

24/84

2ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT D'HABITATION

R+4

Portiques - Voiles

Proposé par :
Sonelgaz

Etudié par :
T. Doha
B. Khacheba

Dirigé par :
A. Benyahia



PROMOTION: Juin 84

SOMMAIRE

* Introduction	
- Présentation	1
- Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
* Calcul des éléments	
- Charges et surcharges	7
- Prédimensionnement	8
- Acrotère	9
- Escaliers	11
- Plancher	17
- Dalle-loggia	25
* Etude au vent	27
* Etude au séisme	
- Actions sismiques	29
- Vérification au renversement	34
- Distribution des efforts sismiques	35
* Efforts dans les voiles	
- Charges horizontales	43
- " verticales	47
- Superposition des sollicitations	50
* Déformations	53
* Ferrailage des voiles	59
- Voiles transversaux	
- " longitudinaux	
* Etude des poutres	76
- efforts dans les poutres	
- Ferrailage des poutres	
* Etude des poteaux	84
- efforts dans les poteaux	
- Ferrailage des poteaux	
* Fondations:	
- Introduction	87
- Calcul des longrines	90
- Semelles filantes	91
- Semelles isolées	111
- Tassements	113

— Remerciements —

* Nous tenons à remercier vivement notre promoteur A. AHMED BENYAHYA pour son aide, si précieuse, qu'il nous a prodiguée

* Nos sincères remerciements à tous les professeurs de l'école nationale polytechnique ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

* Nos vifs remerciements à tous les membres du jury qui nous font l'honneur de juger notre modeste travail.

— Dédicaces —

Je dédie ce modeste travail:

- * A la mémoire de mon père
- * A ma très chère mère
- * mes frères
- * mes sœurs
- * tous mes neveux
- * tous les copains collègues et amis.

- الطاهر -

إلى أبي

إلى أمي

إلى كل الأحياء

أبو بكر

Ossature : L'ossature du bâtiment sera composée de poutres, de poteaux et de voiles bien encastres entre eux, formant ainsi un système dont le contreventement est assuré par les voiles.

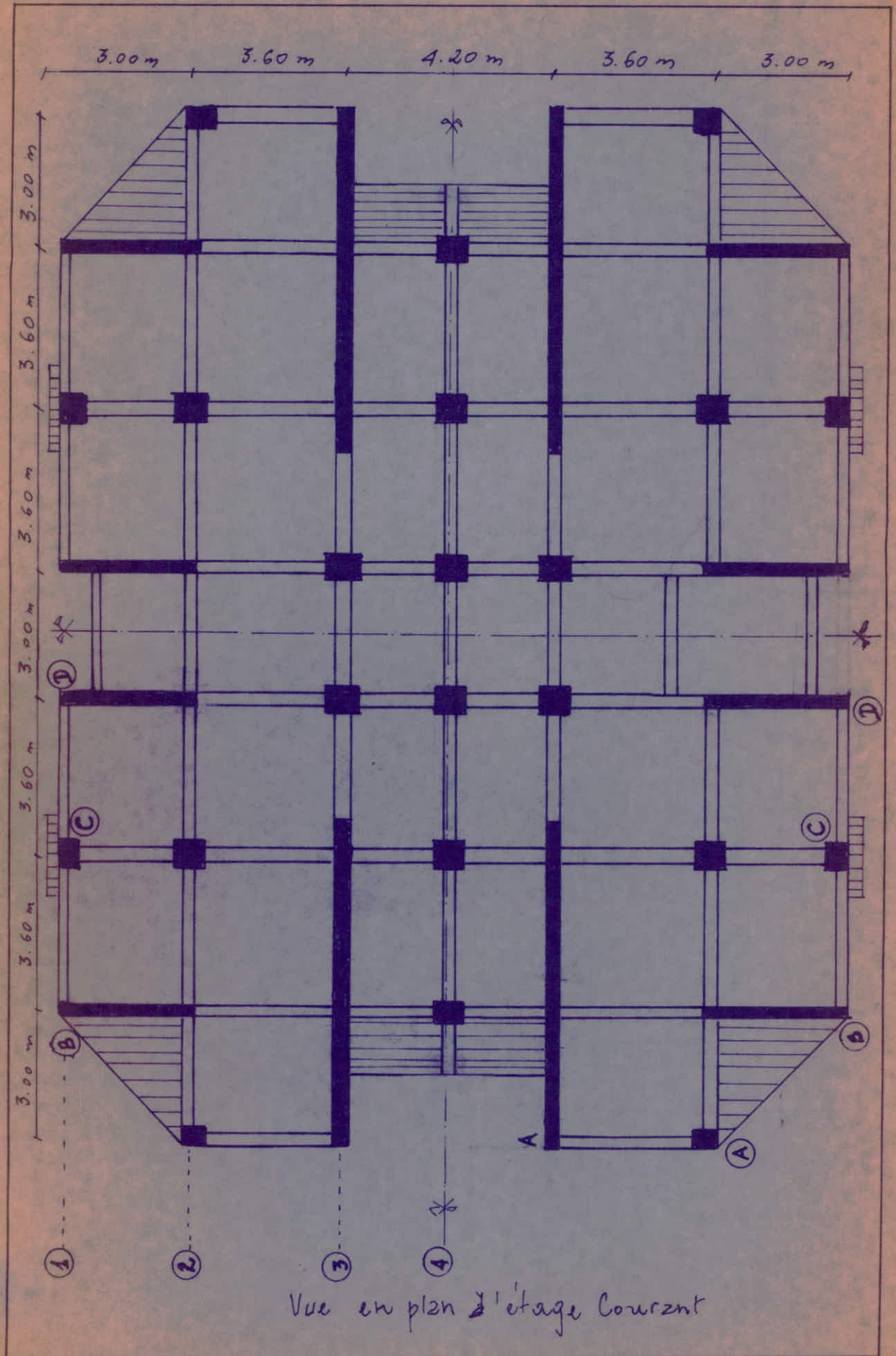
Planchers : Les planchers seront à corps creux : hourdis + table de compression reposant sur des pontrelles préfabriquées. Les planchers auront une épaisseur de $(16+4)$ cm pour les planchers courants et $(16+6)$ cm pour le plancher sur vide sanitaire.

Escaliers : Les escaliers seront réalisés en béton armé. Leur réalisation s'effectuera par étage afin de limiter l'emploi des échelles. Les marches seront revêtues de carrelage.

Mçonnerie : Toute la mçonnerie sera constituée de briques creuses. Les murs extérieurs sont composés de 2 parois $(15+5)$ cm. Les murs extérieurs seront des cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Revêtements

- Enduit plâtre pour les murs et les plafonds
- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique dans les salles d'eau.



CARACTERISTIQUES MECANIQUES

des MATERIAUX

Béton: on utilisera du béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA325 avec contrôle atténué

Résistance Nominale: Pour ce béton, les règles C.C.B.A 68 fixent les résistances Nominales suivantes:

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

$\sigma_{28} = 23.2 \text{ bars}$ " " " traction

a) Contrainte admissible en compression: (Art 9.4 C.C.B.A 68)

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$$

- α : coefficient qui dépend de la classe du ciment: CPA325 $\rightarrow \alpha = 1$

- β : " " " " la qualité du contrôle: c. atténué $\beta = \frac{5}{6}$

- γ : " " " des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats: $h_m > 4c_g \quad \gamma = 1$
 $h_m < 4c_g \quad \gamma = h_m / 4c_g$

- δ : coefficient qui dépend de la nature des sollicitations

$\delta = 0.3$ pour la compression simple

$\delta = 0.6$ " " flexion simple

Pour la flexion composée on a:

$\delta = 0.6$ où l'effort normal est une traction

$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \\ 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \end{array} \right.$ où 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 centre de gravité du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

Il est à noter que γ sera multiplié par 1.5 quand il s'agira de sollicitations pondérées du 2^e genre. (art 9.47 C.C.B.468)

- E : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre

$E = 1$ en compression simple.

$0.5 < E < 1$ dans les autres cas.

* Contrainte admissible en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 270 = 67.5 \text{ bars (SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1.5 \times 67.5 = 101.3 \text{ bars (SP}_2\text{)}$$

* Contrainte admissible en flexion simple

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0.6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars (SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1.5 \times 135 = 202.5 \text{ bars (SP}_2\text{)}$$

b] Contrainte de référence de traction: (Art 9.5 C.C.B.468)

$$\bar{\sigma}_b = \gamma_b \sigma'_{28} \quad \text{avec } \gamma_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

α, β, γ gardent les mêmes significations que précédemment
 θ dépend de la résistance nominale du béton: $\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_n}$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times \left[0.018 + \frac{2.1}{270} \right] = 5.8 \text{ bars (SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1.5 \times 5.8 = 8.7 \text{ bars (SP}_2\text{)}$$

Aciers

* Aciers doux (ou ronds lisses) : nuance FeE 22, $\sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}'_2 = \frac{2}{3} \cdot 2200 = 1467 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{SP}_1)$$

$$\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}'_2 = \sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{SP}_2)$$

* Aciers à haute adhérence (H.A) nuance FeE 40 A.

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ " } \quad \phi > 20 \text{ mm.}$$

$$\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_2' = \frac{2}{3} \sigma_{en} \quad (S.P_1)$$

$$\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_2' = \sigma_{en} \quad (S.P_2)$$

* Écailles soudées : ce sont des grillages de fils trefilés lisses

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

$$\sigma_{en} = 4500 \text{ " " " } \phi > 6 \text{ mm.}$$

Fissuration (Art 49.22 - ECBA 68)

La valeur à considérer pour $\bar{\sigma}_2$ sera limitée à la plus grande des 2 valeurs :

$$\sigma_1 = K \frac{\pi}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\pi K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

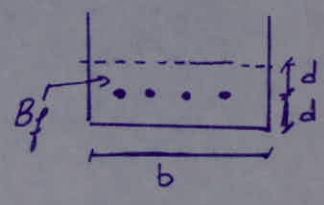
σ_2 : " " " " accidentelle (retrait, température)

π : coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} = 1 \text{ barres ADx} \\ 1.6 \text{ " H.A) } \end{array} \right.$

ϕ : diamètre en mm de la plus grosse barre

$\bar{\omega}_f$: pourcentage de fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{A}{B_f}$$



K : coefficient qui caractérise la fissuration

$K = 0.5 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable

$K = 1.6 \cdot 10^6$ " peu "

$K = 1 \cdot 10^6$ " préjudiciable

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence

CHARGES et SURCHARGES

Charges

* Plancher terrasse

- gravillons (4 cm) 1800 x 0.04 = 72 kg/m²
- Etanchéité multicouche 10 "
- Isolation thermique 0.04 x 400 = 16 "
- Forme de pente (2%) 120 "
- Table de compression + corps creux (16+4) 265 "
- Enduit de plâtre (1 cm) 30 "
- Ecran pare vapeur 5 "
- Feuille de polyane 5 "

G = 523 kg/m²

* Plancher courant

- Carrelage (2 cm) 0.02 x 2200 = 44 kg/m²
- Mortier de pose (2 cm) 0.02 x 2000 40 "
- Sable (1 cm) 0.01 x 1800 18 "
- Enduit de plâtre (1 cm) 30 "
- Table de compression + corps creux (16+4) cm 265 "
- Murs et cloisons 75 "

G = 472 kg/m²

* Plancher R.DC

G = 427 kg/m²

Surcharges

- Terrasse non accessible (sauf entretien) 100 kg/m²
- Etage courant 175 "
- Balcons (Loggias) 350 "
- Escaliers 250 "
- 4 cratère (force horizontale due à la main courante) 100 kg/m²

PREDIMENSIONNEMENT

Poutres

Poutre porteuse : la portée max est de 3.6 m

- la hauteur des poutres doit être telle que, $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$
- la largeur " " " " " " " " " " " " $0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

On prend $h_t = 35 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$

Poteaux : Les dimensions de la section des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (Art 4.2.1 RPA 81)

$$- A = b \times h \geq K \frac{N'}{0.88}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{20} = 270 \text{ Kg/cm}^2 \\ K = 4 \text{ zone II} \end{array} \right\}$$

$$- \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{zone II}$$

$$- \frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3$$

$$- \min(b, h) \geq H/20$$

H : hauteur d'étage $H = 2.96 \text{ m}$

* Calcul de N' :

Surface revenant au poteau le plus sollicité

$$S = 3.6 \times \left(\frac{3.6 + 3.00}{2} \right) = 11.88 \text{ m}^2$$

$$N' = n \cdot S (G_{\max} + 1.2 P_{\max})$$

n : nombre de niveaux ($n = 6$)

G_{\max} : charge permanente max ($G_{\max} = 0.523 \text{ t}$)

P_{\max} : surcharge max ($P_{\max} = 0.175 \text{ t}$)

on obtient $N' = 52.25 \text{ t}$

On prend des poteaux $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ tous identiques.

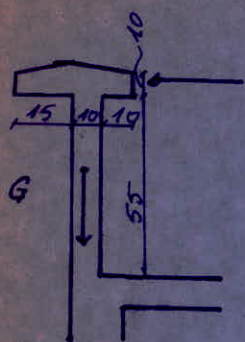
Les conditions ci-dessus énumérées sont toutes vérifiées.

Ainsi les poutres et les poteaux auront pour dimensions :

Poutres $(20 \times 35) \text{ cm}^2$

Poteaux $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

L'ACROTÈRE



$$P = 100 \text{ Kg}$$

L'acrotère étant un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse sollicitée par les charges suivantes :

- G : P_{ds} propre de l'élément
- P : surcharge due à la main courante

On fera le calcul pour une bande de 1m de large, ainsi on aura une console ayant pour dimensions : largeur $b = 100 \text{ cm}$, $h_t = 10 \text{ cm}$, $l = 65 \text{ cm}$

* Charges :

$$\begin{aligned} \text{Poids propre} & (0.1 \times 0.55 + 0.1 \times 0.35) 2500 = 225 \text{ Kg} \\ \text{Surcharge} & = 100 \text{ Kg} \end{aligned}$$

* Sollicitations

- Moment d'encastrement, $M = 1.2 P \cdot l = 1.2 \cdot 100 \cdot 65 = 78 \text{ Kg m}$
- Effort normal $N = G = 225 \text{ Kg}$

La section à l'encastrement est sollicitée en flexion composée.

$$\text{- Centre de pression, } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{78}{225} = 34.6 \text{ cm} \gg \frac{h_t}{2} = 5 \text{ cm}$$

On est en présence d'une section partiellement comprimée.

on prend un enrobage de $d = 2 \text{ cm}$.

- Moment fictif par rapport aux aciers tendus :

$$M_{\text{bf}} = N \left(\frac{h_t}{2} - d + e_0 \right) = 9350 \text{ Kg m}$$

* Ferrailage on utilise la méthode de P. Charoy.

$$N = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_2 b h^2} = \frac{15 \cdot 9350}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0.0069 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0.9624 \\ \kappa = 118 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_2}{\kappa} = \frac{2800}{118} = 23.7 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{Les aciers comprimés sont inutilisés}$$

$$A_s = \frac{M}{\varepsilon \bar{\sigma}_2 h} = 0.38 \text{ cm}^2 ; A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_2} = 0.306 \text{ cm}^2$$

Vu que la section est très petite on adoptera, celle imposée par la condition de non fragilité (Art 5.2 CCBA 68)

$$A \geq 0.69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{eb}} = 0.69 \times 100 \times 8 \times \frac{5.9}{4200} = 0.775 \text{ cm}^2$$

on prend $4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$ par mètre linéaire espacés de 25 cm.
de même pour les armatures de peau.

Verifications:

* Contraintes: $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 8} = 0.142 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9379 \\ k = 65.5 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{8350}{0.9379 \times 8 \times 1.13} = 985 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{985}{65.5} = 15 \leq \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

* Fissuration: On doit vérifier que: $\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

$$\sigma_1 = \frac{K \tau_b}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \tau_b \bar{\sigma}_a}{\phi}}$$

$$K = 10^6 \quad \tau_b = 1.6 \quad \phi = 6$$

on trouve $\sigma_2 = 3010 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 = \bar{\sigma}_a$

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

Effort tranchant: on doit vérifier que: $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$
 $T = 1.2P = 120 \text{ Kg}$, $M = -83.5 \text{ Kg.m}$, $A = 1.13 \text{ cm}^2$, $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 7 = 6.125 \text{ cm}$.

on a $T + \frac{M}{z} < 0$

Vérification au séisme: on doit vérifier: $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p < 1.2P$ (RPA81)

$$Z = 0.6 \quad I = 1 \quad C_p = 0.8$$

W_p : poids propre de l'acrotère = 225 Kg

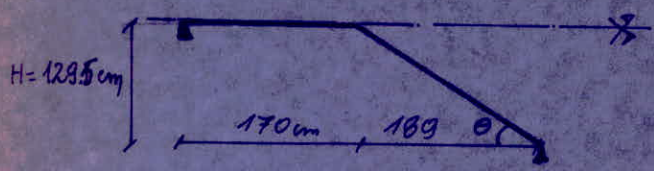
on obtient $F_p = 108 \text{ Kg} < 1.2P = 120 \text{ Kg}$

Ainsi l'acrotère est vérifié aux efforts dus aux séismes

LES ESCALIERS

Les escaliers seront réalisés par étages afin de limiter l'emploi des échelles. On a un seul type d'escaliers: un palier et deux paillasse pour une hauteur d'étage de 2.96m.

* Schéma statique:



La relation de Blondel est vérifiée: on a: $g = 27\text{cm}$ et $h = 18.5\text{cm}$
on a bien: $59 \leq g + 2h \leq 64$

* Prédimensionnement de l'épaisseur de la paillasse:

$$\text{tg } \theta = \frac{129.5}{189} = 0.685 \rightarrow \theta = 34.42^\circ \rightarrow \begin{cases} \cos \theta = 0.825 \\ \sin \theta = 0.565 \end{cases}$$

on a $l = \frac{H}{\sin \theta} = 229.1\text{ cm}$.

On doit avoir e , tel que: $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$; $7.6\text{cm} \leq e \leq 11.5\text{cm}$.
on prend $e = 10\text{cm}$.

* Charges et Surcharges

- Paillasse	. Pds propre	$\frac{0.1 \times 2500}{0.825} =$	303 Kg/m ²
	.. des marches		204 "
	. Grande Corps (Briques)		170 "
	. Revêtement		107 "
			<hr/>
			G = 784 Kg/m ²

Surcharge $P = 250\text{ Kg/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur de la paillasse on aura:

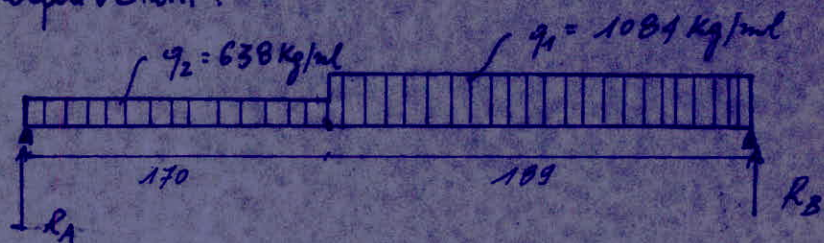
$$q_1 = (G + 1.2P) = 1084\text{ Kg/ml}$$

Palier : Pds propre :
Revetement :

$$\begin{array}{r} 250 \text{ Kg/m}^2 \\ 88 \text{ " } \\ \hline G = 338 \text{ Kg/m}^2 \end{array}$$

Surcharge $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$
Pour un mètre de largeur du palier on aura :
 $q_2 = (G + 1.2Q) = 638 \text{ Kg/ml.}$

Schéma équivalent.



* Détermination des efforts :

- Réactions : $\sum M/B = 0 \Rightarrow R_1 = 1367 \text{ Kg.}$
 $\sum M/A = 0 \Rightarrow R_2 = 1767 \text{ Kg.}$

- Moment : $M(x) = R_1 x - q_1 \frac{x^2}{2} - (q_1 - q_2) \frac{(x - 1.7)^2}{2}$
- Effort tranchant : $T = \frac{\partial M}{\partial x} = R_1 - q_1 x - (q_1 - q_2)(x - 1.7)$

$\frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Leftrightarrow M_{\max} = M(x = 1.96 \text{ m}) = 1439 \text{ Kg.m.}$
 $T_{\max} = \max(R_1, R_2) = 1767 \text{ Kg.}$

$$\begin{cases} M_{\text{iso}} = 1439 \text{ Kg.m.} \\ T_{\max} = 1767 \text{ Kg.} \end{cases}$$

Les escaliers et le palier sont supposés semi-encastrés aux extrémités : on a :

$$M_E = 0.85 M_{\text{iso}} = 1224 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = 0.3 M_{\text{iso}} = 432 \text{ Kg.m.}$$

* Ferrailage : on utilise la méthode de P. Charon

- En travée : $\rho = \frac{15 M_E}{\bar{\sigma}_s b h^2}$ avec $M_E = 1224 \text{ Kg.m}$
 $\bar{\sigma}_s = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$$b = 1,00\text{ m} \quad h = 0,08\text{ m} \quad d = 0,02\text{ m (enrobage)}$$

$$\text{on tire } \nu = 0,102 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8731 \\ K = 24,4 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_t}{E h \bar{\sigma}_a} = 6,26\text{ cm}^2, \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 114,7 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A'_b = 0$$

on prend (6T12 = 6,78 cm²) / ml pour les aciers tendus, les aciers comprimés étant inutilisés.

$$\text{Aux appuis: } M_a = 432\text{ Kg.m.}$$

$$\nu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,03 \rightarrow \begin{cases} K = 46,4 \\ E = 0,9186 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a E h} = 2,1\text{ cm}^2 \quad \text{on prend 4T10 = 3,14 cm}^2$$

Les aciers comprimés sont inutilisés.

Vérifications:

$$\ast \text{ Contraintes - Entravée: } \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,847 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8691 \\ K = 23,2 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{E h A} = 2587 < \bar{\sigma}_a = 2800\text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 112 < \bar{\sigma}'_b = 137\text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{- Aux appuis: } \bar{\omega} = 0,3925 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9038 \\ K = 37,0 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{E h A} = 1903 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 52 < \bar{\sigma}'_b = 137\text{ Kg/cm}^2$$

$$\ast \text{ flèche: on doit vérifier } \frac{A}{b h} < \frac{13}{\sigma_{en}}$$

$$\sigma_{en} = 4200\text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 6,78\text{ cm}^2$$

$$b = 100\text{ cm}$$

$$h = 8\text{ cm}$$

vérifié.

- * Condition de non fragilité: on doit vérifier $A \geq 0.69bh \frac{\bar{\sigma}_2}{\sigma_{em}}$
- En travée: $A = 6.78 > 0.69 \times 100 \times 8 \cdot \frac{5.9}{4200} = 0.8$ - vérifié.
 - Aux appuis $A = 3.14 > 0.8$ - (vérifiée)

- * Fissuration: on doit vérifier que $\bar{\sigma}_2 \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$
- En travée: $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6.78}{100 \times 4} = 0.017$.

$$\sigma_1 = \frac{K_{\sigma}}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10\bar{w}_f} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6}{12} \frac{0.017}{1 + 10 \cdot 0.017} = 3343 \text{ Kg/cm}^2$$

- Aux appuis: $\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K_{\sigma} \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2.4 \sqrt{\frac{1.6 \times 1.5 \cdot 10^6 \cdot 5.9}{10}} = 2856$

On a dans les 2 cas $\bar{\sigma}_2 < \max(\sigma_1, \sigma_2)$ - vérifié.

- * Condition aux appuis: on doit vérifier $A_0 \bar{\sigma}_2 > T + \frac{M}{z}$

on a:

$$T = 1767 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_0 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$M = -43200 \text{ Kgcm}$$

$$z = \frac{7}{9} \cdot 8 = 7 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Armatures transversales:

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{1767}{100 \times \frac{7}{9} \times 8} = 2.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b \quad \text{car } \sigma'_b = 52 < \bar{\sigma}'_b = 68.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\tau}_b = 6.78 \text{ Kg/cm}^2$$

on a: $\tau < \bar{\tau}_b$, donc les armatures transversales sont inutiles.

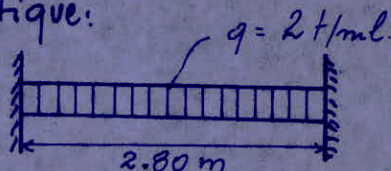
POUTRE PALIERE

La poutre palier est une poutre située à mi hauteur des voiles transversaux centraux, et servant comme appui au palier.

Elle est sollicitée en flexion simple.

Les dimensions sont $(b, h_e) = (25, 30)$

- Schéma statique:



Elle est soumise à son poids propre, à l'action du palier et le mur extérieur, ainsi qu'elle est considérée semi-encastree aux extrémités.

* Calcul des efforts

$$M_0 = q l^2 / 8 = 2 \times 2.8^2 / 8 = 1.96 \text{ tm}$$

$$T = q l / 2 = 2 \times 2.8 / 2 = 2.8 \text{ t}$$

Afin de ne pas soumettre les voiles les ailes à des moments d'encastrement on prendra: $M_t = M_0 = 1.96 \text{ tm}$

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.59 \text{ tm}$$

* Ferrailage: on utilisera la méthode de P. Charon ($d = 3 \text{ cm}$)

- En travée: $\nu = 0.0576 \rightarrow \begin{cases} E = 0.9000 \\ K = 35.0 \end{cases}$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \bar{\sigma}_h} = 2.88 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 3 \text{ T12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 80 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$. Les aciers comprimés sont inutilisés.

- 4x appuis: $\nu = 0.017 \rightarrow \begin{cases} E = 0.9419 \\ K = 71 \end{cases}$

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \bar{\sigma}_h} = 0.82 \text{ cm}^2 \text{ c'est une section inférieure à}$$

celle préconisée par le (RPA 91) qui est de: $\max(3, 0.3\% b h_e)$

on prend $3 \text{ T12} = 3.39 \text{ cm}^2$.

(Boucles → ou directs)

Verifications:

* Contraintes - En travée, $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0.502 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0.0934 \\ \kappa = 31.9 \end{cases}$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\varepsilon h A} = 2397 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_s}{\kappa} = 75.2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

- En appui: de même, vérifié: $\begin{matrix} \sigma_s < \bar{\sigma}_s \\ \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \end{matrix}$

* Fissuration: $\sigma_1 = \frac{K \pi \omega_f}{\phi} \frac{\omega_f}{1+10\omega_f}$

$$K = 1.5 \cdot 10^6$$

$$\pi_0 = 1.6$$

$$\phi = 12$$

$$\omega_f = A/2db$$

$$\sigma_1 = 3686 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_s = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

vérifié

* Flèche, (CCBA Art 61.21)

$$- \frac{h_t/l}{280} = \frac{30}{280} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.06$$

$$- \frac{1}{10} \frac{M_t/\eta_0}{\eta_0} = 0.1 < \frac{h_t/l}{280} = 0.107$$

$$- A = 3.39 < \frac{43}{\sigma_{en}} bh = 6.9 \text{ cm}^2$$

Les 3 conditions étant satisfaites, la flèche est admise.

* Non fragilité: on doit vérifier $A \geq 0.69 h \cdot b \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{en}}$
 $A = 3.39 \text{ cm}^2$ et $0.69 bh \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{en}} = 0.65$ vérifié.

* Armatures transversales, $T_{max} = 2.8t$.

$$- \tau_b = \frac{T_{max}}{b z} = 4.75 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\tau}_b = 3.5 \bar{\sigma}'_b = 20.6 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b)$$

on a: $\tau_b < \bar{\tau}_b$

- Espacement admissible, $\bar{e} = \max \begin{cases} 0.2h = 5.4 \text{ cm} \\ 20.4 \text{ cm} \end{cases}$

$$- \bar{e} \leq \frac{h_y}{2} = 15 \text{ cm} \quad (\text{RPA 81})$$

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

Espacement: $e = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 27 \text{ cm}$ pour A_t (1andre + étrier $\phi 8$) = 2.01 cm^2

On prend $e = 15 \text{ cm}$. Le 1^{er} cours a lieu à 7.5 cm du nu de l'appui

LE PLANCHER

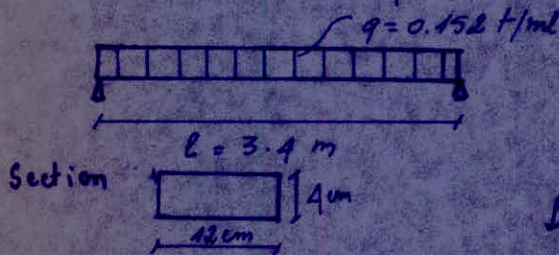
Tous les planchers sont exécutés à corps creux, les poutrelles sont prefabricées sur chantier et possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des pontres et la dalle.

Les poutrelles seront disposées dans le sens transversal du bâtiment. Elles seront calculées en 2 étapes sous les sollicitations du 1^{er} genre. On adoptera la même section d'acier pour les poutrelles du plancher courant et du plancher terrasse.



1^{re} Etape: avant coulage du béton,

On considère la poutrelle appuyée simplement.



- Pds propre: 0.012 t/ml
- Corps creux: 0.062 t/ml

$$G = 0.074 \text{ t/ml}$$

Surcharge pondérée 1.3P = 0.078 t/ml

$$q = G + 1.2P = 0.152 \text{ t/ml}$$

- Moments: $M_0 = q l^2 / 8 = 0.152 \cdot 3.4^2 / 8 = 0.219 \text{ tm}$

- Ferrailage: on utilise la méthode de E. Charon.

On prend un enrobage $d = 2 \text{ cm}$.

$$h_t = 4 \text{ cm}$$

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

$$b = 12 \text{ cm}$$

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

$$M_0 = 0.219 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma} b h^2} = 2.44 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0.7041 \\ \kappa = 1.9 \end{cases}$$

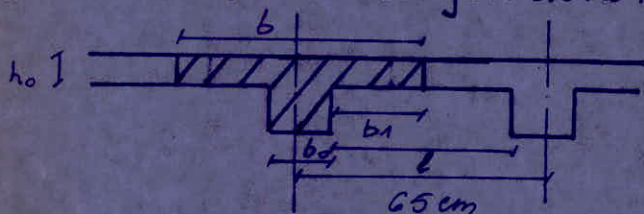
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}}{\kappa} = \frac{2800}{1.9} = 1473 \text{ Kg/cm}^2 \gg \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés sont nécessaires mais la section de béton est insuffisante, alors la nécessité d'utilisation d'étais s'impose afin que les poutrelles puissent supporter les charges avant coulage de la table de compression.

2^e Étape : après coulage du béton.

Après coulage de la table de compression, la poutrelle est supposée reposer sur plusieurs appuis et travailler comme une poutre continue ayant pour section une section en T.

* Détermination de la largeur de la table : (CCBA68 art 23.3)



On doit vérifier les conditions suivantes :

$$- b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{65-12}{2} = 53$$

$$- b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{3.4}{10} = 34 \text{ cm}$$

$$- b_1 \leq (6 \div 8) h_0 = (6 \div 8) 4 = 32 \text{ cm}$$

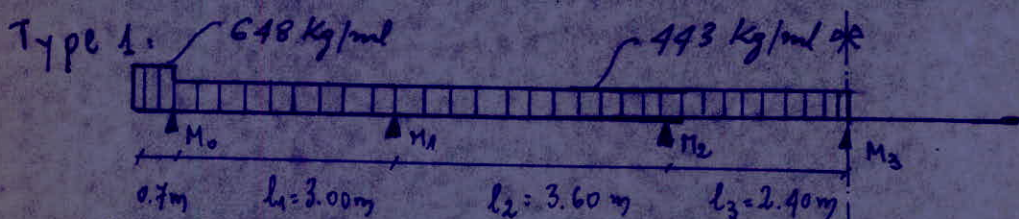
En prenant $b_1 = 26.5 \text{ cm}$, les conditions ci dessus étant vérifiées, on aura : $b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$.

ainsi on aura :

$$L = 3.4 \text{ m} \quad b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad h_e = 20 \text{ cm}$$

Détermination des efforts dans les poutrelles

On a 2 types de poutrelles : A ou B travées et dont le mode de chargement est différent. Pour déterminer les efforts on utilise la méthode dite des 3 moments.



En écrivant l'équation des 3 moments pour chacun des appuis,

$$\begin{aligned} \text{on obtient : } & 13.2 M_1 + 7.2 M_2 = -7684 \\ & 3.6 M_1 + 12 M_2 + 2.4 M_3 = -6698.2 \\ & 2.4 M_2 + 4.8 M_3 = -1531 \end{aligned}$$

La solution du système est

$M_0 = -158.8 \text{ Kgm}$ (Moment d'encastrement de la console)

$M_1 = -345.0 \text{ Kgm}$ $M_2 = -434 \text{ Kgm}$ $M_3 = -102 \text{ Kgm}$

- Moments en travée: Le moment en travée d'une poutre uniformément chargée et doublement encastree est donné par:

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

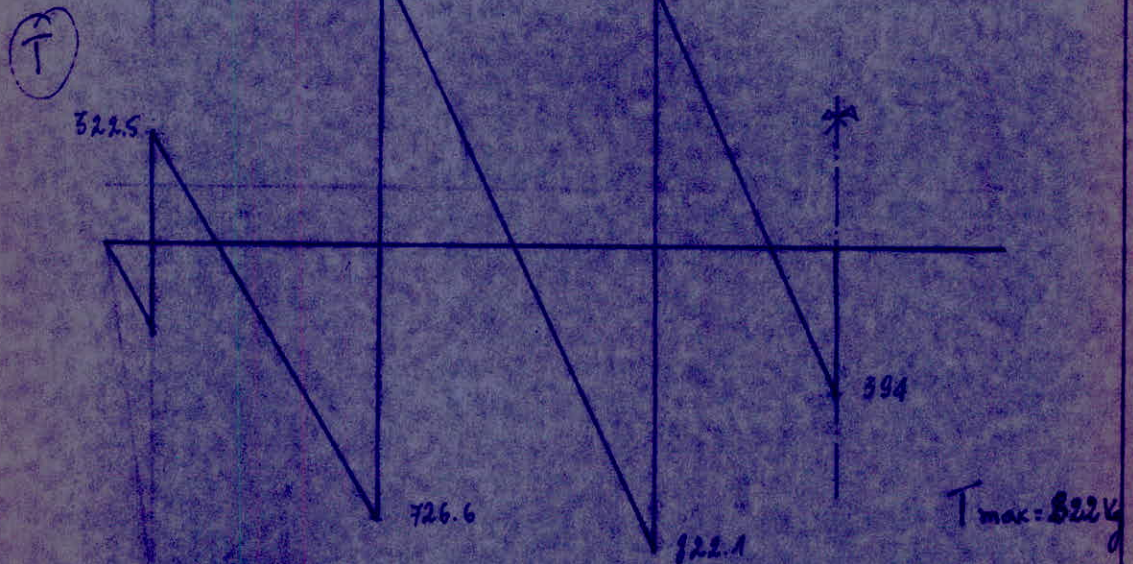
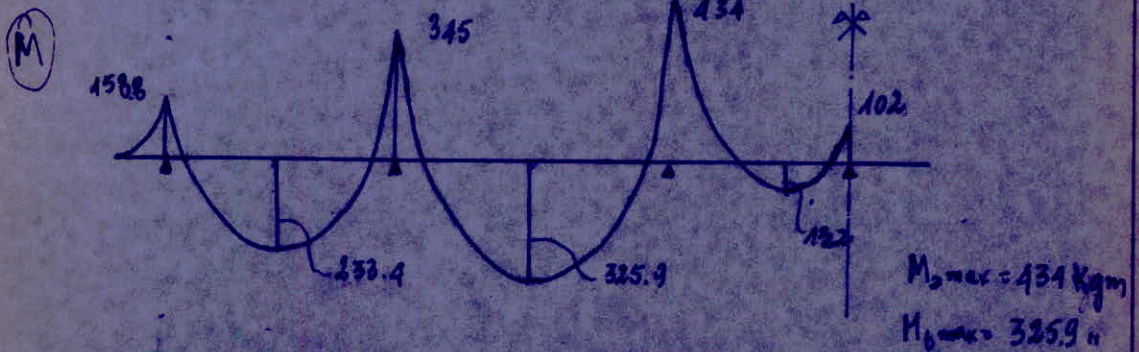
$\left\{ \begin{array}{l} M_e : \text{moment à gauche} \\ M_w : \text{ " " droite} \end{array} \right.$

$M(x)$ est max $\Leftrightarrow \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{q l}$

- Effort tranchant: Au droit de l'appui d'une travée l'effort tranchant est donné par:

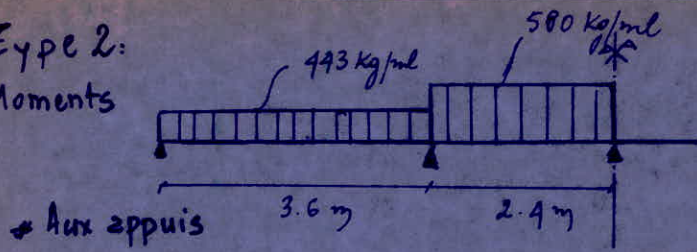
$T_{id} = q l / 2 - \frac{M_w - M_e}{l}$ i : rang de l'appui

$T_{i+1g} = -q l / 2 - \frac{M_w - M_e}{l}$



Type 2:

- Moments



* Aux appuis

Grâce à l'équation des 3 moments on obtient :

$$12 M_1 + 2.4 M_2 = -7171.6$$

$$4.8 M_1 + 3.6 M_2 = -1009$$

$$\left. \begin{array}{l} 12 M_1 + 2.4 M_2 = -7171.6 \\ 4.8 M_1 + 3.6 M_2 = -1009 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} M_1 = -571.2 \text{ Kg m} \\ M_2 = -132 \text{ "} \end{cases}$$

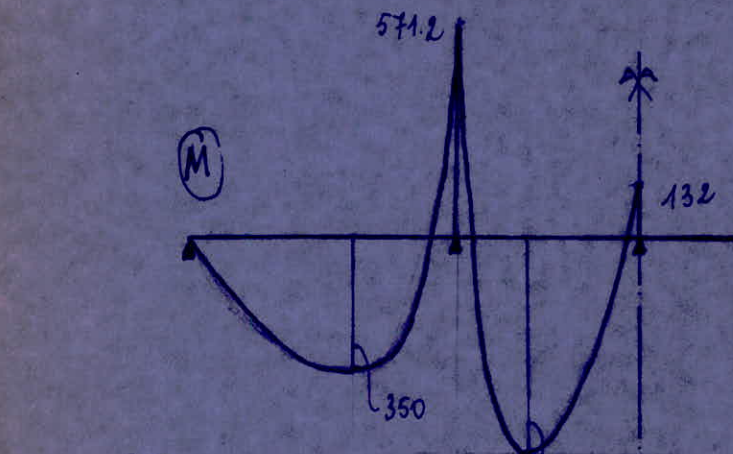
* En travée, $M(x) = q_i \frac{x^2}{2} - q_i \frac{x^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{l} x$

$$M_{\max} \Leftrightarrow \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{q_i l}$$

- Efforts tranchants:

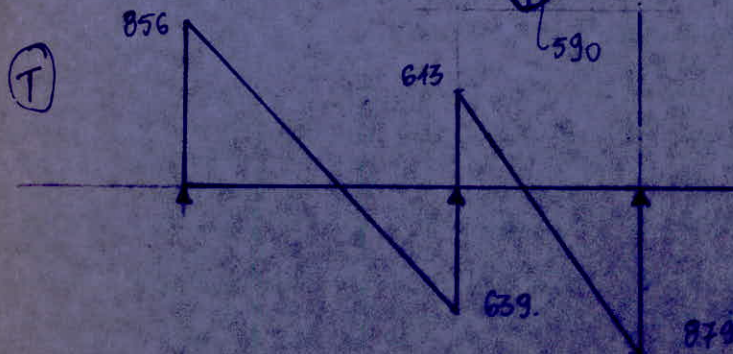
$$T_{id} = -q_i \frac{l_i}{2} - \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

$$T_{i+1g} = -q_i \frac{l_i}{2} - \frac{M_w - M_e}{l_i}$$



$$M_{b\max} = 590 \text{ Kg m}$$

$$M_{a\max} = 571.3 \text{ Kg m}$$



$$T_{\max} = 879 \text{ Kg.}$$

Ferraillage: On utilisera la méthode de P. Charon.

* Type 1.

- En travée: $M_t = 329.5 \text{ Kgm}$, $\bar{\sigma}_c = 2800 \text{ Kg/cm}^2$, $b = 65 \text{ cm}$
 $h_t = 20 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$, $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_c b h^2} = 0.083 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.959 \\ \alpha = 0.123 \\ K = 107 \end{cases} \quad y = d h = 2.2 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, ainsi on calculera la poutrelle comme une poutre rectangulaire $(65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$A = \frac{M_t}{\epsilon h \bar{\sigma}_c} = 0.68 \text{ cm}^2 \text{ (section apparemment insuffisante)}$$

Vérifions la fragilité: on doit avoir $A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_{cn}}$
 pour $b = 65 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_c = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_{cn} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $A \geq 1.13 \text{ cm}^2$
 on prend $2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

- Aux appuis: on a une section rectangulaire $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_a = 434 \text{ Fm} \rightarrow A = 0.96 \text{ cm}^2, \text{ on prendra le même } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Pour les poutrelles du type 1 on prendra 2T10 en travée et aux appuis

* Type 2.

- En travée: $M_{max} = 590 \text{ Kgm}$, $b = 65 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_c = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$h_t = 20 \text{ cm}$, $d = 2 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$.

$$\mu = 0.015 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9457 \\ \alpha = 0.163 \\ K = 77 \end{cases} \quad y = d h = 2.98 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table, on a une section rectangulaire 65×20

$$A = 1.23 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis: $M_a = 571.3 \text{ Kgm}$, $b = 12 \text{ cm}$, $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\mu = 0.0787 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.886 \\ K = 20.9 \end{cases} \quad A = 1.27 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Pour les 2 types de poutrelles, on prend la même section d'acier, en travée et aux appuis: $2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Verifications : les verifications seront conduites sous les sollicitations
 alternatives $M_b = 590 \text{ Kg/m}$ $M_a = 571 \text{ Kg/m}$ $T = 1000 \text{ Kg}$

* Contraintes

- En travée : $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h}$ $A = 1.57 \text{ cm}^2$ $b = 65 \text{ cm}$
 $h = 18 \text{ cm}$.

$$\bar{\omega} = 0.135 \rightarrow \begin{cases} E = 0.9394 \\ K = 67.5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{E h A} = 2223 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

- Aux appuis : $b = 12 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$ $A = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 0.726 \rightarrow \begin{cases} E = 0.8765 \\ K = 25.5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{E h A} = 2306 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2306}{25.5} = 90.5 < \bar{\sigma}'_b = 137.5 \text{ Kg/cm}^2$$

* Fissuration : on doit vérifier que : $\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f}, \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{K \eta \frac{\bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

avec : $K = 1.5 \times 10^6$, $\eta = 1.6$, $\bar{\omega} f = A / 2db_0$, ϕ en mm, $\bar{\sigma}_b$ ref de traction

- En travée : $\sigma_2 = 2855 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

- Aux appuis : idem.

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

* Non fragilité : on doit vérifier que $A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}}$

- En travée : pour $b = 65 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$, $\sigma_{cm} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 on a bien $A = 1.57 \text{ cm}^2 > 1.13 \text{ cm}^2$

- Aux appuis : on a la même chose sauf $b = 12 \text{ cm}$.

Ainsi la non fragilité est vérifiée.

* Flèche, on doit vérifier les conditions suivantes (CCBA68 art 58.4)

$$-\frac{1}{15} \frac{M_0}{M_t} < \frac{h_t}{l}$$

$$-\frac{h_t}{l} < \frac{20}{l}$$

$$-A/b_0 h < \frac{36}{\sigma_{cn}}$$

$$M_0 = ql^2/8 = 417,7 \text{ Kg m}$$

$$M_t = 590 \text{ Kg m}$$

$$l = 2,4 \text{ m}$$

$$A_f = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, \quad h = 18 \text{ cm}$$

Les conditions énumérées ci dessus sont vérifiées, ainsi la flèche est admise.

* Adhérence: on doit vérifier que $\tau_d < \bar{\tau}_d$ (CCBA68 art 29.11)

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n p z}$$

n: nbre de barres longitudinales.

p: périmètre de la barre.

$$z = \frac{7}{8} h$$

Pour $T_{\max} = 1000 \text{ Kg}$, $n = 2$, $p = 1 \times \pi \text{ cm}$, $z = \frac{7}{8} \cdot 18$, on obtient

$$\tau_d = 10,10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

$$\psi_d = 1,5$$

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

$$\bar{\tau}_d = 17,7 \text{ cm}^2$$

on a: $\tau_d < \bar{\tau}_d$, les barres ne seront donc pas entraînées.

* Conditions aux appuis: on doit satisfaire que $A \geq T + \frac{M_0}{z}$

$$M_0 = -571 \text{ Kg m}$$

$$T = 1000 \text{ Kg}$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{on obtient: } T + \frac{M_0}{z} < 0$$

vérifiée.

* Armatures transversales

$$\text{Le cisaillement est donné par: } \tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1000}{12 \times \frac{7}{8} \cdot 18} = 5,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{on a: } \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b = 90,5 < \bar{\sigma}'_{b1}$$

$$\text{ainsi } \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = 18,75 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_b = 5,3 \text{ Kg/cm}^2$$

On utilisera donc uniquement des cadres (et des étriers) parfaitement enroulés à la ligne moyenne.

* Espacement:

- Espacement admissible:

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 h = 3.6 \text{ cm} \\ (1 - 0.3 \frac{z}{\bar{\sigma}_b}) h = 13.2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\bar{t} = 13 \text{ cm}$$

- Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{t}{3} \sigma_{en} \quad (\text{avec reprise de bétonnage})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = (1 - \frac{z}{9\bar{\sigma}_b}) \sigma_{en} \quad (\text{sans reprise de bétonnage})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0.90 \sigma_{en} = 2160 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{sans reprise})$$

- Espacement: on prendra des cadres $\phi 8$, $A_t = 1.00 \text{ cm}^2$

$$t = A_t \cdot \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T}$$

Pour $A_t = 1.00 \text{ cm}^2$, $T = \frac{7}{8} \cdot 18 = 15.75 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_{at} = 2160 \text{ Kg/cm}^2$, $T = 1000 \text{ Kg}$
on obtient $t = 34 \text{ cm} > \bar{t} = 13 \text{ cm}$.

Donc on adoptera un espacement $t = 13 \text{ cm}$, le 1^{er} cours aura lieu à 6.5 cm du nu de l'appui.

* Ferrillage de la table de compression:

(CCBA 68 Art 58.2)

On prendra du treillis soudé $\phi 6$ (20x20) soit $5\phi 6 \text{ p.m.}$ ($\phi 6 = 0.28 \text{ cm}^2$)

$$A_{\perp N} = 5 \cdot 0.28 = 1.41 \text{ cm}^2$$

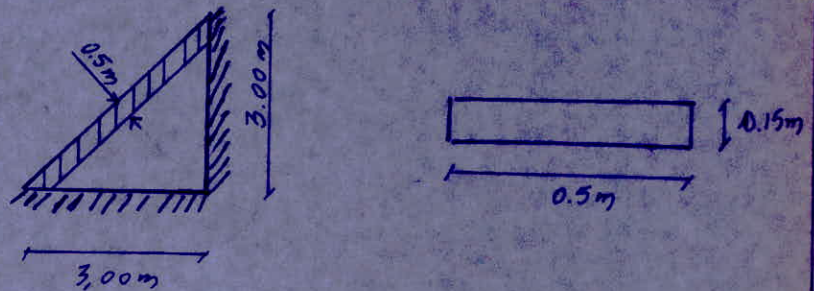
on a $l_n = 0.5 \text{ m}$ et $\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$, et on doit
vérifier que $43 \frac{l_n}{\sigma_{en}} < A_{\perp N}$ vérifié

ainsi que: $A_{\parallel N} > A_{\perp N}/2$ vérifié.

DALLE LOGGIA

La dalle loggia est une dalle triangulaire reposant sur les deux cotés perpendiculaires, le 3^e étant libre. Elle est supposée semi-encastree en ses 2 cotés. Son épaisseur est de 15 cm.

Pour le ferrailage, on prendra une bande de 0.5 m, à partir du bord libre on la considérant comme une poutre semi-encastree en ses extrémités — on adoptera le même ferrailage pour toute la dalle — sollicitée en flexion simple, sous SP1
Les aciers tendus seront disposés parallèlement au bord libre



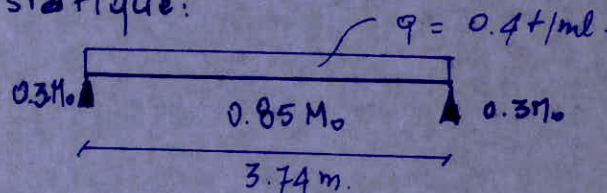
* Charges

$$G = 0.15 \times 2.5 (3\sqrt{2} - 0.5) = 0.1875 \text{ t/ml}$$

$$P = 350 \times 0.5 = 0.175 \text{ ..}$$

$$q = G + 1.2P = 0.4 \text{ t/ml.}$$

Schema statique:



* Efforts

$$M_0 = q l^2 / 8 = 700 \text{ Kgm}$$

$$M_E = 0.85 M_0 = 595 \text{ Kgm, } M_2 =$$

$$M_2 = 0.37 M_0 = 210 \text{ Kgm}$$

$$T = q l / 2 = 750 \text{ Kgm}$$

* Ferrailage, on utilise la méthode de P. Charon.

$$\text{- Travée, } N = 0.0377 \rightarrow \begin{cases} E = 45.4 \\ K = 0.9172 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b, A = 1.78 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10$$

$$\text{- Appui, } N = 0.016 \rightarrow \begin{cases} E = 0.9438 \\ K = 74 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 0.61 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

ou la condition de non fragilité nous impose une section de 0.68 cm^2

on prend donc $3T10 = 2.35 \text{ cm}^2$

ainsi pour la dalle loggia: on prend:

- barres parallèlement au bord libre: 6T10 p.m. en travée
- des chapeaux, aux appuis, 6T10 p.m de longueur 60cm
- des barres perpendiculaires au bord libre 4T10 p.m.

* Vérifications.

* Contraintes: $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0.3615 \rightarrow \begin{cases} K = 38.6 \\ \epsilon = 0.9067 \end{cases}$

- En travée: $\sigma_2 = \frac{M}{\epsilon h A} = 2148 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_2 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_2}{K} = 55,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- Aux appuis: Idem.

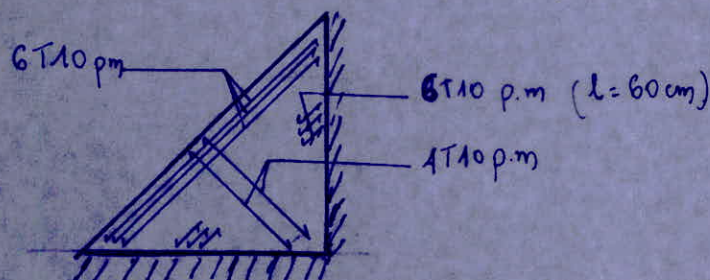
* Fissuration: $\sigma_2 = 2.4 (K \sigma_b \bar{\sigma}_b / \phi)^{1/2} = 2855 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_2 = 2855 > \bar{\sigma}_2 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

* Adhérence: $\tau_d = \frac{T_{\max}}{n p z}$ $n = 3$
 $p = 1 \times \pi$
 $z = 7.13$

$\tau_d = 7 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$, $\psi_d = 1.5$, $\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\tau}_d = 17.7 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_d$

Pas de risque d'entraînement des barres.

* Non fragilité: $A > 0.69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}}$ vérifiée.



ETUDE AU VENT

L'étude de la résistance et la stabilité d'une construction sous l'action des surcharges climatiques doit être faite obligatoirement pour l'action des surcharges normales et extrêmes.

Action due au vent:

L'action globale du vent est donnée par la relation: $q = q_0 K_s K_h S C \beta$

q_0 : pression dynamique de base : $q_0 = 70 \text{ kg/m}^2$ (pour notre cas)

- Effet de site: K_s : site normale région III $K_s = 1$ (NV 65 art 1.292)

- Effet de la hauteur K_h : pour $0 < H < 500 \text{ m}$, $K_h = 2.5 \frac{H+18}{H+60}$

H (m)	0.00	2.96	5.92	8.88	11.9	15.9
K_h	0.750	0.832	0.907	0.975	1.040	1.117

on prend $K_h = 1.117$.

- Effet de dimension S : pour $H < 30 \text{ m}$, (NV 65 fig R III 2)
 $S = 0.7$

- Forme de la construction C : notre bâtiment est assimilé à une construction à base rectangulaire $(23.4 \times 18.6) \text{ m}^2$

Pour le calcul, on suppose que l'action du vent est perpendiculaire aux faces du bâtiment.

Le coefficient C est positif dans le cas de surpression et négatif dans le cas de dépression

- Actions extérieures: face au vent $C_e = 0.8$

" sous vent: $C_i = -(1.3 \delta_0 - 0.8) = -0.5$ ($\delta_0 = 1$)

- Actions intérieures:

$$C_i = 0.6 (1.8 - 1.3 \delta_0) = +0.3 \quad \text{surpression}$$

$$C_i = -0.6 (1.3 \delta_0 - 0.8) = -0.3 \quad \text{dépression}$$

La combinaison nous donne:

- Action au vent: $C_e - C_i = 0.8 - (-0.3) = 1.1$

- " sous vent: $C_e - C_i = -0.5 - 0.3 = -0.8$.

- Coefficient de magnification dynamique: β : $\beta = \theta(1 + \zeta \xi)$

ξ : Coefficient de réponse en fonction de la période du mode fondamental: $T = 0.1 H(L)^{1/2}$

on a: $L = 23.4 \text{ m}$
 $L = 18.6 \text{ m}$
 $H = 15.9 \text{ m}$

$T_L = 0.329 \text{ s} \rightarrow \xi_L = 0.3$ (NV 65)
 $T_l = 0.369 \text{ s} \rightarrow \xi_l = 0.3$ (R III 3 p 83)

$\xi = 0.3$

pour $H = 15.9 \text{ m}$ $\zeta = 0.35$ (R III 4 p 83 NV 65)
 $H < 30 \text{ m}$ $\theta = 0.7$

Vent normal: $\beta = \theta(1 + \zeta \xi) = 0.774$

Vent extrême: $\beta = (\frac{\theta}{2} + 0.5) \theta(1 + \zeta \xi) = 0.329$

on a $\beta_n, \beta_{ext} < 1$, on prend $\beta_n = \beta_{ext} = 1$

(NV 65 art 1.511, 1.512 p. 84, 85)

Action totale du vent au sommet du bâtiment:

- face au vent: $q = q_0 K_s K_h S C \beta = 60.2 \text{ Kg/m}^2$

- " hors vent: $q = q_0 K_s K_h S C \beta = 43.8 \text{ Kg/m}^2$

* Vent normal:

sur la face transversale (sens longitudinal) $q_t = 60.2 \times 18.6 = 1120 \text{ Kg/ml}$

sur la face longitudinale (sens transversal) $q_l = 60.2 \times 23.4 = 1409 \text{ "}$

* Vent extrême:

$q_{te} = 1120 \times 1.75 = 1960 \text{ Kg/ml}$

$q_{le} = 1409 \times 1.75 = 2465 \text{ "}$

On suppose que les charges sont concentrées au niveau des planchers pour pouvoir comparer avec les effets d'ins au même.

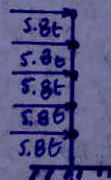
Sens transversal: $F_T = q_{le} \cdot h = 2.465 \times 2.96 = 7.3 \text{ t}$

Sens longitudinal $F_L = q_{te} \cdot h = 1.96 \times 2.96 = 5.8 \text{ t}$



Sens transversal

Vent extrême.



Sens longitudinal

ACTIONS SISMIQUES

La majeure partie de l'Algérie, dense de population, est susceptible d'être frappée par le séisme, causant ainsi des dégâts très importants.

Il est donc nécessaire de faire une étude parasismique afin de sauvegarder les biens et par suite les hommes.

Pour cela, un règlement parasismique algérien a été mis au monde, dans les cas les plus courants on celui-ci s'applique, il donne une méthode statique équivalente substituée aux effets dynamiques, en considérant :

- Un système de forces horizontales S_H
- Un système de forces verticales S_V
- Un système de couples et de torsions d'ensemble S_T , d'axe vertical passant par le centre de torsion de la structure.

Ces sollicitations statiques sont fonctions :

- de la zone où l'on construit (intensité du séisme)
- du terrain sur lequel l'ouvrage est fondé
- la réponse de la structure
- du niveau par rapport au sol, donc du déplacement de l'ouvrage sous l'effet du séisme.

La méthode statique ne peut être utilisée que pour les bâtiments satisfaisant aux conditions énumérées dans le RPA 01 p. 11 et 12

Etant données, la forme, les dimensions et la structure de notre bâtiment, les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente sont toutes satisfaites. Alors, il nous est permis d'utiliser cette méthode pour le calcul des efforts sismiques agissant sur le bâtiment.

Charges soumises à l'action sismique

* Plancher terrasse:

- Poids propre	$0.523 \times$	205.1 t
- Pds de l'acrotère		20.2 t
- Poids des poutres (longitudinales et transversales)		39.2 t
- Poids des $\frac{1}{2}$ murs extérieurs		24.5 t
- Poids des $\frac{1}{2}$ poteaux		14.7 t
- Poids des $\frac{1}{2}$ voiles		36.4 t
		<hr/>
		$W_5 = 340.1 \text{ t.}$

* Plancher courant:

- Poids propre		183.1 t
- Poids des poutres L et T		39.2 t
- Poids des murs extérieurs		49.0 t
- Poids des poteaux		29.4 t
- Poids des voiles		72.8 t
- Poids des escaliers		4.8 t
		<hr/>
		$W_4 = 378.3 \text{ t}$

on a: $W_1 = W_2 = W_3 = W_4 = 378.3 \text{ t.}$

$W_5 = 340.1 \text{ t.}$

$W_T = \sum W_i = 1853.3 \text{ t.}$

Actions sismiques

- Force sismique minimum: (formule de Base)

$$V = A D B Q W$$

Tout bâtiment doit être conçu pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule sus-citée

Définition des coefficients :

- A : coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0.15 \quad \text{zone II groupe d'usage II}$$

- B : facteur de comportement de la structure

$$B = 0.25 \quad \text{contreventement par voiles.}$$

- D : facteur d'amplification dynamique.

$$D = 2 (0.5/T)^{1/2} \quad \text{pour sol meuble.}$$

$$\text{avec } T = 0.09 H (L)^{1/2}$$

- Q : facteur de qualité

- W : poids de la structure, il comprend la totalité des charges permanentes

- Détermination de D :

$$D = 2 (0.5/T)^{1/2}$$

$$T = 0.09 H (L)^{1/2}$$

$$\text{Pour } H = 15.94 \text{ m}$$

$$L_x = 23.4 \text{ m}$$

$$L_y = 18.6 \text{ m}$$

$$\text{on obtient } T_x = 0.296 \text{ s et } T_y = 0.333 \text{ s}$$

$$T_x < T_y < 0.5 \text{ s, sol meuble}$$

$$\text{d'où } D_x = D_y = 2$$

- Détermination de Q : il est fonction de l'hyperstaticité de la surabondance du système, des symétries en plan, de la régularité en élévation, de la qualité du contrôle pendant la construction, sa valeur est donnée par la relation $Q = 1 + \sum_{q=1}^n P_q$

p_q : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de pénalité q :

- critère de la file portante: non observé 0.1
- critère de la surabondance en plan: observé 0.0
- critère de la symétrie en plan: observé 0.0
- critère de la régularité en élévation: observé 0.0
- critère de contrôle de construction: non observé 0.1
- critère de contrôle des matériaux: non observé 0.1

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q = 1.3$$

$$Q_x = Q_y = 1.3$$

Forces sismiques:

- $H_x = AB D_x Q_x W_T$
- $H_y = AB D_y Q_y W_T$

$$A = 0.15, B = 0.25, D_x = D_y = 2, Q_x = Q_y = 1.3, W_T = 18533t$$

$$H = H_x = H_y = 180.7t$$

on a la même force sismique agissant dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

Distribution des forces latérales:

la force latérale H doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les relations suivantes:

$$H = F_E + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$\text{avec } \begin{cases} F_E = 0.07 T H & \text{si } T > 0.7 \Delta \\ F_E = 0 & \text{sinon.} \end{cases}$$

la partie restante de l'effort horizontal total H , doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la relation suivante:

$$F_k = (H - F_E) \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

F_k : effort horizontal au niveau k

W_k : charge du niveau k soumise à l'action sismique

dans le 2^{e} sens, on a: $T_x = 0.296s$, $T_y = 0.333s$

$$H = H_x = H_y = 100.7t.$$

on obtient:

$$F_k = H \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i} \text{ car } F_E = 0$$

$$W_1 = W_2 = W_3 = W_4 = 378.3t$$

$$W_5 = 340.1t.$$

On aura la distribution des forces horizontales, agissant sur l'un ou l'autre sens selon le tableau ci-dessous:

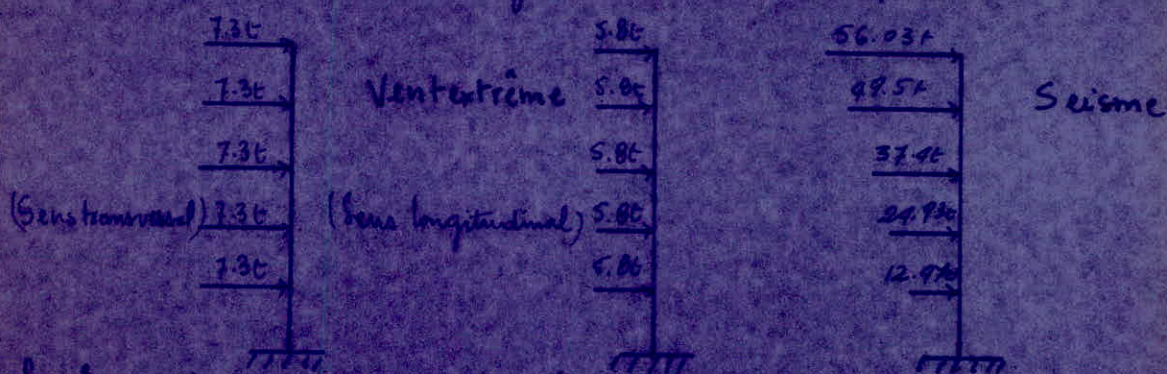
Niveau	5	4	3	2	1
$h_k (m)$	14.8	11.84	8.88	5.92	2.96
$W_k (t)$	340.1	378.3	378.3	378.3	378.3
$W_k h_k$	5033.5	44781	3359.3	2239.5	1119.8
$F_x = F_y (t)$	56.03	49.50	37.40	24.93	12.47



On a les mêmes efforts dans le 1^{er} sens.

Comparaison avec l'étude au vent:

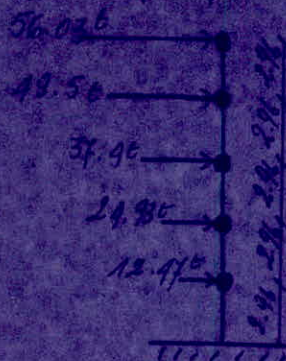
L'étude au vent a fourni les résultats suivants:



Les forces sismiques sont donc prépondérantes, elles seront prises seules dans les calculs pour les sollicitations du 1^{er} genre.

VERIFICATION DU RENVERSEMENT

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques.



Pour que le bâtiment soit stable vis à vis du renversement, on doit vérifier:

$$\text{Moment résistant} \geq 1.5 \text{ Moment de renversement}$$

Sous longitudinal et transversal.

- Moment de renversement = moment en console + effort tranchant à la base $\times z$.

- Moment résistant = $(\sum W_i - \sum \sigma W_i) b$, $\sigma = ABDQ$.

* Sens longitudinal:

- Moment en console = $\sum F_i h_i = 1932 \text{ tm}$ car $z = 0$

- Moment résistant: $b_x = L_x/2 = 23.4/2 = 11.7 \text{ m}$

$$\sigma_x = \sigma_y = ABDQ = 0.0975$$

$$\sum W_i = 4 \times 378.3 + 340.1 = 1853.3 \text{ t}$$

$$\sum \sigma_x W_i = 180.7 \text{ t}$$

$$\text{Moment résistant} = (\sum W_i - \sum \sigma W_i) b_x = 19570 \text{ tm}$$

$$1.5 \text{ Moment de renversement} = 2890 \text{ tm}$$

on a bien: Moment résistant $>$ 1.5 Moment de renversement.

* Sens transversal: Moment de renversement = 1932 tm

- Moment résistant: $b_y = L_y/2 = 18.6/2 = 9.3 \text{ m}$

on obtient: Moment résistant = 15555 t.m $>$ 1.5 Moment de renversement.

Ainsi la stabilité du bâtiment vis à vis du renversement est assurée tant dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

DISTRIBUTION des EFFORTS SISMQUES sur les VOILES

Introduction

dans les systèmes hyperstatiques, la distribution des efforts horizontaux sur les différents contreventements ne peut être faite par les seules considérations d'équilibre. On fait intervenir les conditions supplémentaires de compatibilité de déformations des différents contreventements. On admet généralement les hypothèses simplificatrices suivantes :

- * les planchers sont pratiquement rigide et indéformable horizontalement

- * les refends sont parfaitement encastés à leurs bases.

- * les axes propres des refends et les axes du bâtiment sont parallèles deux à deux

- * l'inertie des refends est constante sur toute la hauteur du bâtiment, sinon, la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

Cette dernière hypothèse qui est généralement satisfait, est nécessaire pour admettre que la distribution des efforts horizontaux sur les différents refends est la même à chaque niveau de la structure.

Principe de la méthode :

L'effort de chaque refend est à la fois proportionnel à son inertie et au déplacement qu'il subit par suite des hypothèses sus-citées.

Le problème est équivalent à un problème de flexion composée dont la section résistante serait constituée par l'ensemble des refends. Chaque refend est affecté d'un coefficient égal à son inertie propre. Ces hypothèses correspondent à celle de Navier-Bernoulli et la théorie de Hooke pour les poutres.

la flexion composée on a: $\Gamma = \frac{F}{S} + \frac{M}{I} v$.

l'analogie se fait de la façon suivante:

$$F = H$$

$$M = H \cdot d$$

$$v = x_i, \text{ ou } y_i$$

$$I = \sum I_i x_i^2 \text{ ou } \sum I_i y_i^2$$

$$S = \sum I_i$$

avec: \bullet 0: origine des abscisses pris au c.d.g des inerties de referend (centre de torsion)

\bullet I_i : Inertie du referend i

\bullet x_i : abscisse de ce referend i

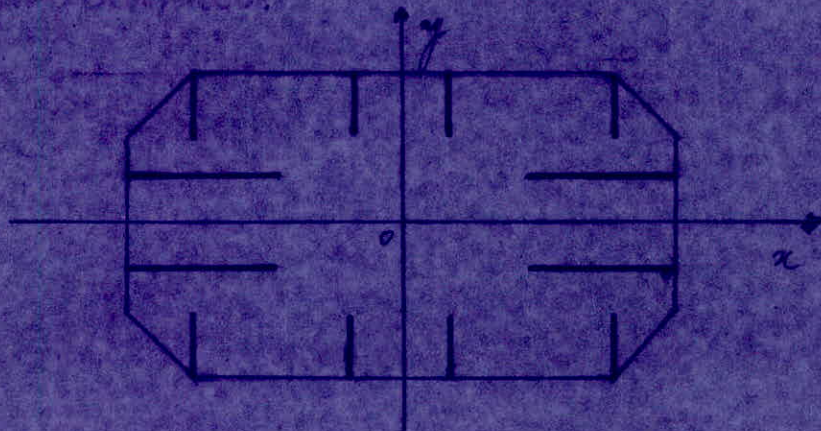
\bullet d : abscisse de la résultante H de l'action sismique

\bullet R_i : effort revenant au referend i .

On obtient:
$$\frac{R_i}{I_i} = \frac{H}{\sum I_i} + \frac{H \cdot d \cdot x_i}{\sum I_i x_i^2} \rightarrow R_i = H \left(\frac{I_i}{\sum I_i} + \frac{I_i x_i d}{\sum I_i x_i^2} \right)$$

Ainsi la déformation du bâtiment peut être décomposée en une rotation autour du centre 0, et une translation parallèlement à la direction considérée.

Déterminations du centre de masse et du centre de torsion.



Étant donné que notre bâtiment est doublement symétrique, le centre de masse, le centre géométrique et le centre de torsion théorique sont tous confondus.

On prendra donc une excentricité accidentelle dans les deux directions.

Le centre de torsion ou centre élastique est le point dont les caractéristiques sont les suivantes :

- * une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends qui est parallèle à la direction de la force

- * un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre une rotation des refends, le centre de rotation est le même que celui du moment.

Calcul de l'excentricité :

$$e_x = |x_{ct} - x_g| = 0 - 0 = 0$$

$$e_y = |y_{ct} - y_g| = 0 - 0 = 0$$

On prend donc une excentricité accidentelle (RPA art 33.5)

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 5\% L \quad (L: \text{grande dimension}) \\ \text{excentricité théorique (nulle)} \end{array} \right.$$

on a : $L = 23.4 \text{ m}$

$$5\% L = 1.17 \text{ m}$$

on a en définitive :

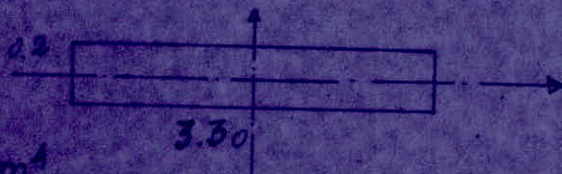
$$e_x = e_y = 1.17 \text{ m}$$

Calcul des inerties des refends.

* Inertie des voiles transversaux (voiles pleins)

$$I = \frac{b h^3}{12}$$

$$I_x = 0.539 \text{ m}^4$$



* Inertie équivalente des voiles longitudinaux (voiles avec ouvertures)

L'inertie des voiles avec ouverture se calcule par la méthode de la théorie des inerties équivalentes.

La notion d'inertie équivalente permet par un calcul successif d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

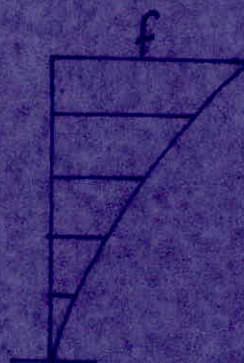
Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer le refend avec ouvertures par un refend fictif dont l'inertie équivalente est déterminée par l'inertie d'un refend plein fictif qui soumis aux mêmes efforts horizontaux que le refend considéré présenterait à son sommet une flèche égale à celle de ce dernier (voile avec ouverture).

La flèche du refend plein fictif est:

$$f = \frac{H_0 z^3}{8EI_e}$$

$$H_0 = q \cdot \frac{z}{2}$$

H_0 : effort tranchant à la base



On suppose que les actions sismiques sont réparties triangulairement

On a un seul type de refend avec ouverture : une file d'ouverture
 la flèche engendrée par les actions sismiques est donnée par :

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

on obtient l'inertie équivalente en égalisant les expressions
 de la flèche :

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc \cdot \psi_0}{I_1 + I_2} \alpha^2 + 1}$$

* I : inertie totale du refend

* E : coefficient d'élasticité du matériau constituant le poteau

* $m = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$ moment statique de chacun des éléments de
 refend par rapport au c.d.g de l'ensemble

Ω_1 et Ω_2 : aires des éléments du refend.

* c : demi-distance entre les c.d.g des 2 éléments du refend

* I_1 et I_2 : inerties des éléments de refend par rapport à leur c.d.g

* ψ_0 : coefficient donné par l'abaque de H. Diers

$$\psi_0 = f(\xi, \alpha) \quad , \quad \xi = \frac{Z}{E}$$

* $\alpha = \omega Z$: coefficient de monolithisme du refend, il
 se donne "le degré de concordance"

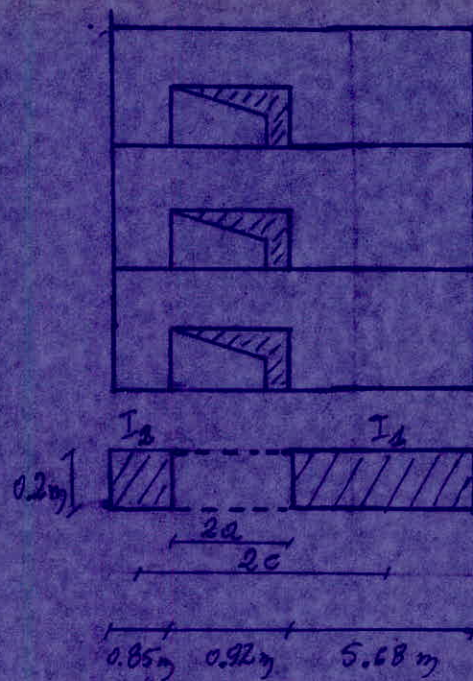
$$\omega^2 \frac{3E' i \cdot I \cdot c}{E(I_1 + I_2) \cdot m \cdot \alpha^3 l} = \frac{3i \cdot I \cdot c}{(I_1 + I_2) \cdot m \cdot \alpha^3 l} \quad \text{car } E = E'$$

* i : moment d'inertie du linteau

* E' : coefficient du matériau constituant le linteau

* l : hauteur de l'étage

* Z : hauteur du voile



- Détermination de l'inertie équivalente du voile longitudinal

$$- \Omega_1 = 5.68 \times 0.2 = 1.136 \text{ m}^2, \quad \Omega_2 = 0.17 \text{ m}^2$$

$$L = 2.093 \text{ m}$$

$$m = \frac{2c}{\sqrt{\Omega_1} + \sqrt{\Omega_2}} = 0.619$$

$$i = 0.2 \times (0.79)^3 / 12 = 0.0082 \text{ m}^4 \quad (0.79 \text{ m hauteur du linteau})$$

$$I_1 = 3.054 \text{ m}^4 \quad I_2 = 0.0102 \text{ m}^4$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mC = 5.655 \text{ m}^4$$

$$a = 0.46 \text{ m}$$

$$w^2 = \frac{3a}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I \cdot C}{m \cdot a^3 h} \quad (h = 2.96 \text{ m hauteur de l'étage})$$

$$w = 0.7299$$

$$d = w^2 = 0.7299 \cdot 14.18 = 10.3$$

$$\psi = 0.553 \quad (\text{abaissement})$$

$$\text{on obtient } I_e = \frac{I}{\frac{16mC}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi}{12} + 1} = 5.479 \text{ m}^4$$

$$I_e = 5.479 \text{ m}^4$$

Distribution des efforts sur les voiles.

L'effort H à l'étage j est repris par les différents éléments de contreventement, dans une direction donnée, par la relation :

$$R_{xy}^i = H_{yj} I_{xi} \left(\frac{1}{\sum I_{xi}} + \frac{e x_i}{\sum I_{xi} x_i^2} \right)$$

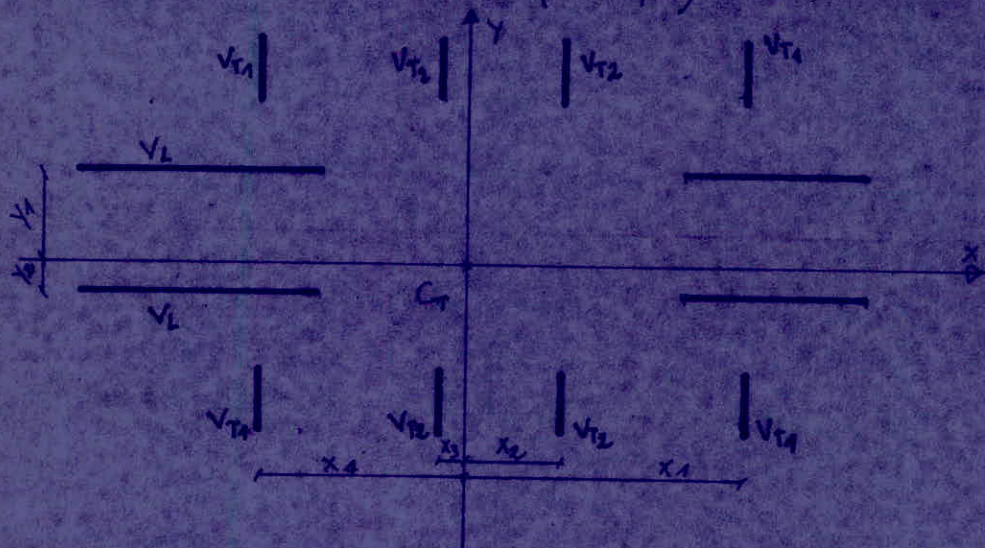
$$R_{yx}^i = H_{yj} I_{yi} \left(\frac{1}{\sum I_{yi}} + \frac{e y_i}{\sum I_{yi} y_i^2} \right)$$

(x_i, y_i) coordonnées de l'élément de contreventement de (C_{ij}, x_i, y_i)

H_j : effort horizontal au niveau j

R_{xy}^i : effort revenant à l'élément de contreventement i à l'étage j

e : excentricité ($= 1.17 m$)



Les moments d'inertie : $I_{V_{T1}} = I_{V_{T2}} = I_T = 0.599 m^4$
 $I_{V_L} = I_e = 5.479 m^4$

* Sens transversal :

$$x_1 = 9.87 m, \quad x_2 = 2.67 m, \quad x_3 = 0.33 m, \quad x_4 = -7.53 m.$$

On prendra les cas les plus défavorables (x_i positifs)

- Voile transversal 2 (V_{T2})

$$R_{xy}^i = H_{yj} I_{x2} \left(\frac{1}{\sum I_{xi}} + \frac{e x_2}{2 \sum I_{xi} x_i^2} \right), \text{ comme } I_{xi} = I_T$$

$$R_{xy}^i = H_{yj} I_T \left(\frac{1}{8 I_T} + \frac{e x_2}{2 I_T \sum x_i^2} \right), \quad R_{xy}^i = 0.135 H_{yj}$$

- Voile transversal 1 (Vt1)

$$R_{xy}^j = H_{xy} I_{x1} \left(\frac{1}{\sum I_{xi}} + \frac{e x_1}{2 \sum I_{xi} x_i^2} \right)$$

on obtient $R_{xy}^j = 0.161 H_{xy}$

* Sens Longitudinal:

$$y_1 = 3.57 \text{ m}, \quad y_2 = -1.23 \text{ m}$$

$$R_{yx}^j = H_{xy} I_{y1} \left(\frac{1}{\sum I_{yi}} + \frac{e y_1}{2 \sum I_{yi} y_i^2} \right)$$

ona: $I_{y1} = I_{y2} = I_L$

$$R_{yx}^j = H_{xy} I_L \left(\frac{1}{4 I_L} + \frac{e y_1}{2 I_L \sum y_i^2} \right)$$

ainsi $R_{yx}^j = 0.396 H_{xy}$

De la même façon, on obtient: $R_{yx}^j = 0.20 H_{xy}$

Pour le calcul des voiles longitudinales, on prendra comme valeur: $R_k = 0.396 H_{xy}$

EFFORTS dans les VOILES SOUS LES CHARGES HORIZONTALES

* Voiles transversaux :

Les voiles supposés parfaitement encastrés à leur base, une fois soumis aux efforts sismiques horizontaux, sont assimilés à une console soumise à un certain mode de chargement :

Les voiles transversaux étant tous des voiles pleins, sont sollicités uniquement en flexion simple sous l'effet des actions sismiques horizontales.

Les efforts sont répartis sur les voiles transversaux selon les relations suivantes :

$$V_{T1} = R_{ij}^i = 0.164 H_{yj}$$

$$V_{T2} = R_{ij}^i = 0.135 H_{yj}$$

Le moment fléchissant à la base du voile au niveau j est donné par :

$$M_j = \sum R^i [j h_{ec} - z_j]$$

L'effort tranchant est donné par :

$$T_j = \sum_{i=j}^5 R^i$$



Les résultats sont donnés par les tableaux suivants.

$$V_{T1} = R_{ij}^i = 0.164 H_{yj}$$

Niveau	5	4	3	2	1
H_{yj} (t)	56.03	49.5	37.40	24.93	12.47
R_{ij} (t)	9.02	7.97	6.02	4.01	2.01
M_j (tm)	26.7	76.99	145.10	225.00	311.01
T_j (t)	9.02	16.99	23.01	27.02	29.03

Voile transversal 2 (V_{12})

$$R_{2y}^1 = 0.135 H_{y_j}$$

Niveau	5	4	3	2	1
H_{y_j} (t)	56.05	49.50	37.40	24.93	12.47
R_{2y}^1 (t)	7.56	6.68	5.05	3.37	1.68
M_x (t.m)	22.38	64.53	121.63	187.70	260.75
T_x (t)	7.56	14.28	19.30	22.67	24.35

Voiles longitudinaux :

Les voiles longitudinaux font des voiles avec ouvertures moyennes.

La superposition des ouvertures crée un affaiblissement du voile dans le plan vertical, ainsi se modifie la répartition des efforts dans toute la hauteur, ce qui entraîne une incompatibilité dans l'hypothèse de refend indéformable.

Pour cela, on considère le refend constitué de 2 demi-refends reliés par un élément horizontal de faible rigidité, encasté aux extrémités aux demi-refends et déb. l'inteau.

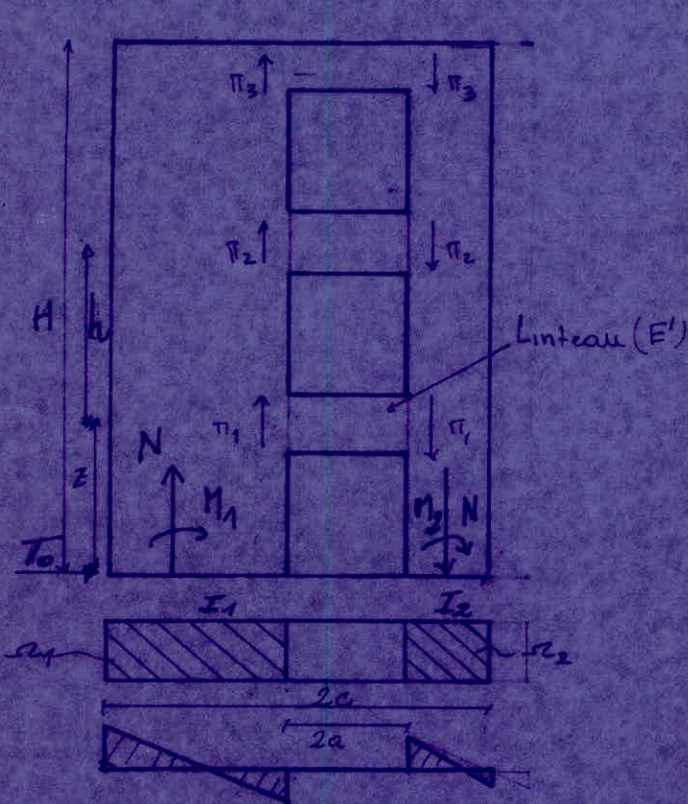
D'après la théorie de ALBIGES et GOULET qui se base sur les deux hypothèses suivantes :

- les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis sur la fibre moyenne de chaque élément de refend

- si l'on néglige les déformations dues à l'effort normal dans les linteaux, les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage

Ces 2 hypothèses se traduisent mathématiquement de la façon suivante : - en tout point, situé à un niveau x , au dessus de la section d'encastement, le déplacement y de la fibre moyenne est le même pour les 2 éléments de refend. Il en est de même pour les dérivés y' , y'' et y''' qui définissent les déformations.

En se basant sur ces deux hypothèses, on peut déterminer les efforts dans les éléments de refend.



$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\omega_1} + \frac{1}{\omega_2}}$$

$$\omega^2 = \frac{3E'h}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l}$$

Les efforts tranchants dans les linteaux sont donnés par:

$$\begin{cases} \pi_2 - (2 + \omega^2 h^2) \pi_1 = - \frac{\omega^2 m h^3}{I} T_1 \\ \pi_3 - (2 + \omega^2 h^2) \pi_2 + \pi_1 = - \frac{\omega^3 h^3 I}{I} T_2 \\ \pi_n = (2 + \omega^2 h^2) \pi_{n-1} + \pi_{n-2} = - \frac{\omega^2 m h^3}{I} T_{n-1} \end{cases}$$

Les moments M_1 et M_2 dans les éléments de refend, si la côte x sont calculés à l'aide des formules suivantes:

$$\begin{cases} M_1 = \frac{I_1}{I_1+I_2} (M - 2c \sum_n^H \pi) \\ M_2 = \frac{I_2}{I_1+I_2} (M - 2c \sum_n^H \pi) \end{cases}$$

$$N = \sum \pi$$

En appliquant, cette théorie on obtient les efforts dans le voile.

$$\text{pour } \nu = 0.0082 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = 0.73$$

$$m = 1.513$$

$$h = 2.86 \text{ m}$$

Les efforts tranchants

$$\pi_2 = 2.533 \pi_1 = -108.04$$

$$\pi_3 = 2.533 \pi_2 + \pi_1 = -100.57$$

$$\pi_4 = 2.533 \pi_3 + \pi_2 = -85.63$$

$$\pi_5 = 2.533 \pi_4 + \pi_3 = -63.23$$

$$\pi_6 = 2.533 \pi_5 + \pi_4 = -33.55$$

la solution du système est,

$$\pi_1 = 19.30 \text{ t}$$

$$\pi_4 = 13.23 \text{ t}$$

$$\pi_2 = 20.67 \text{ t}$$

$$\pi_5 = 7.02 \text{ t}$$

$$\pi_3 = 17.93 \text{ t}$$

$$\pi_6 = 0$$

les moments :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} (M - 2C \sum_2^N \pi)$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} (M - 2C \sum_2^N \pi)$$

$$I_1 = 3.054 \text{ m}^4$$

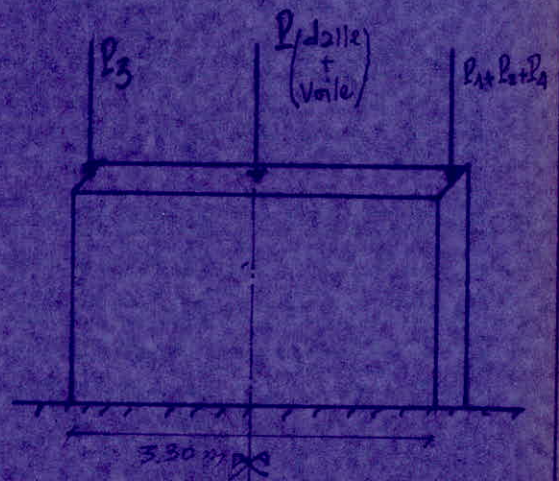
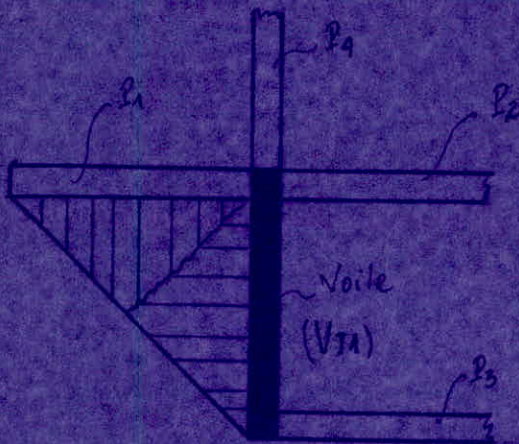
$$I_2 = 0.0102 \text{ m}^4$$

$$2C = 4.185 \text{ m}$$

Niveau	5	4	3	2	1
R_i^2 (t)	22.19	19.60	14.81	9.87	4.94
M (kNm)	65.68	189.38	356.92	553.67	765.04
π (t)	19.31	20.67	17.93	13.23	7.02
4.185π	80.81	167.32	242.35	297.72	327.10
$M - 4.185 \pi$	-15.13	22.06	114.57	255.95	437.94
M_1 (kNm)	-15.10	21.99	114.19	255.10	436.5
M_2 (kNm)	-0.5	0.728	3.78	8.45	14.45
N (t)	19.31	39.98	57.91	71.14	78.16

EFFORTS dans les VOILES SOUS LES CHARGES VERTICALES

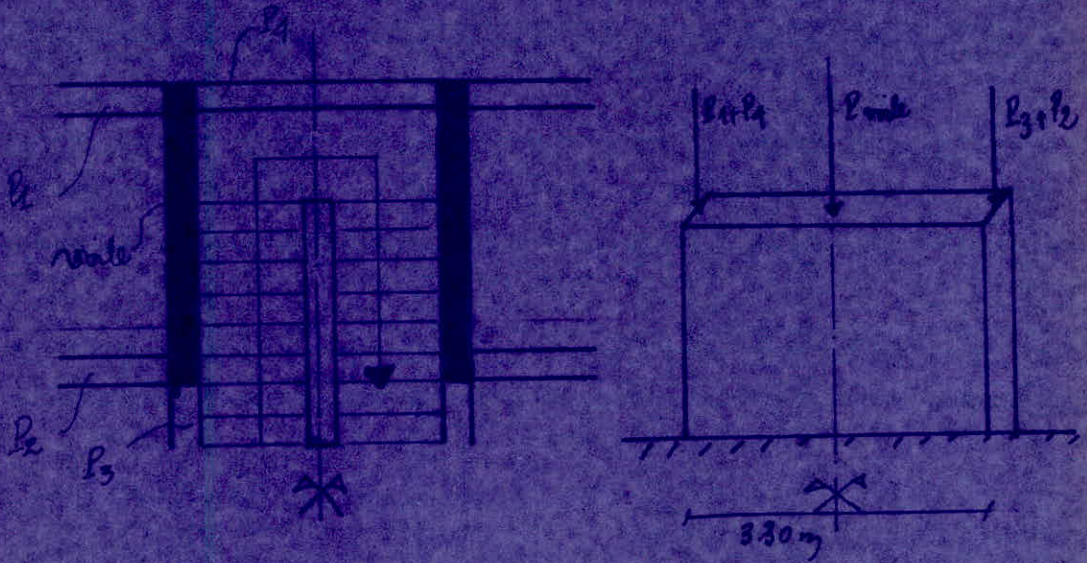
Chaque élément de coffrage est soumis à des charges verticales qui peuvent engendrer des moments dus aux excentricités des sections des pontons qui reposent sur cet élément.
Les charges qui seront à considérer seront les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et le poids vertical



Charges verticales sur VT1

Coffrage niveau	G	G	G _{P1}	G _{P3}	G _{P2}	G _{P4}	G	Q	Q _{P1}	Q _{P2}	Q _{P3}	Q _{P4}	Q
	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)
5	1.32	1.88	2.37	1.88	2.90	0.87	14.22	0.23	0.27	0.34	0.27	0.1	1.46
4	2.16	3.76	4.1	3.24	5.55	1.69	26.65	1.01	0.75	4.60	0.74	0.28	4.38
3	3.00	14.64	6.83	4.60	8.20	2.54	38.78	1.79	1.23	2.61	1.26	0.46	7.30
2	3.84	19.52	7.56	5.96	12.85	3.33	51.06	2.57	1.71	3.62	1.68	0.64	10.22
1	4.68	24.40	8.28	7.32	13.6	4.15	63.34	3.35	2.49	4.63	2.15	0.82	13.44

Les charges verticales agissant sur le voile transversal 2



VT2

CHARGE NIVEAU	G_{mk}	G_{P1}	G_{P2}	G_{P3}	G_{P4}	G	Q_{P1}	Q_{P2}	Q_{P3}	Q_{P4}	Q
5	1.88	2.13	3.12	2.62	0	13.05	0.27	0.60	0.45	0	1.32
4	9.76	3.72	6.52	5.92	1.50	27.45	0.75	1.64	1.24	0.71	4.34
3	14.64	5.31	9.66	9.20	3.00	40.50	1.22	2.68	2.03	1.42	7.36
2	19.52	6.9	12.78	12.52	4.52	53.55	1.70	3.72	2.82	2.13	10.38
1	24.40	8.5	15.90	15.82	6.02	66.6	2.17	4.76	3.61	2.84	13.40

- Voile longitudinal:

- Le voile longitudinal est parallèle au poutre porteur.
Les charges verticales qui lui sont affectées sont toutes de caractère réparti, uniforme.

Chaque demi-refend reprend les charges verticales de la surface qui lui revient.

Érumeau I.

Niveau	5	4	3	2	1
G (t)	8.95	17.02	25.09	33.16	41.23
Q (t)	1.71	4.71	7.71	10.71	13.71

Érumeau II

Niveau	5	4	3	2	1
G (t)	5.89	11.46	17.03	22.6	28.17
Q (t)	0.67	2.56	4.41	6.26	8.11

SUPERPOSITION des SOLLICITATIONS

Sollicitations pondérées

Dans les justifications de calcul à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous :

G : sollicitations dues à la charge permanente

Q : " " " " aux surcharges d'exploitation y compris les majorations éventuelles pour effet dynamique

E : sollicitations dues au séisme.

* Sollicitations du 1^{er} genre.

$$S_1 = G + 1.2 Q$$

* Sollicitations du 2^e genre

$$S_2 = G + Q + E$$

Les forces sismiques peuvent avoir en tout de la structure, une direction quelconque, mais, on se contentera d'envisager le cas où les effets de la composante verticale et ceux de la composante horizontale agissent simultanément

- | | | |
|---|-----------------------------------|------------------------------|
| E | peut agir de droite à gauche | -E |
| E | peut agir de gauche à droite | +E |
| E | peut agir dans le sens descendant | ($\approx 40 \div 60\%$) Q |
| E | peut agir dans le sens ascendant | ($\approx -20\%$) G |

* Voile longitudinale:
- Ecrumeau I

Niveau		5	4	3	2	1
Effort normal	G (k)	8.95	17.02	25.09	33.16	41.23
	Q (k)	1.71	4.71	7.71	10.71	13.71
	E (k)	19.31	39.98	57.91	71.14	78.16
	G+Q+E (k)	29.97	61.71	90.71	115.01	133.10
	G+Q-E (k)	-8.65	-18.25	-25.11	-27.27	-23.22
	0.8G+E (k)	26.47	53.60	77.99	97.67	111.15
	0.8G-E (k)	-12.15	-26.37	-37.84	-44.62	-45.18
T (k)	22.19	41.79	56.60	66.97	71.41	
M (k.m)	15.10	21.99	114.19	255.10	436.5	

Ecrumeau II

Niveau		5	4	3	2	1
Effort normal	G (k)	5.89	11.46	17.03	22.6	28.17
	Q (k)	0.67	2.56	4.41	6.26	8.11
	E (k)	19.31	39.98	57.91	71.14	78.16
	G+Q+E (k)	25.87	54.00	79.35	100.00	114.44
	G+Q-E (k)	-12.75	-25.96	-36.47	-42.28	-41.88
	0.8G+E (k)	30.58	49.15	71.54	89.22	100.70
	0.8G-E (k)	-21.16	-30.82	-44.29	-53.06	-55.63
T (k)	22.19	41.79	56.60	66.97	71.41	
M (k.m)	0.50	0.73	3.78	8.45	14.45	

DEFORMATIONS dans les VOILES

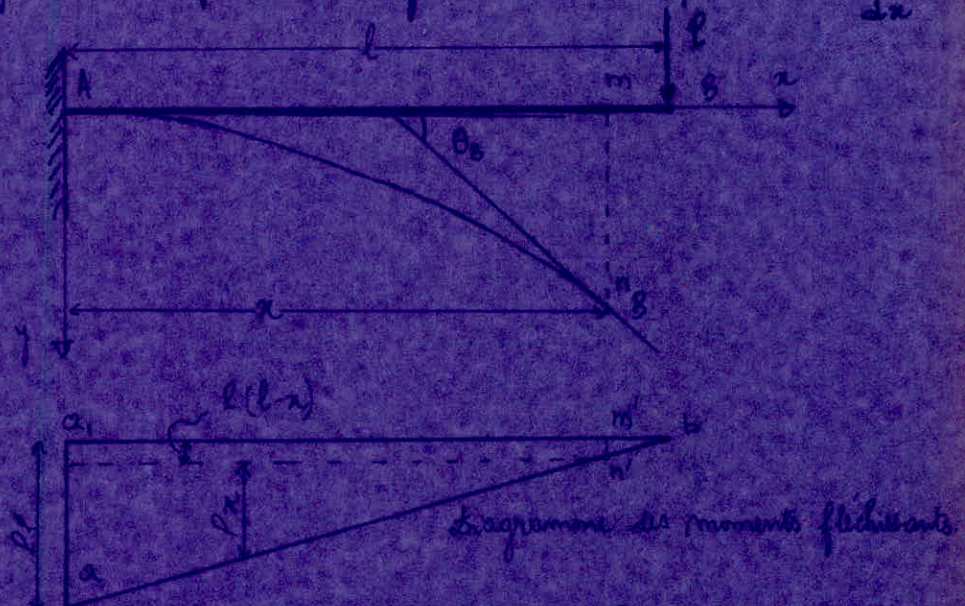
Exposé de la méthode:

On utilise la méthode de la résistance des matériaux. On considère que les voiles sont des consoles et on applique la méthode des moments des aires.

Soit une console supportant une charge concentrée P à son extrémité. La pente de la tangente à la déformée à l'encastrement A est nulle. Les ordonnées des points de la déformée, comptées à partir de cette tangente en A , constituent les déformations réelles. L'angle θ_B que fait la tangente en B à la déformée, avec la tangente en A , est dit déformation angulaire de B par rapport à A .

Pour une section $m'n'$, la déformation angulaire relativement à A est égale à l'aire $m'n'a_1$ divisée par EI . $\theta = \frac{S_{m'n'a_1}}{EI}$

Dans le cas de courbes planes, comme le font les déformées des refends on peut confondre la déformation angulaire avec la pente. $\theta = \frac{dy}{dx}$



on a:

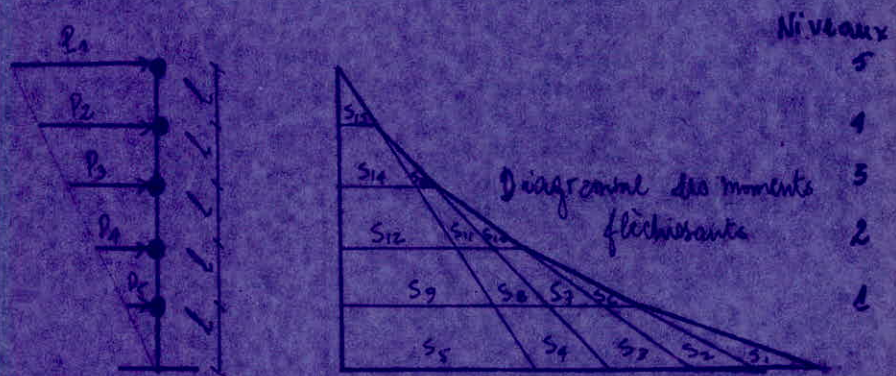
$$\theta = \frac{dy}{dx} = \frac{S_{m'n'a_1}}{E.I} = \frac{S_{a_1ba} - S_{m'n'b_1}}{E.I}$$

on obtient que $\theta = \frac{Pl^2}{2EI} \left[1 - \frac{(l-a)^2}{l^2} \right]$

la déformation y à l'aplomb de la section considérée est égale au moment de l'axe m à a , par rapport à m divisé par EI .
Cet axe peut être décomposé en un triangle et un rectangle.
selon la figure ci-dessus:

$$d'm \ y = \frac{1}{EI} \left[P(l-a) \frac{x^2}{2} + P \frac{x^2}{2} \cdot \frac{2}{3} x \right] = \frac{P}{2EI} \left(lx^2 - \frac{x^3}{3} \right)$$

Par application directe de cette, on peut déterminer les flèches des toits aux différents niveaux du bâtiment



$$5P_1l + 4P_2l + 3P_3l + 2P_4l + P_5l$$

la flèche au niveau i est donnée par N_i :

$$N_1 = \frac{\sum_{i=1}^5 S_i d_i}{EI}$$

$$N_2 = \frac{\sum_{i=2}^5 S_i d_i}{EI}$$

$$N_3 = \frac{\sum_{i=3}^5 S_i d_i}{EI}$$

$$N_4 = \frac{\sum_{i=4}^5 S_i d_i}{EI}$$

$$N_5 = \frac{\sum_{i=5}^5 S_i d_i}{EI}$$

d_i : distance du centre de gravité de la surface S_i jusqu'au point considéré

I : moment d'inertie du pote

$$E = 21000 \sqrt{t_0} = 347.215 \cdot 10^8 \text{ E/m}^2$$

* Déplacements :

Le déplacement est donné par :

$$\Delta = \frac{N_{i+1} - N_i}{h} \quad \text{où } h \text{ est la hauteur d'étage.}$$

Le déplacement relatif est donné par :

$$\Delta' = \frac{1}{2B} \Delta \quad \text{où } B \text{ est le facteur de comportement de la structure.}$$

(RPA81 art. 33.71 p31)

Comme notre bâtiment est contreventé par des voiles : $B = 0.25$

on aura $\Delta' = 2 \Delta$

Ainsi le déplacement relatif sera :

$$\Delta' = 2 \cdot \frac{N_{i+1} - N_i}{h}$$

- Déplacement admissible $[\delta]$: (RPA81 art. 33.71)

$$[\delta] = 0.0075 h \quad : h, \text{ hauteur de l'étage.}$$

$$\text{pour } h = 2.96 \text{ m} \quad [\delta] = 2.22 \text{ cm}$$

Application

* Voile transversal (1), (VT1)

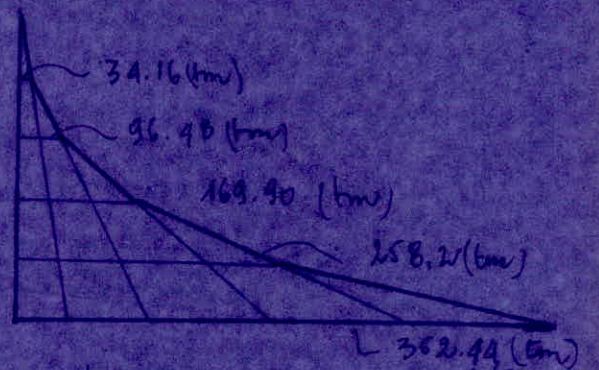
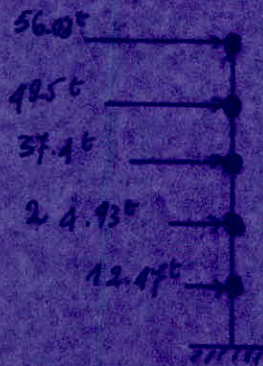
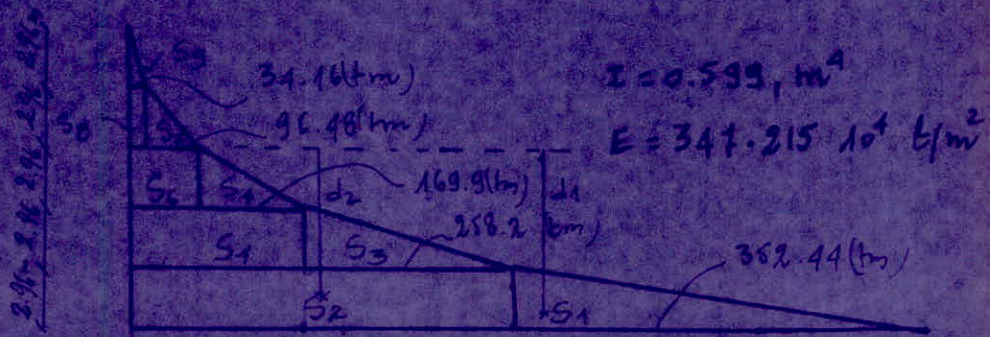


Diagramme des moments fléchissants

Détermination des aires



$$N_1 = \frac{S_1 d_1 + S_2 d_2}{EI} \quad N_2 = \frac{S_1 d_1 + S_2 d_2 + S_3 d_3 + S_4 d_4}{EI}$$

$$N_3 = \frac{\frac{b}{2} S_i d_i}{EI} \quad N_4 = \frac{\frac{b}{2} S_i d_i}{EI} \quad N_5 = \frac{\frac{b}{2} S_i d_i}{EI}$$

$$\Delta = \frac{N_{i+1} - N_i}{h}, \quad \Delta' = 3\Delta$$

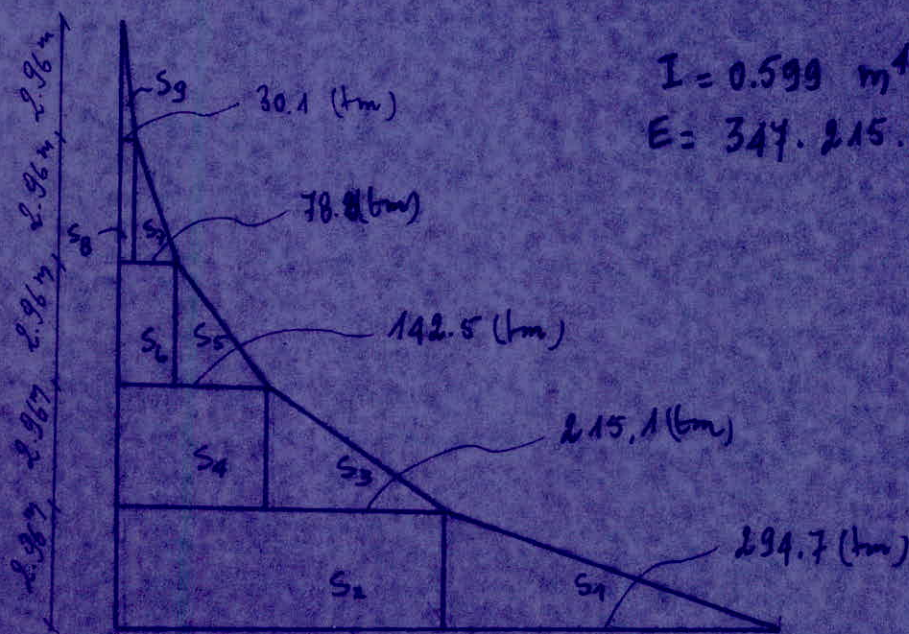
on doit vérifier que $\Delta' \leq [\delta] = 2.22 \text{ cm}$
 Les résultats sont rassemblés dans le tableau suivant.

Niveau	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	d ₅	d ₆	d ₇	d ₈	d ₉
1	1.97	1.48							
2	4.93	4.44	1.97	1.48					
3	7.89	7.4	4.93	4.44	1.97	1.48			
4	10.85	10.36	7.89	7.4	4.93	4.44	1.97	1.48	
5	13.81	13.32	10.85	10.36	7.89	7.40	4.93	4.44	1.97
S _i	139.98	764.27	130.68	502.9	108.66	285.58	92.23	104.12	50.55
EI N _i	1405.87	5082.67	10269.86	16318.6	22707.95				
N _i (t)	6.76	24.43	49.37	78.16	109.18				
Δ _i (t)	5.97	3.42	9.83	10.37					
Δ' _i (t)	11.94	16.84	19.66	20.75					

on a $\Delta'_{\max} = 20.75 \cdot 10^{-4} m = 0.2 \cdot 10^{-2} cm$
 on a $\Delta'_{\max} < [\delta]$, le déplacement est vérifié.

Voile transversal 2 (VT2)

Les déplacements seront donnés par le tableau suivant :

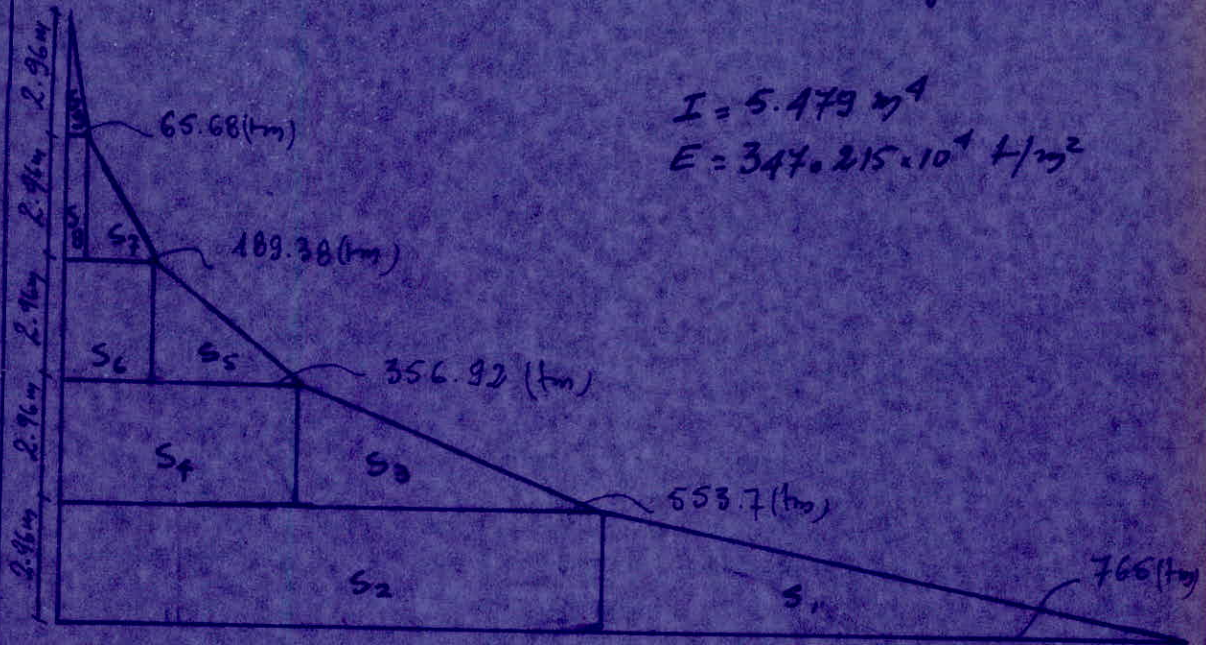


Distance à partir du sommet	d_1	d_2	d_3	d_4	d_5	d_6	d_7	d_8	d_9
1	1.97	1.48							
2	4.93	4.44	1.97	1.48					
3	7.89	7.4	4.93	4.44	1.97	1.48			
4	10.85	10.36	7.89	7.4	4.93	4.44	1.97	1.48	
5	13.81	13.32	10.85	10.36	7.89	7.4	4.93	4.44	1.97
S_i	116.77	638.77	1074.7	421.68	94.20	133.28	72.03	89.1	44.55
$EI v_i$	1175.42	4241.62	8581.13	13627.04	18963.9				
$N_i (10^4)$	5.65	20.03	41.25	65.52	91.18				
$\Delta_i (10^4)$	4.86	7.17	8.20	8.66					
$\Delta'_i (10^4)$	9.72	14.34	16.40	17.34					

on a $\Delta'_{\max} = 17.34 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0.17 \cdot 10^{-2} \text{ cm} < [\delta] = 2.22 \text{ cm}$
 Ainsi le déplacement du voile transversal (2) est vérifié.

Voile Longitudinal:

d'après le calcul des efforts on obtient le diagramme suivant.



Pour la détermination des flèches, les résultats sont dans le tableau suivant:

Niveau	d1	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8	d9
1	1.97	1.48							
2	4.93	4.44	1.97	1.48					
3	7.89	7.4	4.93	4.44	1.97	1.48			
4	10.85	10.36	7.89	7.4	4.93	4.44	1.97	1.48	
5	13.81	13.32	10.85	10.36	7.89	7.4	4.93	4.44	1.97
S_i	312.83	1638.8	291.15	1056.48	247.95	560.56	183.08	194.41	97.2
$EI \cdot 10^6$	304176	10955.9	22039.95	34847.5	48315.5				
$N_i (10^3)$	1.6	5.76	11.59	18.32	25.40				
$\Delta_i (10^3)$	1.4	1.97	2.28	2.39					
$\Delta'_i (10^3)$	2.8	3.94	4.56	4.78					

on a $\Delta'_{\max} = 4.78 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 4.78 \cdot 10^{-2} \text{ cm} < [S] = 2.22 \text{ cm}$
 Ainsi le déplacement relatif du voile longitudinal est tolérable.

FERRAILLAGE des VOILES

- Introduction

Les voiles sont conçus et disposés de façon à assurer un bon contreventement de la structure.

Sous l'action des forces verticales (séisme, charges permanentes, et surcharges) et les forces horizontales (séisme), les voiles sont sollicités en flexion composée.

Pour la détermination des sections d'aciers, on prendra en compte les sollicitations les plus défavorables résultantes de la superposition.

Sans toutefois ignorer le caractère alternatif que peuvent avoir les actions sismiques.

Ainsi, chaque voile sera calculé en flexion composée sous les sollicitations du 2^o ordre (SP_2).

Notre système de contreventement est composé de 2 types de refends :

- Refends pleins dans le sens transversal
- Refends avec une file d'ouvertures dans le sens longitudinal

Ferraillage

- D'après les combinaisons les plus défavorables, on distinguera 2 cas :
 - sous N_{max} et M_{max}
 - sous N_{min} et M_{max}

- Les refends seront ferrailés par 3 types d'armatures :

- armatures verticales
- armatures horizontales
- armatures transversales

- Disposition des armatures :

- Les armatures verticales sont disposées en 2 nappes parallèles aux faces du refend. Elles serviront à reprendre les contraintes

dûs à la flexion, composé.

Le RPA prévoit un pourcentage minimum, donné par l'article 4.3.3.2 p. 52

Les armatures verticales seront espacées au maximum par la plus petite des 2 valeurs - 1,5e et 30cm.

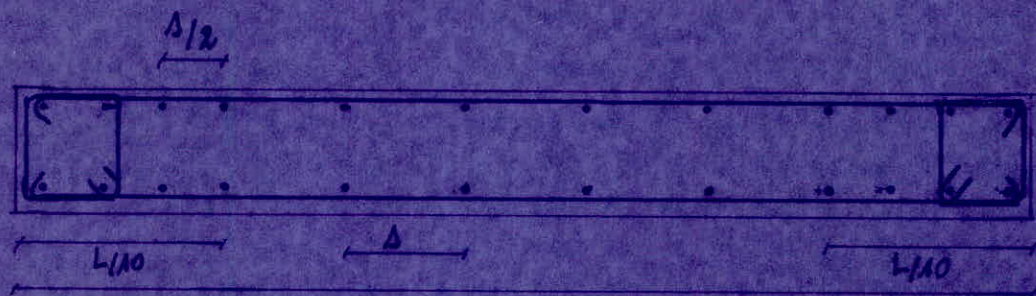
Un renforcement des armatures verticales est prévu aux bords du refend. Le renforcement est considéré comme un poteau encastré dans le refend servant à équilibrer la traction dans la partie tendue du voile.

Les dispositions de ferrailage de ces potelets d'extrémité doivent être au moins égales à celles fixées pour le poteau de rive des ossatures autoportantes en zone I.

- Les armatures horizontales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du refend, elles devront éviter la fissuration due à la contraction des faces par suite d'un éventuel abaissement de température.

Elles seront disposées à l'extérieur.

- Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, et horizontales. Elles relient les 2 nappes d'armatures verticales. Elles sont d'autant plus utiles qu'elles empêchent le flambement éventuel des aciers verticaux dans un plan perpendiculaire aux faces du mur sous l'action de la compression.



Détermination des sections d'acier

D'après le tableau des valeurs de sollicitations superposées, on remarque la différence entre les différents niveaux, des efforts, pour cela on est amené à diviser la structure en 2 niveaux:

- niveau I : RDC et 1^{er} étage
- niveau II : 2^{er}, 3^{er} et 4^{er} étage

Donc pour chaque niveau on calculera le ferrailage pour 2 niveaux différents

De la sorte, on pourrait être plus économique dans l'utilisation d'acier.

Les calculs seront faits avec les sollicitations du 2^{er} genre:

ainsi :

$$\bar{\sigma}_b' (SP_2) = 1.5 \bar{\sigma}_b' (SP_1)$$

$$\bar{\sigma}_2 (SP_2) = \sigma_{en}$$

On a des sections rectangulaires soumises à la flexion composée + Ferrailage du voile transversal 1 (VT1) - niveau I.

Les efforts sont:

$$N_{max} = 76.48t \approx 77t \quad M_{max} = 353 \text{ t.m}$$

$$N_{min} = 50t \quad T = 30t$$

longueur du voile $h_f = 3.30 \text{ m}$

épaisseur du voile $b = 0.20 \text{ m}$

- Sous N_{max}

- Mode de sollicitation:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{353}{77} = 4.58 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_f}{6} = \frac{3.3}{6} = 0.55 \text{ m}$$

$\Rightarrow e_0 > e_1$ on a une section partiellement comprimée.

$$\xi = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \\ 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 1.13 \end{array} \right\} = 0.6$$

d'où $\bar{\sigma}_b' = 1 \times \frac{5}{6} \times 0.6 \times 1 \times 273.3 = 137 \text{ Kg/cm}^2$ (SP1)

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$
 (SP1)

$$\bar{\sigma}'_b = 1.5 \bar{\sigma}'_{b(0)} = 205.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (SP_2)$$

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{2n} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (SP_2)$$

Pour la détermination des aires on utilise la méthode du moment fictif et on suppose que toute la poutre est tendue

ou a :

$$\begin{cases} d = h_c/4 = \frac{3.3}{4} = 0.825 \text{ m} \\ h = h_c - d = 2.475 \text{ m} \\ h_c = 3.3 \text{ m} \\ b = 0.2 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{bf} = M + N \left(\frac{h_c}{2} - d \right) = 353 + 77 \left(\frac{3.3}{2} - 0.825 \right) = 416.5 \text{ tm}$$

$$M_{bf} = 416.5 \text{ tm}$$

$$N = \frac{15 \text{ Mbt}}{\bar{\sigma}_2 b h^2} = 0.1214 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.8641 \\ \kappa = 21.8 \end{cases} \quad (\text{P. CHIRON})$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_2}{\kappa} = \frac{4200}{21.8} = 192.6 < \bar{\sigma}'_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2$$

ainsi les aires comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$A_1 = \frac{M_{bf}}{\bar{\sigma}_2 \epsilon h} = 46.87 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_2} = 28.04 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = 28.04 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Sous $N_{min} = 50 \text{ t}$. ($M = 353 \text{ tm}$)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{353}{50} = 7.06 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_c}{6} = 0.55 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$\xi = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \\ 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 1.58 \end{array} \right\} = 0.6$$

d'ou $\bar{\sigma}'_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (SP_2)$

$\bar{\sigma}_2 = 4200 \text{ " } \quad (SP_2)$

avec la même hypothèse on aura :

$$d = 0.825 \text{ m}$$

$$h_t = 3.3 \text{ m}$$

$$b = 0.2 \text{ m}$$

$$h = 2.475 \text{ m}$$

$$- M_{bf} = M_T + N \left(\frac{h_c}{2} - d \right) = 394.25 \text{ t.m}$$

$$M_{bf} = 395 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M_{bf}}{\bar{\sigma}_b b h^2} = 0.1151 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0.8667 \\ K = 22.5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{22.5} = 187 < \bar{\sigma}'_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_{bf}}{\varepsilon \bar{\sigma}_s h} = 43.84 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 31.94 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 31.94 \text{ cm}^2$$

En résumé : - sous $N_{\max} = 77 \text{ t}$.

$$A' = 0, \quad A = 28.04 \text{ cm}^2$$

- sous $N_{\min} = 50 \text{ t}$

$$A' = 0, \quad A = 31.94 \text{ cm}^2$$

on prend le cas le plus défavorable : $A' = 0, \quad A = 31.94 \text{ cm}^2$
soit : 9.68 cm^2 /ml /face.

on prend (10 HA12 /ml /face) = 11.31 cm^2 (zone courante)
Aux extrémités on prendra un potelet de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ ferrillé
de 6 HA14.

- vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = 1.4 T / b z$$

$$T = 30 \text{ T}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 2.475 = 2.165 \text{ cm}$$

on obtient : $\tau = 9.6 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma'_{28} = 274 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.025 \sigma'_{28} = 6.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.125 \sigma'_{28} = 32.8 \text{ Kg/cm}^2$$

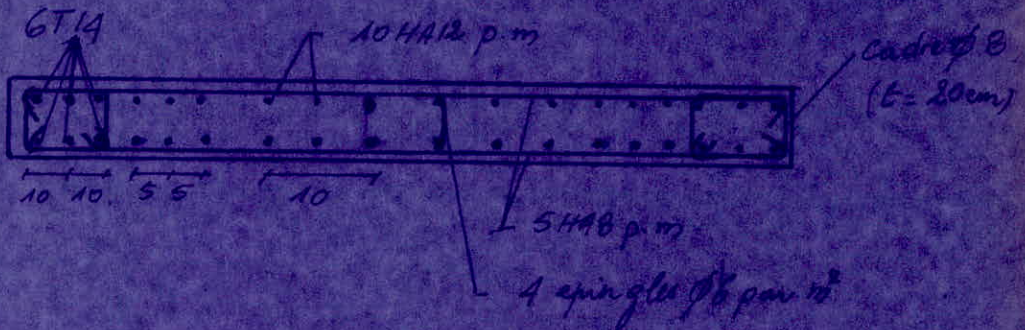
$$0.025 \sigma'_{28} < \tau < 0.125 \sigma'_{28} = \bar{\tau}$$

on prendra donc pour les armatures horizontales le pourcentage minimum du RPA, 0.25% soit 5 HA 8 par face.

De même pour les armatures transversales, on prendra le min du RPA. $A_E = 0.004 S_b$.

$$b = 20 \text{ cm}, \quad S_b = 20 \text{ cm}$$

on prendra un cadre $\phi 8$ avec un espacement de 20 cm



* Ferrailage du voile transversal 2 : (N13), Niveau I

les efforts : $N_{\max} = 80 \text{ t}$

$$M = 295 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 53 \text{ t}$$

$$T = 25 \text{ t}$$

longueur du voile $h_{ve} = 3.30 \text{ m}$

épaisseur du voile $b = 20 \text{ cm}$

- Sous $N_{\max} = 80 \text{ t}$.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{295}{80} = 3.68 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_{ve}}{6} = 0.55 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow \text{S.P.C.}$

$$\xi = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \\ 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 0.97 \end{array} \right\} = 0.6$$

$$\bar{\sigma}_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP}_1) \quad \bar{\sigma}_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP}_2)$$

- Moment fictif:

$$d = h_{ef}/4 = \frac{3.3}{4} = 0.825 \text{ m}$$

$$h = h_0 - d = 247.5 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$M_{of} = M + N \left(\frac{h_0}{2} - d \right) = 361 \text{ t.m.}$$

$$N = \frac{15 M_{of}}{\bar{\sigma}_2 b h^2} = 0.1052 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.8715 \\ \kappa = 23.9 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_2}{\kappa} = \frac{4200}{23.9} = 175.7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 205.5 \text{ Kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés sont inutilisés

$$A_1 = \frac{M_{of}}{\epsilon h \bar{\sigma}_2} = 39.84 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_2} = 20.8 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0$$

$$A = 20.8 \text{ cm}^2$$

- Sous Nuis: 53t.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{298}{53} = 5.56 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_0}{6} = 0.55 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 5.56 \text{ m} \\ e_1 = 0.55 \text{ m} \end{array} \right\} e_0 > e_1 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$\xi = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \\ 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 1.31 \end{array} \right\} = 0.6$$

$$\bar{\sigma}_b' = 205.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP}_2)$$

$$\bar{\sigma}_2 = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP}_2)$$

- Moment fictif:

$$h = 247.5 \text{ cm}$$

$$h_r = 330 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 82.5 \text{ cm}$$

$$M_{of} = M + N \left(\frac{h_0}{2} - d \right) = 339 \text{ t.m.}$$

$$N = 0.0988 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.8747 \\ \kappa = 24.9 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_2}{\kappa} = \frac{4200}{24.9} = 168.7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 205.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés sont donc inutilisés.

$$A_1 = \frac{M_f}{f_{ct} b} = 37.28 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_c} = 24.66 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 24.66 \text{ cm}^2$$

En récapitulatif :

pour $N_{\max} = 80 \text{ t}$: $A' = 0$, $A = 20.8 \text{ cm}^2$

pour $N_{\min} = 53 \text{ t}$: $A' = 0$, $A = 24.66 \text{ cm}^2$

on fournira, ce pote pour $N_{\min} = 53 \text{ t}$.

on aura donc $A' = 0$, $A = 24.66 \text{ cm}^2$ soit :

soit $7.47 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$.

On prendra 10 HA10 (= 7.85 cm^2)/ml/face espacés de 15 cm dans les zones courantes, et 6 T14 aux extrémités.

- Vérification de l'effort tranchant.

$$\tau = 1.4T/bz$$

$$T = 25 \text{ t} = 25 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

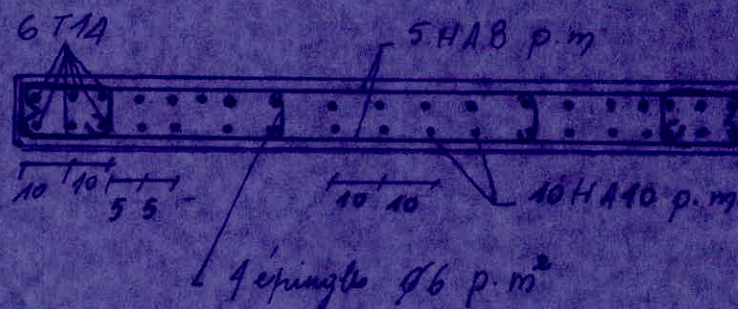
$$z = \frac{7}{8} \cdot 247.5$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\tau = 8.1 \text{ kg/cm}^2 < 0.126 f_{ct} = \bar{\tau}$$

On prendra pour les armatures horizontales le min des EPA. soit $0.25\% \rightarrow 5 \text{ HA8}/\text{ml}/\text{face}$ espacés de 20 cm

- Pour les armatures transversales, pour les potelets, on prendra des cadres $\phi 8$ espacés de 20 cm.



Ferrailage:

→ Voile transversal L (VTA) Niveau II

Les efforts :	$N_{max} = 40t$	$h_t = 3.30m$
	$N_{min} = 31t$	$b = 0.2m$
	$M_{max} = 145tm$	$d = \frac{h_t}{4} = 0.825m$
	$T = 23t$	$h = 2.475m$

* Sous $N_{max} = 40t$.

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{\pi}{4} = 3.625m \\ e_1 &= \frac{h_0}{6} = 0.55m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$s = \min \left\{ \begin{aligned} &0.6 \\ &0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 0.95 \end{aligned} \right\} = 0.6 \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 205.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP2)} \\ \bar{\sigma}_c &= 4200 \text{ " (SPc)} \end{aligned} \right.$$

Moment fictif :

$$M_b = M + N \left(\frac{h_0}{4} - d \right) = 178tm$$

$$\mu = \frac{15 M_b}{\sigma_c b h^2} = 0.0518 \rightarrow \left\{ \begin{aligned} \epsilon &= 0.9046 \\ K &= 37.4 \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_c}{K} = 112.3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 205.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

Les aciers comprimés sont inutilisés

$$A_1 = \frac{M_b}{\epsilon \bar{\sigma}_c h} = 18.92 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_c} = 9.4 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 9.4 \text{ cm}^2$$

* Sous $N_{min} = 31t$:

on obtient, en procédant de la même façon :

$$A' = 0, \quad A = 10.72 \text{ cm}^2$$

$$A = 10.72 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3.25 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face.}$$

les sections d'aciers de 3.25 cm^2 est une section inférieure à la section minimale donnée pour le R.P.A, qui est de $5 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$ pour un voile tel que le nôtre.

On adoptera donc le ferrailage minimum, soit $10 \text{ HA}8 / \text{ml} / \text{face}$ dans la zone courante, et $6 \text{ HA}14$ aux extrémités, comme armatures verticales.

Pour les barres horizontales on prend $5 \text{ HA}8 / \text{ml} / \text{face}$.
les armatures transversales seront des cadres $\text{HA}8$ espacés de 20 cm .

Voile transversal 2 (VT2) Niveau II

les efforts:

$$N_{\max} = 58.4 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 32.4 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 143 \text{ tm}$$

$$T \approx 20 \text{ t}$$

$$h_c = 3.30 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

$$d = 0.825 \text{ m}$$

$$h = 2.475 \text{ m}$$

- Sous $N_{\max} = 58.4 \text{ t}$:

$$A' = 0$$

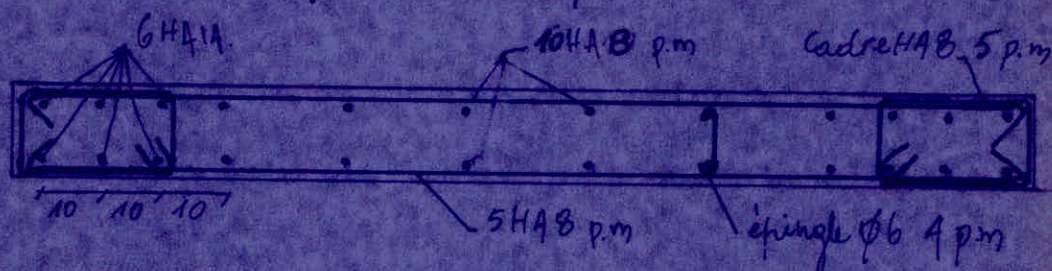
$$A = 6.43 \text{ cm}^2$$

Sous $N_{\min} = 32.4 \text{ t}$

$$A' = 0, A = 3.99 \text{ cm}^2$$

en prement, $A = 6.43 \text{ cm}^2$ soit $\approx 2 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$

c'est une section inférieure à la section minimale, on prendra donc le ferrailage minimum de la même façon que le VT1. Ainsi les voiles seront ferrillés de la même manière au niveau II.



Ferraillage du voile longitudinal.

Le voile longitudinal est un voile avec une file d'ouvertures.

Chaque trouveau sera ferrailé à part.

Le trouveau est la partie pleine d'un refend située d'un côté de l'ouverture.

Les trouveaux seront calculés comme des refends pleins. Ils sont sollicités par un effort normal donné par: $N = N_G + N_Q + N_E$, un moment de flexion et un effort tranchant.

Chaque refend sera calculé en flexion composée en tenant compte de l'effort de cisaillement. On devra, en outre, considérer un effort normal, éventuellement de traction donné par: $N = N_{RSG} - E$.

Trouveau I: niveau I

Les efforts

$$N_{max} = 133 \text{ t}$$

$$N_{min} = 111 \text{ t}$$

$$N_{tr} = 46 \text{ t}$$

$$M = 437 \text{ t.m}$$

$$T = 71.5 \text{ t}$$

Les dimensions

$$h_y = 5.7 \text{ m}$$

$$b = 0.2 \text{ m}$$

$$d = 1.425 \text{ m}$$

$$h = 4.275 \text{ m}$$

Soit $N_{max} = 133 \text{ t}$.

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N} = 3.28 \text{ m} \\ e_0 &= \frac{h_0}{16} = 0.95 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$\eta = \min \left\{ \begin{aligned} 0.6 \\ 0.9 \left(1 + \frac{e_0}{h_0} \right) = 0.65 \end{aligned} \right\} = 0.6 \rightarrow \left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}_b' &= 205.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (S.P.C.)} \\ \bar{\sigma}_a &= 4200 \text{ u (S.P.C.)} \end{aligned} \right.$$

Moments fictifs $M_b = M + N \left(\frac{h_0}{16} - d \right) = 650 \text{ t.m}$

$$N = \frac{133 \text{ t}}{0.2 \text{ m}^2} = 0.665 \rightarrow \left\{ \begin{aligned} E &= 2.8958 \\ \mu &= 33 \end{aligned} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 127.3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a \cdot h} = 40.41 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 8.74 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 8.74 \text{ cm}^2$$

- Sous $N_{\min} = 115 \text{ t}$:

$$A' = 0$$

$$A = 10.4 \text{ cm}^2$$

- Sous $N_{\max} = 46 \text{ t}$:

$$A' = 0$$

$$A_1 = 30.89 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 44.85 \text{ cm}^2$$

Le treillis est une double feuillure pour l'effort de traction.

donc $A' = 0$

$$A = 44.85 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7.34 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

on prendra aux extrémités 6 H414 et dans la zone courante 10 H410 /ml/face pour armatures verticales.

Pour les armatures horizontales, on prendra 5 H48 /ml/face.

Et comme armatures transversales des cadres H48 espacés de 20 cm.

Ecumeau II

les efforts:

$$N_{\max} = 115 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 101 \text{ t}$$

$$N_{tr} = 56 \text{ t}$$

$$M = 15 (\text{tm})$$

les dimensions

$$h_e = 0.85 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

- Sous $N_{\max} = 115 \text{ t}$:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.13 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_e}{16} = \frac{0.85}{16} = 0.11 \text{ m}$$

} $e_0 < e_1 \Rightarrow$ section entièrement comprimée

On a une section entièrement comprimée.

• Contrainte dans le béton.

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} = \frac{115 \cdot 10^3}{0,5 \times 20} = 671,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 685 \text{ kg/cm}^2$$

Les aciers ne sont donc pas nécessaires.

- Sous $N_{tra} = 56 \text{ t}$. $M = 15 \text{ tm}$

- $e_0 = \frac{M}{N} = 26,8 \text{ cm}$

En prenant $d = 15 \text{ cm}$, c'est à dire que les aciers sont tous concentrés dans une bande de 30 cm .

$z = h_T - 2d = 55 \text{ cm}$

$z/2 = 27,5 \text{ cm} > e_0 = 26,8 \text{ cm}$

On a un effort normal de traction qui passe entre les aciers, d'où une section entièrement tendue.

Le ferrailage sera donné par les relations :

$$A_1 = \frac{N l_1}{z \bar{\sigma}_2} \quad A_2 = \frac{N l_2}{z \bar{\sigma}_2} \quad \text{avec } z = h_1 + h_2$$

$$l_1 = h_{y/2} - d - e_0 \quad , \quad l_2 = h_{y/2} - d + e_0$$

$$A_1 = 13,16 \text{ cm}^2 \quad A_2 = 0,17 \text{ cm}^2$$

Vue le caractère alternatif des actions sismiques, on prendra un ferrailage symétrique : 9 HA14 aux extrémités sur une bande de 30 cm , et 10 H4B / ml / face dans la zone courante.

- Armatures horizontales : 5 H4B p.m. / face

- Armatures transversales : Cadres H4B espacés de 20 cm

Érumeau I niveau II.

- Les efforts : $N_{max} = 91t$
 $N_{min} = 80t$
 $N_H = 57t$
 $M = 115tm$

Les dimensions

$$h_t = 5,7m$$

$$b = 0,2m$$

$$d = 4,425m$$

$$h_v = 4,275m$$

- Sous $N_{max} = 91t$: $A' = 0$, $A = 0$
 - Sous $N_{min} = 80t$: $A' = 0$, $A = 0$
 - Sous $N_H = 57t$:

on a une section partiellement comprimée : $A' = 0$, $A = 0$

On prendra donc le ferrailage minimum :

- armatures verticales : 4HA14 aux extrémités et 20HA8 pmf/face
- armatures horizontales : 5HA8 pmf/face
- " transversales : 1 cadre HA8 5 p. m.

Érumeau II niveau II

$$N_{max} = 80t$$

$$N_H = 45t$$

$$M = 4tm$$

$$T = 57t$$

Sous $N_{max} = 80t$: $A' = 0$, $A = 0$. section entièrement comprimée

Sous $N_H = 45t$ on a une section entièrement tendue.

A_1 et A_2 sont tous les deux inférieurs au ferrailage minimum.
 Le troisième sera ferrillé de la même façon que le troisième I.

Ferrillage du linteau:

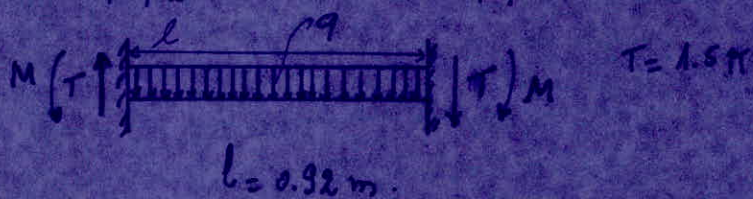
Le linteau est un élément de faible rigidité reliant deux demi-refends et dont les extrémités γ sont encastrées.

Le linteau est soumis aux charges permanentes, aux surcharges d'exploitation et aux charges sismiques: verticales et horizontales.

Il sera calculé comme une poutre encastrée à ses extrémités, et sollicitée en flexion simple.

Les zones dangereuses seront donc à l'encastrement et à son travail.

$$M_e = -ql^2/12 + 1.4\pi l/2 \quad \text{et} \quad M_t = ql^2/24$$



surface revêtement au linteau:

$$S = 2.76 \text{ m}^2 \text{ soit } 3 \text{ m. ml.}$$

charges

P.T: $G = 1.97 \text{ t/ml}$

$Q = 0.3 \text{ t/ml}$

P.C: $G = 1.67 \text{ t/ml}$

$Q = 0.52 \text{ t/ml}$

$$M_e = (q_G + q_Q) \frac{l^2}{12} + 1.4\pi \frac{l}{2}$$

$$M_t = (q_G + q_Q) \frac{l^2}{24}$$

on a:

$$\pi_1 = 7.02 \text{ t}$$

$$\pi_2 = 13.23 \text{ t}$$

$$\pi_3 = 17.93 \text{ t}$$

$$\pi_4 = 20.67 \text{ t}$$

$$\pi_5 = 19.31 \text{ t}$$

$$l = 0.92 \text{ m}$$

on prend $\pi = \pi_4 = 20.67 \text{ t}$, le cas le plus défavorable.

on obtient :

$$M_e = 13.5 \text{ tm}$$

$$M_t = 0.09 \text{ tm}$$

Effort tranchant :

$$T_{\text{tot}} = T_G + T_Q + T_E \quad (E: \text{états})$$

$$T_G = q_G l/2 \quad T_Q = q_Q l/2 \quad T_E = 1.4 \Pi$$

$$T_{\text{tot}} = 30 \text{ t}$$

* Ferrailage :

- À l'encastrement :

$$M_e = 13.5 \text{ tm}$$

$$d = 5 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}, h_f = 80 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_b b d^2} = 0.0428 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0.9123 \\ \kappa = 42.00 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{\kappa} = 100 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_s} = 4.69 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 4.69 \text{ cm}^2$$

min RPA : $A_s = 0.0015 b h_f = 2.4 \text{ cm}^2$

- En travée : $M_t = 0.09 \text{ tm}$

$$A' = 0, A = 0.0028 \text{ cm}^2$$

min RPA : $A_i = A_s = 2.4 \text{ cm}^2$, on prendra donc le ferrailage

minimum du RPA.

Ferrailage : préconisé par le RPA :

$$A_s = A_i = 0.0015 b h_f$$

$$A_x = 0.0025 b h_f$$

$$A_t = 0.0025 b t$$

adopté :

$$A_s = 4.69 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T16$$

$$A_x = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T12$$

$$A_t = 3.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T10$$

- Effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{1.4 T}{b \cdot z}$$

$$T = 30 \text{ k} \quad b = 20 \text{ cm} \quad , \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 75$$

on obtient $\tau_b = 31.9 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\tau}_b = 0.12 \sigma_{28} = 32.8 \text{ kg/cm}^2, \text{ donc } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne suffisent

- Espacement admissible :

$$\bar{e} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 h = 0.2 \cdot 75 = 15 \\ (1 - 0.3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) \cdot h < 0 \end{array} \right\} = 15 \text{ cm}$$

$$\bar{e} = 15 \text{ cm}$$

On prend (un cadre + 1 barre) H48 $\Rightarrow A_e = 1.5 \text{ cm}^2$

$$e \leq \frac{A_e \cdot 2 \cdot \bar{\tau}_b}{T} = 13.78 \text{ cm}$$

on prend $e = 12.5 \text{ cm}$

$$\text{C.P.A.} : \text{Ann } A_e = 0.0025 b h_e = 0.625 \text{ cm}^2$$

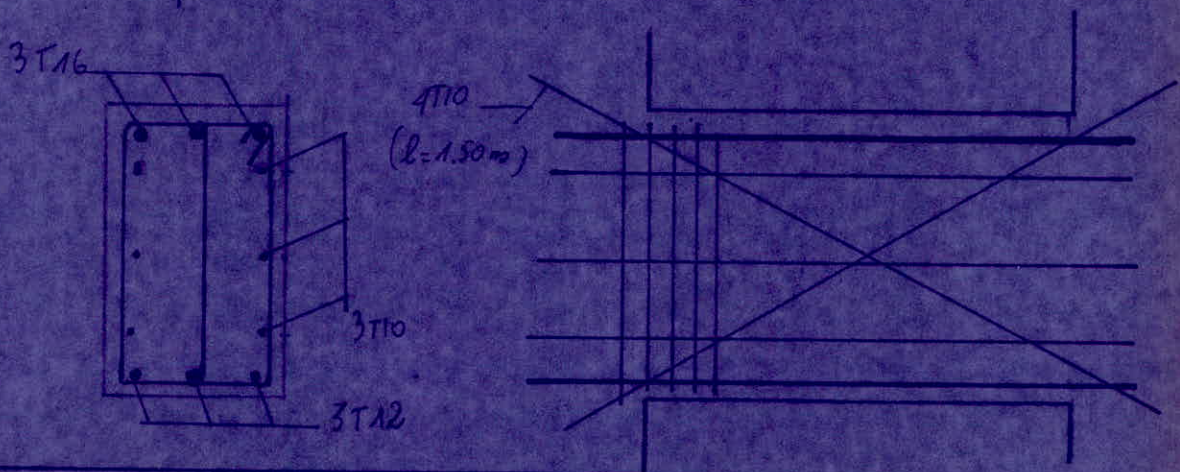
- Armatures supplémentaires

$$\text{on a : } \tau_b = 31.9 \text{ kg/cm}^2 > 0.06 \sigma_{28} = 16.44 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures supplémentaires font donc nécessaires.

$$A_{s2} = 0.0015 b h_e = 2.4 \text{ cm}^2 \text{ de longueur } l \geq 100 \phi$$

on prendra $4 \text{ T}10 (= 3.14 \text{ cm}^2) \quad l = 1.50 \text{ m}$



ETUDE des POUTRES

Etant donné que notre bâtiment est contreventé par des poutres, les murs ont pour tâche de reprendre la totalité des efforts horizontaux.

Ainsi, les poutres seront soumises uniquement aux charges verticales, sans la sollicitation du 1^{er} ordre et elles seront étudiées en conséquence.

Les charges qui agissent sur les poutres sont très faibles. Donc, cela, les poutres seront, considérées comme simplement appuyées par les poteaux, et sollicitées en flexion simple.

Les poutres portées sont parallèles au sens longitudinal du bâtiment.

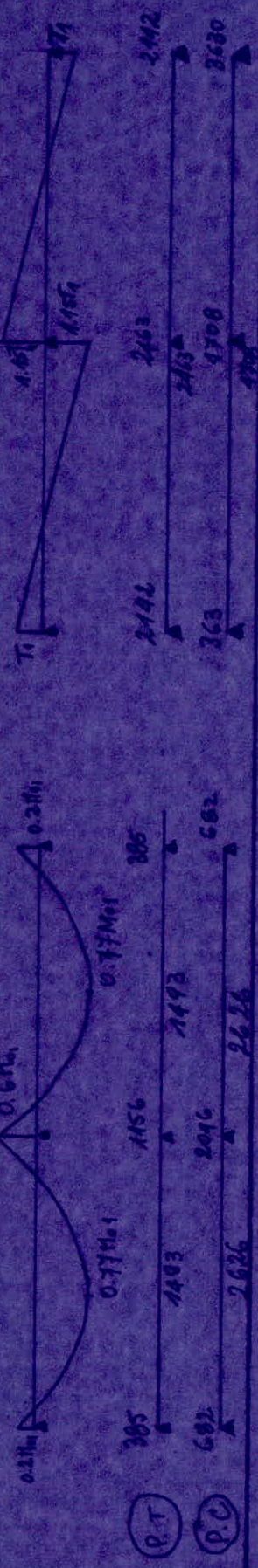
Efforts dans les poutres.

Les poutres sont chargées différemment, alors, on calculera les efforts relatifs à chaque poutre séparément. Les efforts sont déterminés, selon le cas, soit par la méthode de la RDM : les 3 moments, soit par la méthode du biton, même : la méthode forfaitaire.

Les résultats seront rassemblés dans les tableaux dans les pages suivantes.

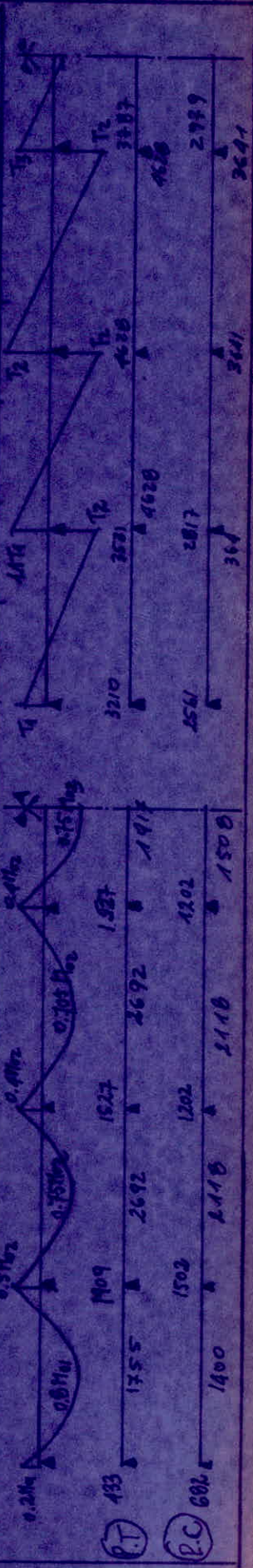
Poutre 1-1

Niveau	Pis Propre (Kg)	Pis de hourdis (Kg)	Pis mur ext. (kg)	Q	q = G + 1.2 P	M ₀₁ (kg)	T ₁ (kg)	M ₀₂ (kg)	T ₂ (kg)
Plancher Terrasse	175	785	285	150	1190	1927	2192	1927	2192
Plancher Courant	175	708	731	263	1930	2465	3410	3410	3630



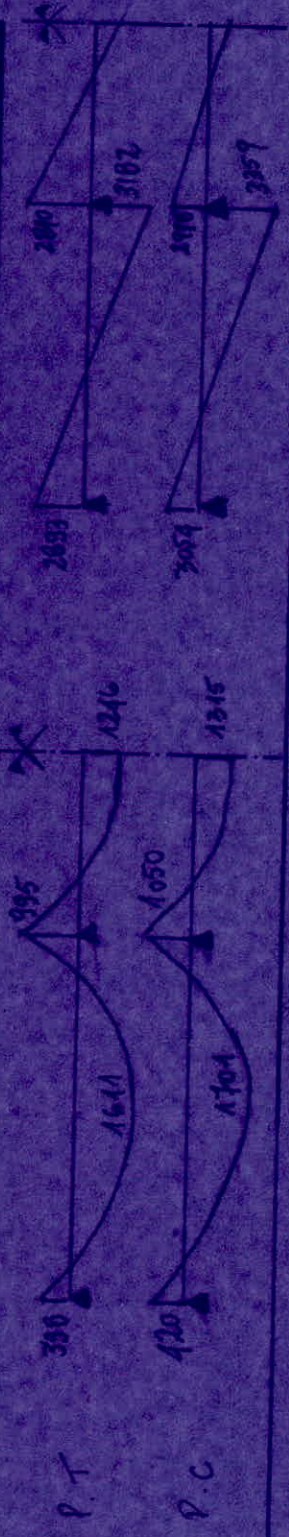
Poutre 2-2

Niveau	Pis Propre (Kg)	Pis Hourdis 1 (Kg)	Pis Hourdis 2 (Kg)	Q	q = G + 1.2 P	M ₀₁	M ₀₂	M ₀₃	T ₁	T ₂	T ₃
P.T.	175	1131	1568	893	2378	2805	2167	3818	2556	3210	4174
P.C.	175	1416	1726	255	1897	2207	1729	3001	2041	2561	2817



Route 3-3

Niveau	G kg	Q (kg)	$q = G + 1.2 Q$ (kg)	M ₀ kg	M ₀ kg	T ₁ kg	MIT ₁	T ₂ (kg)
P.T	1744	300	2104	1989	1917	2893	5182	2800
P.C	1591	525	2224	2180	2024	3054	5359	2990



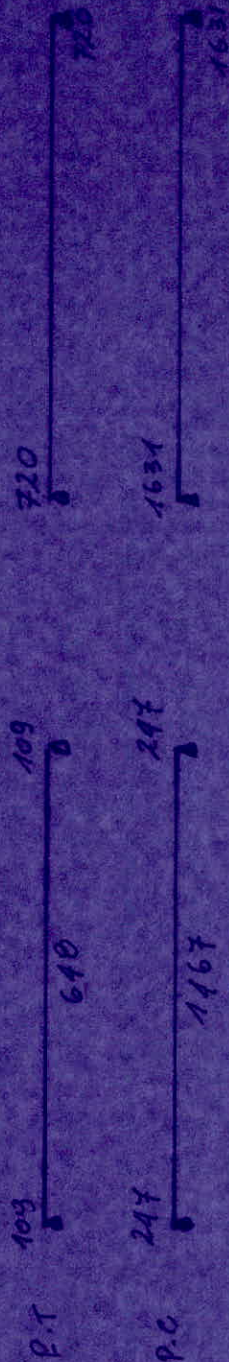
Route 4-4

Niveau	G kg	P (kg)	Q (kg)	$q = G + 1.2 Q$ (kg)	M ₀ kg	M ₀ kg	T ₁ kg	MIT ₁	T ₂ (kg)	T ₀	
P.T	1430	180	240	1748	2317	2338	1566	2928	3253	2834	2319
P.C	1308	144	120	1812	2739	2467	1651	3639	4485	3000	2496



Poutre A.A

Niveau	q (kg)	M ₀ kg ^m	T kg
P.T	400	648	720
P.C	906	1467	1631



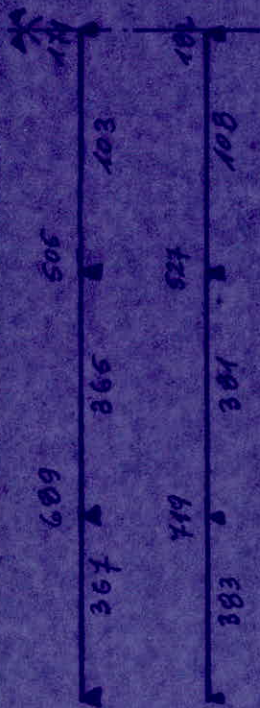
Poutre B.B

Niveau	G	Q	Q+12Q	M ₁	M ₂	M ₁₀	M ₁₈	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄
P.T	515	65	533	728	63	631	95	865	988	1270	1270
P.C	906	0	906	1112	96	964	147	1321	1510	1940	1940



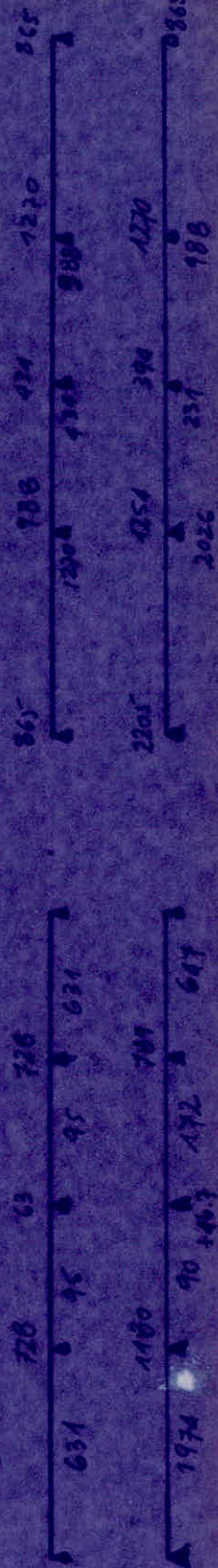
Routre C.D

	G ₁	Q	q=61120	M ₁	M ₂	M ₃	M ₆₁	M ₆₂	M ₆₃	T ₄	T _i	T ₂	T ₂ '	T ₃	T ₃ '
P.T	515	65	593	689	505	174	367	365	103	660	1119	1119	1026	860	574
P.C	482	111	619	719	527	102	383	381	100	689	1160	1160	6060	887	590



Routre D.D

	G	Q	q=61120	P
P.T	515	65	593	0
P.C	482	111	619	2003



ferraillage.

* Armatures longitudinales.

Les poutres longitudinales sont les poutres portées, elles sont les plus sollicitées. Pour cela le ferraillage des poutres transversales sera le même que celui des poutres portées.

On utilise la méthode de P. CHIRON pour déterminer les sections d'acier.

Les résultats sont rassemblés dans le tableau suivant.

Poutre	1-1		2-2		3-3		4-4	
	M_L	M_Z	M_L	M_Z	M_L	M_Z	M_L	M_Z
Moments								
M	0.0686	0.0535	0.0391	0.0499	0.0445	0.0275	0.0522	0.0746
E	0.8925	0.9091	0.8911	0.9060	0.9108	0.9291	0.9020	0.8903
A_{eff}	3.28	2.53	3.34	2.35	2.08	4.26	2.47	3.43
A_{eff}^2	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	4.52
w_{eff}	0.529	0.529	0.529	0.529	0.529	0.529	0.529	0.706
K_{eff}	30.9	30.9	30.9	30.9	30.9	30.9	30.9	25.9
S_{eff}	2712	2088	2781	1942	1721	1042	1984	2126
I_{eff}	877	676	900	620	557	337	642	821

Poutre 1-1 $\left\{ \begin{array}{l} M_L = 26 \text{ t.m} \\ M_Z = 20.84 \text{ t.m} \end{array} \right.$

Poutre 3-3 $\left\{ \begin{array}{l} M_L = 17 \text{ t.m} \\ M_Z = 6.05 \text{ t.m} \end{array} \right.$

Poutre 2-2 $\left\{ \begin{array}{l} M_L = 2.7 \text{ t.m} \\ M_Z = 4.9 \text{ t.m} \end{array} \right.$

Poutre 4-4 $\left\{ \begin{array}{l} M_L = 2.00 \text{ t.m} \\ M_Z = 2.74 \text{ t.m (rive)} \\ M_0 = 1.37 \text{ t.m} \end{array} \right.$

1.68

3.39

0.529

30.9

2712

877

3.43

4.52

0.706

25.9

1984

642

82.1

45.8

D'après le tableau, on remarque que le ferrailage adopté est un ferrailage minimum prescrit par le R.P.A sauf pour la poutre 4-4, à l'appui de rive.

* Armatures transversales

Vue la disposition des armatures longitudinales, on prendra pour armatures transversales:

$$(1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi (A_s = 1.5 \text{ cm}^2)$$

Les espacements des armatures transversales seront donnés par le tableau suivant, ainsi que les vérifications relatives à l'effort tranchant:

Poutre	$T_{\max} (t)$	$Z (kg/m^2)$	σ_b	\bar{C}_b	$\bar{E} (cm)$	$t_{\text{calcul}} (cm)$	s	s'	$t_{\text{adopté}}$
1-1	4.70	8.4	87.7	18.00	18.3	18.1	8	16	15
2-2	6.04	10.8	90.3	18.8	14.4	13.3	8	16	12.5
3-3	3.36	6.00	55.7	20.85	22.2	26.6	8	16	15
4-4	4.50	8.1	88.8	18.9	18.8	19.0	8	16	15
A-A	0.72						8	16	15
B-B	1.94						8	16	15
C-C	1.12						8	16	15
D-D	2.03						8	16	15

$$Z = \frac{T_{\max}}{b z}$$

$$b = 20 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 32 = 28 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 h = 6.4 \text{ cm} \\ (1 - 0.3 \frac{Z}{A_s}) h \end{array} \right.$$

$$s_{\text{cal}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{5}{3} \\ h - \frac{Z}{9 A_s} \end{array} \right.$$

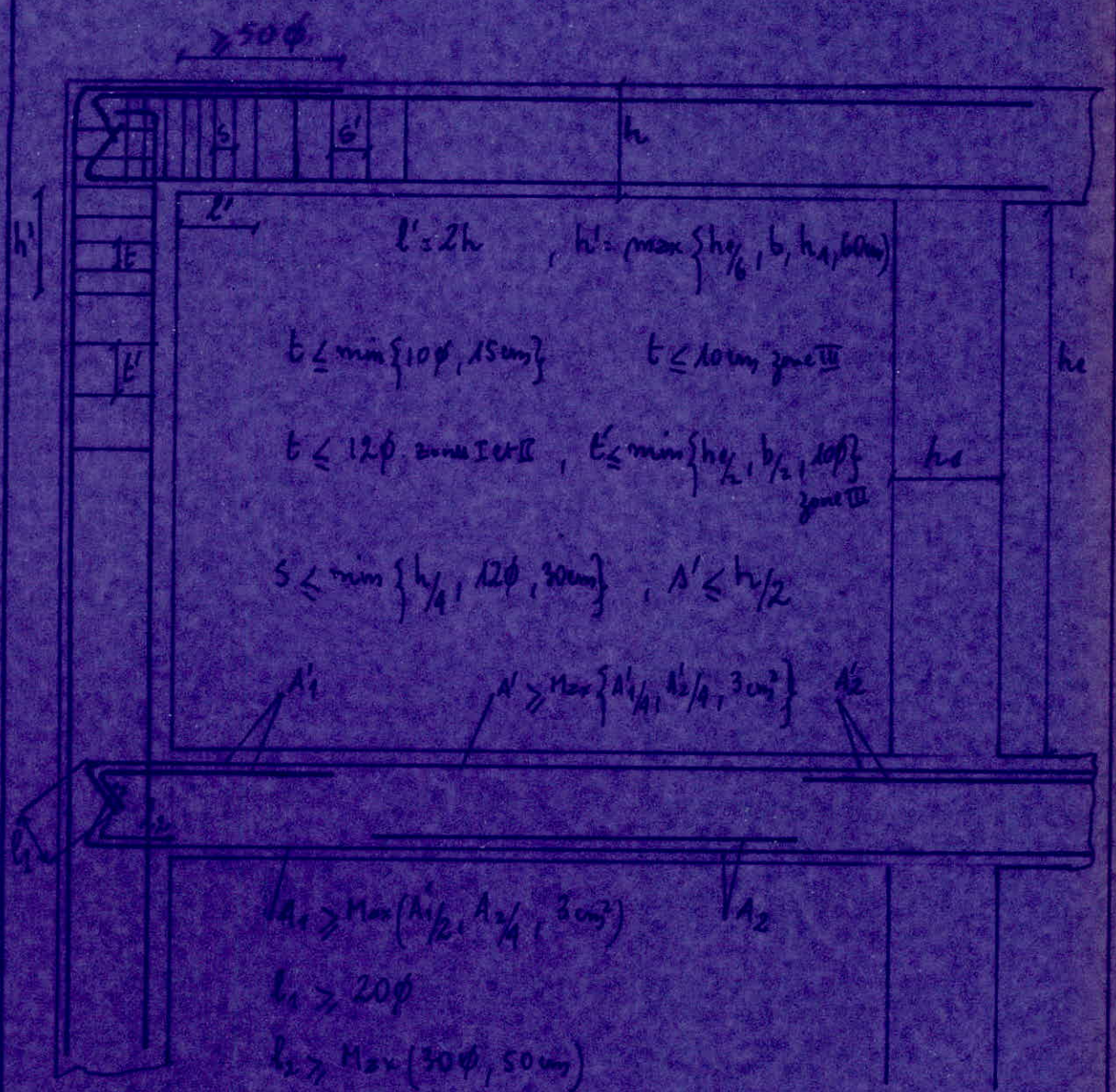
$$\bar{C}_b = \begin{cases} 3.5 \bar{\sigma}_b = 22.65 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \\ (4.5 - 0.05 \frac{Z}{A_s}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

$$\text{si } \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$$

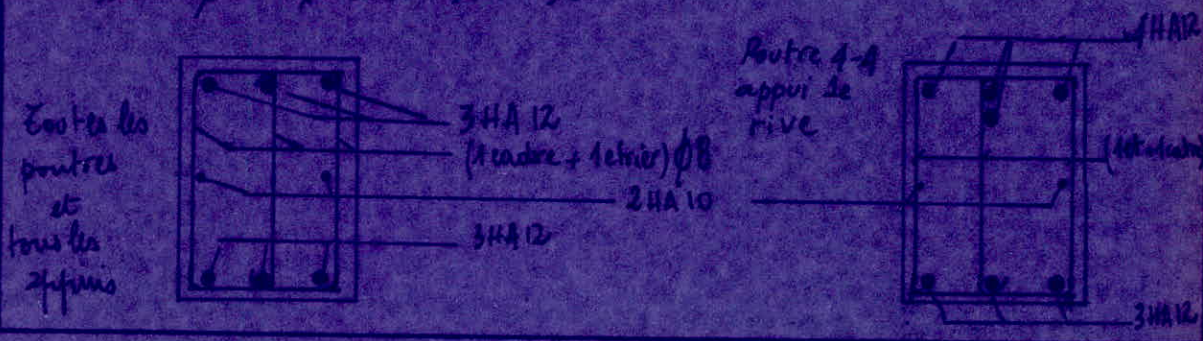
$$\text{si } \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$t \leq \frac{A_s z \bar{C}_b}{T}$$

Prescriptions du R.P.A.



Selon ces prescriptions nos poutres seront ferrées comme indiqué par le schéma.



Porte soumise à la torsion

les portes soumises à la torsion pour celles qui sont courbées
 et aussi on mettra cette porte dans le cas, la porte
 sera équilibrée par dans la zone courbée

$$A_e = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 2 \times 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$M_e = P \cdot C = 0,1 \cdot 9,65 = 0,965 \text{ km/m}^2$$

la section étant rectangulaire

$$f \cdot \frac{b}{h} = \frac{40}{25} = 1,6$$

- on tire du tableau 4.68 de l'acide

moment de béton armé à l'équilibre

$$X_T = 2,38 \text{ donc } W_g = X_T \cdot M_e$$

$$W_g = \frac{2,38 \cdot 0,965}{0,1} = 23,2 \text{ km}^2 \Rightarrow W_g = 1,1 \text{ m}^2$$

en prend $W_g = 2$ on tire du tableau 4.63. $w_g = w_t = 0,02$

$$A_g = \frac{0,965}{0,02} = 48,25 \text{ cm}^2 \ll 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 48 \times 35 \times 0,02 \times 1,5 = 59,4 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2$$

le 100cm (longueur d'un cadre sans ancrage)
 donc la torsion élevée la main courante n'est pas à considérer
 sur la porte peu profonde

ETUDE des POTEAUX

Les poteaux sont les éléments responsables de la transmission des charges des planchers aux fondations.

Ils sont calculés en compression simple, chaque poteau est soumis à un effort normal.

Le ferraillage sera déterminé pour les sollicitations du 1^{er} genre

- la section d'armatures longitudinales en compression simple doit vérifier les 3 conditions suivantes

$$A_L \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma_{b_0}}$$

$$A_L \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\sigma_{b_0}} - B \right)$$

$$A_L \leq B/20$$

θ_1 : coeff qui tient compte de l'excentricité de la charge

$$\theta_1 = \begin{cases} 1.8 & \text{poteau d'angle} \\ 1.4 & \text{" de rive} \\ 1.0 & \text{" autre} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_0}{40 - 2c}$$

l_0 : longueur de l'encastrement
 a : plus petite dimension
 c : enrobage des armatures

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en} (bars)}$$

* l'encastrement:

- l'élancement: $\lambda = \frac{l_0}{i}$, i : rayon de gyration.

$l_0 = 0.7 l_0$: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour un pilier de bâtiment à étages multiples} \\ \text{- encasté dans un massif de fondation} \\ \text{- assemblé à des poutres de plancher ayant} \\ \text{au moins la même hauteur que lui et le} \\ \text{traversant} \end{array} \right.$

$l_0 = 0.9 l_0$ dans les autres cas

l_0 : longueur libre du poteau.

pour $\lambda < 50$: les poteaux sont justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu compte de l'effet de leurs déformations, autrement dit: pas de risque de flambement.

Pour notre bâtiment, tous les poteaux sont considérés, comme des pièces courtes $l_0/a < 14.4$.

Les règles du R.P.A exigent:

- Le diamètre minimum est limité à 14 mm, pour les armatures longitudinales qui doivent être des barres à haute adhérence.

- Les crochets sont strictement interdits dans les zones de recouvrement pour les armatures longitudinales.

- la longueur minimum de recouvrement est de 50ϕ .

Efforts dans les poteaux: Efforts de compression en Kg.

Étages Niveau	A2	B4	C1	C2	C4	D3	D4
5	3944	7715	6252	10186	7482	8946	6687
4	9454	17031	17023	22444	15346	19299	13240
3	11064	27947	27794	34702	23210	29552	20161
2	20468	38063	38565	46960	31074	39855	26890
1	25976	48178	48336	59218	38938	50158	33635

On favorisera le poteau le plus sollicité et on adoptera, pour tous les autres poteaux, le même ferrailage.

* Détermination de la section d'aciers comprimés:

$$A' = \frac{N' - B'\sigma_b}{\sigma_s'}$$

B' : section du béton seul.

on prend $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} = 68.5 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_a = 15\sigma'_b = 15\bar{\sigma}'_{b_0} = 1028 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$N' = 59218 \text{ kg}$$

$$B' = 0,3 \times 0,3 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 68.5 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma'_a = 1028 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{N' - B'\sigma'_b}{15\sigma'_a} < 0$$

donc on a recours au ferrailage minimum (art 32.2 CCBA 68)

$$\omega' = \frac{A'}{B'} \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b_0}}$$

$$\theta_1 = 1 \quad \text{poteau central}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{h_0}{48 - 20} = 3.552$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{6m} = 1.514$$

$$\sigma'_m = \frac{N'}{B'} = 65,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega' = 0,6 \%$$

or le pourcentage minimum donné par le RPA est de 1% zone II
on prend donc celui du RPA, il est le plus défavorable.

d'où $A' \geq \frac{1}{100} \cdot 900 = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte 8HA14 ($A' = 12,31 \text{ cm}^2$)

Pour les armatures transversales, on se voit obligé, d'après les calculs faits, à prendre les espacements du RPA avec, comme armatures 2 cadres $\phi 8$

$$t = 12 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$t' = 15 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$



FONDATEIONS

Introduction

Notre bâtiment sera fondé superficiellement, c'est à dire que nous allons réaliser des fondations superficielles.

On a 2 types de fondations à réaliser.

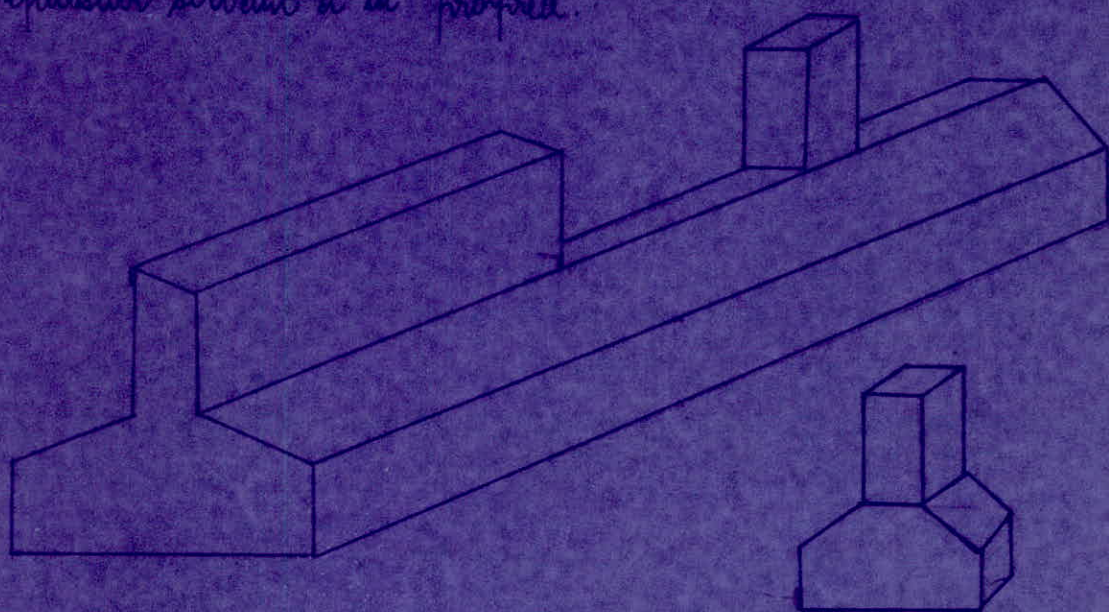
- semelle isolée

- semelle filante sous murs et poteaux.

Le choix a été fait pour que la stabilité des voiles, qui sont sur les semelles filantes, soit assurée, d'une part, et une bonne liaison de la partie inférieure du voile aux poteaux d'autre part ce qui donnera une rigidité meilleure à l'ossature.

Les poteaux ont tous un élanement $\lambda < 15$, on peut se dispenser du voile périphérique, on utilise du dallage sur terre plein. Le RDC est une dalle flottante de 15 cm d'épaisseur. Des longrines relieront les semelles entre elles au niveau de la base de celles-ci.

Toutes les semelles seront posées sur une couche de béton de 10 cm d'épaisseur servant à la propreté.



Méthode de calcul.

On détermine la loi de répartition des contraintes sur le sol. Cette loi est une fonction de la hauteur de la semelle.

Pour étudier la hauteur d'une semelle continue sur poteaux nous utiliserons la théorie de la poutre sur sol élastique.

La longueur élastique de la semelle est: $l_e = (4EI/Kb)^{1/4}$

I. inertie de la semelle.

b. largeur de la semelle.

E. module d'élasticité du béton.

K. coefficient de raideur du sol. $K \approx 3$ pour un sol moyen.

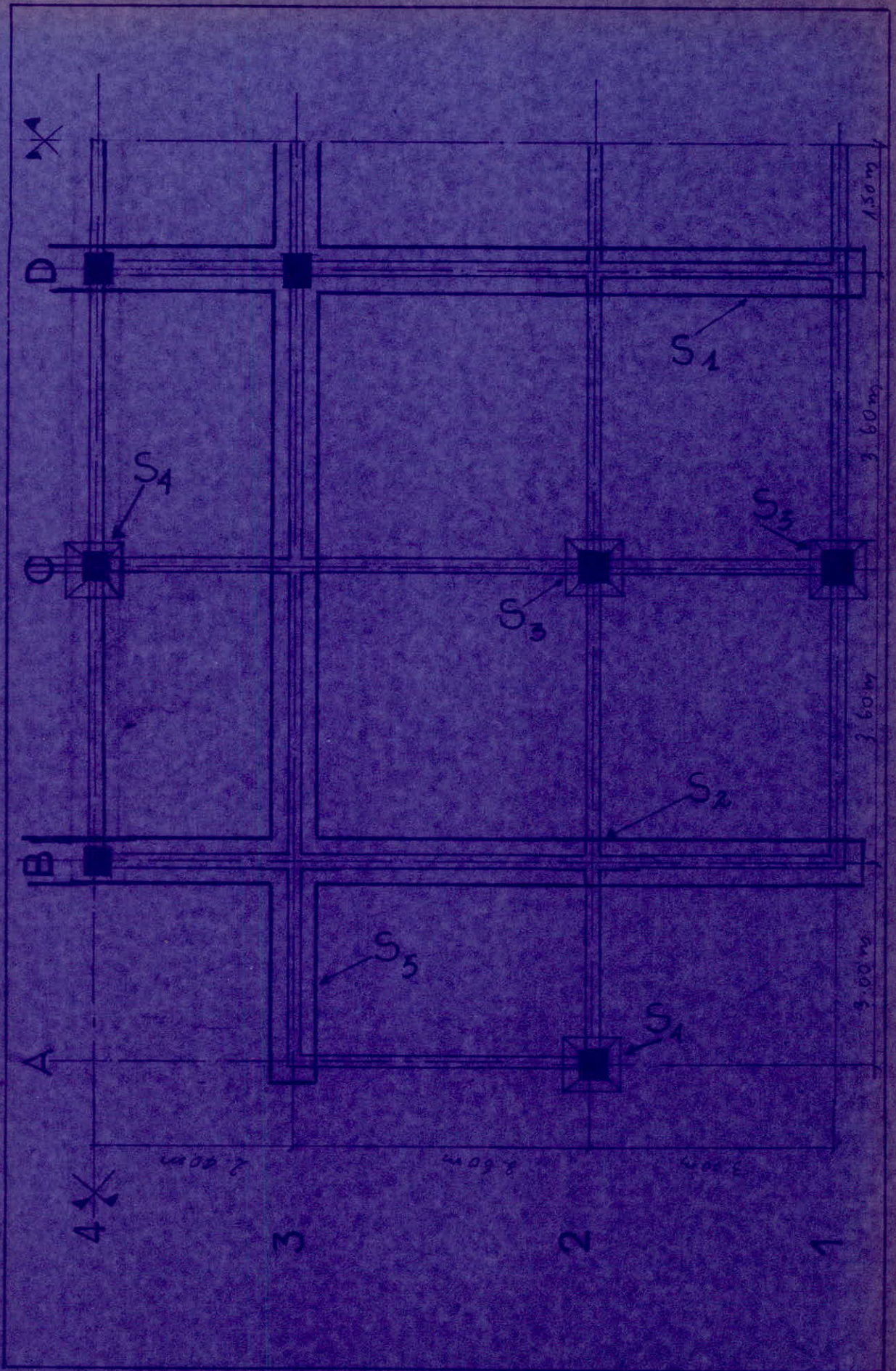
Après avoir obtenu la longueur élastique de la poutre, nous pouvons tenir compte des résultats donnés par Verdoyen dans son cours de mécanique des sols et qui sont:

* si $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$ le calcul peut être fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique. Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire sur une longueur totale de la semelle $l + a$.

- si l'entraxe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

- si l'entraxe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} l_e + a$, le calcul devra être effectué + conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique + en faisant une approximation à partir du diagramme de déformation de la poutre sur sol élastique de longueur infinie.

Pour des poteaux de rive on doit prendre une demi-longueur de $\frac{\pi}{4} l_e$.
Pour les semelles à poteaux voisines, on doit considérer l'une comme une semelle isolée tout en ignorant l'existence de l'autre.



Calcul des longrines:

Les longrines sont des pontons reliant les semelles entre elles au niveau de la base de celles-ci.

Les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 10% de la plus grande charge verticale (RPA 81)

Le ferrailage sera suivant le cas le plus défavorable tout en tenant compte du ferrailage minimum.

En compression on a: $A_L \geq \frac{1}{n} \left[\frac{N}{\sigma_{ca}} - B \right]$

B: section de la poutre

N: effort normal de compression

En traction on a: $A_L = \frac{N}{\sigma_a}$

Dans notre cas: $Q = 99 \text{ kT}$

$N = 0,15 Q = 15 \text{ kT}$

- En compression $A_L < 0$

- En traction $A_L = \frac{15 \cdot 10^3}{2800} = 5,35 \text{ cm}^2$

Le ferrailage minimum donné par le RPA 81: 4HA14 avec $A = 6,16 \text{ cm}^2$

Donc on ferrillera nos longrines avec le ferrailage minimum, les armatures transversales seront des cadres ϕB espacés de 20cm



Etude de la semelle sous la voile longitudinale.

Le type de semelle adopté est la semelle filante pour mur et poteaux.

L'étude de ce type de semelle comprend 3 étapes :

- 1) Coffrage ou dimensionnement.
- 2) Etude de la stabilité de la semelle.
- 3) Ferrailage et vérifications.

* Coffrage :

La pression exercée par la semelle sur le sol doit être inférieure à la contrainte admissible ($\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$) :

$$\frac{Q}{B \cdot L} + \frac{\gamma D B L}{B L} \leq \bar{\sigma}_D + \frac{1}{3} \left[\frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + \bar{\sigma}_D (N_q - 1) \right]$$

où : $\frac{Q}{B \cdot L}$: contrainte due à la charge apportée par la structure

$\frac{\gamma D B L}{B \cdot L}$: contrainte due au poids de la terre sur la semelle.

γ : poids volumique du sol

γ' : " " " " saturé.

D : profondeur d'ancrage des semelles

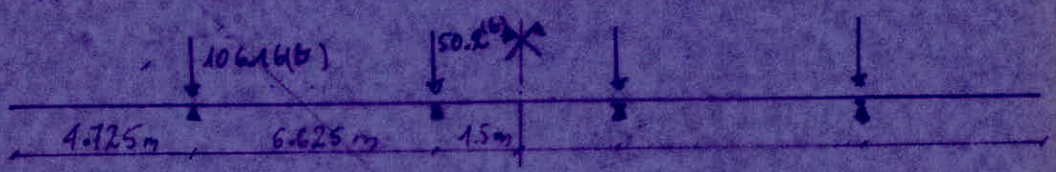
B : largeur de la semelle.

L : longueur " " "

Q : la somme des efforts normaux sous SEP

N_q et N_γ données par le tableau en fonction de φ (angle de frottement)

Application : Détermination de la largeur de la semelle : B :



$$Q = \sum N_i = 2 \times (106.16 + 50.2) = 312.72 \text{ t}$$

$$\varphi = 33^\circ \rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 31.8 \\ N_q = 26.1 \end{cases}, c = 0, D = 1.5 \text{ m}, \gamma = 26 \text{ t/m}^3, \gamma' = 46 \text{ t/m}^3, L = 25.7 \text{ m}$$

d'après la relation ci-dessus, on détermine B , on obtient :

$$B \geq 44 \text{ cm}, \text{ on prend: } B = 100 \text{ cm} = 1.00 \text{ m}$$

$$\frac{l}{8} \leq h_t \leq \frac{l}{6} \quad l = 3.6 \text{ m} \quad \text{on prend: } 40 \text{ cm} \leq h_t \leq 60 \text{ cm}$$

ou prend: $h_t = 60 \text{ cm}$

donc: $B = 100 \text{ cm}, \quad h_t = 60 \text{ cm}$

* Vérification de la stabilité:

la stabilité est vérifiée si l'on a: $\frac{M_T}{N_T} < \frac{L}{4}$

M_T : moment total sur la semelle

N_T : effort total normal

- Poids de la semelle: $N' = B \times h_t \times L \times 2.5 = 1 \times 0.6 \times 25.7 \times 2.5 = 38.55 \text{ t}$

- Poids des terres: $N'' = (D \cdot h_t) \times L \times 2.0 = (1.5 \cdot 0.6) \times 25.7 \times 2 = 46.26 \text{ t}$

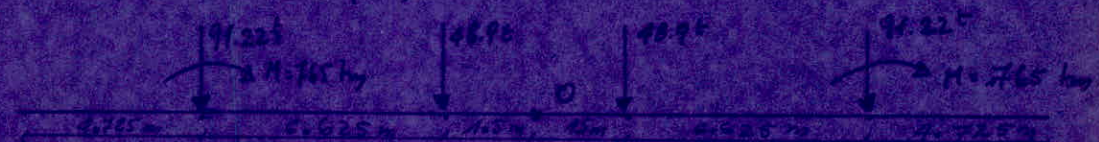
$h_t = 60 \text{ cm}, \quad L = 25.7 \text{ m}, \quad B = 100 \text{ cm}, \quad D = 1.5 \text{ m}, \quad b = \frac{B}{2} = 50 \text{ cm}$

$$N = N' + N'' + Q = (38.55 + 46.26 + 312.72) = 397.53 \text{ t}$$

Soit un axe longitudinal, la semelle sera soumise à de différents efforts normaux et de différents moments à la base des piles suivant que le poids agit dans un sens ou dans l'autre.

→ valeur du moment total:

Soit la combinaison $G + Q + E$.



Décentrement de M par rapport à N : $e_1 = e_2 = \frac{M}{N} = \frac{765}{397.53} = 1.92 \text{ m}$

$$d_0 = l_1 \pm l_2$$

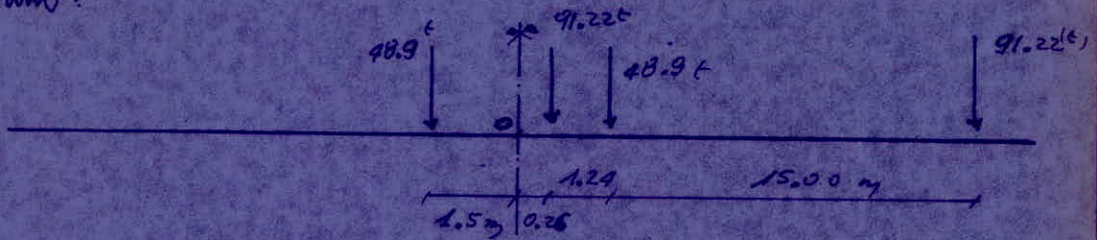
$$M_T = \sum N_i d_i = 1530 \text{ kNm}$$

$$N_T = \sum N_i = 397.53 \text{ (t)}$$

$$l = \frac{M_T}{N_T} = 4 \text{ m}$$

On utilise un tableau pour vérifier toutes les combinaisons.

Le mode de chargement de la semelle sera équivalent au système suivant :



on calcule le moment total M_T en utilisant les valeurs d_i :

soit - les positions de l'effort normal par rapport au centre (0) avant l'excentrement de la charge :

- d_i positions de cet effort après l'excentrement :

$$d_i = l_i - \frac{M_i}{N_i} \quad \text{si l'effort normal se trouve à gauche de (0)}$$

$$d_i = l_i + \frac{M_i}{N_i} \quad \text{si l'effort normal se trouve à droite de (0)}$$

L'effort normal est considéré comme positif lorsqu'il est compressif et il est considéré négatif lorsqu'il est de traction.

On étudie toutes les combinaisons et on se prononcera pour le cas le plus défavorable.

Le tableau donnant toutes les combinaisons :

charges	G + 1.29		G + Q ± E		Q.B.G ± E	
	M (tm)	N (t)	M (tm)	N (t)	M (tm)	N (t)
$P_1 (t)$	0	106.16	765	91.22	765	38.2
$P_2 (t)$	0	50.2	0	48.6	0	31.6
$P_3 (t)$	0	50.2	0	48.6	0	31.6
$P_4 (t)$	0	106.16	765	91.22	765	58.2
Σ	0	397.5	1530	364.4	1530	258.7
$\bar{\sigma}_s (kg/cm^2)$	15.1		21.0		23.7	
$\bar{\epsilon} (mm)$	0		4.2		6.02	

$$\bar{\sigma}_s (kg/cm^2) = 1.33 \times 20 = 26.6 \text{ kg/cm}^2$$

D'après le tableau précédent on remarque que la combinaison la plus défavorable est $0.8G + E_{im}$.

$max M = 1530 \text{ kg}$; $N_{arr} = 256,7 \text{ t}$; $L = 25,7 \text{ m}$.

$e_y = \frac{M_T}{N_T} = \frac{max M}{N_{arr}} = 6,02 \text{ m}$.

$e_o = \frac{L}{4} = 6,42 \text{ m}$; $e_o > e_y$.

la semelle est donc stable

* Calcul des contraintes:

Sous s_{pi} on a un chargement symétrique

$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{N}{S}$; $N = \sum N_i + \text{poids de la semelle}$

$N = 312,6 + 38,55 = 351,4 \text{ t}$.

$\sigma_1 = \frac{351,4 \cdot 10^3}{25,7} = 13,7 \text{ t/m}^2$

Sous $s_{p(2)}$: $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$; $e = \frac{M}{N} = 4,8 \text{ m}$.

$N = \sum N_i + \text{poids de la semelle} = 316,1 \text{ t}$.

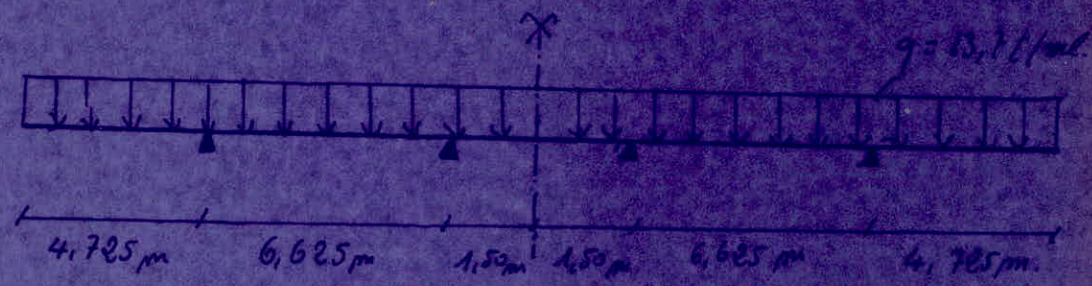
$\sigma_{1,2} = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 19,7 \text{ t/m}^2$

$1,5 \sigma(s_{pi}) > \sigma_{1,2}(s_{p(2)})$ - le ferraillage de la semelle se fait pour s_{pi}

* Détermination des efforts:

$\sigma_m = 13,7 \text{ t/m}^2$; $q = \sigma_m \cdot B = 13,7 \text{ t/ml}$

$B = 1,00 \text{ m}$



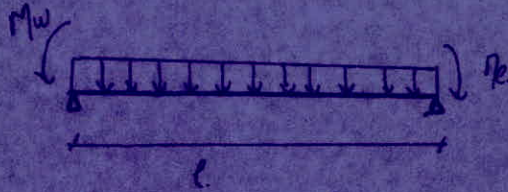
on calcul les moments aux appuis par l'équation des 3 moments.

$$19,25 M_1 + 3 M_2 = -74,8$$

$$3 M_1 + 19,25 M_2 = -74,8$$

la solution est: $M_1 = M_2 = -3,4 \text{ t.m.}$

tracé



$$M(x) = q \frac{l}{2} x + \frac{M_w - R_e}{l} x - \frac{q x^2}{2} - M_w$$

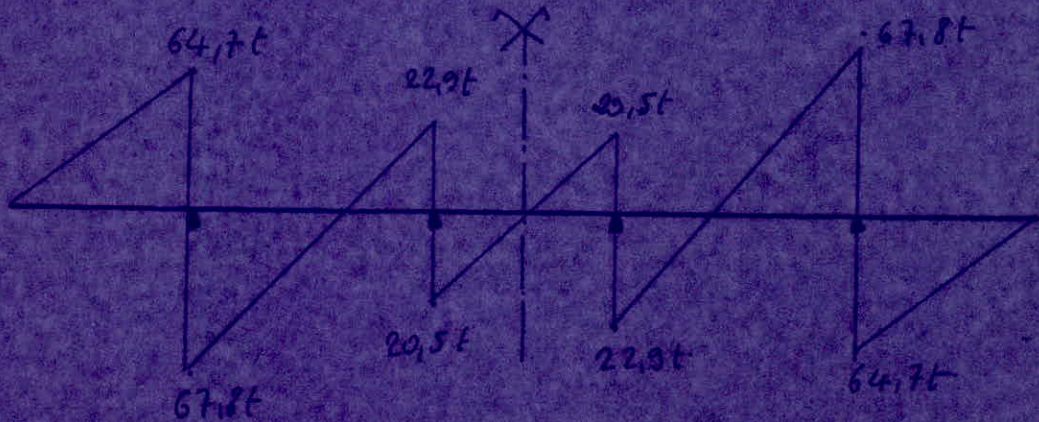
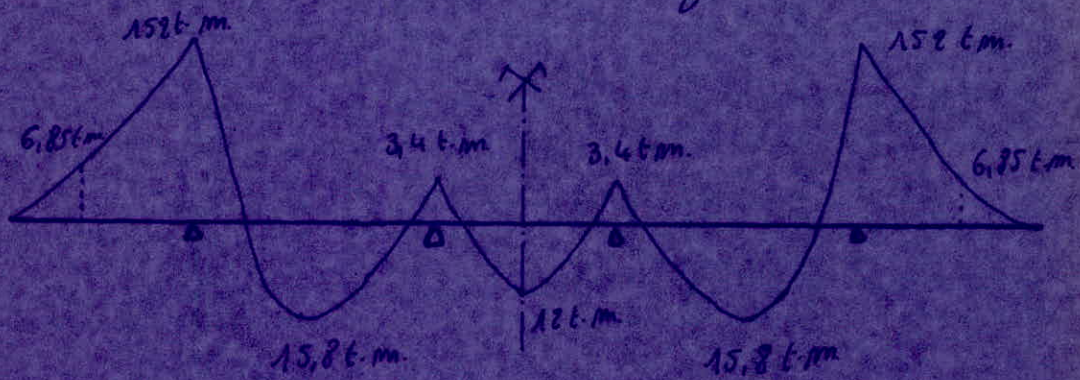
$$T = +q \frac{l}{2} + \frac{M_w - R_e}{l}$$

tracé 0-1 $M_t = 15,82 \text{ t.m.}$

$T_g = 67,8 \text{ t}$ $T_d = 22,9 \text{ t}$

tracé 1-2 $M_t = 12 \text{ t.m.}$

$T_g = 20,55 \text{ t}$ $T_d = 20,55 \text{ t}$



* ferrailage:

moment en appui: $M_a = 3,4 \text{ t.m.}$ $\bar{\sigma}_a = 2300$ $b = 40 \text{ cm}$

$h_t = 60 \text{ cm}$ $h_f = 56 \text{ cm}$

$$\eta = \frac{15 M}{b a^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0143 = \sqrt{\frac{E = 215465}{K = 78,5}}$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 2,29 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 12 T12. } A = 13,57 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2200}{78,5} = 35 \text{ kg/cm}^2$$

en travée :

$$M = 15,8 \text{ t.m.} \quad h = 57 \text{ cm.} \quad b = 40 \text{ cm.} \quad \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0652 \quad A = \frac{M}{h \bar{\sigma}_a} = 12,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte 6 T16 } A = 12,06 \text{ cm}^2$$

* vérification :

- contrainte :

$$- A = 13,57 \text{ cm}^2 \quad \bar{w} = \frac{100M}{b h} = 0,595 \quad \left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,825 \\ \kappa = 28,8 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3,4 \cdot 10^5}{56 \cdot 13,57 \cdot 0,825} = 478 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 17,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$- A = 12,06 \text{ cm}^2 \quad \bar{w} = 3,528 \quad \left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,851 \\ \kappa = 30,3 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{15,82 \cdot 10^5}{0,851 \cdot 12,06 \cdot 57} = 2582 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 24,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

- fissuration :

$$A = 12,06 \text{ cm}^2 \quad \bar{\sigma}_1 = \frac{\kappa M \bar{w}_1}{\phi \cdot 110000} = \frac{15 \cdot 10^5 \cdot 3,528}{26 \cdot 110000} = 5016 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$A = 13,57 \quad \bar{\sigma}_1 = 5042 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

- Armatures transversales :

$$\bar{\rho}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\rho}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{22,9 \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{2}{3} \cdot 56} = 11,5 \text{ kg/cm}^2$$

espacement :

$$t = \left(1 - \frac{0,3 \bar{\rho}_b}{\bar{\rho}_b} \right) h = 23,6 \text{ cm}, \quad 0,2 h = 11,2 \text{ cm}$$

on prend $\eta_{at} = \frac{2}{3}$ $6 \phi 10$ $A_c = 4,71 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{\eta_{at} \sqrt{A_c} A_c \frac{2}{3} h_c}{T} = \frac{\frac{2}{3} \cdot 2800 \cdot 4,71 \cdot \frac{2}{3} \cdot 57}{22900} = 18,1 \text{ cm}$$

$t = 15 \text{ cm}$ aux appuis et $t = 6 \text{ cm}$ dans la zone courante

* adhérence:

$$\overline{\sigma}_{ad} = 24d \overline{\sigma}_s = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{ad} = \frac{T}{A_c} \frac{A_c}{A_s} = \frac{22900}{(1+2)1,8} \frac{1}{12} = 12 < \overline{\sigma}_{ad}$$

* détermination des armatures (L) à la partie de rigidité:

- méthode de consub.

$$M = \frac{\overline{\sigma}_s \cdot \rho (B-b)^2}{8} = \frac{13,7 \cdot 1 \cdot (10 - 0,4)^2}{8} = 0,616$$

$$A = \frac{M}{\frac{\overline{\sigma}_s}{200}} = \frac{61600}{\frac{2}{3} \cdot 57 \cdot 2800} = 0,44 \text{ cm}^2$$

on prend 3 T12/al $A = 3,39 \text{ cm}^2$

vérification au poinçonnement:

$$\overline{\sigma}_{pmax} = \frac{1,25P}{\rho_c h_0} = \frac{1,25 \cdot 50 \cdot 10^3}{260 \cdot 60} = 4,09 < \overline{\sigma}_s$$

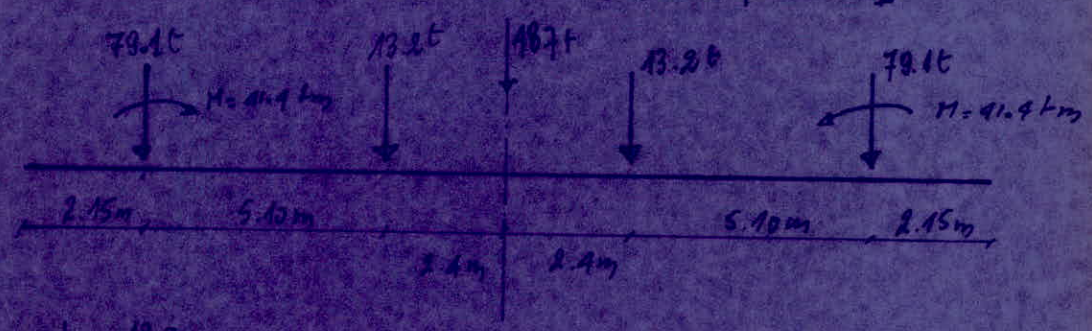
Etude des semelles:

Pour les semelles filantes adaptés on doit considérer 3 étapes pour leur calcul:

- Coffrage ou dimensionnement
- Etude de la stabilité de la semelle.
- Ferrailage et vérification.

Etude de la semelle S₁ (file B)

• Dimensionnement: il sera calculé sous S_{PA}



$L = 19.3 \text{ m}$

Notant l'effort normal total sous S_{PA}:

$N = (79.1 + 13.2) \times 2 + 18.7 = 233.3 \text{ t}$

Pour que les efforts de la structure soient transmis au sol on doit avoir une largeur de semelle suffisante qui se traduit par:
 Charge de la structure + poids des terres $\leq \gamma_s D + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2} N \gamma' B + \gamma D (N \gamma - 1) \right)$

Charge de la structure $\frac{Q}{B \cdot L}$

B: largeur de la semelle

Poids des terres $\frac{\gamma_s D \cdot B \cdot L}{B \cdot L}$

L: longueur " "

γ : densité du sol

D: profondeur d'ancrage de la semelle

on: $\varphi = 33^\circ$ $c = 0$ $D = 1.5 \text{ m}$ $N_\gamma = 31.8$ $N_q = 26.1$ $\gamma = 26 \text{ t/m}^3$
 $L = 19.3 \text{ m}$

$\frac{Q}{B \cdot L} + \frac{\gamma_s D \cdot B \cdot L}{B \cdot L} \leq \gamma_s D + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2} N \gamma' B + \gamma D (N \gamma - 1) \right)$

on obtient: $B = 4.4 \text{ m}$ on prend $B = 100 \text{ cm}$

$\frac{l}{6} \leq h_s \leq \frac{l}{3}$

$l = 3.6 \text{ m}$

$h_p = 60 \text{ cm}$

* Etude de la stabilité: la semelle est stable si $\frac{M_T}{N_T} < \frac{L}{4}$
 on a: $h_t = 60 \text{ cm}$ $B = 100 \text{ cm}$

$$P_{ds} \text{ de la semelle} = N' = B \times L \times h_t \times 2.5 = 28.95 \text{ t}$$

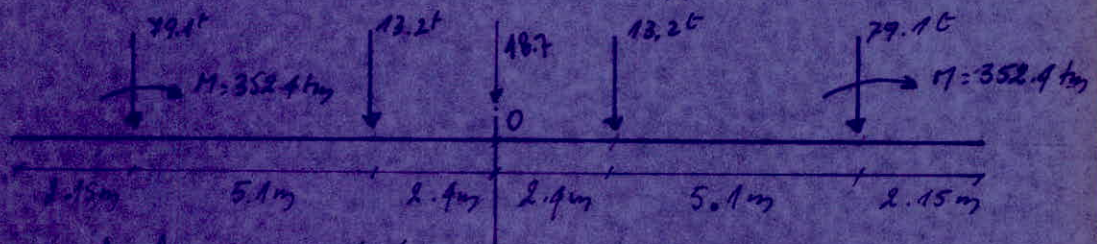
$$P_{ds} \text{ des terres} = N'' = B \times (D - h_t) \times \gamma_h \times b = 34.74 \text{ t}$$

$$N_0 = N' + N'' = 63.7 \text{ t}$$

Dans un sens longitudinal, la semelle sera soumise à de différents efforts normaux et différents moments à la base des poteaux suivant que la houle agit dans un sens ou dans l'autre.

On calcule le moment total par rapport au milieu de la semelle sous les efforts du 2^{ème} genre: $G + Q + E$

d'après cette combinaison, on obtient les efforts sur le schéma:



on calcule l'excentricité des moments par rapport au milieu:

$$e_1 = e_2 = \frac{M}{N} = 1.45 \text{ m (par à N)}$$

l'excentricité par rapport au milieu de la poutre:

$$d_1 = L_1 + e_1$$

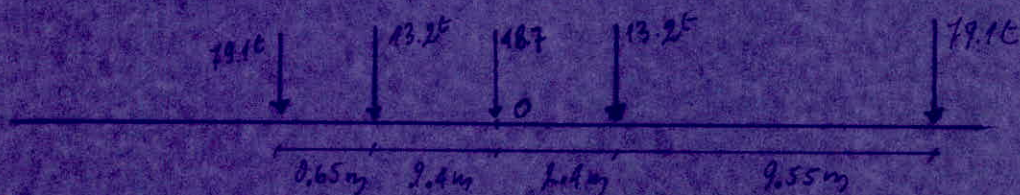
$$L_1 = L_2 = 7.5 \text{ m}$$

$$e_1 = e_2 = 1.45 \text{ m}$$

$$d_1 = 9.05 \text{ m}$$

$$d_2 = 11.95 \text{ m}$$

on a le système équivalent:



$$N_T = \sum N_i + N_0 = 248.3 \text{ t}$$

$$M_T = \sum N_i e_i = -(79.1 \times 9.05) + (79.1 \times 11.95) = 7.04 \text{ tm}$$

$$e_T = \frac{M_T}{N_T} = 2.85 \text{ m} < \frac{L}{4} = \frac{14.5}{4} = 3.625 \text{ m} \text{ la semelle est donc stable pour la charge la plus défavorable}$$

La stabilité est donc vérifiée.

* Calcul des contraintes.

Sous SP1 on a un chargement symétrique.

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{N}{S}, \quad N = \sum N_i + \text{poids de la semelle}$$

Poids de la semelle: $B \cdot L \cdot h_b = 2,5 = 20,95 \text{ t}$

$$\sum N_i = 2(79,1 + 13,2) + 90,7 = 233,3 \text{ t}$$

$$N = 262,3 \text{ t}, \quad L = 19,3 \text{ m}, \quad B = 1,00 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{262,3}{1 \times 19,3} = 13,6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = 13,6 \text{ t/m}^2$$

Sous SP2:
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$N = \sum N_i + \text{poids de la semelle} = 253 \text{ t}$$

$$M = \sum M_i = 2 \times 352,4 = 704,8 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 2,78 \text{ m}, \quad L = 19,3 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{253}{1 \times 19,3} \left(1 + \frac{6 \times 2,78}{19,3} \right) = 24,4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{253}{1 \times 19,3} \left(1 - \frac{6 \times 2,78}{19,3} \right) = 1,7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 18,73 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m(SP_2) = 18,73 \text{ t/m}^2$$

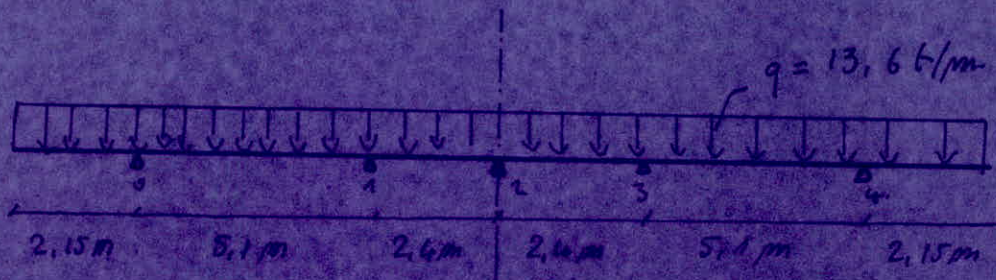
$$1,5 \sigma_m(SP_1) = 1,5 \sigma = 1,5 \times 13,6 = 20,4 \text{ t/m}^2$$

ou a: $1,5 \sigma(SP_1) > \sigma_m(SP_2)$, on ferrallera donc la semelle sous SP1

* Détermination des efforts:

$$\sigma_m = 13,6 \text{ t/m}^2, \quad q = \sigma_m \cdot B$$

$$B = 1,00 \text{ m}, \text{ d'où } q = 13,6 \text{ t/m}$$



on calculer les moments aux appuis par l'équation des 3 moments:

$$15M_1 + 2,4M_2 = -319,7$$

$$2,4M_1 + 9,6M_2 + 2,4M_3 = -94,0$$

$$2,4M_2 + 15M_3 = -319,7$$

la solution est:

$$M_1 = M_3 = -21,46 \text{ t.m}$$

$$M_2 = +0,97 \text{ t.m}$$



$$M(x) = q \frac{x^2}{2} + \frac{M_e - M_c}{l} x - q \frac{x^3}{6} = M(x)$$

$$T_x = \pm q \frac{x}{1} + \frac{M_e - M_c}{l}$$

travaux 0-1. $M_1 = 34,6 \text{ t.m}$

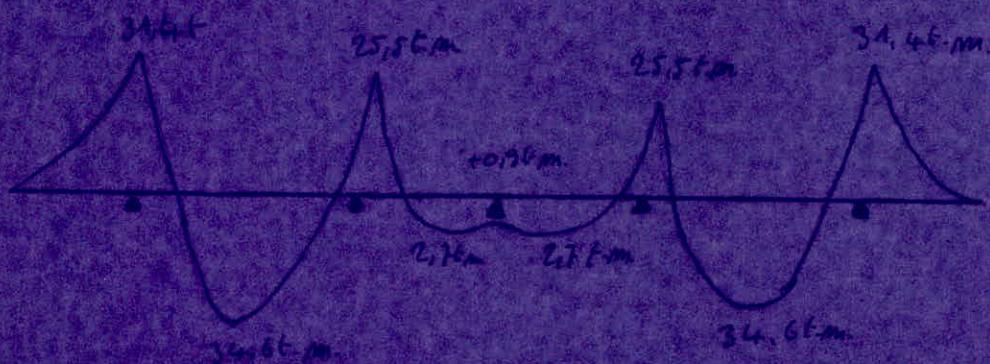
$T_2 = 99,1 \text{ t}$

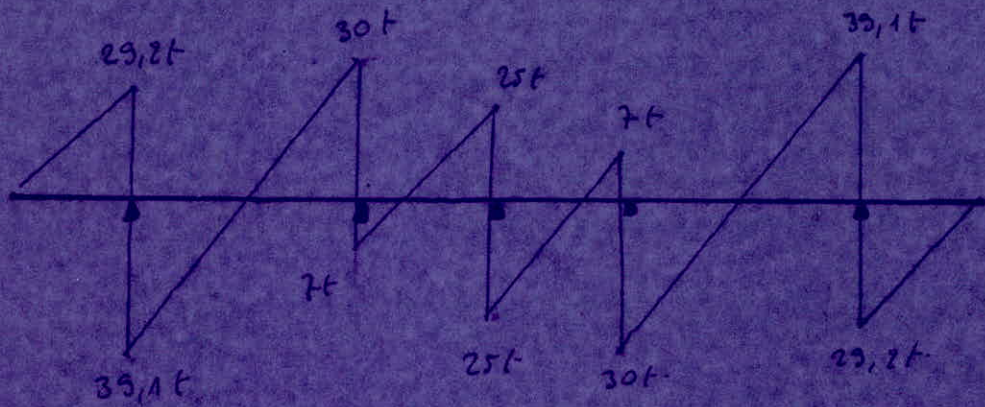
$T_3 = 30 \text{ t}$

travaux 1-2. $M_2 = 2,76 \text{ t.m}$

$T_4 = 7 \text{ t}$

$T_5 = 25 \text{ t}$





• ferrailage:

• moment au appuit: $M_a = 25,5t \cdot m$ $h = 50cm$ $h_e = 60cm$
 on ne prend pas $M_a = 31,4t \cdot m$ car c'est un moment sous
 le voile, pour le considérer on doit utiliser $h_e =$ hauteur
 du voile

- on utilise la méthode de P. Charbon

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 25,5 \cdot 10^5}{2800 \cdot 50 \cdot 51^2} = 0,0841 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8726 \\ \kappa = 27,6 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot h_e} = \frac{25,5 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8726 \cdot 51} = 18,10cm^2 \quad \text{on prend 6 T16 (A = 18,84)}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2800}{27,6} = 101 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

• moment en travée:

$$M = 34,6t \cdot m \quad h = 55cm \quad b = 50cm \quad \sigma_a = 2800$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,1225 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8634 \\ \kappa = 24,6 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot h_e} = 26,02cm^2 \quad \text{on prend 6 T16 + 4 T16} \quad A = 32,82cm^2$$

$$\sigma_b = \frac{2800}{24,6} = 113 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

Verifications:

* contraintes:

$$- A = 18,84 \text{ cm}^2 \quad \tilde{w} = \frac{100 A}{b h} = \frac{1884}{50 \cdot 57} = 0,673 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,821 \\ \kappa = 27 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{25,5 \cdot 10^5}{0,791 \cdot 57 \cdot 18,84} = 2695 \text{ B/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2695}{27} = 99,8 \text{ B/cm}^2$$

$$- A = 26,88 \text{ cm}^2 \quad \tilde{w} = \frac{100 A}{b h} = 0,977 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,860 \\ \kappa = 21,2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{34,6 \cdot 10^5}{0,8613 \cdot 55 \cdot 26,88} = 2715 \text{ B/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 128 \text{ B/cm}^2$$

* flexuration:

$$A = 18,84 \text{ cm}^2 \quad \sigma_1 = \frac{\kappa M \tilde{w}_1}{\phi (1 + 10 \tilde{w}_1)} = \frac{1,5 \cdot 10^5 \cdot 1,6}{2 \cdot \frac{0,5628}{1 + 0,673}} = 6128$$

$$A = 26,88 \text{ cm}^2 \quad \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^5 \cdot 1,6}{2 \cdot \frac{0,551}{1 + 0,977}} = 4197 \text{ B/cm}^2$$

* Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_s = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_s'}{\bar{\sigma}_s} \right) \bar{\sigma}_s = \left(4,5 - \frac{2715}{68,5} \right) 59 = 18 \text{ B/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T}{b_0 j} = \frac{30 \cdot 10^3}{50 \cdot \frac{2}{3} \cdot 55} = 17 \text{ B/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

espacement:

$$\bar{e} = \left(1 - \frac{0,5 \bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_s} \right) h = 27,2 \text{ cm}$$

$$0,2 h = 11,4 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } f_{at} = \frac{2}{3} \quad 6 \phi_{10} \Rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{f_{at} \bar{\sigma}_s}{T} \cdot A_t = \frac{\frac{2}{3} \cdot 1800 \cdot \frac{2}{3} \cdot 55 \cdot 4,71}{30 \cdot 10^3} = 14,6 \text{ cm}$$

on prend $\sigma_c = 14 \text{ cm}$ au niveau des appuis et 12 cm dans la zone courante.

+ adhérence:

$$\bar{\sigma}_{ad} = 2 \psi \sigma_s \bar{\sigma}_s = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,5 = 17,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{ad} = \frac{T}{\rho_s \cdot l} \cdot \frac{A_s}{A} = \frac{30000}{8 \cdot 2,757} \cdot \frac{A_s}{6} = 157 \text{ kg/cm}^2$$

détermination des armatures (2) à la poutre de rigidité:
- méthode des constantes:

$$M = \frac{\sigma_s \cdot l \cdot (B-b)^2}{8} = \frac{13,6 \cdot 2 \cdot (1-0,5)^2}{8} = 0,425 \text{ t.m.}$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{ad} \cdot \frac{l}{8}} = \frac{0,425 \cdot 10^5}{2800 \cdot \frac{2,757}{8}} = 0,3 \text{ cm}^2$$

on prend 3T16 $A_s = 377 \text{ cm}^2$

+ vérification au poinçonnement:

$$\bar{\sigma}_{pmax} = \frac{1,25 P}{p \cdot h_0} < \bar{\sigma}_p$$

$$h_0 = 60 \text{ cm.}$$

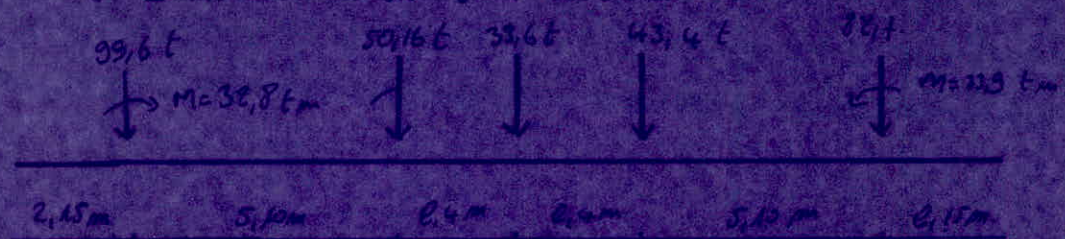
$$p = 260 \text{ cm.}$$

$$P = 48,7 \text{ t.}$$

$$\bar{\sigma}_{pmax} = 3,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Etude de la semelle S_2 [file D]

• Dimensionnement sera calculé sous SPA.



$$L = 19,3 \text{ m}$$

N = etant l'effort normal total sous SPA.

$$N = (99,6 + 50,16 + 33,6 + 43,4 + 82,2) = 309,5 \text{ t}$$

Calcul de la largeur de la semelle

charge de la structure + poids des terres $\leq \gamma_{\text{so}} \left[\frac{1}{3} (\gamma_{\text{so}} \gamma_{\text{so}} + \gamma_{\text{so}} \gamma_{\text{so}}) \right]$

$$\frac{P}{B \cdot L} + 15 \cdot 2 \leq 15 \cdot 2 + \frac{1}{3} [34,6 \cdot \frac{1}{3} + 0 \cdot 0,1 \cdot 1,5]$$

$$P = 309,5 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad B = 56 \text{ cm} \quad \text{on prend } B = 100 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{3} \leq h_f \leq \frac{l}{6} \quad l = 3,6 \text{ m} \quad \text{donc on prend } h_f = 60 \text{ cm}$$

* Etude de la stabilité:

la semelle est stable si $\frac{M_t}{N_t} \leq \frac{L}{4}$

$$\text{on a } h_f = 60 \text{ cm} \quad B = 100 \text{ cm} \quad L = 19,3 \text{ m}$$

$$\text{poids de la semelle } N' = B \cdot L \cdot h_f \cdot 2,5 = 28,95 \text{ t}$$

$$\text{poids des terres } N'' = B \cdot L \cdot (D - h_f) \cdot \gamma_{\text{so}} = 34,74 \text{ t}$$

$$N_0 = N' + N'' = 63,7 \text{ t}$$

dans son sens longitudinale, la semelle sera soumise à de différentes efforts normaux et différents moments à la base des poteaux et murs. suivant que le séisme agit dans un sens ou dans l'autre.

on calcule le moment total par rapport au milieu de la semelle sous le effort du genre $G + Q + E$.

$$M_T = -431,6 \text{ m} \quad [G+Q-E]$$

$$M_T = [96,9 \cdot 10,53 + 41,9 \cdot 2,4] - [41,2 \cdot 2,4 + 80 \cdot 3,96] =$$

$$= 722,6 \text{ m} \quad [G+Q+E]$$

$$e_T = \frac{M_T}{N_T} = \frac{722,6}{361,1} = 2,0 \text{ m} < \frac{L}{4} = \frac{19,3}{4} = 4,8 \text{ m}$$

- on résume dans un tableau.

		P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	B	Z	$\sigma_{m,1}$	σ
G+12Q	N	99,6	59,6	53,5	43,4	82,7	373,1	20,4	0,4
	M	-328	0	0	0	33,9	-144		
G+Q+E	N	96,9	48,8	30,5	44,8	80	361,1	24,5	2,0 m
	M	253,7	0	0	0	278,4	$\frac{722}{-431}$	22,8	21,2 m
Q+Q+E	N	67	31,5	20,55	26,1	53,32	262,8	18,1	2,73
	M	283,4	0	0	0	278,8	$\frac{559}{-448}$	17,8	1,7

- donc la dalle 6^{te} est soumise:

* Calcul des contraintes:

Sous S_{p1} : $N = \sum N_i + \text{poids de la dalle}$
 $= 338,4$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = 19,3 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = 15,2 \text{ t/m}^2$$

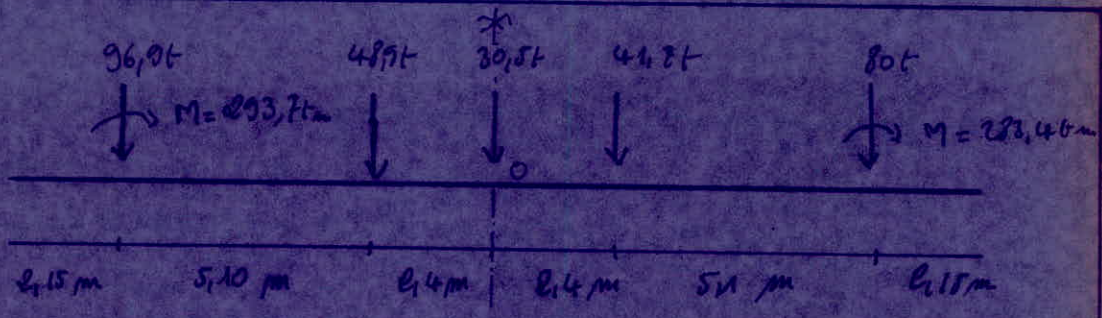
$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 18,3$$

$$1,5 \sigma_m(s_{p1}) = 27,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow 1,5 \sigma_m(s_{p1}) > \sigma_m(s_{p2})$$

$$\sigma_m(s_{p2}) = 22,7 \text{ t/m}^2$$

le ferrillage se fait dans S_{p1}.



on calcule l'excentricité de moments par rapport au milieu:

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{293,7}{96,9} = 3,03 \text{ m} \quad e_5 = \frac{283,4}{80} = 3,54 \text{ m}$$

l'excentricité par rapport au milieu de la poutre:

$$d_1 = l_1 \pm e_1 \quad l_1 = l_2 = 7,5 \text{ m}$$

1) G+Q+E

$$d_1 = l_1 + e_1 = 7,5 + 3,03 = 10,53 \text{ m} \quad d_2 = 2,4 \text{ m}$$

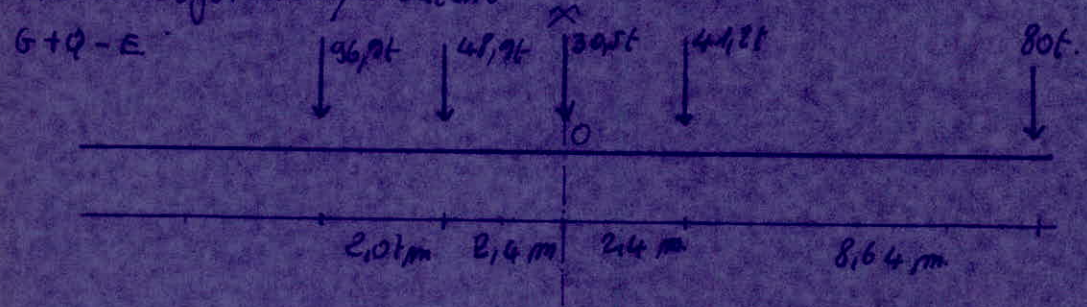
$$d_5 = l_5 - e_5 = 7,5 - 3,54 = 3,96 \text{ m} \quad d_4 = 2,4 \text{ m}$$

2) G+Q-E

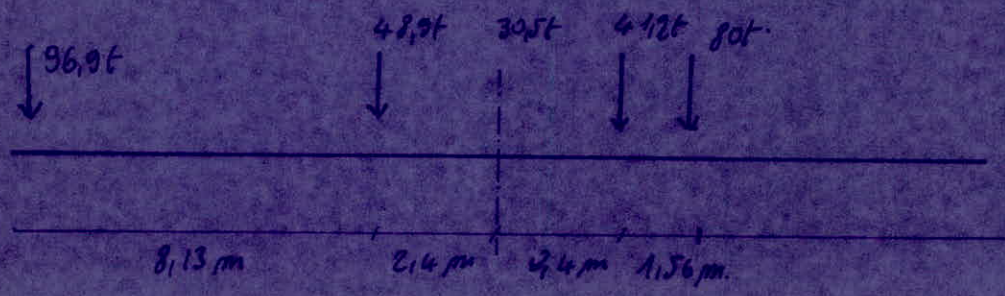
$$d_1 = l_1 - e_1 = 7,5 - 3,03 = 4,47 \text{ m}$$

$$d_2 = l_5 + e_5 = 7,5 + 3,54 = 11,04 \text{ m}$$

ona les systemes equivalents.

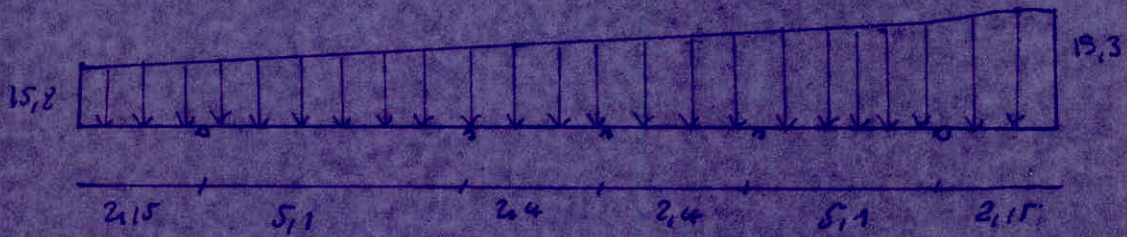


G+Q+E



$$N_T = \sum N_i + N_0 = 361,1 \text{ t}$$

$$M_T = \sum N_i \cdot d_i = [96,9 \cdot 4,47 + 48,9 \cdot 2,4] - [41,2 \cdot 2,4 + 80 \cdot 1,56]$$



$$5,1 \eta_0 + 15 \eta_1 + 2,4 \eta_2 = -505$$

$$2,4 \eta_1 + 2,6 \eta_2 + 2,4 \eta_3 = -117$$

$$2,4 \eta_2 + 15 \eta_3 + 5,1 \eta_4 = -662,1$$

la solution est:

$$\eta_0 = 35,5 \text{ t.m.} \quad \eta_1 = -219 \text{ t.m.} \quad \eta_2 = 21 \text{ t.m.} \quad \eta_3 = 89,56 \text{ t.m.}$$

$$\eta_4 = 44,1 \text{ t.m.}$$

- le moment en travée: et effort tranchant:

$$M_t = \left(q_1 \frac{l}{2} + q_1' \frac{l}{6} \right) l x + \frac{M_0 - \eta_0}{e} x - \frac{q x^2}{2} - \frac{q' x^3}{6l} \eta_0$$

$$T_g = \left(q_1 + q_1' \right) l + \frac{M_0 - \eta_0}{e} \quad T_d = \left(q + q_1' \frac{l}{2} \right) - T_g$$

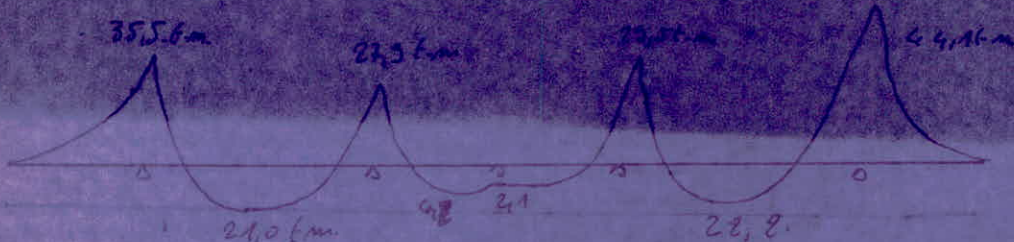


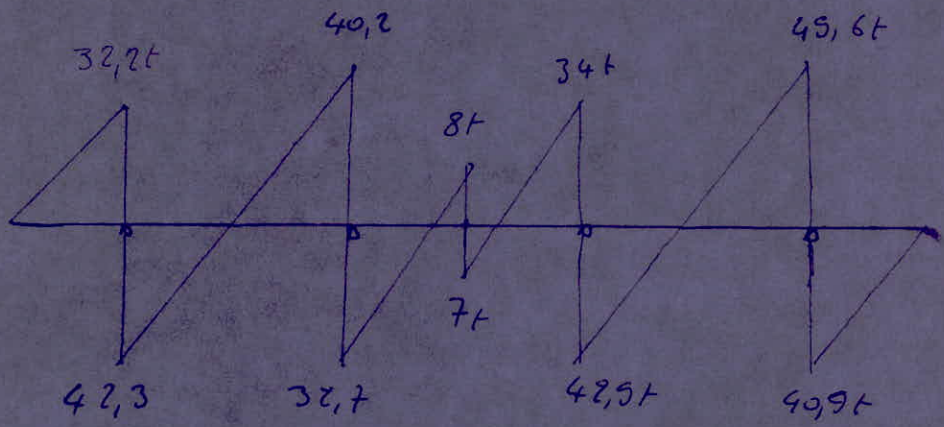
1^{re} travée: $x = 2,65 \text{ m} \quad \eta_t = 0,0 \text{ t.m.} \quad T_g = 42,3 \text{ t.} \quad T_d = 40,2 \text{ t.}$

2^e travée: $x = 1,97 \text{ m} \quad \eta_t = 4,8 \text{ t.m.} \quad T_g = 32,4 \text{ t.} \quad T_d = 8 \text{ t.}$

3^e travée: $x = 0,38 \text{ m} \quad \eta_t = 0,8 \text{ t.m.} \quad T_g = 7,4 \text{ t.} \quad T_d = 34 \text{ t.}$

4^e travée: $x = 2,4 \text{ m.} \quad \eta_t = 22,2 \text{ t.m.} \quad T_g = 42,9 \text{ t.} \quad T_d = 43,6 \text{ t.}$





- ferraillage :

* Moment en appui : $M_a = 29,5t.m$ $b = 60cm$ $h = 54cm$

$$\eta = \frac{15M}{bh^2\sigma_a} = 0,0903 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8798 \\ \kappa = 26,4 \end{array} \right. \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 19,97 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 5T20 + 5T16 \quad A = 25,75 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{26,4} = 106 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

* Moment en travée :

$M = 22,8t.m$ $\sigma_a = 2800$ $h = 54cm$ $b = 60cm$

$$\eta = \frac{15M}{bh^2\sigma_a} = 0,0679 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8929 \\ \kappa = 31,7 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 16,4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 5T16 \quad A = 18,09 \text{ cm}^2$$

* vérification des contraintes :

$$A = 25,75 \text{ cm}^2 \quad \tilde{w} = \frac{100A}{bh} = 0,795 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8721 \\ \kappa = 24,1 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon h A} = 2433 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 101 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 18,09 \text{ cm}^2 \quad \tilde{w} = \frac{100A}{bh} = 0,558 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8889 \\ \kappa = 29,9 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 2554 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 85,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

* fissuration :

$$A = 25,75 \text{ cm}^2 \quad \sigma_1 = \frac{\kappa M}{\phi} \frac{\tilde{w}_1}{1 + 10\tilde{w}_1} = \frac{1,5 \cdot 10^5 \cdot 16}{9,0} \frac{0,0757}{1 + 0,357} = 3168 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 16,05 \text{ cm}^2 \quad \bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^5 \cdot 1,6}{1,6} \cdot \frac{0,0251}{1+0,251} = 3012,5 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales

$$\bar{\sigma}_6 = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_c} \right) \bar{\sigma}_6 = \left(4,5 - \frac{3012,5}{68,5} \right) 5,9 = 17,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\rho}_6 = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{42500}{60 \cdot \frac{7}{8} \cdot 54} = 15,1 \text{ kg/cm}^2$$

espacement:

$$F = \left(1 - \frac{0,36 \bar{\rho}_6}{\bar{\rho}_6} \right) h = 12,5 \text{ cm}$$

$$0,2 h = 10,8 \text{ cm}$$

$$q_{ut} = \frac{2}{3} \quad \text{on prend } 6 \text{ T10} \Rightarrow A_s = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$l = \frac{\frac{2}{3} \bar{\sigma}_a A_s}{T} = 10 \text{ cm}$$

on prend $l = 10 \text{ cm}$ au milieu de l'appui et 80 cm dans la partie courante.

* adhérence:

$$\bar{\rho}_a = 2,4 d \bar{\rho}_6 = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\rho}_a = \frac{T}{\rho_e \bar{\rho}_c} \frac{A_s}{A} = \frac{42500}{15,75} \frac{3,14}{15,75} = 17,6 \text{ kg/cm}^2$$



$$M = \bar{\sigma}_s l \left[\frac{b - b'}{d} \right]^2 = 19,2 \cdot 1,6 \left[\frac{1 - 0,16}{8} \right]^2 = 0,386 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0,386 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 54 \cdot 2800} = 0,3 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 3 \text{ T12}$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2$$

vérification au point couramment.

$$\bar{\rho}_{\max} = \frac{1,25 P}{\rho_e \bar{\rho}_c} = \frac{1,25 \cdot 50,16 \cdot 10^3}{260 \cdot 60} = 4,0 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\rho}_6 \quad \text{vérif.}$$

Etude des semelles isolées:

- les semelles isolées sont supposées rigides
- on considère les semelles monolithiques des poteaux
- la semelle est constituée d'un tronç de pyramide.

soient: N : charge transmise au sol

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible au sol

B_x, B_y : dimensions de la base face de la semelle

h_f : hauteur de la semelle

b_x, b_y : cotés du poteau

on doit vérifier que: $\frac{N}{B_x \cdot B_y} \leq \bar{\sigma}_s$, $h_f - d \geq \frac{B_x - b_x}{4}$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_h D + \frac{1}{3} \left[\bar{\sigma}' N_f \frac{B}{4} + \bar{\sigma}_h D (N_f - 1) \right]$$

Pour la détermination de la section d'acier, on utilisera la méthode des billes, qui consiste à considérer que l'effort normal N se transmet par l'intermédiaire de billes.

Dans notre cas, on utilise des semelles isolées carrées, ainsi l'effort de traction dans les aciers sera

$$F = F_x = F_y = \frac{N(B-b)}{8h}$$

$$\text{et } A_x = A_y = \frac{F}{\bar{\sigma}_a}$$

Semelle S3:

$$N = 59.2 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_h = 2 \text{ t/m}^2, \quad \bar{\sigma}' = 16 \text{ t/m}^2, \quad D = 1.5 \text{ m}, \quad \varphi = 33^\circ \rightarrow \begin{cases} N_f = 26.1 \\ N_y = 31.8 \end{cases}$$

$$b_x = b_y = b = 30 \text{ cm} \quad (\text{dimensions du poteau})$$

$$\text{on obtient } B = 1.33 \text{ m}$$

$$\text{on prend } B = 1.50 \text{ m}$$

$$h_f \geq \frac{B-b}{4} = 30 \text{ cm}, \text{ on prend } h_f = 55 \text{ cm}, \quad h_t = 60 \text{ cm}, \quad e = 20 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle:

$$N_0 = (1.5)^2 \times 0.6 \times 2.5 = 3.375 \text{ t}$$

L'effort transmis:

$$N = N_1 + N_0 = 59.22 + 3.375 = 62.6 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{B^2} = \frac{62.6}{(1.5)^2} = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 3 \text{ Kg/cm}^2 \quad (B = 1.5 \text{ m})$$

Détermination des aciers:

$$F_x = F_y = \frac{N(B-b)}{8h} = \frac{62.6(150-30)}{8 \times 55} = 17.6 \text{ t}$$

$$A_x = A_y = \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{17.6}{2800} = 6.28 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 6 \text{ HA } 12 (A = 6.78 \text{ cm}^2)$$

Vérification du poinçonnement:

$$\text{on doit vérifier } \frac{1.5 N}{\rho_c h_e} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b$$

$$\rho_c = 480 \text{ cm} \quad h_e = 60 \text{ cm} \quad N = 62.6 \text{ t} \quad \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{1.5 N}{\rho_c h_e} = 3.26 \text{ Kg/cm}^2 \quad 1.2 \bar{\sigma}_b = 7 \text{ Kg/cm}^2$$

Ainsi le poinçonnement n'est pas à craindre

Semelle S4:

On a les mêmes données que la semelle S3 sauf: $N_1 = 38.9 \text{ t}$

on obtient $B = 130 \text{ cm}$.

$$h \geq \frac{B \cdot b}{4} = 85 \text{ cm} \quad \text{on prend } h_e = 60 \text{ cm}, \quad h = 55 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm}$$

Poids de la semelle: $N_0 = (1.3)^2 \times (0.6) \times (2.5) = 2.5 \text{ t}$

L'effort transmis: $N = N_1 + N_0 = 41.4 \text{ t}$

Détermination des aciers: $F_x = F_y = \frac{N(B-b)}{8h} = \frac{41.4(130-30)}{8 \times 55} = 9.4 \text{ t}$

$$A_x = A_y = \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{9.4 \cdot 10^3}{2800} = 3.36 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 6 \text{ HA } 12$$

de même que la semelle S3.

Calcul des tassements:

- Etude du sol:

Nature du sol:

- géologie du site:

La géologie du site est caractérisée par une teneur en alluvions argilo-sableuses à gros galets parfois.

- sismicité:

Le site étudié présente les séismes dont l'épicentre se trouve dans la région d'El-Asnam.

Pour déterminer la valeur de l'accélération sismique on pourra se référer aux "recommandations pour l'évaluation des charges sismiques" publiées en juin 1978 par le C.T.C.

- fondation de l'ouvrage:

d'après la nature des sols (graves argileuses) et un terrain plat; on étudiera des fondations superficielles de type semelle isolée reliées par des longrines ancrées à 150 cm de profondeur.

- essais physiques:

angle de frottement $\varphi = 33^\circ$ de l'essai triaxial

cohésion $c = 0$

taillage $\theta = 1,5 \text{ m}$

poIDS spécifique apparent $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$

en cas de remontée de nappe $\gamma' = 17 \text{ kN/m}^3$

le module de réaction n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol, mais dépend de la forme et des dimensions de la semelle

$$K = K_{\square} \left[\frac{30 + B}{2B} \right] \quad K_{\square} = \text{module de Terzaghi}$$

la méthode globale de calcul de tassement ne peut être véritablement utilisée que si le sol peut être considéré comme homogène.

$$q = Ks$$

s = tassement.

q = contrainte moyenne

appliquée sur la semelle.

K = module de réaction.

module sol non $\gamma_d = 2 \text{ T/m}^3 \rightarrow \gamma_d \approx 1,3 \div 1,6 \text{ T/m}^3$

il y a risque de remontée de masse

donc on prend $K_{\square} = 19 \text{ MN/m}^3$ $B = 1,0 \text{ m}$.

$$K = K_{\square} \left[\frac{30 + B}{2B} \right] = 19 \left[\frac{100 + 30}{200} \right] = 8,03 \text{ MN/m}^3$$

— pour la semelle suivante. D.D.

contrainte max $q_{\text{pt}} = 30 \text{ t/m}^2$

contrainte min $q_{\text{pm}} = 7,7 \text{ t/m}^2$

$$S_{\text{M}} = \frac{q_{\text{M}}}{K} = \frac{30 \cdot 10^4}{8,03 \cdot 10^6} = 0,037 \text{ m} = 3,7 \text{ cm} < S_{\text{adm}} = 5 \text{ cm}$$

$$S_{\text{min}} = \frac{q_{\text{m}}}{K} = \frac{7,7 \cdot 10^4}{8,03 \cdot 10^6} = 0,009 \text{ m} = 0,9 \text{ cm} < S_{\text{adm}}$$

Le tassement différentiel entre appuis. (Δs)

$$\Delta s = S_{\text{M}} - S_{\text{min}} = 3,7 - 0,9 = 2,8 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{\Delta s}{L} = \text{distorsion}$$

L : distance entre appuis.

$$\delta = \frac{2,8}{1930} = 0,0014 < \frac{1}{500} = 0,002$$

- tassement de la semelle isolée la plus chargée:

$$S = \frac{q}{k} = \frac{59,2 \cdot 10^4}{8,03 \cdot 1,5^2 \cdot 10^6} = 3,3 \text{ cm} < 0,4 \text{ dm} = 5 \text{ cm.}$$

- tassement dans la file 3-3

$$S_{mq} = \frac{q_m}{k} = \frac{28 \cdot 10^4}{8,03 \cdot 10^6} = 3,5 \text{ cm} < 0,4 \text{ dm} = 5 \text{ cm.}$$

$$S_{mni} = \frac{q_{mni}}{k} = \frac{0,26 \cdot 10^4}{8,03 \cdot 10^6} = 0,03 \text{ cm.}$$

$$\delta = \frac{S_{mq} - S_{mni}}{L} = \frac{3,5 - 0,03}{2,510} = 0,0013 < \frac{1}{500}$$

- tassement de la semelle la moins chargée:

$$S_i = \frac{q}{k} = \frac{25,9 \cdot 10^4}{8,03 \cdot 1,3^2 \cdot 10^6} = 1,9 \text{ cm.}$$

* tassement différentiel entre la semelle de la file 3-3 et la semelle la moins chargée (patte A2)

$$\Delta m = \frac{3 \cdot S_{mq} + S_{mni}}{4} = \frac{3 \cdot 28 + 0,26}{4} = 21,1 \text{ t/m}^2.$$

$$S_m = \frac{21,1 \cdot 10^4}{8,03 \cdot 10^6} = 2,6 \text{ cm.}$$

$$\delta = \frac{\Delta s}{L} = \frac{S_m - S_i}{L} = \frac{2,6 - 1,9}{3,60} = 0,0019 < \frac{1}{500} = 0,002.$$

puisque la déformation δ entre la plus grande contrainte et la plus petite contrainte de 2 appuis voisins est inférieur à $\delta_{ad} = \frac{1}{500}$ donc le tassement est satisfait.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles techniques CCBA 68
- Règles parasismiques algériennes RPA 61
- Calcul et vérification des ouvrages en B.A. P. CHARON
- Aide mémoire de béton armé DUNOD
- " " R. D. M. " "
- Traité de béton armé (Tomes III et IV) A. GUERRIN
- Ossature de bâtiment en B.A. A. FUENTES
- Calcul des toitures en B.A. M. DIVERS
- Annales ALBIBES & GOULET
- Cours de béton armé A. BELAZOUGUE

