	0,78	SP2
	T	1,21	SP2	1,08	SP2	1,01	SP2	1,76	SP2	2,39	SP2	0,48	SP2
	N	67,12	SP2	68,72	SP2	43,91	SP2	66,52	SP2	68,51	SP2	42,53	SP2
	A	<0		<0		<0		<0		<0		<0	
III	M	1,81	SP2	0,19	SP1	1,50	SP2	2,74	SP1	3,78	SP2	0,59	SP2
	T	1,18	SP2	0,12	SP1	0,97	SP2	1,74	SP1	2,42	SP2	0,38	SP2
	N	56,72	SP2	56,80	SP1	36,42	SP2	55,19	SP1	56,69	SP2	35,43	SP2
	A	<0		<0		<0		<0		<0		<0	
IV	M	1,69	SP2	1,69	SP2	1,40	SP2	2,88	SP1	3,76	SP2	0,86	SP2
	T	1,10	SP2	1,10	SP2	0,90	SP2	1,83	SP1	2,44	SP2	0,48	SP2
	N	42,67	SP2	42,67	SP2	29,00	SP2	43,76	SP1	44,76	SP2	28,29	SP2
	A	<0		<0		<0		<0		<0		<0	
V	M	1,48	SP2	1,48	SP2	1,22	SP2	2,95	SP1	3,62	SP2	1,10	SP2
	T	0,95	SP2	0,95	SP2	0,80	SP2	1,90	SP1	2,30	SP2	0,61	SP2
	N	26,99	SP2	26,99	SP2	21,33	SP2	22,24	SP1	32,59	SP2	21,05	SP2
	A	<0		<0		<0		<0		<0		<0	
VI	M	1,17	SP2	1,17	SP2	0,96	SP2	2,96	SP1	3,40	SP2	1,30	SP1
	T	0,74	SP2	0,74	SP2	0,61	SP2	1,84	SP1	2,19	SP2	0,67	SP1
	N	17,38	SP2	17,38	SP2	13,75	SP2	20,66	SP1	20,94	SP2	16,68	SP1
	A	<0		<0		<0		<0		<0		<0	
VII	M	0,88	SP2	0,88	SP2	0,72	SP2	4,71	SP1	5,29	SP2	3,58	SP2
	T	0,54	SP2	0,54	SP2	0,44	SP2	2,66	SP1	2,89	SP2	1,91	SP2
	N	7,72	SP2	7,72	SP2	6,12	SP2	9,02	SP1	9,12	SP2	6,61	SP2
	A	<0		<0		<0		<0		<0		<0	

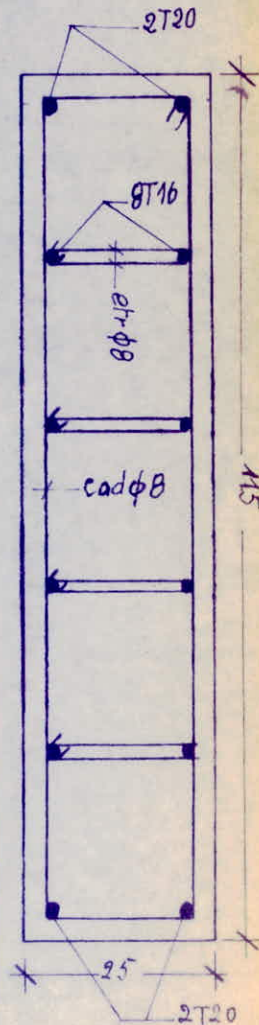
tous Niveaux



Ferrailage du poteau C1 (25x55)

Niv		LONGITUDINALEMENT			TRANSVERSALEMENT		
		M _{max} → N _c	N _{max} → M _c	N _{min} → M _c	M _{max} → N _c	N _{max} → M _c	N _{min} → M _c
I	M	5,67	4,63	4,72	12,51	12,51	10,43
	T	3,01	2,41	2,50	3,46	3,46	3,96
	N	44,96	48,50	57,57	80,47	80,47	47,61
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
II	M	4,51	4,12	3,74	6,67	6,67	4,76
	T	2,91	2,66	2,42	3,01	3,01	1,04
	N	63,93	67,34	49,10	69,34	69,34	40,85
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
III	M	4,25	3,76	3,53	4,52	4,52	1,91
	T	2,71	2,41	2,25	2,57	2,57	0,64
	N	52,90	55,75	40,63	57,36	57,36	34,83
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
IV	M	3,84	3,26	3,92	5,42	5,42	1,16
	T	2,41	2,04	2,00	2,32	2,32	0,34
	N	41,83	44,07	32,14	45,22	45,22	27,55
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
V	M	3,25	2,60	2,69	5,63	5,63	1,24
	T	1,99	1,57	1,65	2,07	2,07	0,06
	N	30,41	32,32	23,61	33,11	33,11	20,68
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
VI	M	2,48	1,82	2,05	5,14	5,14	1,89
	T	1,46	1,02	1,21	1,72	1,72	0,24
	N	19,55	20,55	15,04	21,17	21,17	13,58
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0
VII	M	1,58	0,58	1,29	3,52	4,32	2,34
	T	0,85	0,26	0,69	1,76	1,49	1,20
	N	8,34	8,77	6,43	9,12	8,38	6,22
	A	<0	<0	<0	<0	<0	<0

tous Niveaux



Ferrailage du poteau A1 (25x115)

FERRAILLAGE DES POUTRES..

Les poutres seront calculées en flexion simple, car les efforts normaux ne sont pas pris en compte. Les efforts à considérer pour le ferrailage sont déterminés comme suit:

On calcule le rapport $\frac{M(2^{\text{e}} \text{ genre})}{M(1^{\text{e}} \text{ genre})}$
Si le rapport est inférieur à 1,5 on ferraille avec le 1^{er} genre
sinon on ferraille avec le 2^e genre.

Les armatures longitudinales doivent être conformes aux prescriptions du RPA ainsi que leur disposition.

Le RPA prescrit à l'article 4.2.3.2.1 un pourcentage d'armatures longitudinales.

- Minimal de 0,3% pour les aciers à H.A et 0,5% pour les A.D.
La méthode de calcul est celle de Pierre Charon.

$$M \rightarrow \mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2} \xrightarrow{\text{tableau}} (\epsilon, \kappa) \rightarrow A \geq A_{\min} \rightarrow A \text{ adoptée}$$

- On effectue les vérifications suivantes:

1°/ Vérifications des contraintes.

$$D = \frac{15}{b}(A+A') ; E = \frac{30}{b}(A'd' + Ah) ; y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

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

$$\sigma'_b = K y_1 ; \sigma'_a = 15 K (y_1 - d') ; \sigma_a = 15 K (h - y_1).$$

2°/ Vérification à la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_f}{\phi} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\omega}_f}{\phi}} \bar{\sigma}_a \quad \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$$

3°/ Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{em}} b h$$

4°) Condition de non entraînement

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{npz} \leq \bar{\tau}_d = n \psi_d \bar{\sigma}_b = 17.7 \text{ kg/cm}^2$$

5°) Condition de flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_o} ; \quad \omega_o = \frac{A}{bh} < \frac{43}{\sigma_{en}} ; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$$

6°) Ecartement des armatures transversales

Art 4.2.3.2.2 RPA.

Zone nodale $s \leq \min(\frac{h_t}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm})$

Zone hors nodale $s \leq \frac{h}{2}$.

Pour le calcul des armatures transversales les contraintes admissibles de cisaillement sont:

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}_b$$

$$\text{On calcule } \tau_b = \frac{T_{max}}{bz}$$

si $\tau_b < \bar{\tau}_b$ les armatures transversales droits suffisent

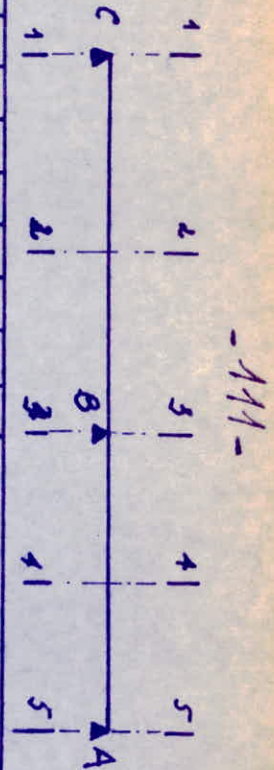
si $\tau_b > \bar{\tau}_b$ On choisit des armatures (câbles + étriers)

$$\text{et on calcule l'espacement } t = \frac{4t_3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{en} \quad [\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2]$$

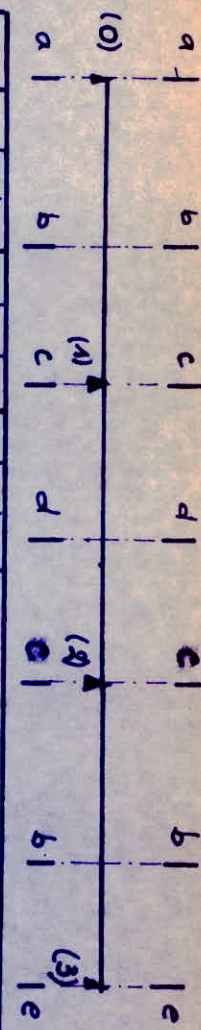
$$f_{at} = \max(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\tau}_b})$$

SECTIONS	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5		
SP1 (G+1P)	M	-5,07	12,49	-4,94	7,87	-4,64	
	A _s	5,05	3,33	4,92	/	4,66	
	A _i	/	12,58	/	7,91	/	
SP2	G+P+SI	M	-5,14	11,94	-5,76	7,38	-6,19
		A _s	3,41	/	3,82	/	4,11
		A _i	/	7,92	/	4,90	/
	G+P-SI	M	-6,97	11,95	-4,65	7,38	-3,48
		A _s	4,63	/	3,09	/	2,31
		A _i	/	7,93	/	4,90	/
DETAILS DU FERRAILLAGE							



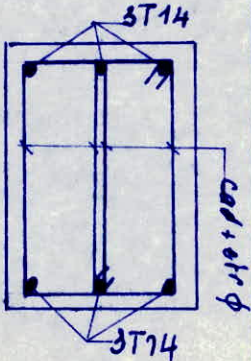
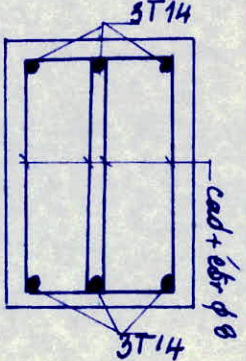
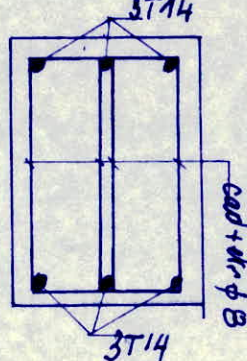
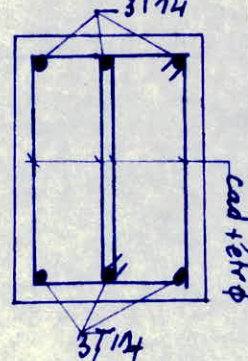
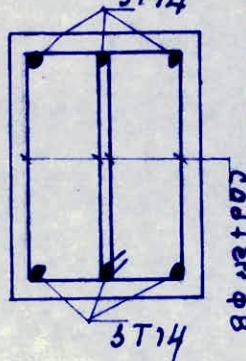
Ferrailage des poutres (25x45) (Portiques transversaux)

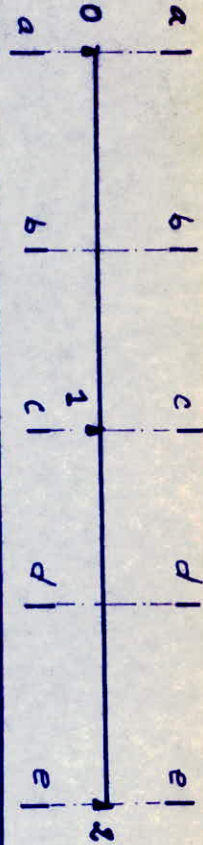
SECTIONS		a-a	b-b	c-c	d-d	e-e	
SP1	M	-1,13	2,14	-1,16	2,15	-1,48	
	A _s	1,44	/	1,48	/	1,89	
	A _i	/	2,73	/	2,74	/	
SP2	G+P-SI	M	-2,46	3,44	-2,38	2,58	-0,91
		A _s	2,09	/	2,02	/	0,77
		A _i	/	2,93	/	2,19	/
	0,8G+SI	M	1,12	2,30	-2,08	2,01	-2,630
		A _s	/	/	1,77	/	2,07
		A _i	0,95	1,96	/	1,71	/
DETAILS DU FERRAILLAGE							



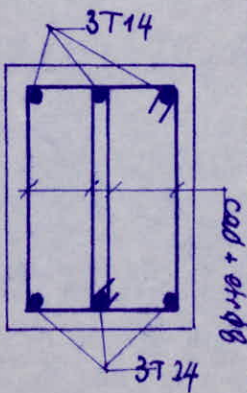
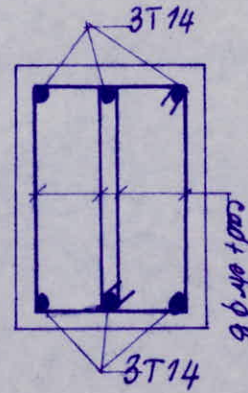
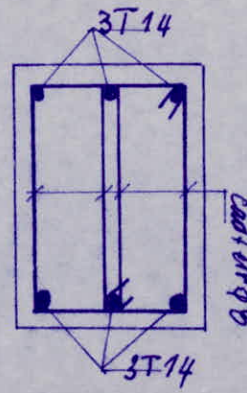
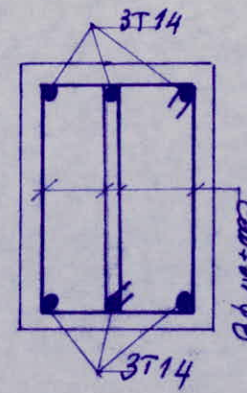
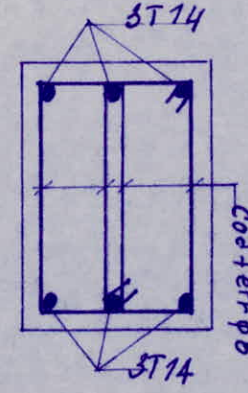
-112-

Ferrailage des poutres du portique longitudinal "C" (25x35).

SECTIONS		a - a	b - b	c - c	d - d	e - e	
SP1 (G+12P)	M	-1,04	1,88	-0,87	1,95	-0,96	
	A _s	1,37	/	1,15	/	1,26	
	A _i	/	2,48	/	2,57	/	
SP2	G+P-SI	M	-2,81	-2,81	-4,93	-4,93	4,43
		A _s	2,47	2,47	4,33	4,33	/
		A _i	/	/	/	/	3,89
	0,8G+SI	M	1,21	-1,80	3,67	-5,40	-5,40
		A _s	/	1,58	/	4,74	4,74
		A _i	1,06	/	3,22	/	/
DETAILS DU FERRAILLAGE							



Ferrailage des poutres (25x35) du portique longitudinal "B"

SECTIONS		a-a	b-b	c-c	d-d	e-e				
SP1 (G+12P)	M	-1,25	3,15	-2,03	3,16	-1,25				
	A _s	1,59	/	2,59	/	1,59				
	A _i	/	4,02	/	4,03	/				
SP2 G+P-SI	M	-4,52	-4,52	-4,52	-4,77	-4,69				
	A _s	3,84	3,84	3,84	4,06	3,99				
	A _i	/	/	/	/	/				
SP2 0.8G+SI	M	2,53	-4,27	-4,37	-4,37	-4,35				
	A _s	/	3,63	3,72	3,72	3,70				
	A _i	2,15	/	/	/	/				
DETAILS DU FERRAILLAGE	 <p>$A = B \text{ cm}$</p>		 <p>$A' = 15 \text{ cm}$</p>		 <p>$A = 8 \text{ cm}$</p>		 <p>$A' = 15 \text{ cm}$</p>		 <p>$A = 8 \text{ cm}$</p>	

Ferraillage des poutres (25x35) du portique longitudinal "A"

Verifications:

1) Poutres du portique longitudinal "c" (25x35).

a) En travée

$$A = A' = 3,39 \text{ (3712)}.$$

$$M = 3,44 \text{ tm (SP2)}.$$

$$\sigma_b' = 81,10 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_a' = 859,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 3411,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

b) à l'appui

$$M = 2,46 \text{ tm}.$$

$$\sigma_b' = 57,97 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_a' = 614,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2439,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

c) fissuration

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

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,39}{2 \times 25 \times 3} = 0,093.$$

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

$$K = 1,5 \cdot 10^6; \eta = 1,6$$

$$\sigma_1 = 3752 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 3752 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \sigma_f = 3752 > 3411,95 \text{ kg/cm}^2.$$

20) Poutres du portique longitudinal "A" (25x35).

a) En travée:

$$M = 4,77 \text{ tm}.$$

$$A = A' = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = 99,81 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a' = 1021,80 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = 3573,38 \text{ kg/cm}^2.$$

b) à l'appui

$$M = 4,69 \text{ tm}.$$

$$\sigma_b' = 98,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a' = 1004,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 3513,45 \text{ kg/cm}^2$$

c) fissuration

$$\omega_f = \frac{4,62}{2 \times 25 \times 3} = 0,031$$

$$\sigma_1 = 4063 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2956 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_1 > 3573,58 \text{ kg/cm}^2.$$

3) Poutres des portiques longitudinal "B"

a) Entrée:

$$M = 5,40 \text{ tm (SP2)}$$

$$A = A' = 4,62 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 130 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 266,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_a = 1157 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 4045,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Aux appuis

$$M = 4,93 \text{ tm.}$$

$$\sigma'_b = 103,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = 1056,27 \text{ -- -- } < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_a = 3693,93 \text{ -- -- }$$

c) fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = 0,037$$

$$\sigma_1 = 4626,2 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_a$$

$$\sigma_2 = 2956,1 \text{ kg/cm}^2 >$$

4) Poutres des portiques transversaux (25 x 45)

a) Entrée

$$M = 12,49 \text{ tm (SP1)}.$$

$$A' = 3712 = 3,89 \text{ cm}^2$$

$$A = 3720 + 2716 = 13,44 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 127,9 < \bar{\sigma}'_b = 137,6$$

$$\sigma'_a = 150,9 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = 2549$$

b) A l'appui

$$M = 5,07 \text{ tm (SP1)}$$

$$A' = 3720 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,42 \text{ cm}^2 = 3715 + 3712$$

$$\sigma_b' = 46,83 \text{ kg/cm}^2 < 137,6 = \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a' = 551,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1416,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

c) fissuration ..

$$\omega_f = 0,090$$

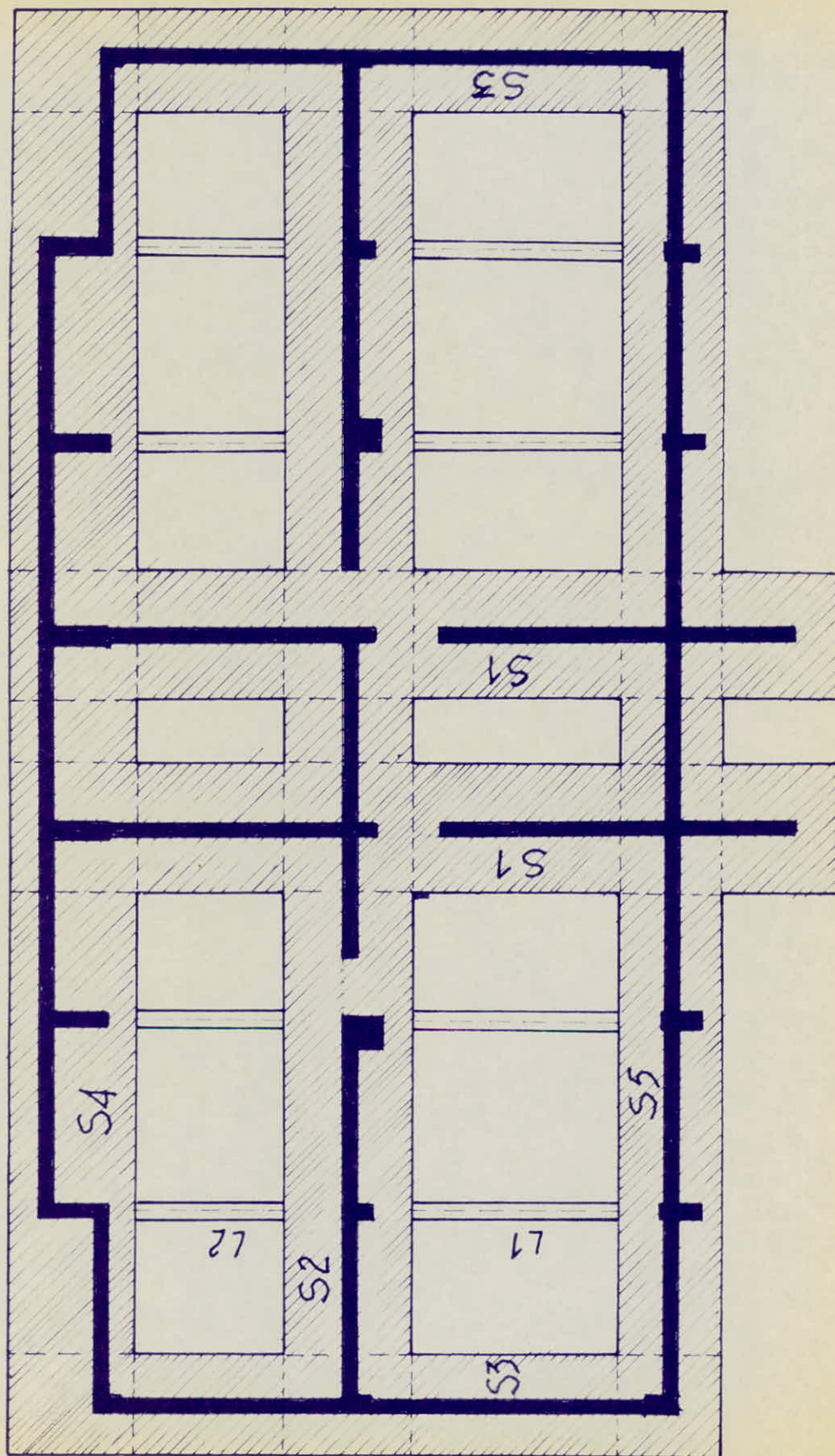
$$\sigma_1 = 5696 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2019 \text{ -- --}$$

$$\sigma_1 = 5696 > \sigma_a$$

pas de risque de
fissuration.

**CALCUL
DES
FONDACTIONS**



COFFRAGE FONDATIONS

Etude des fondations

Notre bâtiment sera construit sur un terrain présentant une faible déclivité (de l'ordre de 10%) et le sol dont lequel seront ancrées les fondations est constitué par un sable argileux.

Nous adoptons des semelles filantes, ancrées à 2,90" (sous sol), de manière à ce que les charges soient bien réparties sur l'ensemble du sol.

Le pouvoir portait admissible est obtenu à partir de la résistance de pointe (essai pénétrométrique) en l'affectant d'un coefficient réducteur de 20 tenant compte des caractéristiques pénétrométriques.

Ce pouvoir portait est égal à 50 bars

$$Q_{adm} = \frac{50}{20} = 2,5 \text{ bars.}$$

Nous voulons faire travailler nos semelles sous des contraintes réparties linéairement, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur sol élastique.

En fait le calcul de la longueur élastique nous permet de connaître la loi de répartition des contraintes sur le sol.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$$

l : longueur entre 2 appuis successifs.

l_e : longueur de la ligne élastique.

K : coefficient de raideur $K = 4 \cdot 10^3 \text{ t/m}^2$ (sol moy.)

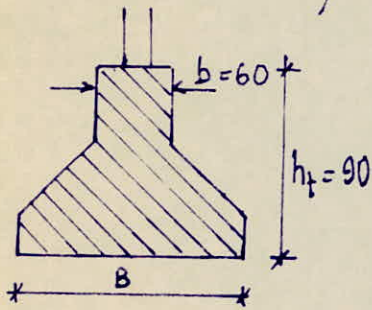
I : inertie de la section de semelle.

B : largeur de semelle.

E : Module d'élasticité du béton $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$.

- si $l \ll \frac{\pi}{2} l_e$: le calcul peut être fait en supposant une répartition linéaire des contraintes.
- sinon le calcul se fait comme une poutre sur appuis élastiques avec une répartition des contraintes sur le sol non linéaire.

Le choix de B et de h_f dépend de la stabilité et de la rigidité de la fondation. Nous considérons le profil suivant :



Néanmoins dans le calcul, nous ^{ne} considérons que la section rectangulaire ($b \times h_f$) car nous n'avons aucune méthode de calcul de sections trapézoïdales.

. Calcul de la longueur de la ligne élastique. -

$$I = \frac{0,9^3 \times 0,6}{12} = 3,65 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 3,65 \cdot 10^{-2}}{4 \cdot 10^3 \cdot 0,6}} = 3,36 \text{ m} \Rightarrow \frac{\pi}{2} l_e = 5,28 \text{ m}.$$

Nous avons la distance entre 2 charges successives égale à 5 m

$$l = 5 \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 5,28 \text{ m}.$$

La répartition de contraintes sous la semelle sera considérée comme uniforme.

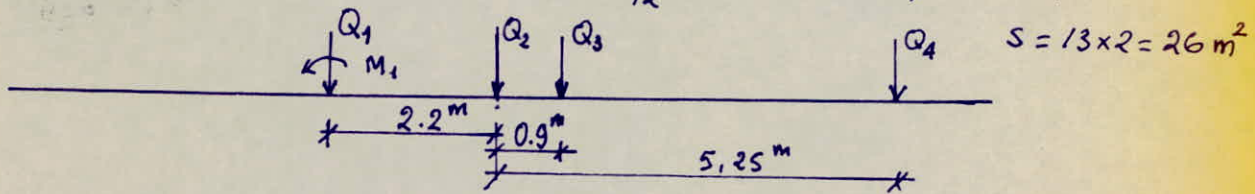
Semelle 51

La longueur B pour cette semelle a été prise égale à 2m, car en dessous de cette valeur sa stabilité n'est pas vérifiée sous le second genre SP2.

Détermination des contraintes sous SP1

a) Caractéristique géométrique:

$B = 2^m ; L = 13^m$ d'où $I = \frac{2 \times 13^3}{12} = 366,17 m^4 ; W = 56,33 m^3$.



$Q_1 = 166 t \quad e_1 = 2,2^m \quad M_1 = 49,63 tm$

$Q_2 = 62,9 t \quad e_2 = 0 \quad (Q_2: PP \text{ de la semelle})$

$Q_3 = 183,2 t \quad e_3 = -0,9$

$Q_4 = 90 t \quad e_4 = -5,25$

$N = \sum Q_i = 502,1 t$

$M_t = \sum Q_i e_i + M_1 = 222,56 tm$

d'où $e = \frac{M_t}{N} = 0,44 < \frac{L}{4} = 3,24$

la semelle est stable sous SP1

Contraintes:

$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = 23,26 t/m^2$

$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = 15,36 t/m^2$

$\sigma(\frac{l}{4}) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{361 + 62}{4} = 21,26 t/m^2 < \bar{\sigma}_s = 25 t/m^2$.

La contrainte prise en compte est $\bar{\sigma} = 21,26 t/m^2$

Calcul de la sous pression (sous le PP de la semelle)

$q = 21,26 \times 2 \cdot 5 = 37,52 t/ml$

$q_{SP1} = \underline{37,52 t/ml}$

Vérification sous SP2.

$Q_1 = 385 t \quad M_1 = 699 tm$

$Q_2 = 62,9 t$

$Q_3 = -51,5 t$

$Q_4 = 100 t$

$N = \sum Q_i = 496,4 t$

$M_t = 1067,35 tm$

$e = \frac{M_t}{N} = 2,15 < \frac{L}{4}$

la semelle est stable sous SP2.

Contraintes:

$$\sigma_1 = \frac{N}{M} + \frac{W}{M} = 38,04 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{M} - \frac{W}{M} = 0,14 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 28,57 < 1,33 \sigma_s = 33,25 \text{ t/m}^2$$

- calcul de la exo pression (dans le P.P. de la semelle).

$$q = 28,57 \times 2,5 = 52,14 \text{ t/m}$$

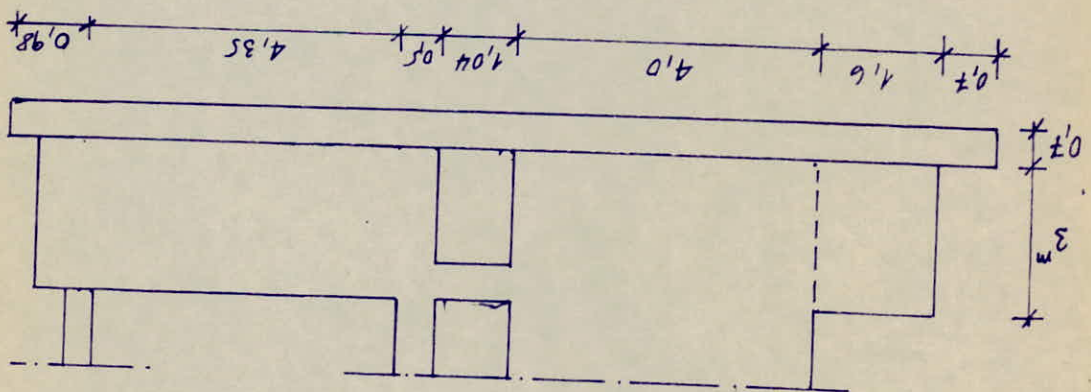
$$q_{sp_2} = 52,14 \text{ t/m}$$

Remarque: $1,5 q_{sp_1} = 1,5 \times 37,52 = 56,28 \text{ t/m} > q_{sp_2} = 52,14 \text{ t/m}$.

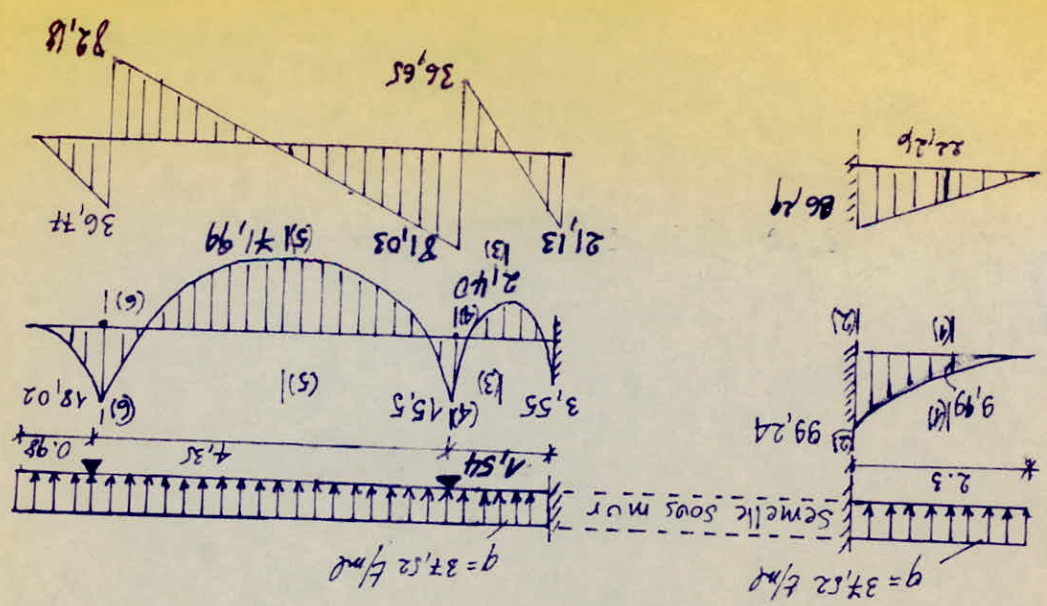
donc le calcul de la semelle se fait avec sp_1 avec une exo pression

$$q = 37,52 \text{ t/m}$$

Determination des efforts:



Pour le calcul, on ne compare notre semelle en 3 zones dont la longueur indiquée sont les suivantes:-



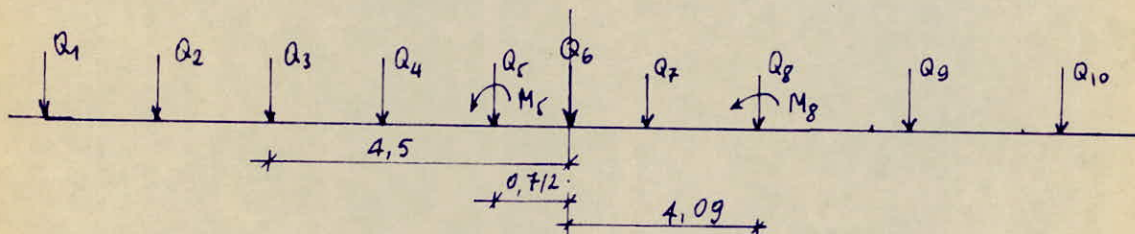
Semelle S2.

Même considération que pour la semelle S1 on prend

$B = 2\text{ m} ; L = 22,6\text{ m} ;$

$I = 1923\text{ m}^4 ; W = 170,25\text{ m}^3 ; S = 22,6 \times 2 = 45,2\text{ m}^2.$

Détermination des contraintes sous SP1.



$Q_1 = Q_{10} = 88,84\text{ t}$

$Q_2 = Q_9 = 89,94\text{ t}$

$Q_3 = 78,06\text{ t} \quad e_3 = 4,5$

$Q_4 = Q_7 = 49,5\text{ t}$

$Q_5 = 133,7\text{ t} \quad (M_s = 24,03\text{ tm}) \quad e_s = 0,712$

$Q_6 = P_B = 110,34\text{ t}$

$Q_8 = 162\text{ t} \quad (M_g = 3,9\text{ tm}) \quad e_g = -4,09$

$N = \sum Q_i = 940,66\text{ t}$

$M_t = \sum Q_i e_i + M_s + M_g = 188\text{ tm}$

$e = \frac{M_t}{N} = 0,20 < \frac{L}{4} = 5,65\text{ m} \quad \text{la semelle est stable sous SP1.}$

- Contraintes

$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = 21,92\text{ t/m}^2$

$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = 19,71\text{ t/m}^2$

$\sigma(\frac{L}{4}) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 21,37\text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 25\text{ t/m}^2.$

- calcul de la sous pression (sans le PP de la semelle).

$q = 21,37 \times 2 - 5 = 37,74\text{ t/ml}$

$q_{sp1} = \underline{37,74\text{ t/ml.}}$

Vérification sous SP2

$$Q_1 = Q_{10} = 87 t$$

$$Q_2 = Q_9 = 90 t$$

$$Q_4 = Q_7 = 49,5 t$$

$$Q_3 = 199,3 t$$

$$Q_5 = 357 t (M_5 = 871 tm)$$

$$Q_6 = 110,35 t$$

$$Q_8 = -177,2 t (M_8 = 243 tm)$$

$$N = \sum Q_i = 1878,96 t$$

$$M_t = \sum Q_i e_i + M_5 + M_8 = 2989,96 tm$$

$$e = \frac{M_t}{N} = 3,17 < \frac{L}{4} = 5,65 m \quad \text{la semelle est stable sous SP2.}$$

Contraintes:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = 38,41 t/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = 3,29 t/m^2$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 29,63 t/m^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s.$$

Calcul de la sous pression (sans le pp. de la semelle).

$$q = 29,63 \times 2 - 5 = 54,26 t/ml. \quad q_{sp_2} = \underline{54,26 t/ml.}$$

Remarque:

$$1,5 q_{sp_1} = 1,5 \times 37,74 = 56,61 t/ml > q_{sp_2}$$

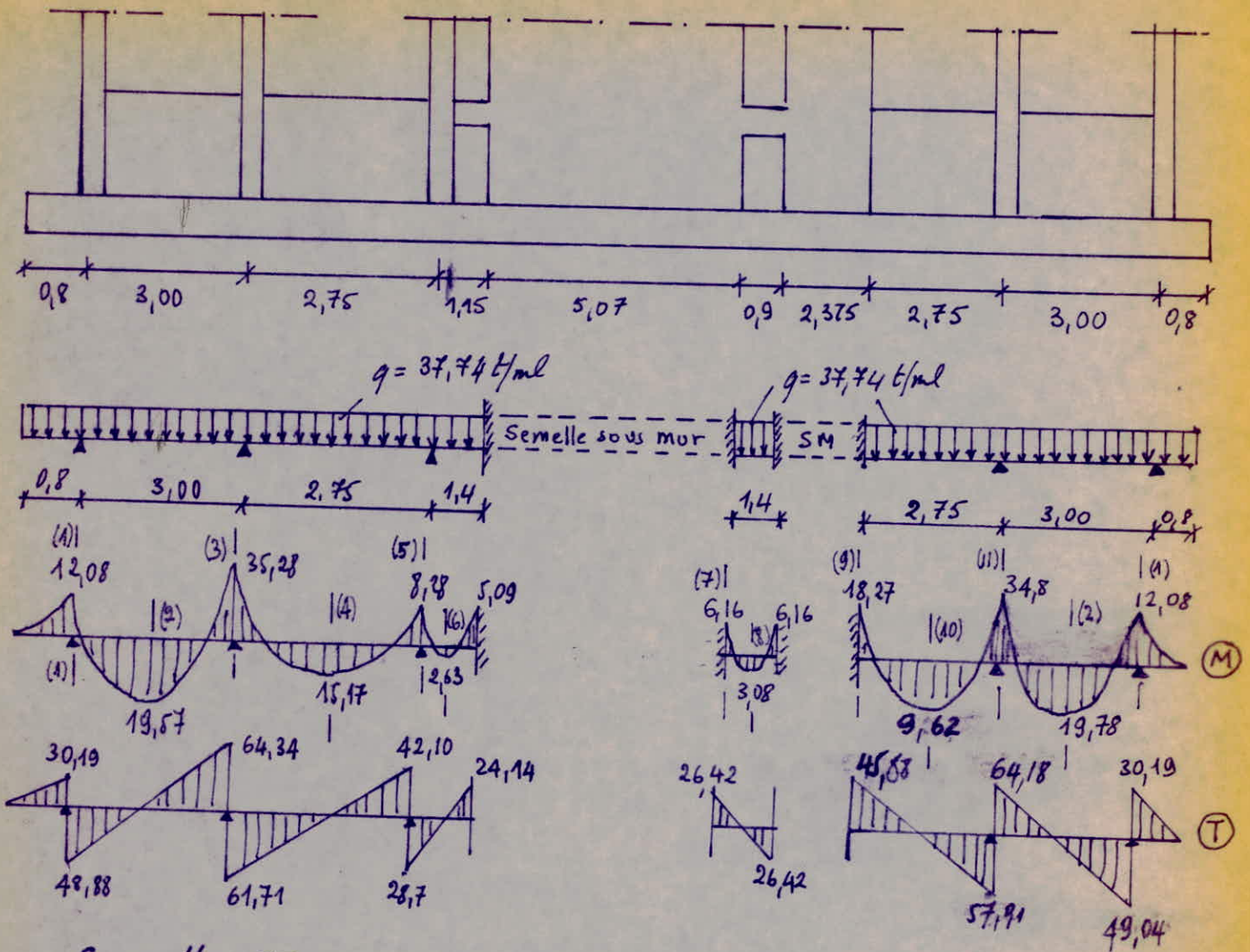
le calcul de la semelle se fera sous SP1, avec une sous pression

$$\text{de : } q_{sp_1} = \underline{37,74 t/ml.}$$

Détermination des efforts:

Comme pour la semelle S1 on décompose la semelle S2

en 5 zones dont les schémas statiques sont les suivants:



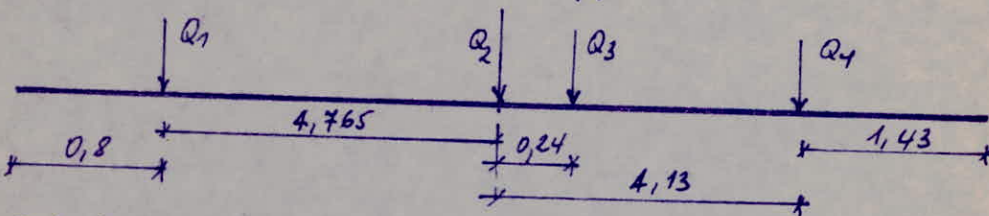
Semelle S3.

- caractéristiques géométriques.

$B = 1,60 \text{ m} ; L = 11,13 \text{ m}$

$I = 193,83 \text{ m}^4$

$W = 33,034 \text{ m}^3 ; S = 11,13 \times 1,6 = 17,81 \text{ m}^2$



Détermination des contraintes sous SP1.

$Q_1 = 67,6 \text{ t} \quad e_1 = 4,765$

$Q_2 = PPs = 55,65 \text{ t} \quad e_2 = 0$

$Q_3 = 95,93 \text{ t} \quad e_3 = -0,24$

$Q_4 = 56,41 \text{ t} \quad e_4 = -4,13$

$N = \sum Q_i = 275,59 \text{ t}$

$M_t = \sum Q_i e_i = 66,27 \text{ tm}$

$\Rightarrow e = \frac{M_t}{N} = 0,24 < \frac{L}{4} = 2,78$

la semelle est stable sous sp1.

Vérification sous SP2.

Les charges sont plus faibles qu'en SP1 donc la vérification n'est pas nécessaire.

Contraintes:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = 17,48 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = 13,47 \text{ t/m}^2$$

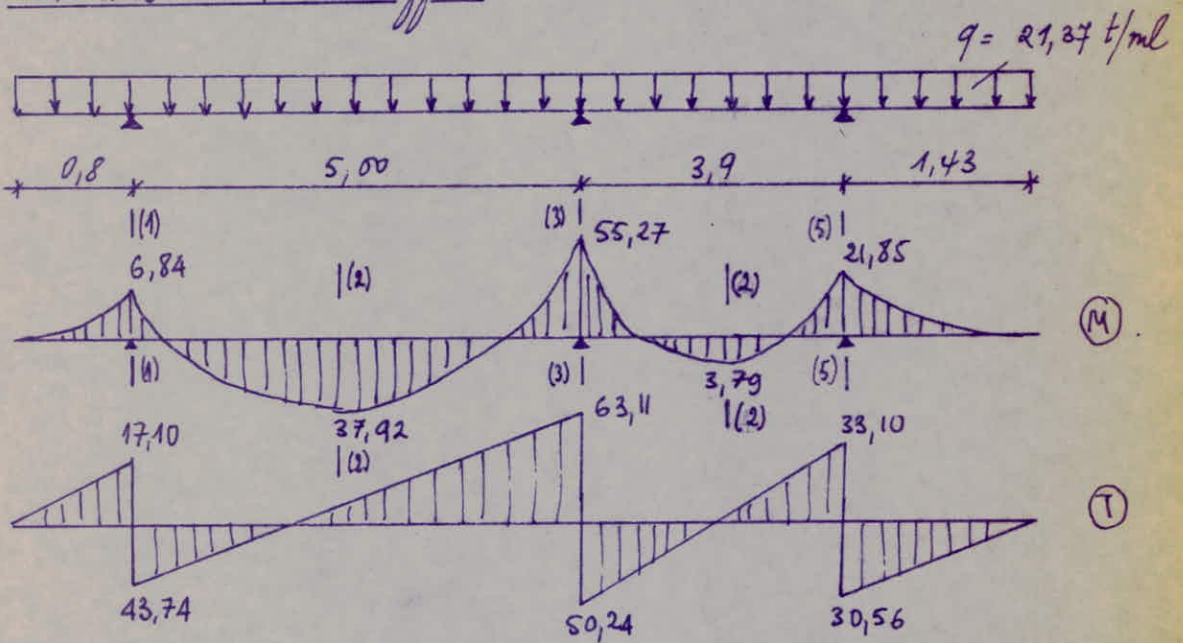
$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 16,48 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 25 \text{ t/m}^2.$$

- Calcul de la sous pression (sans le pp. de la semelle).

$$q = 16,48 \times 1,6 - 5 = 21,37 \text{ t/ml.}$$

$$q_{sp1} = 21,37 \text{ t/ml.}$$

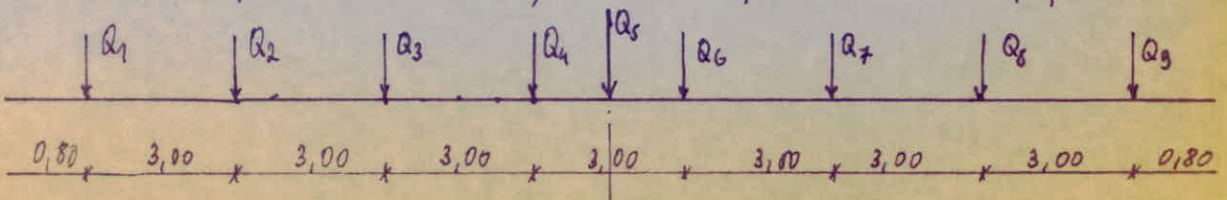
Détermination des efforts:



Semelle SA.

• Caractéristiques géométriques.

$$B = 1,95 \text{ m} ; L = 22,6 \text{ m} ; I = 1875,77 \text{ m}^4 \quad S = 44,07 \text{ m}^2.$$



Détermination des contraintes sous SP1.

$$Q_1 = Q_9 = 56,27 t$$

$$Q_2 = Q_8 = 90 t$$

$$Q_3 = Q_7 = 90 t$$

$$Q_4 = Q_6 = 90 t$$

$$Q_5 = P_P = 134,75 t$$

$$N = \sum Q_i = 787,29 t$$

• Contrainte $\bar{\sigma} = \frac{N}{S} = \frac{787,29}{44,07} = 17,86 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 25 \text{ t/m}^2$.

• Sous pression (sans le PP de la semelle).

$$q = 17,86 \times 1,95 - 5 = 29,84 \text{ t/ml}.$$

$$q_{sp} = 29,84 \text{ t/ml}.$$

Vérification sous SP2.

$$Q_1 = Q_9 = 52 t$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_2 = Q_7 = Q_8 \\ Q_3 = Q_6 = Q_4 \end{array} \right\} = 100 t$$

$$Q_5 = 134,75 t$$

$$N = \sum Q_i = 838,74 t$$

• Contrainte $\bar{\sigma} = \frac{N}{S} = \frac{838,74}{44,07} = 19,03 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 33,25 \text{ t/m}^2$.

• Sous pression (sans le PP de la semelle).

$$q = 19,03 \times 1,95 - 5 = 32,11 \text{ t/ml}$$

$$q_{sp_2} = 32,11 \text{ t/ml}.$$

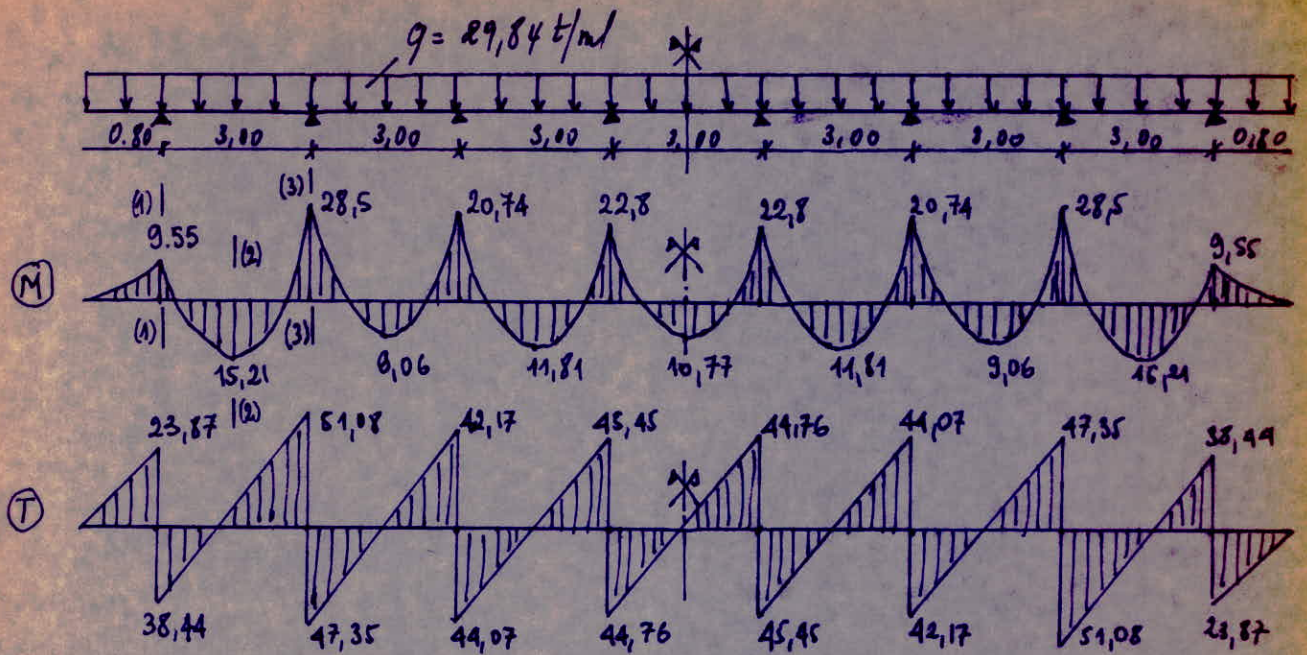
• Remarque :

$$1,5 q_{sp_1} = 1,5 \times 29,84 \text{ t/ml} = 44,76 \text{ t/ml} > q_{sp_2}$$

le calcul se fait donc sous la sollicitation du 1^{er} genre avec une sous pression $q = 29,84 \text{ t/ml}$.

• Détermination des efforts :

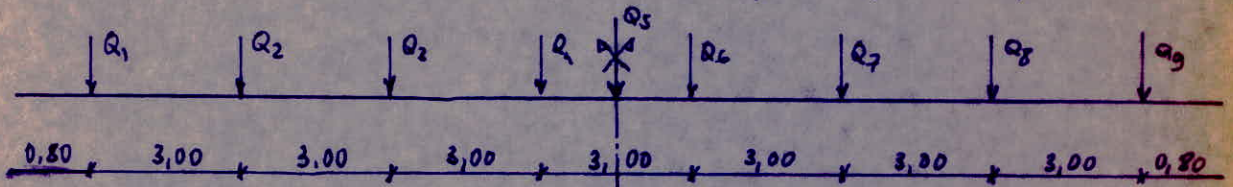
schéma statique :



Semelle S5

• Caractéristiques géométriques:

$B = 1,60 \text{ m} ; L = 22,6 \text{ m} ; I = 1539,09 \text{ m}^4 ; S = 36,16 \text{ m}^2.$



$Q_1 = Q_9 = 65,35 \text{ t}$

$Q_2 = Q_8 = 46,32 \text{ t}$

$Q_3 = Q_7 = 46,32 \text{ t}$

$Q_4 = Q_6 = 166 \text{ t}$

$Q_5 = 57 \text{ t}$

$N = \sum Q_i = 824,8 \text{ t}.$

• Contrainte sous SP1.

$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{824,8}{36,16} = 22,81 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$

• Sous pression (sous le PP de la semelle).

$q = 22,81 \times 1,6 - 5 = 31,5 \text{ t/ml}.$

Vérification sous SP2.

$N = \sum Q_i = 972,6 \text{ t}$

• Contrainte $\sigma = \frac{N}{S} = \frac{972,6}{36,16} = 26,90 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$

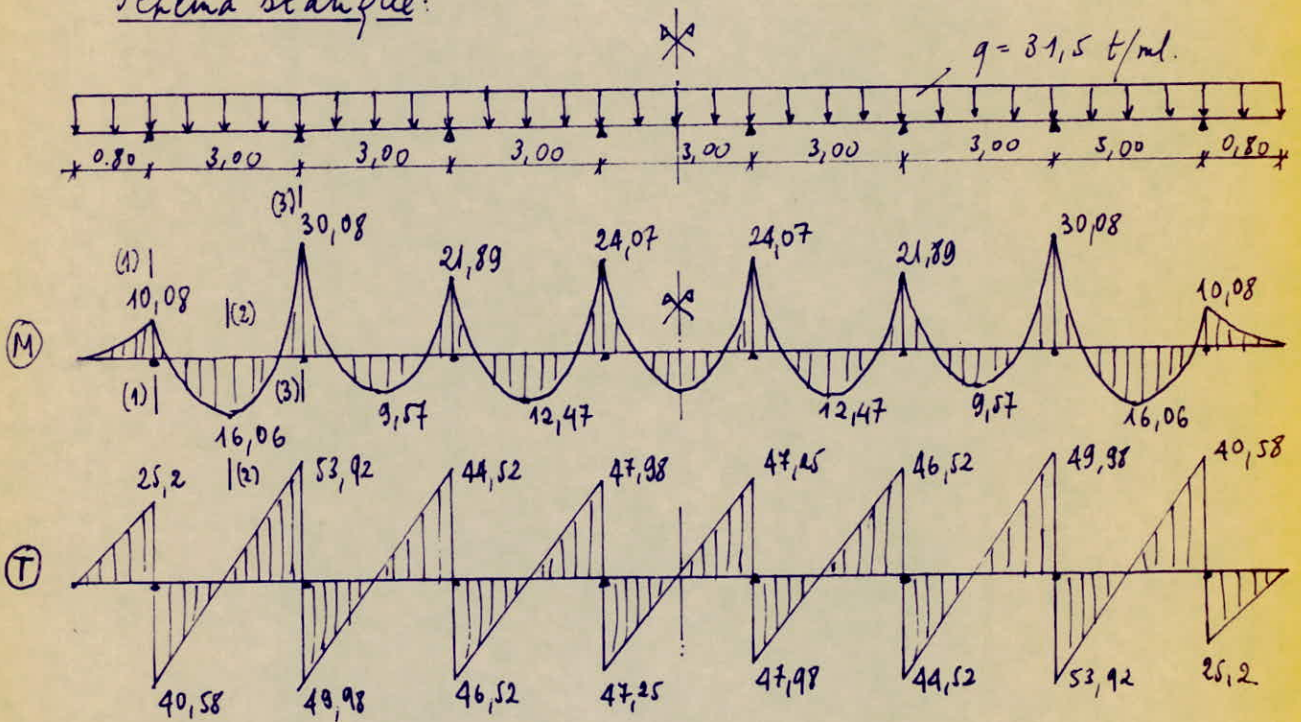
$q_{sp_2} = 26,9 \times 1,6 - 5 = 38,04 \text{ t/ml.}$

NB: $1,5 q_{sp_1} > q_{sp_2} \Rightarrow$ le calcul de la semelle se fait sous SP1.

avec une sous pression de $q = 31,5 \text{ t/ml.}$

Détermination des efforts:

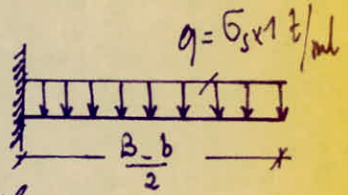
Schema statique:



FERRAILLAGE DES SEMELLES.

Le ferrailage des semelles se fait en 2 étapes :

- donc le sens \perp au sens de la rigidité.



Dans ce cas on considère des consoles de part et d'autre $\frac{B-b}{2}$ suivant une bande de 1m de large sous une charge linéaire égale à $q = G_s \cdot 1 \text{ t/ml}$.

La condition $h-d' \geq \frac{B-b}{4}$ étant vérifiée dans tous les cas, il est donc inutile de prévoir un système d'armatures transversales pour parer au risque de cisaillement quelconque.

Le moment à l'encastrement $M = G_s \cdot 1 \cdot \left(\frac{B-b}{8}\right)^2$.

Semelle S1

$B = 2 \text{ m}$
 $b = 0,60 \text{ m}$
 $q = 21,26 \text{ t/ml}$

$M = 5,21 \text{ tm}$
 $A = 3,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \underline{5710/\text{ml}} \cdot e = 20 \text{ cm}$
 $A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,54}{4} = 0,88 \rightarrow \underline{578/\text{ml}} \cdot e = 20 \text{ cm}$

Semelle S2

$B = 2 \text{ m}$
 $b = 0,6 \text{ m}$
 $q = 21,37 \text{ t/ml}$

$M = 5,24 \text{ tm}$
 $A = 3,58 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \underline{5710/\text{ml}} \cdot e = 20 \text{ cm}$
 $A_r = 0,98 \rightarrow \underline{578/\text{ml}}$

Semelle S4

$B = 1,95 \text{ m}$
 $b = 0,6$
 $q = 17,86 \text{ t/ml}$

$M = 10,90 \text{ tm}$
 $A = 7,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \underline{5714/\text{ml}} \cdot e = 20 \text{ cm}$
 $A_r = \frac{A}{4} = 1,93 \rightarrow \underline{578/\text{ml}}$

Semelle S3

$B = 1,60 \text{ m}$
 $b = 0,6 \text{ m}$
 $q = 16,48 \text{ t/ml}$

$M = 3,30 \text{ tm}$
 $A = 2,22 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \underline{5710/\text{ml}}$
 $A_r = 0,98 \rightarrow \underline{578/\text{ml}} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Semelle S5

$B = 1,60 \text{ m}$
 $b = 0,6 \text{ m}$
 $q = 22,81 \text{ t/ml}$

$M = 2,85 \text{ tm}$
 $A = 1,91 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \underline{5710/\text{ml}} \cdot e = 20 \text{ cm}$
 $A_r = 0,98 \rightarrow \underline{578/\text{ml}}$

- Dans le sens de la rigidité.

Pour toutes les semelles, le calcul se fait pour une section rectangulaire (60x90) elle sera donc comme une poutre avec toutes les considérations que ça implique.

• Calcul du moment résistant du béton :

$$M_{Rb} = \bar{K} b h^2 = 108,66 \text{ tm} \quad \begin{array}{l} \bar{\alpha} = 0,4243 \\ \bar{\beta} = 0,8585 \\ \bar{K} = 25,065 \end{array} \quad \begin{array}{l} b = 60 \text{ cm} \\ h = 85 \text{ cm} \\ h_f = 90 \text{ cm} \end{array}$$

dans tous les cas le M_{Rb} dépasse le moment extérieur.

• Le ferrailage est donné dans les tableaux qui suivent.

FERRAILLAGE

Sect N°	M	T	A	A adopté	γ_{bb}	A_b	e (cm)	
1-1	9,55	23,87	4,67	4T14	8,02	2 cad T10	20	S4
2-2	-15,21	/	7,44	4T16	/	2 cad T10	20	
3-3	28,5	51,08	13,95	4T20+2T10	17,17	2 cad T10	20	
1-1	10,08	25,20	4,93	4T14	8,47	2 cad T10	20	S5
2-2	-16,06	/	7,86	4T16	/	2 cad T10	20	
3-3	30,08	53,92	14,72	4T20+2T10	18,12	2 cad T10	20	
1-1	6,84	17,10	3,35	4T20	5,75	2 cad T10	20	S3
2-2	-37,92	/	18,56	6T20	/	2 cad T10	20	
3-3	55,25	63,11	27,04	8T20	21,21	2 cad T10	15	
5-5	21,85	30,10	10,69	4T20	10,12	2 cad T10	20	S1
1-1	9,19	26,26	4,50	5T12	8,83	2 cad T10	20	
2-2	69,24	86,29	31,69	10T20	29,01	2 cad + ep. T10	15	
3-3	-2,40	/	1,17	5T10	/	2 cad T10	20	
4-4	15,15	36,65	7,41	5T14	12,32	2 cad T10	20	
5-5	-71,99	/	35,23	10T20	/	2 cad + T10	20	
6-6	18,02	82,18	8,82	5T16	27,62	2 cad + ep T10	15	S2
1-1	12,08	30,19	5,91	3T20	10,15	cad + et. T10	20	
2-2	-19,57	/	9,58	3T20	/	cad + et. T10	20	
3-3	35,28	64,34	17,27	6T20	21,03	cad + et. T10	15	
4-4	-15,17	/	7,42	3T20	/	cad + et. T10	20	
5-5	8,28	42,10	4,05	3T14	14,15	cad + et. T10	20	
6-6	-2,63	/	1,29	3T10	/	cad + et. T10	20	
7-7	6,16	26,42	3,01	3T12	8,88	cad + et. T10	20	
8-8	-3,08	/	1,51	3T10	/	cad + et. T10	20	
9-9	18,27	45,88	8,94	3T20	15,42	cad + et. T10	20	
10-10	-9,62	/	4,71	3T16	/	cad + et. T10	20	
11-11	34,48	54,18	16,87	6T20	21,57	cad + et. T10	15	

FERRAILLAGE DU VOILE DE RIGIDITÉ.

Le ferrailage du voile de rigidité sera fait selon les recommandations du RPA à savoir :

- Les armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures doivent avoir une section supérieure ou égale à 0,2% de la section transversale du béton. ($\frac{0,2}{100} \times 2,80 \times 20 = 11,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{T8/20}$).
- Les armatures longitudinales de peau doivent avoir une section au moins égale à 2 cm^2 par face et par mètre linéaire soit T8/20.
- Le recouvrement doit avoir une longueur égale au moins à 50ϕ .
- Il faut prévoir des esquilles de recouvrement dans les angles.

Calcul des longrines.

En l'absence d'un système rigide d'infrastructure, toutes les fondations, (sauf peripherie) sur sol de consistance moyenne et sur sol meuble seront chaînées dans les 2 directions par des longrines suffisamment rigides.

Elles auront comme dimensions minimales (RPA):

- 25 x 30 pour les sols de consistance moyenne
- 30 x 30 pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $\frac{N}{10}$ (N : effort normal changeant le poteau en question).

le ferrailage minimum doit être de 4 $\phi 14$ ou 4 T12 avec des cadres espacés au plus de 20 cm.

Nous avons 2 types de longrines L1 et L2 de dimensions 25 x 35

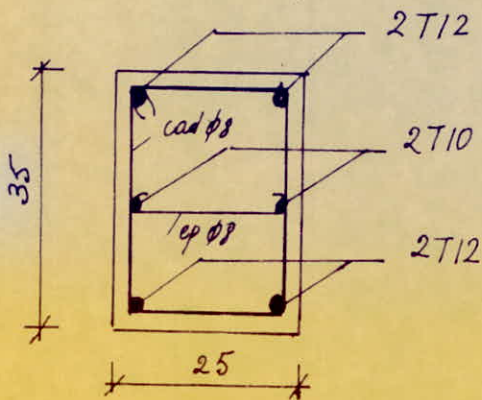
Longrine L1:

$$l = 5m \quad N = 90t \quad A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{90 \cdot 10^3}{10 \times 2100} = 3,21 \text{ cm}^2 \quad \begin{matrix} 4T12 \\ 2T10 \end{matrix}$$

Longrine L2:

$$l = 3,90m \quad N = 89t \quad A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{89 \cdot 10^3}{10 \times 2100} = 3,12 \text{ cm}^2 \quad \begin{matrix} 4T12 \\ 2T10 \end{matrix}$$

on prendra pour les 2 longrines des cadres + épingle $\phi 8 / e = 20$



BIBLIOGRAPHIE

- RPA 81
- CCBA 68
- M. DIVER Calcul Pratique des tours en B.A.
- GUERRIN .A. Tome III et IV Traité de bétons armés.
- P. Charon Calcul et Vérification des ouvrages en B.A.
- P. Charon Calcul pratique des sections en B.A.
- V. DAVIDOVICI Aide mémoire de B.A.
- A. CAPRA & V. DAVIDOVICI Calcul dynamique des structures en zone sismique.
- A. FUENTES Calcul pratique des assautures de bâtiments en B. A.
- BELLAZOUGUI Traité de Béton armé Tome II.

