

وزارة التعليم و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

9 05
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT A USAGE D'HABITATION

Proposé par :

C.T.C.

Etudié par :

Mohamed ABED

Mahfoud BOUCHEKOUK

Dirigé par :

M^r TOMBINSKI

M^r ABED

DEDICACES

Je dedis ce modeste travail

- à la mémoire de ma mère.
- à toute ma famille.
- à mes chers amis à qui je dois mes plus doux souvenirs.
- à tous ceux qui ont collaboré à ma formation.

BOUCHEKOUK - Mahfoud.

Je dédie ce travail

- à mon père et ma mère.
- à mon frère et mes soeurs.
- à tous mes amis et proches.

280 2/6

REMERCIEMENTS

On ne sait comment traduire la gratitude envers les personnes qui ont attribué au bon déroulement de notre stage.

Que messieurs, ABED et TOMBINSKI, trouvent ici le témoignage de nos profondes reconnaissances, sur toute l'aide compétente et efficace qu'ils nous ont apportés.

Nous ne saurions oublier de remercier M.M BENSILIMANE et SENDJANI de leur intervention subjective et bénéfique.

TABLE DES MATIERES

- PRESENTATION DE L'OUVRAGE _____	1
- SYMBOLOGIE DES ORGANIGRAMMES _____	83
- CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX _____	3
- CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES VOILES _____	9
- CENTRES DE MASSE ET DE TORSION _____	16
- PERIODES ET FORMES PROPRES _____	24
- ETUDE AU VENT _____	32
- CALCUL AU SEISME _____	43
- ETUDE DE LA TORSION _____	483
- CALCUL DE DEFORMATIONS _____	57
- EFFORTS DANS LES VOILES : _____	61
A - FORCES HORIZONTALES _____	62
B - CHARGES VERTICALES _____	74
- SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS _____	836
- CALCUL DES ELEMENTS _____	96
A - ESCALIERS _____	97
B - PLANCHERS _____	121
- FERRAILLAGE _____	151
- FONDATION _____	167
- CONCLUSION _____	1831
- BIBLIOGRAPHIE _____	1835

**PRESENTATION
DE L'OUVRAGE**

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1 - Introduction :

Nous nous proposons dans ce qui suit, de faire l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui consiste à calculer ses éléments résistants. Ce bâtiment fait partie d'un ensemble qui sera implanté dans la région de GUELMA, correspondant à une zone de moyenne sismicité (zone II) aussi bien pour les règlements parasismiques que pour les règlements neige et vent.

La structure est composée d'un vide sanitaire, d'un rez de chaussée, et de cinq (5) étages courants.

2 - Caractéristiques géométriques des éléments de construction :

a) Ossature :

Elle est constituée par des murs en béton armé (voiles) ayant une épaisseur de 15 centimètres.

Le contreventement du bâtiment est assuré par neuf (9) voiles dans le sens transversal, et par sept (7) voiles dans le sens longitudinal.

b) Dimensions :

Les dimensions en plan du bâtiment sont :

$L = 19,85 \text{ m}$ dans le sens longitudinal.

$l = 18,075 \text{ m}$ dans le sens transversal.

La hauteur totale du bâtiment est de 17,40 m (acrotère comprise).

Le vide sanitaire est constitué par plusieurs voiles d'épaisseur 20 cm, sa hauteur est de 1,50 m.

c) Planchers :

Tous les planchers, d'étages courants et terrasse, sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm ; ces planchers seront coulés en place, excepté le plancher haut du vide sanitaire qui sera réalisé avec un système de prédalles préfabriquées solidaire de la structure, et reposant sur les voiles du vide sanitaire.

d) Escaliers :

Le bâtiment comporte deux types d'escaliers, le premier constitué de deux volées et d'un palier intermédiaire, permettant l'accès du RDC au 1^{er} étage, cet escalier sera coulé en place ; le second, du type

droit, au niveau des autres étages sera à paillasse adjacentes préfabriquées

3- Taux du travail du sol :

Le sol sur lequel repose notre bâtiment est de type meuble, sa contrainte admissible est de 1 bars à 1,5 m de profondeur.

4- Matériaux utilisés :

a) Béton armé :

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

b) Acier :

L'acier utilisé (acier doux, haute adhérence et treillis soudés) sera propre et débarrassé de rouilles non adhérentes.

**CHARACTERISTIQUES
MECANIQUES DES
MATERIAUX**

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

1. Béton :

Notre bâtiment étant à usage d'habitation, le béton est dosé à 350 kg/m^3 en ciment CPA 325 avec un contrôle atténué.

La résistance nominale de compression à 28 jours est $\sigma_n' = 270$ bars et de $\sigma_n = 7 + 0,06 \sigma_n' = 23,2$ bars dans le cas de la traction. De point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge.

N.B : $1 \text{ bar} \approx 1,019 \text{ kg/cm}^2$.

a - Contrainte de compression admissible (Art. 9.4. CCBA 68) :

Cette contrainte est désignée par σ_b' , c'est une fraction de sa résistance nominale ; soit $\sigma_b' = \rho_b' \cdot \sigma_{28}$

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

$\alpha = 1$: dépend de la classe du ciment utilisé (CPA 325)

$\beta = \frac{5}{6}$: dépend de l'efficacité du contrôle (contrôle atténué)

$\gamma = 1$: dépend des épaisseurs relatives des éléments, et des dimensions des granulats (grosseur des granulats $C_g = 5/15 \text{ mm}$).

δ : dépend de la nature de la sollicitation :

- En compression simple : $\delta = 0,3$.

- En flexion simple : $\delta = 0,6$.

- En flexion composée :

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

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

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

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

Pour les sollicitations du second genre, les valeurs de δ devront être multipliées par 1,5.

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

* $\varepsilon = 1$: en compression simple, quelque soit la forme de la section.

* Dans tous les autres cas, ε est déterminée par la condition:

$$\frac{F'_b}{B} \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \quad \text{et on doit avoir } 0,5 < \varepsilon \leq 1$$

où :

F'_b : résultante des forces de compression.

B' : section de béton comprimée.

$\bar{\sigma}'_{b_0}$: contrainte admissible en compression simple.

— Contraintes admissibles en compression simple:

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars}$$

Sous les sollicitations du 1^{er} genre: SP_1 $\bar{\sigma}'_{b_0} = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$.

Sous les sollicitations du 2^{ème} genre: SP_2 $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$.

— Contraintes admissibles en flexion simple ou en flexion composée avec traction en section rectangulaire:

$$\text{Sous } SP_1: \bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sous } SP_2: \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

b — Contrainte de traction de référence (Art. 9.5. CCBA 68):

La contrainte de traction de référence du béton, désignée par $\bar{\sigma}_b$ est la fraction f_b de sa résistance nominale: Soit $\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28}$ avec

$$f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta$$

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

$$\alpha = 1; \beta = 5/6 \text{ et } \delta = 1.$$

Pour une sollicitation totale, pondérée du 1^{er} genre, la valeur de θ est liée à la résistance nominale du béton par la formule

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0258 = 5,80 \text{ bars} = 5,91 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Sous } SP_2: \bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

2. Aciers :

On distingue deux catégories d'aciers :

a - Acier doux : (ronds lisses) :

Nuance FeE 24 → limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Contrainte admissible :

Sous SP₁ : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$.

Sous SP₂ : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

b - Aciers à haute adhérence (H.A) :

Nuance FeE 40 → limite d'élasticité nominale :

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

pour un diamètre $\phi > 25 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$.

Contraintes admissibles :

$\phi \leq 20 \text{ mm}$: $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_2 \end{cases}$

$\phi > 25 \text{ mm}$: $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_2 \end{cases}$

c - Treillis soudés :

La limite d'élasticité nominale :

• pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 5200 \text{ bars} \approx 5300 \text{ kg/cm}^2$

• pour $\phi > 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4410 \text{ bars} \approx 4500 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles

$\phi \leq 6 \text{ mm}$: $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 5300 = 3533 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 5300 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_2 \end{cases}$

$\phi > 6 \text{ mm}$: $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4500 = 3000 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_2 \end{cases}$

d - Armatures transversales :

On utilisera des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.

La contrainte de traction admissible pour ces armatures est : $\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \sigma_{en}$

où : $f_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}$ si f_{at} ainsi calculé est supérieur à $\frac{2}{3}$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonage.

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

e - Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration :

(Article 49,22 du CCBA 68)

La valeur maximale de la contrainte de traction est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars

$$\sigma_1 = K \cdot \eta \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{\phi + 10\tilde{\omega}_f} \quad : \text{contrainte de fissuration systématique.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \sigma_b}{\phi}} \quad : \text{contrainte de fissuration accidentelle.}$$

expressions dans lesquelles :

ϕ : diamètre nominale de la plus grosse barre tendue, exprimée en millimètres.

η : coefficient de fissuration dont la valeur est égale à :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence.

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

$K = 1,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est peu nuisible.

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

$K = 0,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est très préjudiciable

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration défini par :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \text{avec : } A : \text{section des armatures tendues.}$$

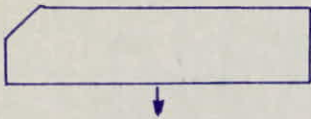
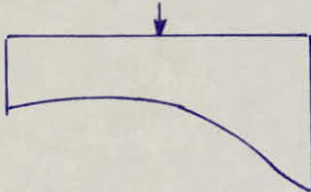
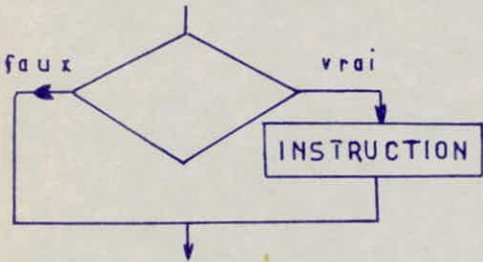
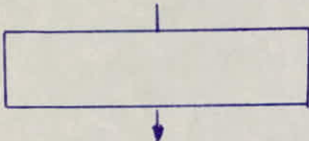
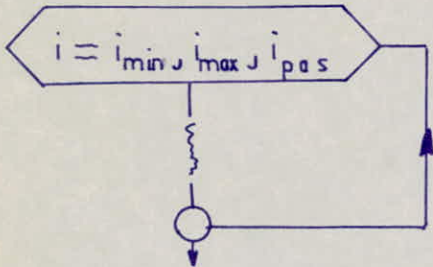
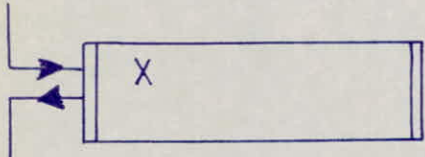
B_f : aire de la section d'enrobage.

σ_b : contrainte de traction de référence du béton.

Pour limiter la fissuration on doit avoir :

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{cr} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

SYMBOLE DES ORGANIGRAMMES

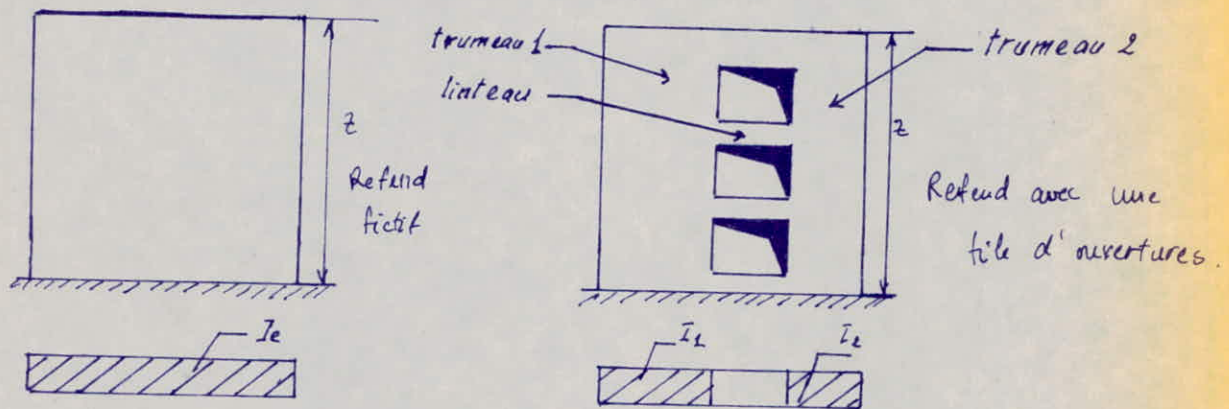
SYMBOLE	SIGNIFICATION	EXEMPLE
	LECTURE DE DONNEES	INPUT A
	IMPRESSION DE RESULTATS	PRINT J
	TEST LOGIQUE (EXECUTION CONDITIONNELLE D'UNE INSTRUCTION)	IF A=1 THEN 40
	TRAITEMENT	
	BOUCLE DE PROGRAMME	FOR I3=1 TO 10 STEP 2
	APPEL DU SOUS-PROGRAMME "X"	GOSUB 250

**CHARACTERISTIQUES
DIMENSIONNELLES
DES VOILES**

CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES VOILES

Un voile à une, ou plusieurs files d'ouvertures, est un ensemble de trumeaux liés entre eux au niveau de chaque plancher par des linteaux.

Pour la détermination des efforts internes dans les refends avec ouvertures on doit introduire la notion d'inertie équivalente qui permet d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures avec un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal, uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture.



La flèche au sommet d'un refend plein est $f_0 = \frac{H_0 z^3}{8 I_e E}$, $H_0 =$ effort tranchant pour un refend à 1 file d'ouvertures $f = \frac{H z^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2 m c \gamma_0}{I \alpha^2} + \frac{H z^3}{8 I E}$ à la base.

1. Notations utilisées :

H : hauteur du voile, h : hauteur d'étage.

$2a_i$: largeur des ouvertures de la file i .

C_i : distance entre les centres de gravité G_i et G_{i+1} des trumeaux i et $i+1$

\mathcal{N}_i : aire de la section horizontale du trumeau i .

I_i : inertie du trumeau i par rapport à l'axe passant par G_i .

$I_0 = I_1 + I_2 + \dots + I_i + \dots + I_{n+1} =$ somme des inerties propres des différents trumeaux.

$\mathcal{N}_0 = \mathcal{N}_1 + \mathcal{N}_2 + \dots + \mathcal{N}_i + \dots + \mathcal{N}_{n+1} =$ somme des aires des sections.

J_i : inertie d'un linteau de la file i .

E : module d'Young des trumeaux.

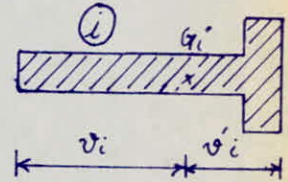
E' : module d'Young des linteaux.

$\xi = \frac{z}{H}$: hauteur relative.

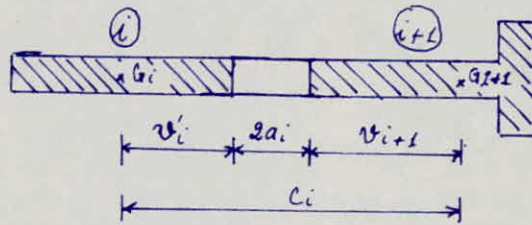
2. Les étapes de calcul sont les suivantes :

a) Pour chaque trumeau i on calcule :

- Sa section horizontale \mathcal{R}_i .
- Son inertie propre I_i .
- la distance v_i de son centre de gravité à l'extrémité gauche.
- la distance v'_i de son centre de gravité à l'extrémité droite.



b) Calculer la valeur de C_i : distance entre les centres de gravité des trumeaux i et $i+1$, $C_i = |G_i, G_{i+1}|$



$$C_i = v_i + 2a_i + v_{i+1}$$

c) Calculer la valeur de D : distance du centre de gravité de la console L (située le plus à gauche dans le voile) au centre de gravité G_0 de l'ensemble du voile :

$$D = \frac{1}{\mathcal{R}_0} \left[\sum_1^{n+1} \mathcal{R}_i \left(\sum_1^{i-1} C_j \right) \right]$$

d) Calculer les moments statiques m_i :

$$m_1 = \mathcal{R}_1 \cdot D ; m_i = m_{i-1} + \mathcal{R}_i \left(D - \sum_1^{i-1} C_j \right)$$

e) Calculer l'inertie totale du refend :

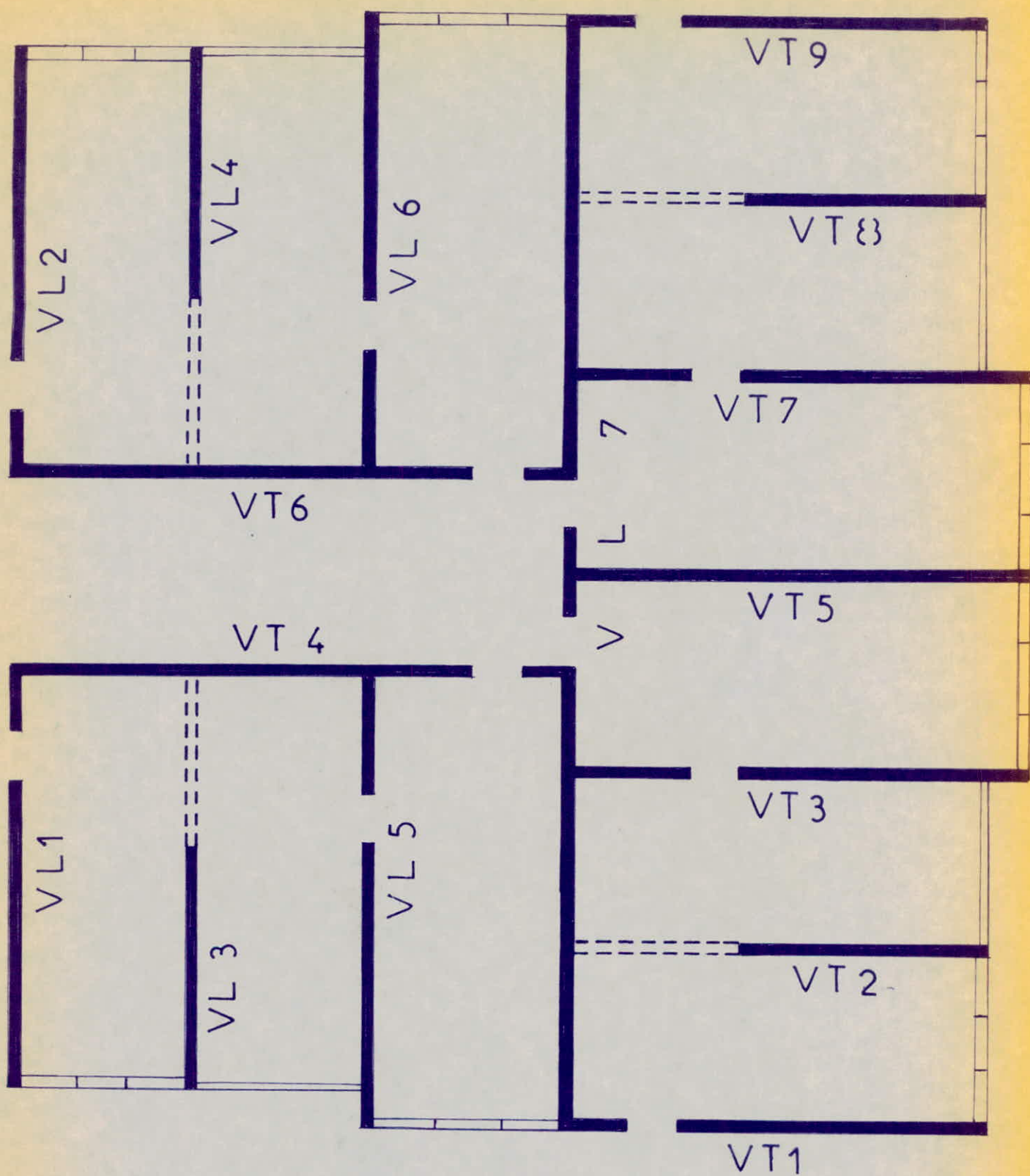
$$I = I_0 + \sum_1^n C_i \cdot m_i$$

f) Calculer l'inertie J_i des linteaux de la file i .

g) Calculer le coefficient de monolithisme (ou de concordance) α , pour cela on calcule :

$$w^2 = \frac{3E'}{3EhI_0} \sum_{i=1}^n \left(\frac{J_i C_i^2}{a_i^3} \right) ; \text{ puis } \alpha = w \cdot H$$

Plus le voile présente de petites ouvertures et plus le coefficient



PLANCHER COURANT :
 IMPLANTATION DES VOÏLES

LECTURE DE DONNEES
 $N(Nr Ouv), H, h, J_i, E/E', \Omega_i, l_i, 2a_i, c_i$

$i = 2, N+1$

SP

$L_i = \Omega_i \cdot K$

$D = \frac{1}{\Omega_0} \left(\sum_{i=2}^{N+1} L_i \right) ; m_1 = \Omega_1 \cdot D ; l = l_0 + m_1 \cdot D$

$i = 2, N$

SP

$m_i = m_{i-1} + \Omega_i \cdot (D - K) ; l = l + m_i \cdot c_i$

$w^2 = \frac{3 E'}{2 E h l_0} \left(\sum_{i=1}^N \frac{J_i \cdot c_i^2}{a_i^3} \right) ; \alpha = w \cdot H$

α

ψ_0

SOUS - PROGR. SP :

$K = \emptyset$

$j = 1, i-1$

$K = K + c_j$

faux / vrai

$N=1$

$l_e = \frac{l}{1 + \frac{\epsilon \beta l \cdot \psi_0}{l_0 \alpha^2}}$

$l_e = \frac{l}{1 + \frac{\epsilon \beta m c \cdot \psi_0}{l_0 \alpha^2}}$

IMPRESSIION DE RESULTATS
 m_i, l_e, l

de monolithisme α est grand.

i) Avec les valeurs de α (calculées ci-dessus) et pour $\xi = 0$ on lit sur l'abaque donnant les valeurs de la fonction $\psi(\alpha, \xi)$ (abaque se trouvant dans l'ouvrage M. DIVER) correspondant à un chargement triangulaire la valeur de ψ_0

j) Enfin on calcule l'inertie équivalente du voile :

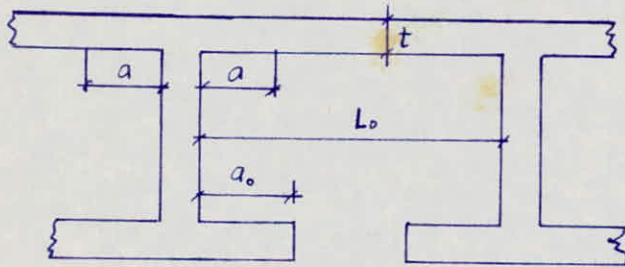
$$I_e = \frac{I}{1 + \frac{8L}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2}} \quad \text{pour un voile à plusieurs files d'ouvertures.}$$

$$\text{et } I_e = \frac{I}{1 + \frac{8m.c}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2}} \quad \text{pour un voile à une file d'ouvertures.}$$

(*) Remarque :

- Ces différentes opérations sont résumées dans un organigramme de calcul.
- Pour le calcul des inerties équivalentes des on a considéré l'influence des murs perpendiculaires (Art. 4.3.2.3 ; RPA 81) en tenant compte des limitations ci-après

La largeur du mur pris en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la figure suivante :



$$a \leq \text{Min} (8t ; L_0/2 ; a_0)$$

3- Inertie équivalente des voiles :

a) Voiles pleins (sans ouvertures)

. Voiles : VL3, VL4, VT2, VT8

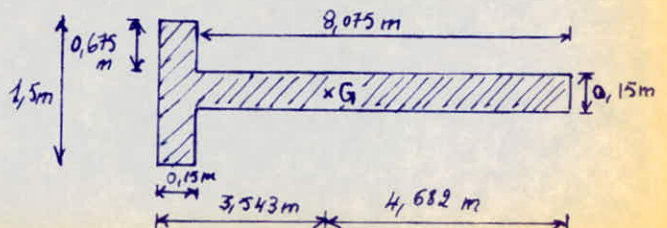
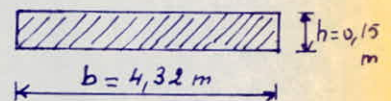
section : $S_L = 4,32 \times 0,15 = 0,648 \text{ m}^2$

inertie : $I = I_e = \frac{hb^3}{12} = \frac{0,15 \times 4,32^3}{12} = 1,008 \text{ m}^4$

. Voile VT5

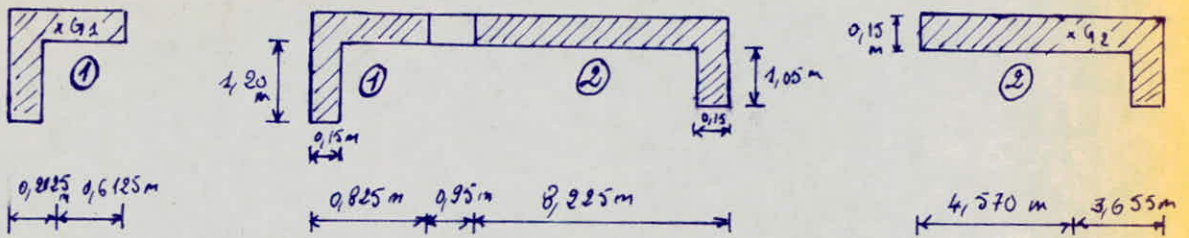
section : $S_L = 1,436 \text{ m}^2$

inertie : $I = I_e = 9,791 \text{ m}^4$



b) Voiles à une file d'ouvertures :

. Voiles : VT6, YT4 :



- trumeau ①

$$S_1 = 0,01571 \text{ m}^2 \quad ; \quad v = 0,2125 \text{ m} \quad ; \quad v' = 0,6125 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,3037 \text{ m}^4$$

- trumeau ②

$$S_2 = 1,391 \text{ m}^2 \quad ; \quad v = 4,570 \text{ m} \quad ; \quad v' = 3,655 \text{ m}$$

$$I_2 = 9,232 \text{ m}^4$$

- linteau de hauteur 0,76m

$$J = 0,15 \frac{0,76^3}{12} = 0,0055 \text{ m}^4$$

- Voile :

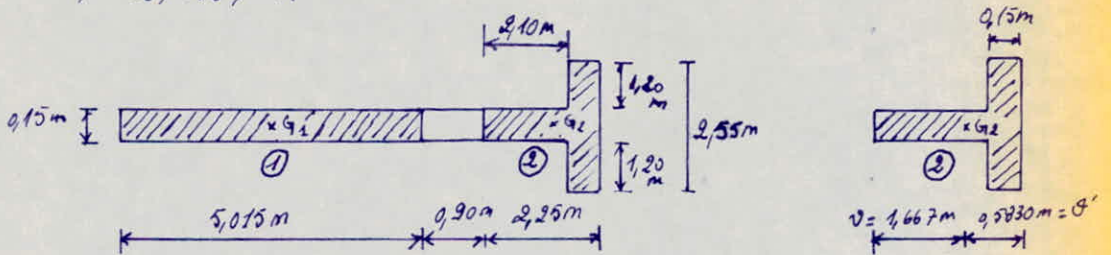
$$M_1 = 1,529 \text{ m}^3, \text{ avec } C = 6,1325 \text{ m} \text{ et } D = 5,034 \text{ m}$$

$$\alpha = \omega H = 7,992 \quad ; \quad \psi_0 = 0,505$$

$$I = 18,62 \text{ m}^4$$

$$I_e = 17,41 \text{ m}^4$$

. Voiles : VL6, VL6, VT3, VT7 :



$$S_1 = 0,7522 \text{ m}^2 \quad ; \quad S_2 = 0,6975 \text{ m}^2$$

$$v = v' = 2,508 \text{ m} \quad ; \quad v = 1,667 \text{ m} \quad , \quad v' = 0,5830 \text{ m}$$

$$I_1 = 1,577 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_2 = 0,3351 \text{ m}^4$$

$$J = 0,15 \frac{0,76^3}{12} = 0,0055 \text{ m}^4$$

$$C = 5,0745 \text{ m}$$

$$D = 2,442 \text{ m}$$

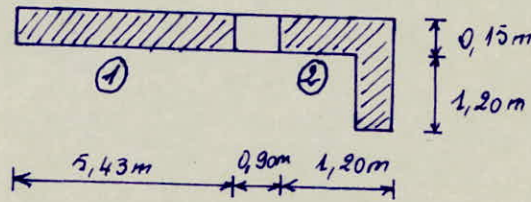
$$M_1 = 1,837 \text{ m}^3$$

$$\alpha = \omega H = 12,29 \Rightarrow \psi_0 = 0,54.$$

$$I = 11,23 \text{ m}^4.$$

$$I_e = 9,857 \text{ m}^4.$$

.Voiles : $V_{L1}, V_{L2}, V_{T1}, V_{T9}$



$$\Omega_1 = 0,8145 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0,3600 \text{ m}^2$$

$$I_1 = 2,002 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,04674 \text{ m}^4$$

$$J = 0,15 \frac{1,5^3}{12} = 0,0422 \text{ m}^4.$$

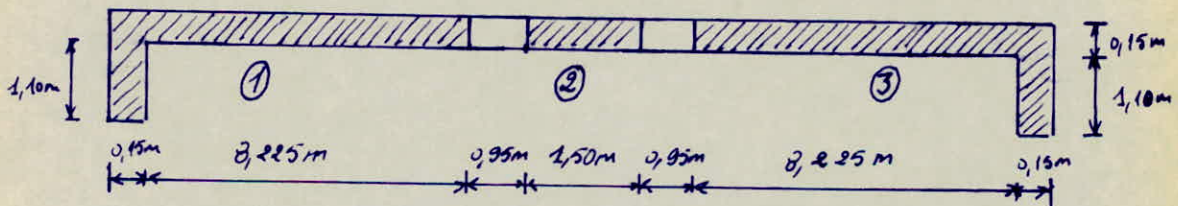
$$M = 1,118 \text{ m}^3.$$

$$\alpha = \omega H = 43,35 \Rightarrow \psi_0 = 0,65.$$

$$I = 5,905 \text{ m}^4.$$

$$I_e = 5,816 \text{ m}^4.$$

c) Voile à deux files d'ouvertures : V_{L7}



$$\Omega_1 = 1,399 \text{ m}^2,$$

$$\Omega_2 = 0,225 \text{ m}^2,$$

$$\Omega_3 = 1,399,$$

$$I_1 = 9,328 \text{ m}^4,$$

$$I_2 = 0,0422 \text{ m}^4,$$

$$I_3 = 9,328 \text{ m}^4,$$

$$v' = 4,589 \text{ m},$$

$$v = v' = 0,75 \text{ m},$$

$$v = 4,589 \text{ m},$$

$$J = 0,15 \times 0,76^3 / 12 = 0,0055 \text{ m}^4.$$

$$C_1 = C_2 = 6,289 \text{ m}.$$

$$m_1 = 8,798 \text{ m}^3.$$

$$m_2 = 8,798 \text{ m}^3$$

$$\alpha = \omega H = 5,784. \Rightarrow \psi_0 = 0,505.$$

$$I = 129,4 \text{ m}^4.$$

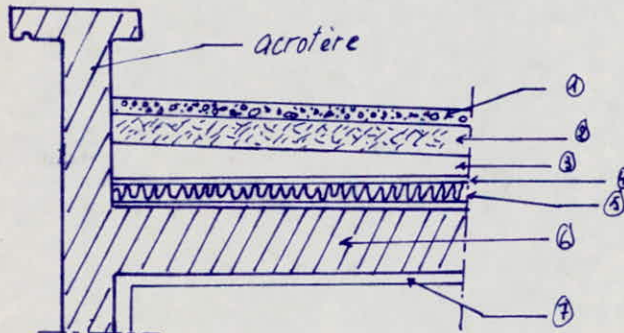
$$I_e = 70,48 \text{ m}^4.$$

**CENTRES DE
MAISSE ET DE
TORSION**

DESCENTES DE CHARGES

1 - Evaluation des charges et surcharges :

1) Plancher terrasse :



a) Charge permanente : $(m) \times (kg/m^3) = (kg/m^2)$

épaisseur \times densité = charge par unité de surface.

① Protection gravillon (4cm) -----	$0,04 \times 1800 = 72 \text{ kg/m}^2$
② Etanchéité multicouche -----	$= 20 \text{ kg/m}^2$
③ Forme de pente en béton maigre -----	$= 200 \text{ kg/m}^2$
④ Film polyane -----	$= 50 \text{ kg/m}^2$
⑤ Liège (4cm) -----	$0,04 \times 200 = 8 \text{ kg/m}^2$
⑥ Dalle pleine en béton armé (15cm) -----	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
⑦ Enduit + plâtre (2cm) -----	$0,02 \times 1400 = 28 \text{ kg/m}^2$

$G_t = 753 \text{ kg/m}^2$

b) Surcharge d'exploitation :

terrasse non accessible : $P_t = 100 \text{ kg/m}^2$.

2) Plancher courant :

a) Charge permanente :

- Carrelage (2cm) -----	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
- Sable (4cm) -----	$0,04 \times 1700 = 68 \text{ kg/m}^2$
- Mortier de pose (1,5cm) 20 kg/m^2 ou cm -----	$1,5 \times 20 = 30 \text{ kg/m}^2$
- Dalle pleine en béton armé (15cm) -----	$= 375 \text{ kg/m}^2$
- Enduit + plâtre (1cm) -----	$0,01 \times 1400 = 14 \text{ kg/m}^2$
- Cloisons -----	$= 75 \text{ kg/m}^2$

$G_{pc} = 606 \text{ kg/m}^2$

b) Surcharge d'exploitation : $P_{pc} = 200 \text{ kg/m}^2$.

3) Escaliers :

a) Charge permanente :

• Voilée	- poids propre de la paillassse (12 cm)	-----	$\frac{2500 e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,12}{0,855} = 350,76 \text{ kg/m}^2$
	- poids propre des marches	-----	$\frac{2200 h}{2} = \frac{2200 \times 0,1788}{2} = 196,68 \text{ kg/m}^2$
	- mortier de pose (2 cm)	-----	$2000 \times 0,02 = 40 \text{ kg/m}^2$
	- revêtement (2 cm)	-----	$2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$
	- garde corps	-----	$= 20 \text{ kg/m}^2$
	- enduit	-----	$= 28 \text{ kg/m}^2$
			<u>$G = 679,44 \text{ kg/m}^2$</u>

• Palier

	- Carrelage (1,5 cm)	-----	$0,015 \times 2200 = 33 \text{ kg/m}^2$
	- Mortier de pose (1 cm)	-----	$= 20 \text{ kg/m}^2$
	- Sable (3 cm)	-----	$= 51 \text{ kg/m}^2$
	- enduit + plâtre	-----	$= 28 \text{ kg/m}^2$
	- Dalle pleine en béton armé (15 cm)	-----	$= 375 \text{ kg/m}^2$

b) Surcharge d'exploitation

$G = 507 \text{ kg/m}^2$

$P = 250 \text{ kg/m}^2$ (batiment d'habitation)

4) Loggia et sechoir

Le poids du garde corps à été évalué à 1,32 t.

La surcharge d'exploitation pour le sechoir et loggia est fixée à $P = 350 \text{ kg/m}^2$

5) Gaires: (ventilation, conduites d'eau, d'électricité...)

Le poids des gaires à été évalué à 1,59 t.

¶ - Descente de charge :

La descente de charge consiste à calculer pour tout élément de la structure (voile) les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

Pour chaque voile on aura à considérer :

- Son poids propre.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloisons et d'éléments qu'il supporte (escaliers, gaires etc...).

Les résultats seront résumés dans les tableaux donnant le poids propre des éléments.

III. Calcul du centre de masse :

En supposant que les masses sont concentrées au niveau des planchers on calcul pour chaque élément de la structure, son poids propre M_i , et son centre de gravité y_i par rapport à une origine arbitraire, et on détermine le centre de masse ; les résultats sont donnés à la suite des tableaux donnant le poids propre des éléments M_i et la position de leur centre de gravité y_i

IV. Calcul du centre de torsion :

Le centre de torsion des voiles est défini par :

$$\left. \begin{aligned} X_{CT} &= \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i} \\ Y_{CT} &= \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i} \end{aligned} \right\} \text{ où } I_i \text{ représente l'inertie équivalente de la voile } i$$

x_i et y_i : la position du centre de gravité du voile i par rapport aux axes $x-x$ et $y-y$

Dans le sens transversal, les voiles de notre bâtiment sont disposés de façon symétrique donc $X_{CT} = 0$.

Dans le sens longitudinal les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	$I_e (m^4)$	$y_i (m)$
VL1 ou VL2	5,836	17,90
VL3 ou VL4	1,008	14,85
VL5 ou VL6	10,13	11,70
VL7	81,62	8,088

d'où
$$Y_{CT} = \frac{\sum (I_e)_i y_i}{\sum (I_e)_i}$$

$$Y_{CT} = 9,831 \text{ m.}$$

Tableau donnant le poids propre des éléments et leur centre de gravité Y_i par rapport à une origine arbitraire, pour l'étage courant

Éléments	poids propre (tonnes)	Y_i (m)
$V_{T1} + EP_1$ $V_{T8} + EP_8$	23,77	6,235
$V_{T2} + V_{T8}$	9,266	2,855
$V_{T3} + V_{T7}$	17,32	4,037
V_{T5}	8,660	4,037
$EP_2 + EP_7$	6,435	16,42
$EP_3 + EP_5$	2,642	13,27
$V_{T4} + V_{T6}$	21,13	13,15
$EP_4 + EP_6$	3,861	13,27
$V_{L1} + V_{L2}$	16,15	18,00
$V_{L3} + V_{L4}$	9,266	14,85
$V_{L5} + V_{L6}$	17,32	11,70
V_{L7}	21,29	8,150
$EP_{10} + EP_{15}$	2,642	0,745
$EP_{11} + EP_{14}$	3,861	2,09

Éléments	poids propre (tonnes)	Y_i (m)
$EP_9 + EP_{16}$	6,435	0,770
$EP_{12} + EP_{13}$	7,293	0,075
EP_{17}	3,646	14,44
$P_{11} + P_{18}$	34,64	4,092
$P_9 + P_{10}$	28,22	4,340
$P_7 + P_8$	28,02	4,460
$P_1 + P_2$	34,64	9,925
$P_3 + P_4$	28,22	13,27
$P_5 + P_6$	28,02	16,42
Volée d'escalier	3,587	11,92
Palier intermédiaire	2,994	13,61
Palier étage courant	6,190	9,60
Poutre secondaire longitudinale (P)	0,344	6,575
Poutre secondaire transversale (P)	0,344	14,85
Gaines	1,590	8,850

• Poids revenant au plancher d'étage courant = 378 t.

• Centre de masse pour le plancher courant :

$$X_{CM} = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} = 0 \quad \text{car le bâtiment possède une symétrie dans le sens transversal}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i} = 8,878 \text{ m.}$$

• Excentricité = distance entre le centre de masse et le centre de torsion

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CT} = 8,878 - 9,831 = -0,953 \text{ m.}$$

Tableau donnant le poids propre des éléments et leur centre de gravité Y_i par rapport à une origine arbitraire, pour le plancher terrasse

Éléments	poids propre (tonnes)	Y_i (m)
VT9 + EP8 VT1 + EP1	11,88	6,235
VT2 + VT8	4,633	2,855
VT3 + VT7	8,660	4,037
VT5	4,330	4,037
EP2 + EP7	3,217	16,42
EP3 + EP5	1,321	13,27
VT4 + VT6	10,56	13,15
EP4 + EP6	1,930	13,27
VL1 + VL2	8,076	18,00
VL3 + VL4	4,633	14,85
VL5 + VL6	8,660	11,70
VL7	10,64	8,15
EP10 + EP15	1,321	0,745
EP11 + EP14	1,930	2,09
EP9 + EP16	3,217	0,770
EP12 + EP13	3,646	0,075
EP17	1,823	14,44
EP11 + EP12	41,45	4,092

Éléments	poids propre (tonnes)	Y_i (m)
P9 + P10	33,76	4,340
P7 + P8	33,53	4,460
P1 + P2	41,45	9,925
P3 + P4	33,76	13,27
P5 + P6	33,53	16,42
P13	16,14	11,29
Gaines	1,59	8,850
poutre secondaire longitudinale (P)	0,3440	6,575
poutre secondaire transversale (P)	0,3440	14,85
Acrotère sur VL1 + VL2	1,412	18,00
EP9 + EP10 + EP15 + EP16	1,153	0,745
EP12 + EP13	0,637	0,075
EP1 + VT9 + EP8 + VT8	2,077	6,235
EP3 + EP5	0,562	13,27
EP2 + EP7	0,562	16,42
VT3 + VT7	0,130	0,347
VL5 + VL6	0,130	11,70
VT4 + VT6	0,667	16,22
EP17	0,319	14,44

• Poids revenant au plancher = 334 t

• Centre de masse : $X_{CM} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 0$ symétrie dans le sens transversal.

$$Y_{CM} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 11,58 \text{ m}$$

• Excentricité : $e_y = Y_{CM} - Y_{CT} = 11,58 - 9,831 = 1,753 \text{ m}$.

PERIODES' ET
FORMES' PROPRES'

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une excitation, elle effectue tout d'abord, tant que dure l'excitation, une série d'oscillations forcées, régies des lois en général complexes, il leur succède, dès que l'excitation a pris fin des oscillations libres, qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement.

La détermination de la réponse de la structure, c'est à dire la description de ses oscillations en termes de cinématique, constitue le problème fondamental de la dynamique des structures. Pour des raisons simplificatrices, le comportement de la structure est considéré élastique, c'est à dire que la proportionnalité des déformations aux sollicitations, est prise comme hypothèse. Il en résulte que cette réponse élastique ne dépend que (provis les masses et les moments d'inertie des éléments qui composent le système) des paramètres suivants :

- Les périodes et les déformées de ses modes principaux d'oscillations.
- Les degrés d'amortissement correspondants.

La configuration d'un système en oscillation peut être connue à tout instant à travers le nombre de paramètres indépendants strictement nécessaires à la détermination de cette configuration ; le nombre est appelé degré de liberté.

La détermination des périodes et modes propres d'oscillation est difficilement justifiable du calcul en raison de l'intervention des remplissages, cloisons, et couple de oscillations (Rotation et translation), dont la prise en compte par des voies analytiques rencontre de grosses difficultés. C'est pour cela que les Auteurs ont mis à la disposition des utilisateurs des formules et méthodes simplifiées assez compatibles avec la sécurité recherchée. Pour ce qui nous concerne, nous en sélectionnons la méthode basée sur le calcul par approximations successives, méthode dite de STODOLA-VIANELLO qui est applicable dans tous les cas, sous réserves, bien entendu, de la compatibilité avec les hypothèses imposées.

Avant d'exposer la méthode, quelques définitions sont utiles:

1° Un mode principal d'oscillation est tel que toutes les masses exécutent en synchronisme des mouvements harmoniques de même période et de même phase. Il sera caractérisé par sa période et sa déformée définie à une affinité près.

2° Le mode dont la période est la plus longue reçoit le nom de mode fondamental.

3° Si w et (A_1, A_2, \dots, A_n) représentent respectivement la pulsation et la déformée d'un mode propre d'oscillation, les forces d'inertie développées par les différentes masses dans ce mouvement, sont à un instant donné proportionnelles à:

$$M_1 w^2 A_1, M_2 w^2 A_2, \dots, M_n w^2 A_n.$$

Tout système de forces proportionnelles à ces valeurs porte le nom de charge d'inertie caractéristique.

Exposé de la méthode:

a) Recherche du mode fondamental

Partant d'une déformée hypothétique, on traite la charge d'inertie caractéristique comme une charge statique, après un certain nombre d'itérations, la déformée statique coïncide avec la déformée dynamique.

En pratique, on se donnera donc une déformée hypothétique (H). On calculera, au facteur w^2 près, la charge d'inertie correspondante et on en déduira, toujours au facteur w^2 près, la déformée statique (D) correspondante. On obtiendra une première valeur approchée de w en cherchant la valeur qui amène en coïncidence [D] et [H].

On en déduit, en rétablissant la valeur du terme w^2 dans l'expression, jusque-là, indéterminée, des coordonnées de [D], une première approximation de [D]. Cette courbe sera prise comme nouvelle déformée hypothétique du mode, à partir de laquelle on recommencera les opérations. Les valeurs successives de w convergent

vers la valeur exacte : $\omega = \frac{2\pi}{T}$

b) Recherche des modes supérieures

Si on considère la déformée hypothétique de départ comme une combinaison linéaire des déformées des divers modes, les itérations successives tendent à éliminer les composantes correspondant aux modes supérieurs et à accentuer l'importance des modes inférieures. Et la limite, seul subsiste le fondamental. Donc, si l'on désire rechercher les caractéristiques du $j^{ème}$ mode par exemple, il convient :

- De rechercher d'abord les caractéristiques des modes de rang inférieur à j
- D'éliminer des déformées approchées successives, les composantes parasites des modes inférieurs à j
- De procéder de la même manière qu'en (a) -

Remarque : Ces différentes étapes de calcul sont résumées dans l'organigramme de calcul donné ci après -

Appelons φ_i les vecteurs caractérisant les formes propres de vibrations.

Compte tenu de l'orthogonalité des modes, on a : ${}^t\varphi_i [M] \varphi_j = 0$ si $i \neq j$

Une déformée ϑ quelconque s'écrit donc : $\vartheta = \sum \varphi_i A_i$, où les A_i sont des scalaires définissant les amplitudes.

En multipliant par ${}^t\varphi_1 [m]$ à droite, on obtient : ${}^t\varphi_1 [m] \vartheta = {}^t\varphi_1 [m] \varphi_1 A_1$.

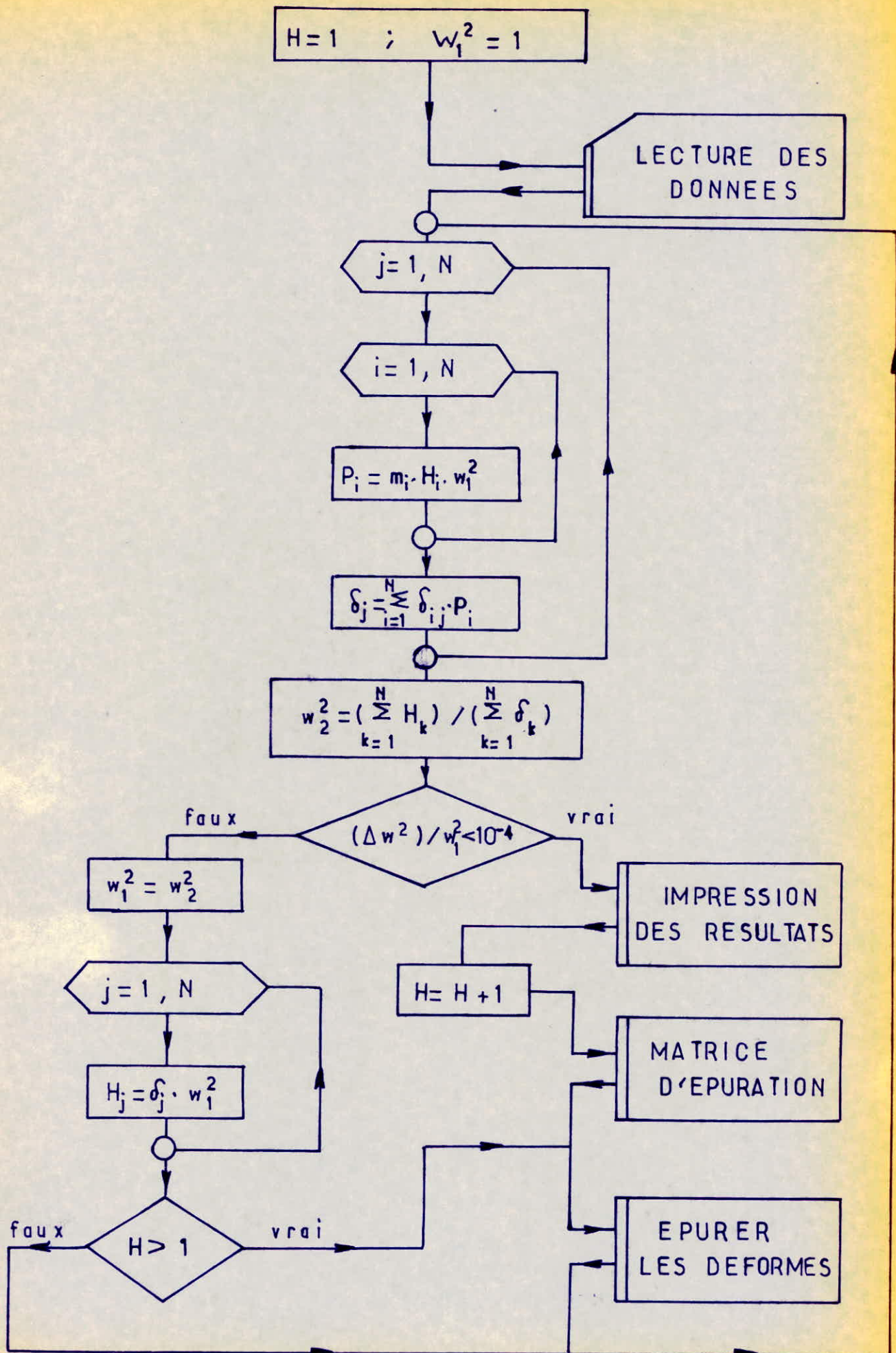
φ_1 étant connu, d'où $A_1 = \frac{{}^t\varphi_1 [m] \vartheta}{{}^t\varphi_1 [m] \varphi_1}$

Donc les vecteurs déformés du 2^{ème} mode doivent être épurés des composantes du 1^{er} mode : $\tilde{\vartheta} = \vartheta - \frac{\varphi_1 \cdot {}^t\varphi_1 [m] \vartheta}{{}^t\varphi_1 [m] \varphi_1} = B \cdot \vartheta$

$B = I - \frac{\varphi_1 \cdot {}^t\varphi_1 [m]}{{}^t\varphi_1 [m] \varphi_1}$ est la matrice d'épuration.

Ce procédé se généralise sans difficultés aux modes supérieurs. Enfin, on calcule le poids de la participation du mode j par la formule :

$$\xi^{(j)} = \frac{[\sum m_i A_i^{(j)}]^2}{[\sum m_i][\sum m_i (A_i^{(j)})^2]}$$



SENS LONGITUDINAL

MODE	PERIODE (m s)	COEF. DE PARTICIPATION	A ₀ RDC (A ₁)	A ₁ (A ₁)	A ₂ (A ₁)	A ₃ (A ₁)	A ₄ (A ₁)	A ₅ (A ₁)	A ₆ (A ₁)
1	110,5	66,5 %	0,00	1,00	3,69	7,62	12,4	17,6	22,9
2	17,61	20,4 %	0,00	1,00	2,72	3,55	2,62	0,01	-3,49
3	6,276	7,0 %	0,00	1,00	1,65	0,393	-1,25	-1,03	1,16
4	3,216	3,5 %	0,00	1,00	0,432	-1,01	-0,145	0,999	-0,534
5	2,012	1,9 %	0,00	1,00	-0,523	-0,277	0,377	-0,763	0,231
6	1,503	0,7 %	0,00	1,00	-1,17	1,13	-0,954	0,541	-0,165

PERIODES ET FORMES PROPRES

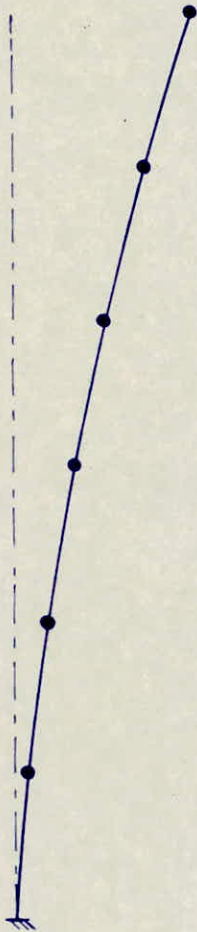
SENS TRANSVERSAL

MODE	PERIODE (ms)	COEF. DE PARTICIPATION	A_0 RDC (A_1)	A_1 (A_1)	A_2 (A_1)	A_3 (A_1)	A_4 (A_1)	A_5 (A_1)	A_6 (A_1)
1	127,5	66,5 %	0,00	1,00	3,69	7,62	12,4	17,6	22,9
2	20,32	20,4 %	0,00	1,00	2,72	3,55	2,62	0,01	-3,49
3	7,243	7,0 %	0,00	1,00	1,65	0,393	-1,25	-1,03	1,16
4	3,712	3,5 %	0,00	1,00	0,432	-1,01	-0,145	0,999	-0,534
5	2,322	1,9 %	0,00	1,00	-0,523	-0,277	0,377	-0,763	0,231
6	1,741	0,7 %	0,00	1,00	-1,17	1,13	-0,954	0,541	-0,165

PERIODES ET FORMES PROPRES

FORMES PROPRES

1^r mode



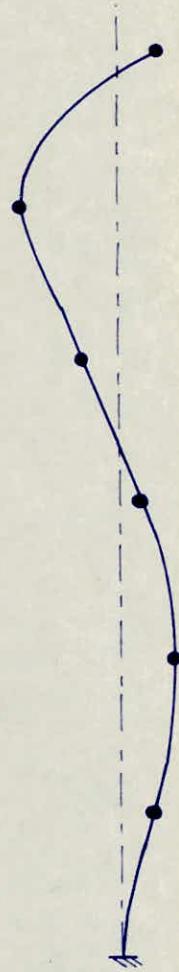
$$\xi^{(1)} = 66,5 \%$$

2^{em} mode



$$\xi^{(2)} = 20,4 \%$$

3^{em} mode



$$\xi^{(3)} = 7,0 \%$$

$\xi^{(1)} + \xi^{(2)} = 86,9 \% > 80 \% ;$ Les deux premiers modes sont prépondérants

ETUDE AU

VENT

Etude du Vent

1 - Introduction -

Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques et mécaniques de la structure, en tout premier lieu de la période du mode fondamental à oscillation de la structure dans la direction étudiée.

A de faible vitesse, le régime de vent est généralement laminaire, les effets sur la construction ayant un caractère statique. Un calcul à ce stade ne présente pas d'intérêt. Pour des vitesses plus élevées, le vent devient turbulent et agit par rafales successives. Ces rafales sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique, et que leur période est plus voisine de la période propre de vibration de l'ouvrage. (risque de non résonance), les effets du vent deviennent dynamiques, il en résulte une aggravation des déformations par suite des oscillations.

Les actions du vent sur les différents parois d'une construction admettent une résultante géométrique \vec{R} , dont la direction diffère généralement de celle du vent.

Cette résultante \vec{R} peut se décomposer en (03) Composantes

- la force de traînée T suivant la direction du vent dans un plan horizontal.
- la force de dérive L perpendiculaire à T dans le plan horizontal
- la portance de dérive U suivant la direction verticale ascendante

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

2 - Détermination de la force de traînée T :

C'est l'effort le plus important, donc il conditionne le dimensionnement de la construction ou contreventement.

Les caractéristiques géométriques de la construction sont :-

- Grand côté de la base : $a = 19,85 \text{ m}$
- Petit côté de la base : $b = 18,075 \text{ m}$
- hauteur totale offerte au vent : $h = 17,40 \text{ m}$.

$$T = C_E \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot D_e$$

L'effort de traînée est fonction de la hauteur du niveau considéré, pour cela nous tracerons une courbe représentative de l'effort de traînée en fonction de la hauteur.

a/ Coefficient de trainée C_t

le coefficient depend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et de son elancement

$C_t = C_{t0} \cdot \delta_0$, C_{t0} : coefficient global de trainée $C_{t0} = 1,3$ (N.V.65 (Commentaire III-2,161))

δ_0 : coefficient dependant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le diagramme R III.5 N.V.65

pour un vent normal à la grande face "a"

$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{17,40}{19,85} = 0,88$; $\frac{b}{a} = \frac{18,075}{19,85} = 0,91$ } $\Rightarrow \delta_0 = 1$. $C_t = 1,3$

- pour un vent normal à la petite face "b"

$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{17,40}{18,075} = 0,96$; $\frac{b}{a} = \frac{18,075}{19,85} = 0,91$ } $\Rightarrow \delta_0 = 1$. $C_t = 1,3$

b/ Coefficient de majoration dynamique β :-

Coefficient tenant compte de la periode propre de vibration de la construction et du niveau pris en consideration, est lié aux effets de resonance provoqués par les oscillations de la construction.

$\beta = (1 + \xi \cdot \zeta) \theta \gg 1$. ξ : coefficient de reponse en fonction de la periode, et tient compte du d° d'amortissement. ζ : évalué en fonction du niveau pris en consideration le coefficient de pulsation.

exemple: $h = H = 17,40 m \Rightarrow \zeta = 0,348$ (R III.4 N.V.65)

θ : coefficient global dependant du type de la construction, pour un bâtiment d'habitation. θ depend de la côte H_s du sommet du bâtiment.

$H_s = h = 17,40 m < 30 m \Rightarrow \theta = 0,70$

$T_l = 0,110 s \rightarrow \xi_l = 0,100$. parois a densite normale en B.A
 $T_t = 0,127 \rightarrow \xi_t = 0,110$ (R III.3 N.V.65)

d'où $\beta_l = (1 + \xi_l \cdot \zeta) \theta = (1 + 0,1 \times 0,348) \times 0,70 = 0,724 \Rightarrow \beta_l = 1$

$\beta_t = (1 + \xi_t \cdot \zeta) \theta = (1 + 0,110 \times 0,348) \times 0,70 = 0,727 \Rightarrow \beta_t = 1$

c/ Coefficient de reduction tenant compte de l'effet de dimensions donné en fonction de la hauteur et du niveau pris en consideration. (R III.2 N.V.65)

pour $h = 17,40 m$
 $a = 19,85 m$ } $\Rightarrow \delta = 0,79$

d/ Pression du vent : $q_h = K_s K_m q_n$ (pour un vent normal)

- Effet de site K_s : site exposé ; Region II } $\Rightarrow K_s = 1$
- Effet de masque : $K_m = 1$ pas d'effet de masque

- Pression dynamique q_H : la pression dynamique q_H agissant à la hauteur H au dessus du sol est donnée par :

$$q_H = q_{10} \cdot \frac{2,5(H+18)}{(H+60)}$$

q_{10} : pression dynamique de base, mesurée à 10m du sol

$$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2 = 71,33 \text{ kg/m}^2 \quad \text{pour la region II}$$

d'où : $q_h = K_s K_m q_H = 1,3 \cdot 1 \cdot q_H = 1,3 q_H$

pour $H = 17,40 \text{ m}$: $q_H = 71,33 \cdot \frac{2,5(17,40+18)}{(17,40+60)} = 81,56 \text{ kg/m}^2$

$$q_h = 1,3 q_H = 1,3 \cdot 81,56 = 106,03 \text{ kg/m}^2$$

On doit avoir $30,57 < q_h \cdot \delta < 173,23 \text{ kg/m}^2$

$\delta \cdot q_h$: pression dynamique corrigée

$$30,57 \text{ kg/m}^2 < \delta \cdot q_h = 0,79 \cdot 106,03 = 83,76 \text{ kg/m}^2 < 173,23 \text{ kg/m}^2 \quad \text{verifié.}$$

e/ largeur du maitre couple d :-

Le maitre couple est la projection orthogonale de la surface considérée de la construction.

Vent agissant dans le sens longitudinal : $D_e = b = 18,075 \text{ m}$

Vent agissant dans le sens transversal : $D_e = a = 19,85 \text{ m}$

au niveau $H = 17,40 \text{ m}$. l'effort de traîne sera

dans le sens longitudinal : $T_r = C_t \cdot \beta \cdot \delta q_h \cdot b = 1,3 \cdot 1 \cdot 0,79 \cdot 106,03 \cdot 18,075 = 1968,23 \text{ kg/m}$

dans le sens transversal : $T_r = C_t \cdot \beta \cdot \delta q_h \cdot a = 1,3 \cdot 1 \cdot 0,79 \cdot 106,03 \cdot 19,85 = 2161,52 \text{ kg/m}$

Pour les autres niveaux les résultats seront présentés sous forme de tableau.

force de traînée extreme $T_r^e = 1,75 T_r$

3- Calcul de l'effort de derive :

la force de derive prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations perpendiculaires à l'action du vent, mais les vibrations n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles ($v \leq 25 \text{ m/s}$)

La theorie de KARMAN montre que la periode des tourbillons est donnée par :-

$$T_k = \frac{d}{S \cdot v} \quad \text{ou} \quad d: \text{largeur du maitre couple.}$$

$$S: \text{nombre dit de STROUHAL } 0,25 \leq S \leq 0,30$$

pour les batiments à base prismatique (N.V.65)

v : vitesse du vent

La resonance est obtenue lorsque T_k est égale à la periode T de vibration propre de la construction. on a alors $V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$

Application :-

Sens longitudinal :

$$T_l = 0,110 \text{ s}$$

$$S = 0,25$$

$$d = 19,85 \text{ m} = a$$

$$V_{cr} = \frac{a}{S \cdot T_l} = \frac{19,85}{0,25 \times 0,110} = 721,82 \text{ m/s} > V_{cr} = 25 \text{ m/s}$$

Sens transversal :

$$T_t = 0,127 \text{ s}$$

$$S = 0,25$$

$$d = 18,075 \text{ m} = b$$

$$V_{cr} = \frac{b}{S \cdot T_t} = \frac{18,075}{0,25 \times 0,127} = 590,55 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

donc il est inutile de faire un calcul de résonance et de la dérive.

4- Détermination de la portance

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

a/ coefficient de portance C_u ; $C_u = C_i - C_e$

C_i : est le coefficient de surpression intérieure sur la terrasse

$$\text{construction fermée} \left. \begin{array}{l} \mu < 5 \\ \delta_0 = 1 \end{array} \right\} C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \cdot \delta_0) \quad (\text{N.V.65 - 2.141})$$

$$\Rightarrow C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \cdot 1) = +0,3$$

C_e : coefficient de dépression extérieure sur la terrasse

$$\alpha = 0 \left. \begin{array}{l} \delta_0 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0,5 \quad (\text{R III 6 - N.V.65})$$

$$C_u = C_i - C_e = 0,3 + 0,5 = 0,8$$

b/ Coefficient de dimension δ

$$\delta = C_{\delta}^{\frac{1}{2}} = 0,79 \quad , \quad H = 17,40 \text{ m}$$

c/ Pression du vent q

$$\text{pour } H = 17,40 \text{ m} \quad q_H = 81,56 \text{ kg/m}^2 \quad , \quad q_n = k_s \cdot q_H = 1,3 \cdot 81,56 = 106,03 \text{ kg/m}^2$$

d/ Surface de la terrasse S_u

$$S_u = 329 \text{ m}^2$$

$$U_n = C_u \cdot \delta \cdot q_n \cdot S_u = 0,8 \times 0,79 \times 106,03 \times 329 \times 10^{-3} = 22,05 \text{ t}$$

$$U_{ext} = U_n \cdot 1,75 = 22,05 \times 1,75 = 38,59 \text{ t. (portance extrême.)}$$

Le poids de la structure $W = 2315 \text{ t}$

$U_{ext} < W$ donc les effets de la portance sont négligeables.

Les actions du vent seront matérialisées par l'effort de traînée.

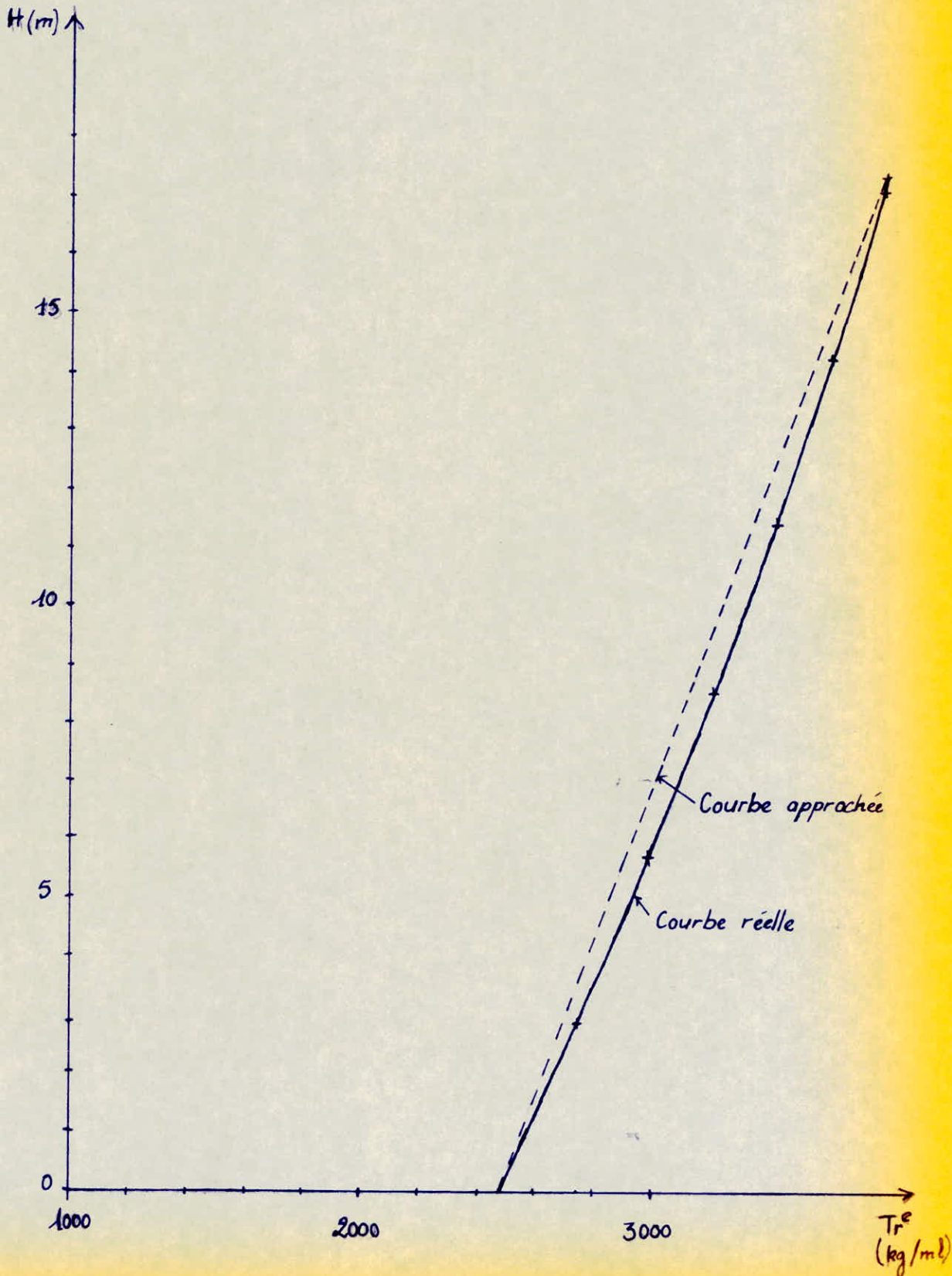
Les efforts de traînée dans le sens transversal et longitudinal, pour chaque niveau seront résumés dans des tableaux.

Effort de trainée pour un vent agissant transversalement

Niveau	Ct	ξ	τ	θ	β	δ	Ks	q (kg/m ²)	δq (kg/m ²)	d (m)	Tr ⁿ (kg/ml)	Tr ^e (kg/ml)
17,40m	1,30	0,10	0,348	0,70	1	0,79	1,30	106,03	83,76	19,85	2161,52	3782,66
17,16m	1,30	0,10	0,348	0,70	1	0,79	1,30	105,64	83,45	19,85	2153,49	3768,61
14,30m	1,30	0,10	0,354	0,70	1	0,79	1,30	100,78	79,62	19,85	2064,47	3595,33
11,44m	1,30	0,10	0,356	0,70	1	0,79	1,30	95,53	75,47	19,85	1947,52	3408,17
8,58m	1,30	0,10	0,360	0,70	1	0,79	1,30	89,85	70,98	19,85	1831,66	3205,40
5,72m	1,30	0,10	0,360	0,70	1	0,79	1,30	83,67	66,10	19,85	1705,70	2984,98
2,86m	1,30	0,10	0,360	0,70	1	0,79	1,30	76,93	60,77	19,85	1568,29	2744,51
0 m	1,30	0,10	0,360	0,70	1	0,79	1,30	69,55	54,94	19,85	1417,78	2481,11

Vent transversal
Force de trainée extrême

$$T_r^e = f(H)$$



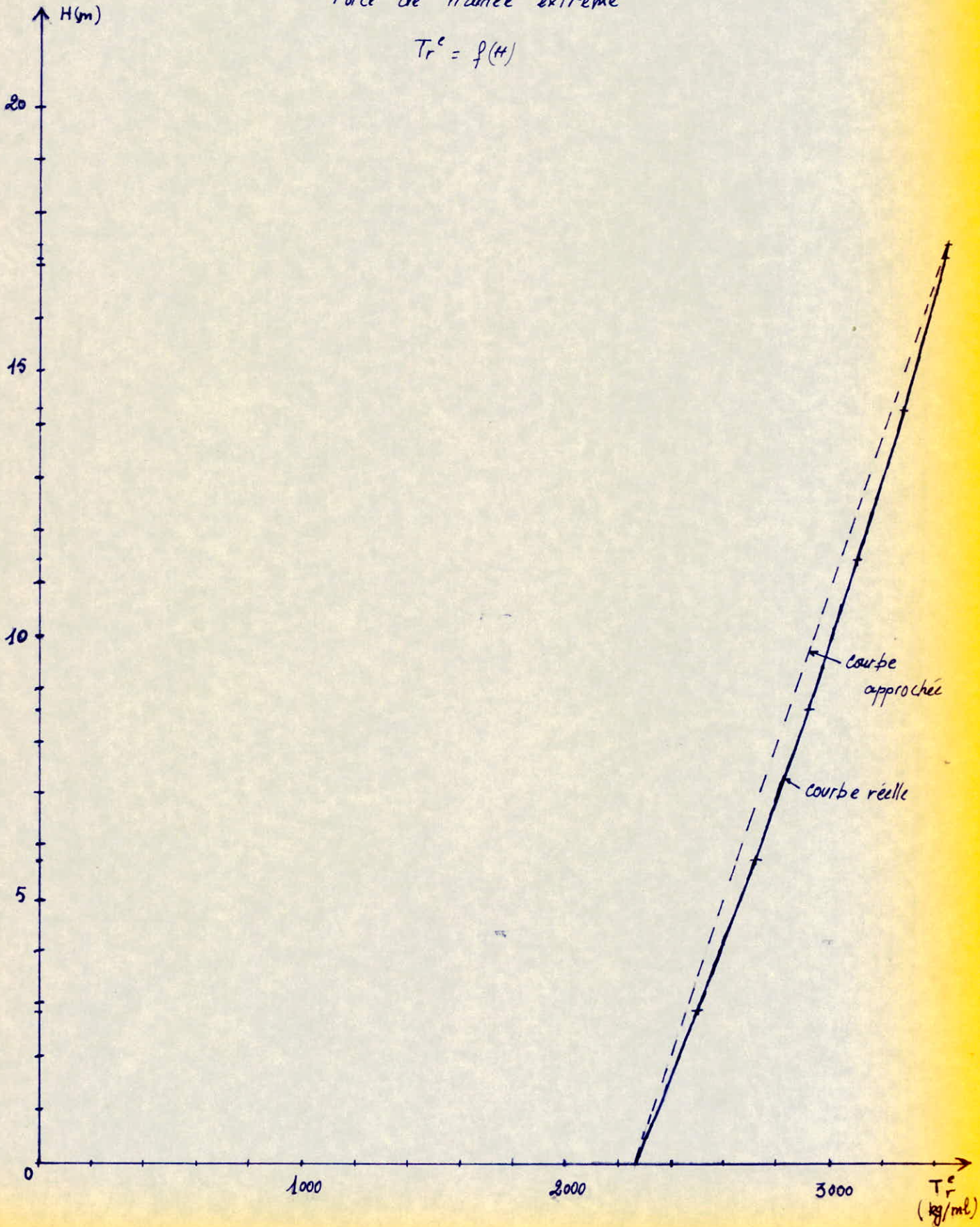
Effort de traînée pour un vent agissant longitudinalement.

Niveau	C_t	ξ	τ	θ	β	δ	K_s	q (kg/m ²)	δq (kg/m ²)	d (m)	T_r^n (kg/m ²)	T_r^e (kg/m ²)
17,40m	1,30	0,11	0,348	0,70	1	0,79	1,3	106,03	83,76	18,075	1968,23	3444,26
17,16m	1,30	0,11	0,348	0,70	1	0,79	1,3	105,64	83,45	18,075	1960,87	3431,52
14,30m	1,30	0,11	0,354	0,70	1	0,79	1,3	100,78	79,62	18,075	1870,87	3274,02
11,44m	1,30	0,11	0,356	0,70	1	0,79	1,3	95,53	75,47	18,075	1773,36	3103,37
8,58m	1,30	0,11	0,360	0,70	1	0,79	1,3	89,85	70,98	18,075	1667,85	2918,74
5,72m	1,30	0,11	0,360	0,70	1	0,79	1,3	83,67	66,10	18,075	1553,18	2718,07
2,86m	1,30	0,11	0,360	0,70	1	0,79	1,3	76,93	60,77	18,075	1427,94	2498,90
0m	1,30	0,11	0,360	0,70	1	0,79	1,3	69,55	54,94	18,075	1291,00	2259,25

Vent longitudinal

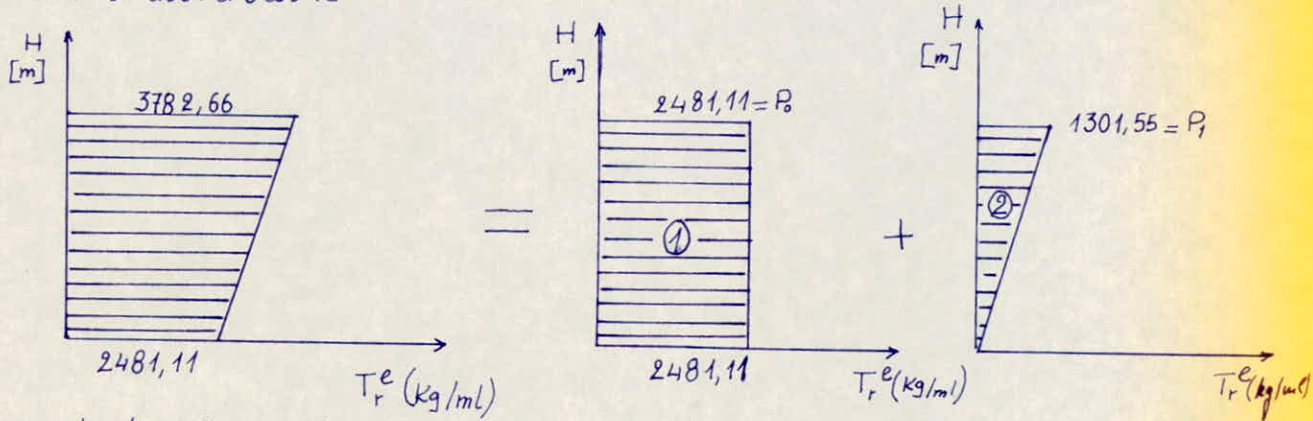
Force de traînée extrême

$$T_r^e = f(H)$$

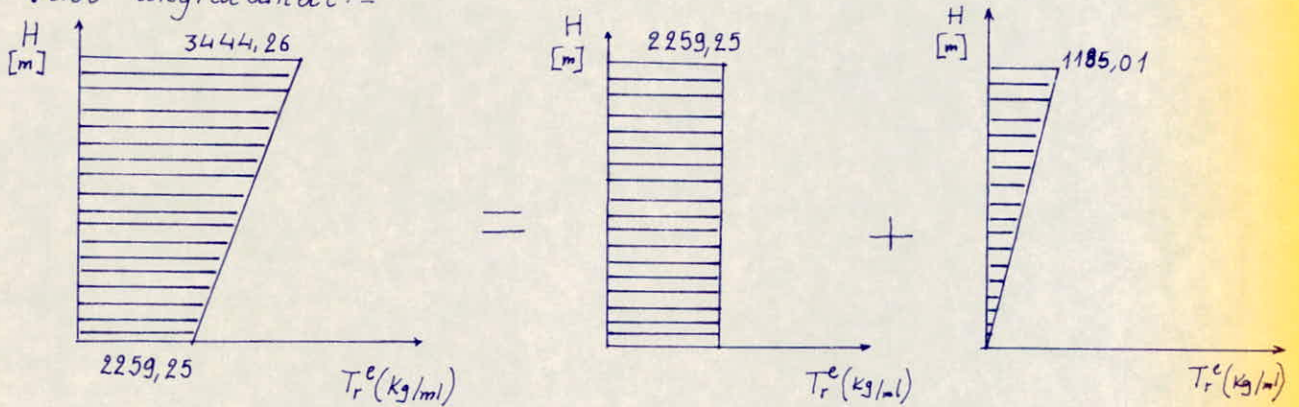


6. Le diagramme donnant T_e en fonction de H est remplacé par un diagramme sensiblement équivalent et cela pour la facilité de calcul. (Distribution des efforts dans les voiles $\square + \nabla$)

Vent transversal :-



Vent longitudinal :-



Effort résultant au niveau de chaque étage (voir tableau)

ex. R.D.C (niveau 0)

Vent transversal ; - h : hauteur du bâtiment

$$H_e = H_{e0} + H_{e1} = P_0 h + P_1 \frac{h}{2} = 2481,11 \cdot 17,40 + 1301,55 \cdot \frac{17,40}{2} = 54,495 \text{ t}$$

$$M_e = M_{e0} + M_{e1} = P_0 \frac{h^2}{2} + P_1 \frac{h^2}{3} = h^2 \left(\frac{P_0}{2} + \frac{P_1}{3} \right) = 506,943 \text{ t.m}$$

Vent longitudinal

$$H_e = H_{e0} + H_{e1} = P_0 h + P_1 \frac{h}{2} = 49,621 \text{ t}$$

$$M_e = M_{e0} + M_{e1} = h^2 \left(\frac{P_0}{2} + \frac{P_1}{3} \right) = 461,596 \text{ t.m}$$

Tableau donnant les efforts au niveau de chaque étage.

Vent transversal		vent longitudinal		Niveau
He (t)	Me (t.m)	He (t)	Me (t.m)	
0	0	0	0	17,40
0,906	0,109	0,825	0,099	17,16
11,367	17,806	10,350	16,213	14,30
21,216	64,542	19,378	58,887	11,44
30,454	138,547	27,729	126,180	8,58
39,079	238,150	35,584	216,847	5,72
47,137	361,741	42,881	329,186	2,86
54,495	506,943	49,621	461,596	0

CALCUL AU

S'EISME

Introduction :

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou le manteau (couche sous-jacente). La connaissance de la nature des sources sismiques ainsi que des lois de propagations des ondes n'est qu'une étape vers la détermination du risque sismique ; le problème principal étant celui de l'identification des mouvements au niveau du sol. Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme se mettent principalement sous la forme d'un accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps.

On lit sur l'accélérogramme le paramètre important pour la définition du risque sismique ; l'accélération maximale du sol.

Il convient de noter qu'en un point du sol donné, les mouvements lors d'un séisme s'effectuent dans toutes les directions à l'horizontale, comme à la verticale.

Notre étude sera faite par application des Règles Parasismiques Algériennes ; dont le but, est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions, de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Calcul des forces sismiques :

Toutes les conditions requises par le RPA pour l'application de la méthode statique étant satisfaites, nous pouvons substituer aux forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction

un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique

La force latérale totale est donnée par :

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

A est le coefficient d'accélération des zones : Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage: 2} \\ \text{zone II (Guelma)} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

Ce coefficient correspond au rapport de l'accélération max du sol à celle due à la gravitation

D est le facteur d'amplification dynamique moyen :

Sa valeur sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du Batiment

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sol meuble} \\ T_{\text{longit}} = 0,351 \text{ s} \\ T_{\text{transv}} = 0,368 \text{ s} \end{array} \right\} \Rightarrow D = 2,0$$

$$\text{avec } T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (\text{Art 3.3.1.2.2 du RPA})$$

B est le facteur de comportement de la structure :

Il dépend du type et de la nature des contreventements de la structure

$$\left. \begin{array}{l} \text{Structure voiles porteurs [catégorie 4]} \\ \text{(Rectificatif apporté au RPA 81, version 83)} \end{array} \right\} \Rightarrow B = 1/4$$

Ce coefficient réducteur (varie de 1/5 à 2/3) tient compte du comportement plastique (Ductilité) de la structure.

Q est le facteur de qualité :

C'est un coefficient de sécurité dont la valeur est : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$
où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q .

q	Critères	Le critère est-il observé ?	Valeur P_q
1	Conditions minimales des files porteuses	oui	0,0
2	surabondance en plan	oui	0,0
3	Symétrie en plan	oui	0,0
4	Regularité en élévation	oui	0,0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0,1
6	Contrôle de la qualité de la construction	NON	0,1

d'où $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q = 1,20$

w est le poide de la structure

Cette valeur comprend la totalité des charges permanentes (poide propre de la structure, poide des remplissages et des revêtements, poide des équipements fixes, etc.....)

d'où $w = 334 + 5 \times 378 + 90,5 = 2315 \text{ t}$

d'où finalement : $V = 0,15 \times 2,0 \times \frac{1}{4} \times 1,2 \times 2315$

$$V = 208,4 \text{ t}$$

Distribution des forces latérales : [Article 3.3.3.]

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur du bâtiment selon les formules :

$$V = F_T + \sum_{i=1}^{i=6} F_i$$

F_T : est la force concentrée au sommet de la structure.

Puisque les périodes longitudinale et transversale sont inférieures à 0,7s nous prendrons $F_T = 0$

La partie restante de l'effort horizontal total V est distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_T) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i h_i}$$

W_k et h_k sont respectivement le poids propre et la hauteur à partir de la base du niveau k .

Tout calcul fait, nous obtenons :

K	1 [1 ^e Etage]	2	3	4	5	6 (plancher terrasse)
F_k [t]	10,26	20,53	30,79	41,05	51,31	54,41

Remarque : Le niveau de la base de la structure est pris au niveau supérieur du vide sanitaire, compte tenu de la valeur élevée de la rigidité en ce point.

**ETUDE DE LA
TORSION**

Les forces sismiques horizontales revenant à chaque plancher étant déterminées, le problème qui se pose est le suivant :

Comment déterminer leur répartition dans les différents refonds pour que ceux-ci puissent être étudiés séparément par les formules habituelles de la théorie des poutres ?

A - Hypothèses simplificatrices de l'étude :

- 1°] Les planchers sont indéformables horizontalement.
- 2°] Les refonds sont parfaitement encastés à leur base.
- 3°] L'inertie des refonds est constante sur toute la hauteur, ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refonds.

B - Distribution des sollicitations d'ensembles aux refonds :

Exposé de la méthode du centre de torsion.

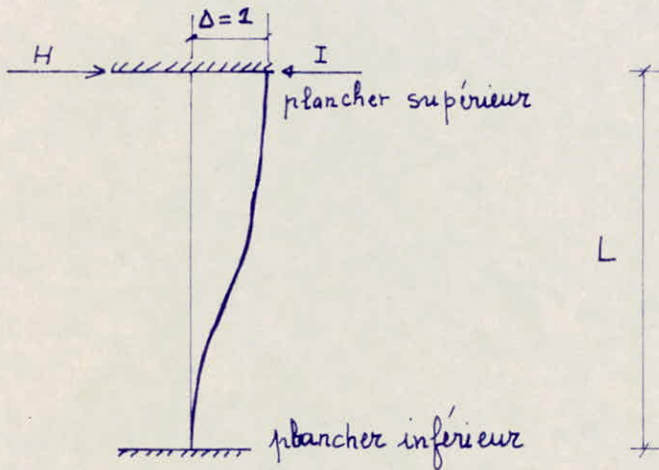
Le centre de torsion [CT] d'un groupe de refonds est le point défini par :

1°] Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion provoque uniquement une translation de direction parallèle à celle de la force.

2°] Un moment vertical dont la direction passe par le centre de torsion engendre seulement une rotation de même sens que celle du Moment.

Les forces horizontales se répartissent dans les refonds suivant leurs rigidités.

La rigidité à la flexion I d'un refend est la force [ou le couple] de rappel par laquelle le refend réagit quand une force [ou un couple] extérieure H produit une translation (ou une rotation) unitaire telle qu'elle est représentée sur la figure :



$$I = \frac{12 EJ}{L^3}$$

I : rigidité
 J : moment d'inertie de la section transversale.
 L : hauteur de l'étage.

Puisque tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur d'étage et présentent les mêmes conditions aux appuis, nous pouvons simplifier les calculs en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.

C. Application de la méthode à la structure :

Le cas étudié se caractérise par le fait suivant :

- pour chaque direction du séisme envisagé, un refend quelconque est soit parallèle, soit perpendiculaire à cette direction

Il en résulte que :

1°] Un refend parallèle à la direction de la force sismique est soumis à un effort de translation (H_{tr}) et à un effort de rotation (H_{rot})

2°] Un refend perpendiculaire à la direction de la force sismique est soumis uniquement à un effort de rotation (H_{rot})

Nous aurons avec : (x_i, y_i) coordonnées du centre de gravité de refend "i" par rapport, au centre de torsion

- Force sismique agissant transversalement :

Refend transversal "i" :

$$H_i = H_{i_{rot}} + H_{i_{trans}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} H_{i_{rot}} = \frac{H \cdot e \cdot I_{ix} \cdot x_i}{J} \\ H_{i_{trans}} = \frac{H \cdot I_{ix}}{\sum I_{ix}} \end{array} \right.$$

Refend longitudinal "j" :

$$H_j = H_{j_{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{jy} \cdot y_j}{J}$$

- Force sismique agissant longitudinalement :

Refend transversal "i" :

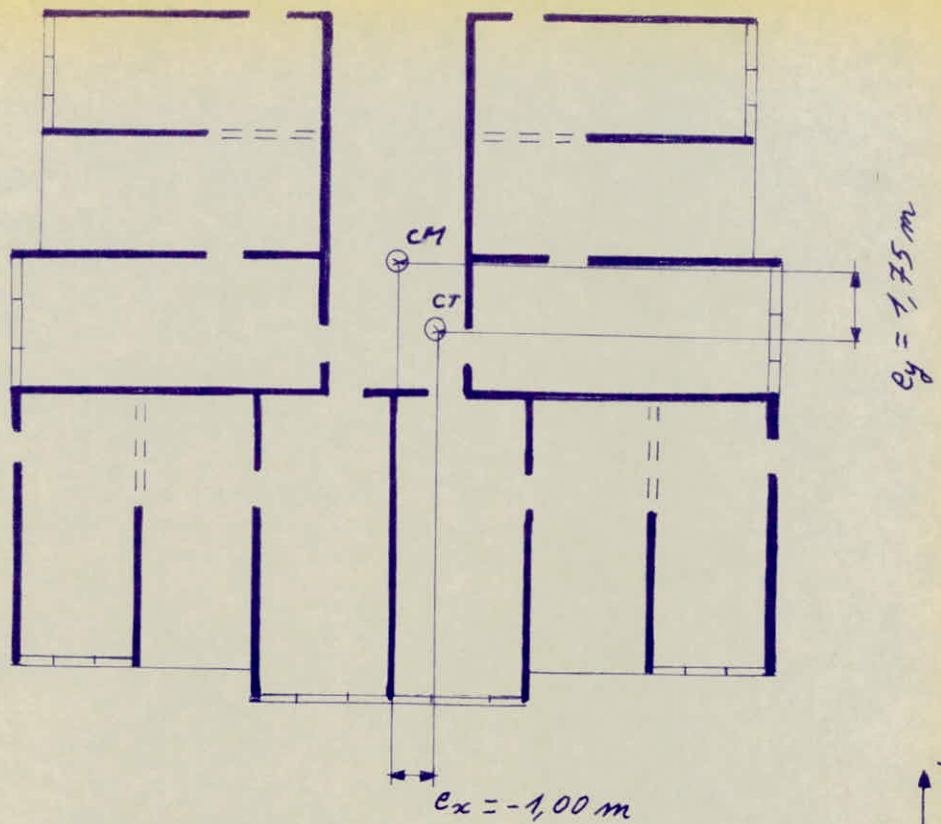
$$H_i = H_{i_{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{ix} \cdot x_i}{J}$$

Refend longitudinal "j" :

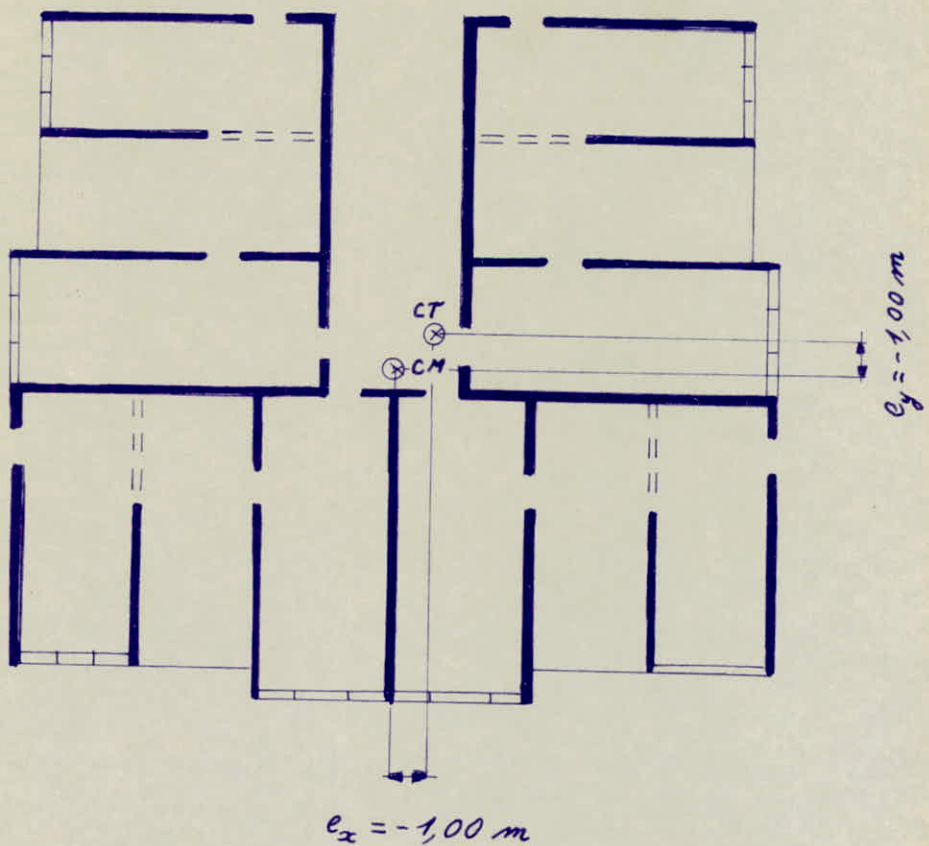
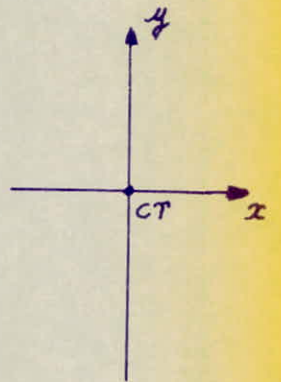
$$H_j = H_{j_{trans}} + H_{j_{rot}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} H_{j_{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{jy} \cdot y_j}{J} \\ H_{j_{trans}} = H \cdot \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}} \end{array} \right.$$

En rappelant que

$$J = \sum I_{ix} \cdot x_i^2 + \sum I_{jy} \cdot y_j^2$$



Plancher terrasse



Plancher courant

- Remarques:
- 1°] Pour chaque refend, l'effort le plus défavorable qui lui revient correspond à un séisme de même direction que le refend.
 - 2°] Pour les planchers d'étage courants, vu que les excentricités sont identiques, on prendra $H = 100t$, ensuite par règle de trois, on déterminera l'effort H_i (ou H_j) à chaque niveau.
 - 3°] Par application de l'article 3.3.5 du R.P. A ; les efforts tranchants négatifs dus à la torsion sont négligés.

I. Plancher terrasse:

$$\begin{cases} e_x = -1,0 \text{ m} \\ e_y = +1,75 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} J = 2750 \text{ m}^6 \\ H = 54,41 t. \end{cases}$$

a°] Séisme longitudinal:

Voile j	VL 1	VL 2	VL 3	VL 4	VL 5	VL 6	VL 7
y_j [m]	8,166	8,166	5,016	5,016	1,866	1,866	-1,684
I_{jy} [m ⁴]	5,816	5,816	1,008	1,008	9,857	9,857	70,48
$H_{j_{trans}}$ [t]	3,048	3,048	0,5281	0,5281	5,165	5,165	36,93
$H_{j_{rot}}$ [t]	1,644	1,644	0,1751	0,1751	0,6369	0,6369	-4,410
$H_{j_{tot}}$ [t]	4,692	4,692	0,7032	0,7032	5,802	5,802	36,93

b°] Séisme transversal:

b°] Seisme transversal:

Voile i	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7	VT 8	VT 9
x_i [m]	-10,85	-7,700	-4,550	-2,775	-1,00	0,775	2,550	5,700	8,850
I_{axe} [m ⁴]	5,816	1,008	9,857	17,41	9,791	17,41	9,857	1,008	5,816
$H_{i_{trans}}$ [t]	4,059	0,7034	6,878	12,15	6,832	12,15	6,878	0,7034	4,059
$H_{i_{rot}}$ [t]	1,249	0,1535	0,8873	0,9559	0,1937	-0,2669	-0,4748	-0,1137	-1,018
$H_{i_{tot}}$ [t]	5,307	0,8570	7,765	13,10	7,026	12,15	6,878	0,7034	4,059

II Plancher d'étage courant:

$$\begin{cases} e_x = -1,0\text{m} \\ e_y = -1,0\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} J = 2748 \text{ m}^6 \\ H = 100\text{t (fictif)} \end{cases}$$

a) Seisme longitudinal:

Voile j	VL 1	VL 2	VL 3	VL 4	VL 5	VL 6	VL 7
y_j [m]	8,122	8,122	4,972	4,972	1,822	1,822	-1,728
I_{jy} [m ⁴]	5,816	5,816	1,008	1,008	9,857	9,857	70,48
$H_{j_{trans}}$ [t]	5,601	5,601	0,9707	0,9707	9,492	9,492	67,87
$H_{j_{rot}}$ [t]	-1,719	-1,719	-0,1824	-0,1824	-0,6535	-0,6535	4,432
$H_{j_{tot}}$ [t]	5,601	5,601	0,9707	0,9707	9,492	9,492	72,30

b) Seisme transversal:

Voile i	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7	VT 8	VT 9
x_i [m]	-10,85	-7,700	-4,550	-2,775	-1,00	0,775	2,550	5,700	8,850
I_{ix} [m ⁴]	5,816	1,008	9,857	17,41	9,791	17,41	9,857	1,008	5,816
$H_{i_{transv}}$ [t]	7,459	1,293	12,64	22,33	12,56	22,33	12,64	1,293	7,459
$H_{i_{rot}}$ [t]	2,296	0,2824	1,632	1,758	0,3563	-0,490	-0,915	-0,209	-1,873
$H_{i_{tot}}$ [t]	9,755	1,575	14,27	24,09	12,92	22,33	12,64	1,293	7,459

Forces statiques à chaque niveau pour chaque refend :

L'excentricité e_x résulte de l'excentricité accidentelle prévue par le règlement, elle peut être soit à droite, soit, à gauche du centre de masse ; cela nous amène à conclure :

pour deux refends transversaux symétriques, nous prendrons la valeur la plus défavorable des forces sismiques :

Niveau Refends	1 [1 ^{er} Etage]	2	3	4	5	6 (plancher terrasse)
VL1 ou VL2	0,575	1,15	1,72	2,30	2,87	4,69
VL3 ou VL4	0,0996	0,199	0,299	0,398	0,498	0,703
VL5 ou VL6	0,974	1,95	2,92	3,90	4,87	5,80
VL7	7,42	14,8	22,3	29,7	37,1	36,9

VT1 ou VT9	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	5,31
VT2 ou VT8	0,162	0,323	0,485	0,647	0,808	0,857
VT3 ou VT7	1,46	2,93	4,39	5,86	7,32	7,77
VT4 ou VT6	2,47	4,95	7,42	9,89	12,4	13,1
VT5	1,33	2,65	3,98	5,30	6,63	7,01

CALCUL DE

DEFORMATIONS

CALCUL DES DEFORMATIONS

Connaissant les forces sismiques agissant à chaque niveau, on calculera les déformations élastiques par la méthode donnée ci-dessous, puis conformément à l'article 3.3.7.1 RPA 81 ces déformations seront multipliées par le coefficient $1,0/2B$ (≥ 1) pour tenir compte de la ductilité de la structure. Ensuite, on vérifiera que les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents sont inférieurs à 0,0075 fois la hauteur d'étage.

Calcul des fleches f_j :-

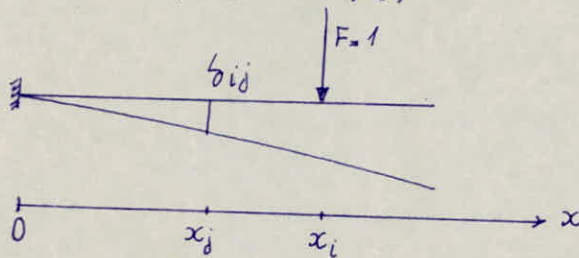
Au niveau j , la fleche est: $f_j = \sum_{i=1}^n \delta_{ij} F_i$

δ_{ij} est le coefficient d'influence,

il représente la fleche produite en j par une force unitaire agissant en i .

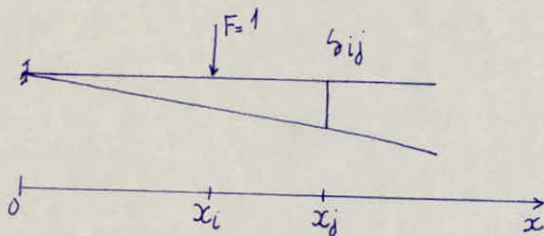
D'après la R.d.M on a:

a/ $x_i \gg x_j$ ($i \gg j$)

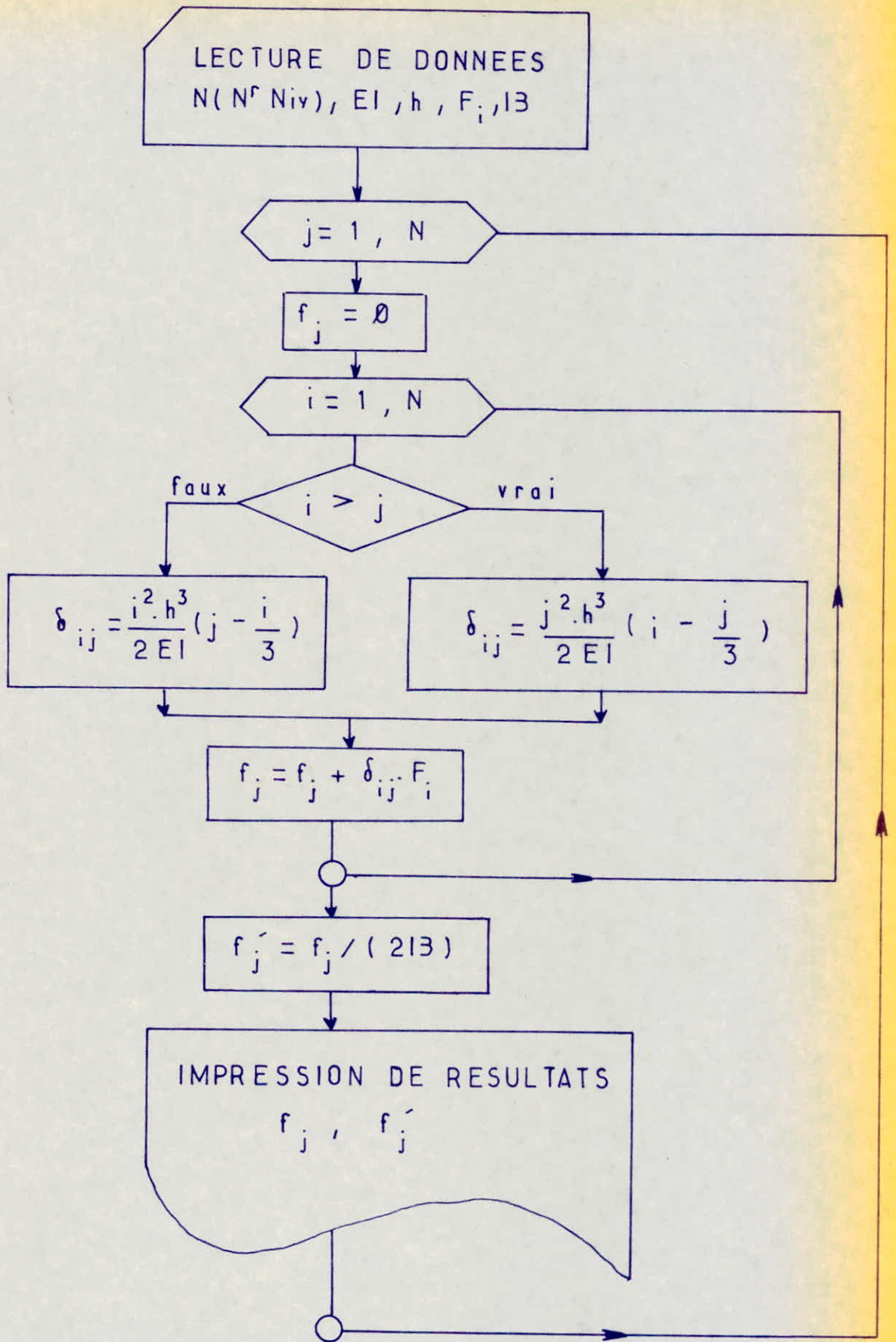


$$\delta_{ij} = \frac{1}{2EI} \cdot x_j^2 \left[x_i - \frac{x_j}{3} \right]$$

b/ $x_j \gg x_i$ ($j \gg i$)



$$\delta_{ij} = \frac{1}{2EI} \cdot x_i^2 \left[x_j - \frac{x_i}{3} \right]$$



CALCUL DE DEFORMATIONS

$$f'_j = f_j \times 1/213 \quad (13 = 1/4)$$

$$\Delta f = f'_{j+1} - f'_j$$

$$(\Delta f' / h)_{adm} = 750 \cdot 10^{-5} \longrightarrow \text{Déformations compatibles}$$

$$h = 2836 \text{ cm}$$

VOILE NIV. j	FLECHES	1 (1 ^{er} Et.)	2	3	4	5	6 (PT)
VL1 - VL2 VT1 - VT9	$f_j (10^{-3} \text{ cm})$	4,261	15,62	32,04	51,71	73,10	95,15
	$f'_j (10^{-3} \text{ cm})$	8,522	31,24	64,09	103,4	146,2	190,3
	$\Delta f' / h (10^{-5})$		7,943	11,49	13,74	14,97	15,42
VL3 - VL4 VT2 - VT8	$f_j (10^{-3} \text{ cm})$	3,972	14,56	29,87	48,19	68,13	88,68
	$f'_j (10^{-3} \text{ cm})$	7,944	29,12	59,74	96,39	136,3	177,4
	$\Delta f' / h (10^{-5})$		7,404	10,71	12,81	13,95	14,37
VL5 - VL6 VT3 - VT7	$f_j (10^{-3} \text{ cm})$	3,681	13,49	27,68	44,66	63,14	82,18
	$f'_j (10^{-3} \text{ cm})$	7,361	26,99	55,36	89,32	126,3	164,4
	$\Delta f' / h (10^{-5})$		6,863	9,920	11,87	12,93	13,32
VT5	$f_j (10^{-3} \text{ cm})$	3,354	12,30	25,22	40,70	57,53	74,89
	$f'_j (10^{-3} \text{ cm})$	6,708	24,59	50,44	81,39	115,1	149,8
	$\Delta f' / h (10^{-5})$		6,252	9,038	10,82	11,79	12,13
VT4 - VT6	$f_j (10^{-3} \text{ cm})$	3,520	12,90	26,47	42,71	60,38	78,59
	$f'_j (10^{-3} \text{ cm})$	7,040	25,81	52,94	85,42	120,8	157,2
	$\Delta f' / h (10^{-5})$		6,563	9,486	11,36	12,37	12,73
VL7	$f_j (10^{-3} \text{ cm})$	2,547	9,333	19,13	30,85	43,58	56,69
	$f'_j (10^{-3} \text{ cm})$	5,095	18,67	38,26	61,69	87,16	113,4
	$\Delta f' / h (10^{-5})$		4,747	6,850	8,192	8,906	9,175

EFFORTS' DANS'

LES' VOILES'

A : Forces horizontales :

Connaissant les forces qui agissent sur chaque voile, nous nous proposons à présent d'étudier la diffusion de ces effets dans les différents éléments de refends. Pour cela, la méthode imaginée par M^{re} FUENTES nous semble la plus adaptée au type de la structure. Nous avons apporté quelques changements à la méthode afin de mieux refléter la réalité ; ces modifications portent sur les points suivants :

- 1°] Les déformations d'effort normal dans les trumeaux ne sont pas négligés
- 2°] Les déformations d'effort tranchant dans les trumeaux ne sont pas négligés
- 3°] Les déformations d'effort tranchant dans les linteaux ne sont pas négligés
- 4°] Adaptation de la méthode pour des voiles comportant des raidisseurs à leurs extrémités

Pour tenir compte de tout ces facteurs et vu que le calcul à la main devient très laborieux ; voir impossible ; nous avons effectué un changement de présentation de la méthode pour la rendre itérative ; donc informatisable.

Exposé de la méthode :

Hypothèses :

- 1°] Les fibres moyennes déformées de chacun des éléments de refend sont parallèles.
- 2°] Toute section plane perpendiculaire à la fibre moyenne avant

déformation, reste plane et perpendiculaire à la déformée.

3°] Le point d'inflexion du linteau se situe en son milieu

4°] Le linteau est encasté à ses deux [2] extrémités dans les trumeaux

5°] Les éléments de refend sont encastés à leur base.

Notation:

H : hauteur du voile

h : hauteur d'étage

i, E' : Moment d'inertie et module d'élasticité longitudinal du linteau.

I_i, E : Moment d'inertie et module d'élasticité longitudinal du trumeau "i"

C : Distance entre centres de gravité des trumeaux.

Ω_i, G : aire et module d'élasticité transversal du trumeau "i"

γ_j : Rotation du refend au niveau "j"

T_j : Effort tranchant dans le linteau au niveau "j"

$2a$: Intervalle des sections d'encastement du linteau.

Ω_{lint}, G' : Aire et module d'élasticité transversal du linteau.

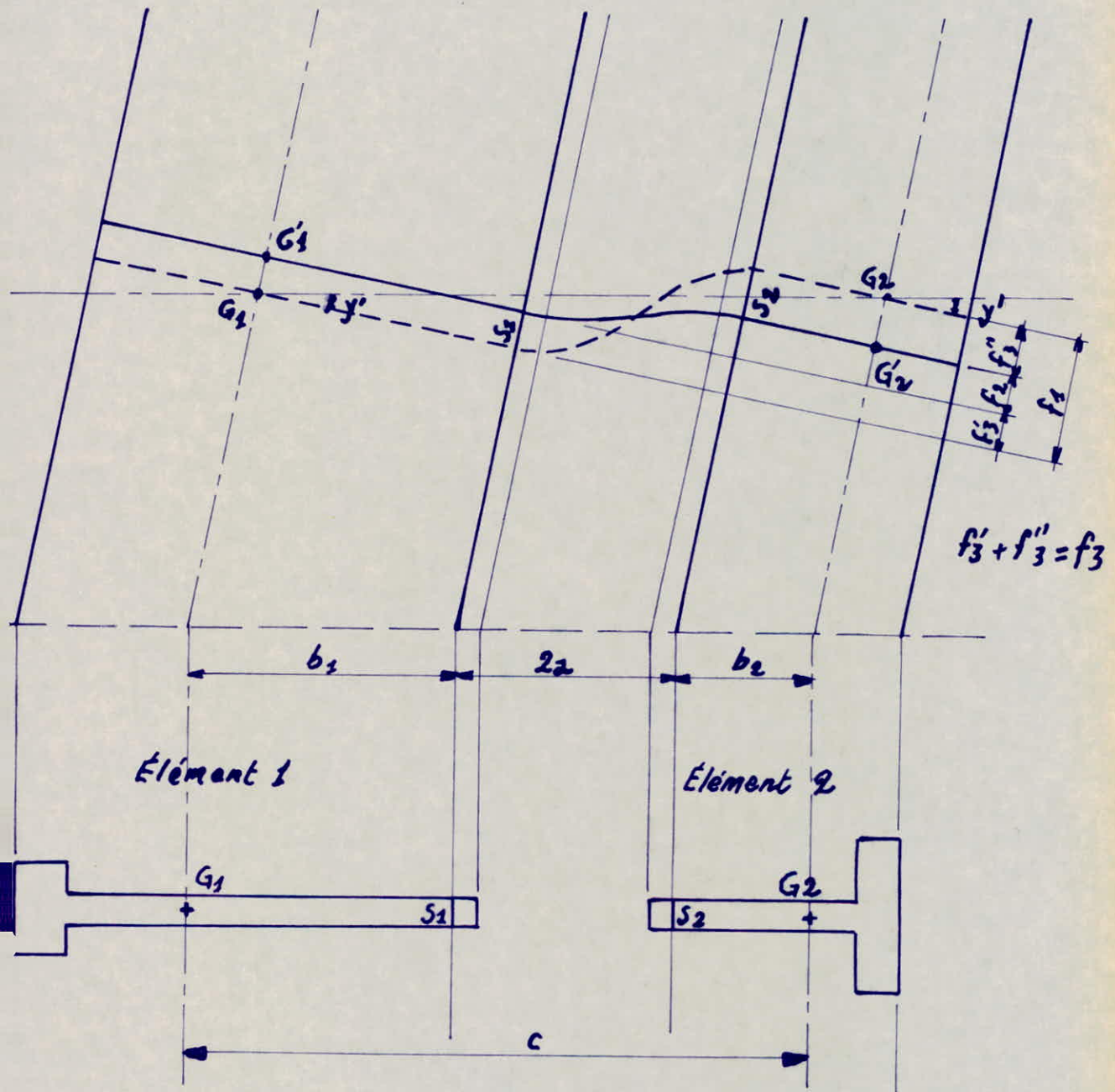
on a:
$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{E}{2,3} \quad [\text{Béton armé: } \mu = 0,15]$$

Soit - f_1 : (voir figure) la flèche du linteau si l'on néglige les déformations verticales dues aux efforts normaux dans les trumeaux.

- f_2 : la flèche du linteau, compte tenu des déformations d'efforts normaux.

- f_3 : somme des déformations verticales dues aux efforts normaux.

NOTATIONS



- Inertias: I_1 (élément 1) I_2 (élément 2)
- Area of sections: Ω_1 " " Ω_2 " "
- Interval between the two sections of embedding S_1 and S_2 of the beams: $2a$
- Distance of S_1 to the center of gravity G_1 of the element 1: b_1
- " " S_2 " " " G_2 " " 2: b_2

Nous avons donc : $f_3 = f_3' + f_3''$ (1)

$f_1 = f_2 + f_3$ (2)

Pour un referent à une seule file d'ouverture au niveau "j" nous avons :

$$f_1 = \frac{\pi_j (2a)^3}{12 E' i} + \frac{\pi_j (2a)}{G' \Omega_{\text{lint}}} = \frac{\pi_j (2a)^3}{12 E' i} + \frac{2,3 \times (2a) \times \pi_j}{E' \Omega_{\text{lint}}}$$

formules qui resultent de la R.D.M pour le calcul des deformations :

de même :

$$f_3 = \frac{N_1}{E \Omega_1} + \frac{N_2}{E \Omega_2} = \frac{\sum_{i=1}^{i=j} \pi_i}{E \Omega_1} + \frac{\sum_{i=1}^{i=j} \pi_i}{E \Omega_2}$$

$$f_2 = C y_j'$$

D'après (2) on aura :

$$C y_j' = \frac{\pi_j (2a)^3}{12 E' i} + 2,3 \pi_j \frac{(2a)}{E' \Omega_{\text{lint}}} + \frac{\sum_{i=1}^{i=j} \pi_i}{E \Omega_1} + \frac{\sum_{i=1}^{i=j} \pi_i}{E \Omega_2}$$

ou bien
$$C y_j' = \pi_j \left[\frac{1}{E \Omega_1} + \frac{1}{E \Omega_2} + \frac{(2a)^3}{12 E' i} + 2,3 \frac{(2a)}{E' \Omega_{\text{lint}}} \right] + \left[\frac{1}{E \Omega_1} + \frac{1}{E \Omega_2} \right] \sum_{i=1}^{i=j-1} \pi_i$$

N M

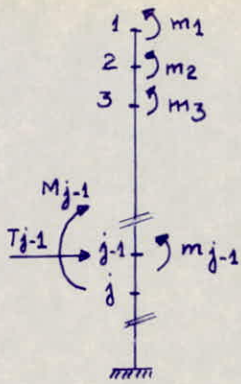
l'equation devient : $N \pi_j + M \sum_{i=1}^{i=j-1} \pi_i = C y_j'$

d'où
$$\pi_j = \frac{C}{N} y_j' - \frac{M}{N} \sum_{i=1}^{i=j-1} \pi_i$$
 (3)

Calculons maintenant la rotation y_j' en fonction de la rotation y_1' du plancher terrasse

Avec M_{j-1} : Moment de console en "j-1"

T_{j-1} : Effort tranchant en "j-1"



$$y'_{j-1} = y'_j + (\text{rotations dues à } M_{j-1}, T_{j-1}) - (\text{Rotation dues à } \sum m_i \text{ des linteaux supérieurs})$$

La RDM donne :

$$y'_{j-1} = y'_j + M_{j-1} \cdot \frac{h}{EI} + T_{j-1} \frac{h^2}{2EI} + T_{j-1} \frac{1}{G\Omega} - \frac{h}{EI} \sum_{i=1}^{i=j-1} m_i$$

$$y'_j = y'_{j-1} - M_{j-1} \frac{h}{EI} - T_{j-1} \frac{h^2}{2EI} - T_{j-1} \frac{2,3}{E\Omega} + \frac{h}{EI} \sum_{i=1}^{i=j-1} m_i \quad (4)$$

La rotation \$y'_j\$ peut s'exprimer en fonction de \$y'_{j-1}\$ et par récurrence en fonction de \$y'_1\$; il en est de même pour \$\pi_j\$:

$$\text{on a : } \begin{cases} y'_j = A_j y'_1 + B_j \\ \text{et } \pi_i = C_i y'_1 + D_i \end{cases}$$

Alors (3) devient

$$\begin{aligned} \pi_j &= \frac{C}{N} [A_j y'_1 + B_j] - \frac{M}{N} \sum_{i=1}^{i=j-1} [C_i y'_1 + D_i] \\ &= \underbrace{\left[\frac{C}{N} A_j - \frac{M}{N} \sum_{i=1}^{i=j-1} C_i \right]}_{C_j} y'_1 + \underbrace{\left[\frac{C}{N} B_j - \frac{M}{N} \sum_{i=1}^{i=j-1} D_i \right]}_{D_j} \end{aligned}$$

$$C_j = \frac{C}{N} A_j - \frac{M}{N} \sum_{i=1}^{i=j-1} C_i \quad ; \quad D_j = \frac{C}{N} B_j - \frac{M}{N} \sum_{i=1}^{i=j-1} D_i$$

En constatant que :

$$m_i = C \cdot \pi_i = C [C_i y'_1 + D_i]$$

$$\sum_{i=1}^{i=j-1} m_i = \sum_{i=1}^{i=j-1} C [C_i y'_1 + D_i] = \left[C \sum_{i=1}^{i=j-1} C_i \right] y'_1 + C \sum_{i=1}^{i=j-1} D_i$$

l'équation (4) devient

$$y'_j = A_{j-1} y'_1 + B_{j-1} - M_{j-1} \frac{h}{EI} - T_{j-1} \frac{h^2}{2EI} - \frac{2,3T_{j-1}}{E\Omega} + \frac{h}{EI} \left[c \sum_{i=1}^{i=j-1} c_i \right] y'_1 + c \sum_{i=1}^{i=j-1} D_i$$

$$y'_j = \left[A_{j-1} + \frac{h \cdot c}{EI} \sum_{i=1}^{i=j-1} c_i \right] y'_1 + \left[B_{j-1} - M_{j-1} \frac{h}{EI} - \frac{T_{j-1} \cdot h^2}{2EI} - \frac{2,3T_{j-1}}{E\Omega} + \frac{h \cdot c}{EI} \sum_{i=1}^{i=j-1} D_i \right]$$

on pose :

$$A_j = A_{j-1} + \frac{h \cdot c}{EI} \sum_{i=1}^{i=j-1} c_i$$

$$B_j = B_{j-1} - \frac{h \cdot M_{j-1}}{EI} - \frac{h^2 \cdot T_{j-1}}{2EI} - \frac{2,3T_{j-1}}{E\Omega} + \frac{h \cdot c}{EI} \sum_{i=1}^{i=j-1} D_i$$

Etape de calcul : Nous avons : $A_1 = 1$ et $B_1 = 0$ [car $y'_1 = 1 \cdot y'_1 + 0$]

1°] A_j, B_j

4°] A_{j+1}, B_{j+1}

2°] C_j, B_j

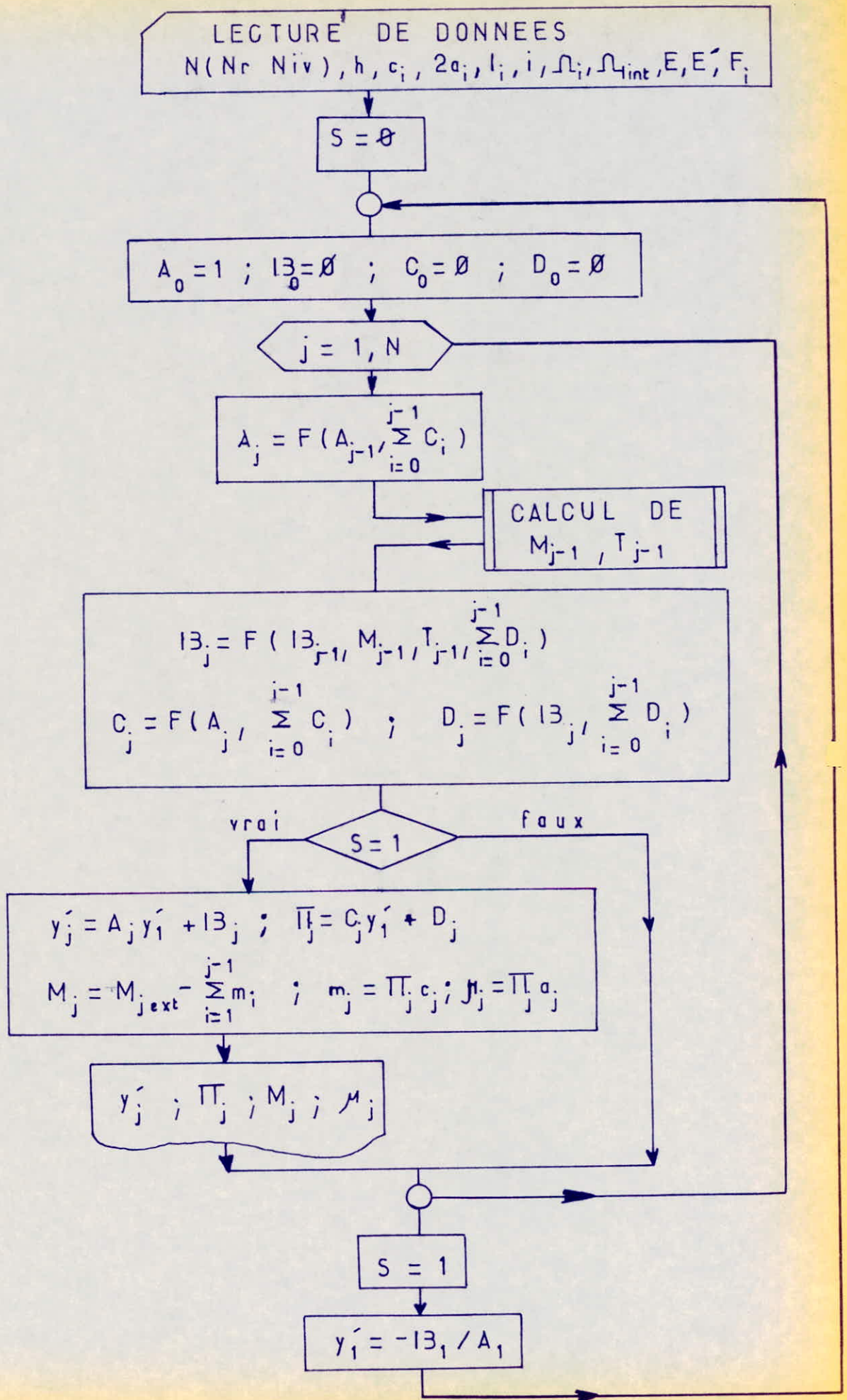
5°] C_{j+1}, D_{j+1}, \dots

3°] $\sum_{i=1}^{i=j} c_i ; \sum_{i=1}^{i=j} D_i$ (voir organigramme de calcul)

Les calculs effectués pour les différents refonds sont donnés sous forme de tableaux

Remarque : La valeur du moment fléchissant figurant sur les tableaux, est relative au voile entier, elle sera répartie suivant les inerties des trumeaux après calcul des combinaisons

On tient compte de $(\Delta_T)_{\text{int}}$; $(\Delta_T)_{\text{trum}}$; $(\Delta_N)_{\text{trum}}$; $(\Delta_m)_{\text{int}}$



FORCES HORIZONTALES

Niveau "j"	$y'_j [10^{-5}]$	$\pi_j [t]$	$M [tm]$	$N_1 = N_2 [t]$
1 [PT]	2,781	17,81	0,00	0,00
2	3,051	17,56	-71,74	17,81
3	3,305	17,25	-106,5	35,37
4	3,357	15,67	-111,1	52,62
5	3,014	11,73	-84,70	68,28
6	2,022	4,082	-20,07	80,02
7 (RDC)	0,00	0,00	98,56	84,10
VIDE SANITAIRE	0,00	/	98,56	84,10

VOILE VT4 OU VT6

$y'_j [10^{-5}]$	$\pi_j [t]$	$M [tm]$	$N_1 = N_2 [t]$
1,600	11,56	0,00	0,00
1,975	14,02	-39,86	11,56
2,421	16,94	-45,12	25,58
2,701	18,59	79,03	42,51
2,599	17,45	205,5	61,11
1,841	11,59	388,7	78,56
0,00	0,00	666,8	90,15
0,00	/	666,8	90,15

VOILE VL7

FORCES

HORIZONTALES

Niveau "j"	$\gamma_j' [10^{-5}]$	$\pi_j [t]$	M [tm]	$N_1 = N_2 [t]$
1 (PT)	73,55	4,410	0,00	0,00
2	1,049	5,911	-5,790	4,410
3	1,414	7,585	-5,268	10,32
4	1,709	8,701	-2,087	17,91
5	1,815	8586	3,780	26,61
6	1,474	5,796	15,81	35,19
7 (RDC)	0,00	0,00	44,78	40,99
VIDE SANITAIRE	0,00	/	44,78	40,99

VOILE VL5 OU VL6

$\gamma_j' [10^{-5}]$	$\pi_j [t]$	M [tm]	$N_1 = N_2 [t]$
1,020	6,117	0,00	0,00
1,483	8,361	-8,818	6,117
2,023	10,88	-8,090	14,48
2,463	12,58	-3,387	25,36
2,626	12,47	5,247	37,94
2,136	8453	22,83	50,41
0,00	0,00	64,96	58,86
0,00	/	64,96	58,86

VOILE VT3 OU VT7

FORCES HORIZONTALES

Niveau y_j'	$y_j' [10^{-5}]$	$\pi_j [t]$	$M [tm]$	$N_1=N_2 [t]$
1 (PT)	23,35	2,698	0,00	0,00
2	44,24	4,374	1,332	2,698
3	67,65	5,883	3,367	7,073
4	91,17	6,992	5,225	12,96
5	1,112	7,399	7,036	19,95
6	1,116	5,419	10,31	27,35
7 (RDC)	0,00	0,00	24,10	32,77
VIDE SANITAIRE	0,00	/	24,10	32,77

VOILE VL1 OU VL2

$y_j' [10^{-6}]$	$\pi_j [t]$	$M [tm]$	$N_1=N_2 [t]$
2,794	3,229	0,00	0,00
5,815	5,837	0,7275	3,229
9,439	8,428	4,079	9,066
13,12	10,37	7,269	17,49
16,27	11,19	10,33	27,87
16,48	8,360	15,47	39,05
0,00	0,00	36,13	47,41
0,00	/	36,13	47,41

VOILE VT1 OU VT9

FORCES HORIZONTALES

Niveau "j"	M [tm]	N [t]
1 (PT)	0,00	0,00
2	20,1	0,00
3	59,17	0,00
4	113,4	0,00
5	179,0	0,00
6	252,2	0,00
7 (RDC)	329,2	0,00
VIDE SANITAIRE	329,2	0,00

M [tm]	N [t]
0,00	0,00
2,01	0,00
5,45	0,00
10,0	0,00
15,4	0,00
21,4	0,00
27,7	0,00
27,7	0,00

M [tm]	N [t]
0,00	0,00
2,45	0,00
7,21	0,00
13,8	0,00
21,8	0,00
30,7	0,00
40,1	0,00
40,1	0,00

VOILE VT5

VOILE VL3 OU VL4

VOILE VT2 OU
VT8

B: Charges Verticales:

Il s'agit d'évaluer les sollicitations dues aux charges permanentes et utiles, qui sont a priori excentrées par rapport au centre de gravité de l'élément de refend. Le transport de ces charges de leurs point d'application jusqu'aux fondations s'effectue avec l'intervention des linteaux soumis de ce fait aux efforts tranchants T .

De plus, la redistribution des efforts dans les éléments de refend engendre des moments M_1 et M_2 ainsi que des forces axiales N_1 et N_2 .

La méthode que nous utilisons est de M^{re} DAVIDOVICI, nous rappelons ci-dessous les principes^{al} opérations et nous prions le lecteur désireux d'en prendre connaissance de se référer aux ouvrages suivants:

- Calcul pratique des tours en BA [M. DIVER]
- Stabilité des Bâtiments de grande hauteur [J. GUILLOT]

Exposé de la méthode de M^{re} DAVIDOVICI

- Notations:

v_1, v_2 : Charges verticales respectives dues à un étage pour les éléments 1 et 2

e_1, e_2 : Excentricités respectives de v_1 et v_2 ; positives quand ces efforts font tourner les sections correspondantes dans le sens des aiguilles d'une montre.

z, Z : hauteurs à partir de la base du niveau considéré et du bâtiment.

- Etapes de calcul:

- 1] Evaluations des valeurs caractéristiques du refend w et α
- 2°] Etude des linteaux:

a) Calculer la valeur:

$$K = \frac{m}{I} \left[v_2 \left(-e_2 + \frac{I_1 + I_2}{C} \frac{1}{\Omega_2} \right) - v_1 \left(e_1 + \frac{I_1 + I_2}{C} \frac{1}{\Omega_1} \right) \right]$$

b) Etablir $\xi = \frac{\delta}{z}$.

c) Avec α et ξ trouver la valeur de Δ (Abaque)

d) Calculer l'effort tranchant à l'encastrement du linteau: $T = K\Delta$

3°] Etude des deux éléments de refend situés de part et d'autre des ouvertures:

a) avec α et ξ trouver Γ (Abaque)

b) Calcul des moments fléchissants dans les éléments de refend (provoqués évidemment, uniquement par les charges verticales)

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot \frac{z}{l} \left[(1 - \xi)(v_1 \cdot e_1 + v_2 \cdot e_2) - K C \Gamma \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot \frac{z}{l} \left[(1 - \xi)(v_1 \cdot e_1 + v_2 \cdot e_2) - K C \Gamma \right]$$

ou z : Hauteur du Batiment

H : Hauteur de l'étage

C : Distance (G_1, G_2)

c) Calcul des forces axiales dans les éléments de refend.

$$N_1 = \frac{z}{l} \cdot \left[-v_1 (1 - \xi) + K \Gamma \right] ; N_2 = \frac{z}{l} \cdot \left[-v_2 (1 - \xi) - K \Gamma \right]$$

4°] Il est conseillé d'effectuer à la base du refend la vérification de l'équilibre extérieur:

$$\begin{cases} N_1 + N_2 = \sum v_1 + \sum v_2 \\ \text{Moment}_O (\sum v_1, \sum v_2 ; M_1, M_2, N_1 \text{ et } N_2) = 0 \end{cases}$$

O: point quelconque (O = G_2 par exemple)

VOILE VL1 ou VL2

CHARGES PERMANENTES

Niveau	φ	$\Delta(\varphi, \alpha)$	$\pi = k\Delta(t)$	$\Gamma(\varphi, \alpha)$	$M_1(tm)$	$M_2(tm)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$
1 (PT)	1	-1,00	-0,4432	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,833	-1,00	-0,4432	-0,164	-1,271	-0,0696	-13,47	-3,618
3	0,667	-1,00	-0,4432	-0,325	-2,575	-0,1411	-26,92	-7,244
4	0,500	-1,00	-0,4432	-0,500	-3,722	-0,2039	-40,42	-10,83
5	0,333	-1,00	-0,4432	-0,665	-4,981	-0,2729	-53,89	-14,45
6	0,167	-0,94	-0,4171	-0,825	-6,297	-1,365	-67,34	-18,02
7 (RDC)	0,00	0,00	/	-1,00	-7,444	-1,644	-80,84	-21,66
VIDE SANITAIRE	/	/	/	/	-7,444	-1,644	-93,87	-25,71

$$v_1 = 13.03 \text{ t}$$

$$v_2 = 4.054 \text{ t}$$

$$e_1 = -0.176 \text{ m}$$

$$e_2 = -0.246 \text{ m}$$

$$k = 0.4432$$

VOILE VT1 OU VT9 CHARGES PERMANENTES

Niveau	φ	$\Delta(\varphi, \alpha)$	$\pi = K\Delta(t)$	$\Gamma(\varphi, \alpha)$	$M_1(tm)$	$M_2(tm)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$
1 (PT)	1	-1,00	-0,2960	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,833	-1,00	-0,2960	-0,164	-0,4941	-0,0271	-13,32	-4,999
3	0,667	-1,00	-0,2960	-0,325	-1,011	-0,0554	-26,64	-10,00
4	0,500	-1,00	-0,2960	-0,500	-1,422	-0,0779	-39,98	-14,98
5	0,333	-1,00	-0,2960	-0,665	-1,909	-0,1045	-53,30	-19,98
6	0,167	-0,94	-0,2782	-0,825	-2,433	-0,1333	-66,62	-24,98
7 (RDC)	0,00	0,00	/	-1,00	-2,844	-0,1558	-79,96	-29,96
VIDE SANITAIRE	/	/	/	/	-2,844	-0,1558	-92,97	-35,25

$$v_1 = 13,03 t$$

$$v_2 = 5,29 t$$

$$e_1 = -0,176 m$$

$$e_2 = 0,0335 m$$

$$k = 0,296$$

VOILE VT3 OU VT7 CHARGES PERMANENTES

Niveau	ξ	$\Delta(\xi, \alpha)$	$\Gamma = k\Delta(t)$	$\Gamma(\xi, \alpha)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$
1 (P.T)	1,00	-1,00	-0,0045	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,833	-1,00	-0,0045	-0,162	-2,446	-0,520	-18,75	-11,90
3	0,667	-1,00	-0,0045	-0,325	-4,878	-1,036	-37,40	-23,72
4	0,500	-1,00	-0,0045	-0,500	-7,322	-1,556	-56,14	-35,63
5	0,333	-0,983	-0,0044	-0,662	-9,769	-2,076	-74,90	-47,53
6	0,167	-0,875	-0,0039	-0,825	-12,190	-2,591	-93,53	-59,35
7 (R.D.C)	0,00	0,00	Pas de linteau	-0,912	-14,66	-3,114	-112,28	-71,26
VIDE SANITAIRE					-14,66	-3,114	-113,0	-83,14

$$v_1 = 183,71 \text{ t}$$

$$v_2 = 11,833 \text{ t}$$

$$e_1 = -0,0745 \text{ m}$$

$$e_2 = -0,1337 \text{ m}$$

$$k = 0,0045$$

VOILE VL5 OU VL6 CHARGES PERMANENTES

Niveau	φ	$\Delta(\varphi, \alpha)$	$\pi = k\Delta(t)$	$\Gamma(\varphi, \alpha)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$
1 (PT)	1,00	-1,00	0,1228	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,833	-1,00	0,1228	-0,162	-2,714	-0,577	-18,63	-11,15
3	0,667	-1,00	0,1228	-0,325	-5,418	-1,151	-36,02	-22,24
4	0,500	-1,00	0,1228	-0,500	-8,173	-1,737	-55,76	-33,40
5	0,333	-0,983	0,1207	-0,662	-10,887	-2,313	-74,39	-44,55
6	0,167	-0,875	0,1075	-0,825	-13,591	-2,888	-92,90	-55,64
7 (RDC)	0,00	0,00	/	-0,912	-16,074	-3,416	-111,59	-66,73
VIDE SANITAIRE	/	/	/	/	-16,074	-3,416	-130,3	-77,74

- 79 -

$$v_1 = 183,71 \text{ t}$$

$$v_2 = 11,01 \text{ t}$$

$$e_1 = -0,0745 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,117 \text{ m}$$

$$k = 0,1228$$

VOILE VT4 OU VT6 CHARGES PERMANENTES

Niveau	φ	$\Delta(\varphi, \alpha)$	$\pi = k\Delta (t)$	$\Gamma(\varphi, \alpha)$	$M_1 (tm) \cdot 10^2$	$M_2 (tm)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$
1 (P.T)	1,00	-1,00	-0,6041	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,833	-0,9900	-0,5981	-0,1625	-0,6574	-3,863	-5,627	-11,42
3	0,667	-0,9875	-0,5966	-0,3250	-1,315	-7,726	-11,25	-44,74
4	0,500	-0,9750	-0,5890	-0,500	-1,925	-11,31	-16,93	-67,07
5	0,333	-0,9250	-0,5588	-0,6625	-2,582	-15,17	-22,55	-89,44
6	0,167	-0,7375	-0,4456	-0,800	-3,334	-19,59	-28,09	-111,9
7 (R.D.C)	0,00	0,00	/	-0,875	-4,322	-25,40	-33,40	-134,6
VIDE SANITAIRE	/	/	/	/	-4,322	-25,40	-38,44	-157,6

$$v_1 = 5,03 \{t$$

$$v_2 = 22,96 t$$

$$e_1 = 0,110 m$$

$$e_2 = -0,350 m$$

$$k = 06041$$

VOILE VL7 CHARGES PERMANENTES

Niveau	φ	$\Delta(\varphi, \alpha)$	$\gamma = k\Delta(t)$	$\Gamma(\varphi, \alpha)$	$M_1(t_m) = M_3$	$M_2(t_m)$	$N_1 = N_3(t)$	$N_2(t)$
1(P.T)	1,00	-1,00	-0,5453	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,833	-0,988	-0,539	-0,1625	0,6190	0,0028	-25,50	-4,284
3	0,667	-0,975	-0,532	-0,3250	1,238	0,0056	-51,00	-8,569
4	0,500	-0,937	-0,511	-0,4875	1,857	0,0084	-76,50	-12,85
5	0,333	-0,85	-0,463	-0,650	2,476	0,0112	-102,0	-17,14
6	0,167	-0,612	-0,334	-0,762	2,060	0,0093	-127,3	-21,59
7(RDC)	0,00	0,00	/	-0,825	0,641	0,0029	-152,5	-26,20
VIDE SANITAIRE	/	/	/	/	0,641	0,0029	-177,5	-31,02

$$v_1 = 24,97 \text{ t}$$

$$v_2 = 4,8316 \text{ t}$$

$$e_1 = 0,109 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,00 \text{ m}$$

$$k = 0,5453$$

VOILE VL3 OU VL4 OU VT2 OU VT3
CHARGES

Niveau	N (t)	M (tm)
1 (P.T)	0,00	0,00
2	18,24	9,742
3	36,59	13,23
4	54,94	16,71
5	73,29	20,20
6	91,64	23,69
7 (Planch RDC)	109,99	27,17
VIDE SANITAIRE	128,3	27,17

$$v = 183,24 \text{ t}$$

$$e = 0,534 \text{ m}$$

VOILE VT5
PERMANENTES

Niveau	N (t)	M (tm)
1 (Planch Terrasse)	0,00	0,00
2	31,83	-8,435
3	62,16	-27,27
4	92,49	-46,10
5	122,8	-64,94
6	153,2	-83,77
7 (RDC)	183,5	-102,6
VIDE SANITAIRE	203,3	-102,6

$$v = 19,30 \text{ t}$$

$$e = -0,621 \text{ m}$$

VOILE VL5 OU VL6

SURCHARGE

Niveau	$\pi = K\Delta(t)$	$M_1(tm)$	$M_2(tm)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$
1(P.T)	0,2020	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,2020	-0,179	-0,5079	-3,320	-2,220
3	0,2020	-0,364	-0,077	-6,638	-4,438
4	0,2020	-0,609	-0,129	-9,942	-6,642
5	0,1986	-0,789	-0,168	-13,26	-8,862
6	0,1768	-0,973	-0,207	-16,58	-11,08
7(R.D.C)	/	-0,772	-0,164	-19,99	-13,39
VIDE SANITAIRE	/	-0,772	-0,164	-23,51	-15,81

$$v_1 = 3,516 t$$

$$v_2 = 2,416 t$$

$$e_1 = 0,273 m$$

$$e_2 = -0,0749 m$$

$$k = -0,2020$$

VOILE VT3 OU VT7

D'EXPLOITATION

$\pi = K\Delta(t)$	$M_1(tm)$	$M_2(tm)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$
0,1565	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1565	-0,282	-0,0599	-3,365	-2,439
0,1565	-0,567	-0,121	-6,729	-4,879
0,1565	-0,900	-0,191	-10,08	-7,330
0,154	-1,182	-0,251	-13,45	-9,769
0,137	-1,467	-0,312	-16,81	-12,21
/	-1,454	-0,309	-20,25	-14,58
/	-1,454	-0,309	-23,76	-16,87

$$v_1 = 3,517 t$$

$$v_2 = 2,2837 t$$

$$e_1 = 0,1883 m$$

$$e_2 = -0,101 m$$

$$k = -0,1565$$

VOILE VL7

SURCHARGE

Niveau	$\pi = k\Delta$ (t)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	N_1 (t)	N_2 (t)
1 (P.T)	0,3180	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,3142	2,995	0,0135	-4,543	-1,237
3	0,3101	5,990	0,0271	-9,086	-2,474
4	0,2980	8,985	0,0406	-13,63	-3,711
5	0,2703	11,98	0,0542	-18,17	-4,948
6	0,195	14,37	0,0650	-22,62	-6,281
7 (R.D.C)	Pas de surcharge	16,18	0,0732	-26,97	-7,708
VIDE SANITAIRE		16,18	0,0732	-31,21	-9,255

$$v_1 = 4,233 \text{ t}$$

$$v_2 = 1,547 \text{ t}$$

$$e_1 = 0,250 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,00 \text{ m}$$

$$k = 0,3180$$

VOILE VT4 OU VT6

D'EXPLOITATION

$\pi = k\Delta$ (t)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	N_1 (t)	N_2 (t)
-0,377	+0,00	0,00	0,00	0,00
-0,374	-0,0049	-2,876	-1,422	-3,960
-0,373	-0,0098	-5,752	-2,844	-7,920
-0,368	-0,014	-8,454	-4,294	-11,85
-0,349	-0,0193	-13,18	-5,716	-15,81
-0,278	-0,0248	-14,55	-7,081	-19,83
	-0,0317	-18,64	-8,305	-23,99
	-0,0317	-18,64	-9,359	-28,31

$$v_1 = 1,054 \text{ t}$$

$$v_2 = 4,328 \text{ t}$$

$$e_1 = 0,012 \text{ m}$$

$$e_2 = -1,19 \text{ m}$$

$$k = 0,3774$$

VOILE VL1 OU VL2

SURCHAGE D'EXPLOITATION

Niveau	$\pi = k\Delta (t)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$
1	0,0695	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,0695	-0,1401	-0,0077	-1,699	-0,4740
3	0,0695	-0,2763	-0,0151	-3,389	-0,9447
4	0,0695	-0,3926	-0,0215	-5,0835	-1,424
5	0,0695	-0,5783	-0,0317	-6,782	-1,898
6	0,0653	-0,7125	-0,0390	-8,472	-2,368
7	0,00	-0,8724	-0,0478	-10,17	-2,847
VIDE SANITAIRE				-11,93	-3,252

$$v_1 = 1,764 \text{ t}$$

$$v_2 = 0,405 \text{ t}$$

$$e_1 = 0,225 \text{ m}$$

$$e_2 = -0,5903 \text{ m}$$

$$k = -0,0695$$

VOILE VT1 OU VT9

SURCHAGE D'EXPLOITATION

$\pi = k\Delta (t)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$
0,1181	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1181	0,1168	0,0064	-1,651	-0,9308
0,1181	0,239	0,0131	-3,294	-1,855
0,1181	0,3227	0,0177	-4,938	-2,793
0,1181	0,4365	0,0239	-6,588	-3,725
0,1110	0,5617	0,0308	-8,232	-4,648
0,00	0,6455	0,0354	-9,875	-5,587
			-11,64	-6,400

$$v_1 = 1,764 \text{ t}$$

$$v_2 = 0,8313 \text{ t}$$

$$e_1 = 0,225 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,3018 \text{ m}$$

$$k = -0,1181$$

SUPERPOSITION

DES

SOLLICITATIONS

NIVEAU		1 (PT)	2	3	4	5	6	7 (RDC)	VIDE SANITAIRE
$G^{+1,2} \circ$	$M [tm]$	0,00	1,518	3,066	4,423	5,986	8,564	10,19	10,19
	$N_1 [t]$	0,00	15,51	30,99	46,52	62,03	77,51	93,04	108,2
	$N_2 [t]$	0,00	4,187	8,378	12,54	16,73	20,86	25,08	29,61
	$\pi [t]$	0,5266	0,5266	0,5266	0,5266	0,5266	0,4955		
G^{+Q+E}	$M [tm]$	0,00	2,820	6,375	9,565	12,90	18,72	34,11	34,11
	$N_1 [t]$	0,00	17,87	37,38	58,46	80,62	103,2	123,8	138,6
	$N_2 [t]$	0,00	6,790	15,26	25,21	36,30	47,74	57,28	61,73
	$\pi [t]$	3,211	4,887	6,396	7,505	7,912	5,901		
$0,3G+E$	$M [tm]$	0,00	2,404	5,540	8,366	11,24	16,44	31,37	31,37
	$N_1 [t]$	0,00	13,47	28,61	45,30	63,06	81,22	97,44	107,9
	$N_2 [t]$	0,00	5,592	12,87	21,62	31,51	41,77	50,10	53,34
	$\pi [t]$	3,053	4,729	6,238	7,347	7,754	5,753		
$0,3G-E$	$M [tm]$	0,00	0,2595	1,194	2,084	2,833	4,180	16,83	16,83
	$N_1 [t]$	0,00	8,078	14,46	19,38	23,16	26,52	31,90	42,33
	$N_2 [t]$	0,00	0,1964	-1,278	-4,269	-8,390	-12,93	-15,44	-12,20
	$\pi [t]$	2,343	4,019	5,528	6,637	7,044	5,085		

COMBINAISONS : VOILE VL1 OU VL2

NIVEAU		1 (PT)	2	3	4	5	6	7 (RDC)	VIDE SANITAIRE
$G + 1,2Q$	$M [tm]$	0,00	3,376	6,740	10,19	13,56	16,92	19,89	19,89
	$N_1 [t]$	0,00	22,79	45,47	68,24	91,04	113,7	136,6	159,5
	$N_2 [t]$	0,00	14,83	29,57	44,43	59,25	74,00	88,76	103,4
	$\pi [t]$	0,1917	0,1917	0,1917	0,1917	0,1892	0,1683		
$G + Q + E$	$M [tm]$	0,00	12,13	14,69	13,36	18,53	39,39	84,50	84,50
	$N_1 [t]$	0,00	28,23	58,61	91,58	126,3	160,8	191,4	213,6
	$N_2 [t]$	0,00	20,46	43,08	68,32	95,24	122,0	144,7	158,9
	$\pi [t]$	6,278	8,522	11,04	12,74	12,63	8,594		
$0,83G + E$	$M [tm]$	0,00	11,19	12,82	10,49	14,72	34,65	79,18	79,18
	$N_1 [t]$	0,00	21,12	44,40	70,24	97,86	125,2	148,7	163,7
	$N_2 [t]$	0,00	15,64	33,46	53,86	75,96	97,89	115,9	125,4
	$\pi [t]$	6,121	8,365	10,88	12,58	12,47	8,456		
$0,83G - E$	$M [tm]$	0,00	6,445	3,359	3,715	4,229	11,01	50,74	50,74
	$N_1 [t]$	0,00	8,883	15,44	19,55	21,98	24,41	30,96	45,94
	$N_2 [t]$	0,00	3,403	4,496	3,144	0,084	-2,930	-1,852	7,652
	$\pi [t]$	6,113	8,357	10,88	12,58	12,47	8,450		

COMBINAISONS : VOILE VT3 OU VT7

NIVEAU		1 (PT)	2	3	4	5	6	7 (RDC)	VIDE SANITAIRE
$G \times 1,2Q$	$M [tm]$	0,00	4,115	7,098	10,80	14,35	17,89	20,61	20,61
	$N_1 [t]$	0,00	22,61	43,99	67,69	90,30	112,8	135,6	158,5
	$N_2 [t]$	0,00	13,81	27,57	41,37	55,18	68,94	82,80	96,71
	$\pi [t]$	0,3652	0,3652	0,3652	0,3652	0,3590	0,3197		
$G \times Q \times E$	$M [tm]$	0,00	9,768	12,28	12,74	17,94	33,47	65,21	65,21
	$N_1 [t]$	0,00	26,36	52,98	83,61	114,3	144,7	172,6	194,8
	$N_2 [t]$	0,00	17,78	37,00	57,95	80,02	101,9	121,1	134,5
	$\pi [t]$	4,735	6,236	7,910	9,026	8,905	6,080		
$0,33G \times E$	$M [tm]$	0,00	8,423	10,52	10,02	14,34	28,99	60,37	60,37
	$N_1 [t]$	0,00	19,31	39,14	62,52	86,12	109,5	130,3	145,2
	$N_2 [t]$	0,00	13,33	28,11	44,63	62,25	79,70	94,37	103,2
	$\pi [t]$	4,508	6,009	7,683	8,799	8,683	5,882		
$0,33G - E$	$M [tm]$	0,00	3,157	0,013	5,841	6,780	2,628	29,19	29,19
	$N_1 [t]$	0,00	10,49	18,50	26,70	32,90	39,13	48,28	63,25
	$N_2 [t]$	0,00	4,510	7,472	8,810	9,030	9,322	12,39	21,20
	$\pi [t]$	4,312	5,813	7,487	8,603	8,489	5,710		

COMBINAISONS : VOILE VL5 OU VL6

NIVEAU		1 (PT)	2	3	4	5	6	7 (RDC)	VIDE SANITAIRE
$G \times 1,2Q$	$M [tm]$	0,00	0,3734	0,7639	1,091	1,461	1,855	2,183	2,183
	$N_1 [t]$	0,00	15,30	30,59	45,91	61,21	76,50	91,81	106,9
	$N_2 [t]$	0,00	6,116	12,23	18,33	23,45	30,56	36,66	42,93
	$\Pi [t]$	0,4377	0,4377	0,4377	0,4377	0,4377	0,4114		
$G \times Q \times E$	$M [tm]$	0,00	1,126	4,893	8,429	11,88	17,44	38,45	38,45
	$N_1 [t]$	0,00	18,20	39,00	62,41	87,76	113,9	137,2	152,0
	$N_2 [t]$	0,00	9,159	20,92	35,26	51,58	68,68	82,96	89,06
	$\Pi [t]$	3,643	6,251	8,842	10,78	11,60	8,749		
$0,33G \times E$	$M [tm]$	0,00	1,144	4,932	8,469	11,94	17,52	38,53	38,53
	$N_1 [t]$	0,00	13,89	30,38	49,47	70,51	92,35	111,4	121,8
	$N_2 [t]$	0,00	7,228	17,07	29,47	43,85	59,03	71,38	75,61
	$\Pi [t]$	3,466	6,074	8,665	10,61	11,43	8,583		
$0,33G - E$	$M [tm]$	0,00	0,3105	3,226	6,069	8,719	13,42	33,73	33,73
	$N_1 [t]$	0,00	7,427	12,25	14,49	14,77	14,25	16,56	26,97
	$N_2 [t]$	0,00	0,7072	-1,066	-5,506	-11,89	-19,07	-23,44	-19,21
	$\Pi [t]$	2,992	5,600	8,191	10,13	10,95	8,137		

COMBINAISONS : VOILE VT1 OU VT9

NIVEAU		1 (PT)	2	3	4	5	6	7 (RDC)	VIDE SANITAIRE
$G^{+1,2Q}$	$M [tm]$	0,00	7,327	14,65	21,49	31,03	37,11	47,85	47,85
	$N_1 [t]$	0,00	7,333	14,66	22,08	29,41	36,59	43,77	49,67
	$N_2 [t]$	0,00	16,17	54,24	81,29	108,4	135,7	163,4	191,6
	$\Pi [t]$	1,057	1,047	1,044	1,031	0,9776	0,7792		
G^{+Q+E}	$M [tm]$	0,00	78,49	120,0	130,9	113,1	54,27	54,44	54,44
	$N_1 [t]$	0,00	24,86	49,46	73,84	96,55	115,2	125,8	131,9
	$N_2 [t]$	0,00	33,19	88,03	131,5	173,5	211,8	242,7	270,0
	$\Pi [t]$	18,79	18,53	18,22	16,63	12,64	4,806		
$0,3G^{+E}$	$M [tm]$	0,00	74,84	112,7	120,2	96,86	37,77	78,21	78,21
	$N_1 [t]$	0,00	22,31	44,37	66,16	86,32	102,5	110,8	114,9
	$N_2 [t]$	0,00	26,95	71,16	106,3	139,8	169,5	191,8	210,2
	$\Pi [t]$	18,29	18,04	17,73	16,14	12,18	4,438		
$0,3G^{-E}$	$M [tm]$	0,00	68,64	100,3	102,0	72,54	4,371	118,9	118,9
	$N_1 [t]$	0,00	13,31	26,37	39,08	50,24	57,55	57,38	53,35
	$N_2 [t]$	0,00	8,674	-0,4220	-103,6	-3,272	-9,500	-23,58	-41,98
	$\Pi [t]$	17,33	17,08	16,77	15,20	11,28	3,726		

COMBINAISONS : VOILE VT4 OU VT6

COMBINAISONS : VOILE VL7

NIVEAU	1 (PT)	2	3	4	5	6	7 (RDC)	VIDE SANITAIRE
$G \times 1,20 Q$	M [tm]	8,445	16,89	25,34	33,78	38,70	40,20	40,2
	N1 [F]	0,00	30,95	61,90	92,86	12,38	154,4	184,9
	N2 [F]	0,00	5,768	11,54	17,30	23,08	29,13	35,45
	Π [F]	0,9266	0,9160	0,9041	0,8686	0,7874	0,5680	
$G \times Q \times E$	M [tm]	0,00	47,10	59,61	100,8	234,5	421,6	700,5
	N1 [F]	0,00	41,60	85,67	132,6	181,3	228,5	269,6
	N2 [F]	0,00	5,521	11,04	16,56	22,09	27,89	33,91
	Π [F]	12,42	14,87	17,78	19,40	18,18	12,12	
$0,33 G \times E$	M [tm]	0,00	40,85	47,11	82,01	209,5	392,0	667,8
	N1 [F]	0,00	31,96	66,38	103,7	142,7	180,4	212,2
	N2 [F]	0,00	3,427	6,855	10,28	13,71	17,27	20,96
	Π [F]	12,00	14,45	17,37	19,00	17,82	11,86	
$0,33 G - E$	M [tm]	0,00	38,87	43,13	76,05	201,5	385,4	665,8
	N1 [F]	0,00	8,84	15,22	18,69	20,49	23,28	31,85
	N2 [F]	0,00	3,427	6,855	10,28	13,71	17,27	20,96
	Π [F]	11,12	13,59	16,51	18,18	17,08	11,32	

Niveau		1 (PT)	2	3	4	5	6	7 (RDC)	VIDE SANITAIRE
$G \times 1,2Q$	M [tm]	0,00	9,681	28,73	47,77	66,83	85,87	104,9	104,9
	N [t]	0,00	35,17	72,18	109,2	146,2	183,3	220,2	243,4
$G + Q + E$	M [tm]	0,00	29,57	87,66	160,9	245,5	337,7	433,7	433,7
	N [t]	0,00	34,61	70,51	106,4	142,3	178,3	214,1	236,7
$0,33G + E$	M [tm]	0,00	26,85	80,99	150,3	231,0	319,2	411,3	411,3
	N [t]	0,00	25,46	49,73	73,99	98,24	122,6	146,8	162,6
$0,33G - E$	M [tm]	0,00	13,35	37,35	76,52	127,0	185,2	247,1	24,71
	N [t]	0,00	25,46	49,73	73,99	98,24	122,6	146,8	162,6

COMBINAISONS : VOILE VT 5

NIVEAU		1 (PT)	2	3	4	5	6	7 (RDC)	VIDE SANITAIRE
$G+1/2Q$	M [tm]	0,00	11,31	17,43	23,53	29,65	35,77	41,87	41,87
	N [t]	0,00	20,34	43,21	66,09	88,97	111,8	134,7	157,6
$G+Q+E$	M [tm]	0,00	13,50	23,94	36,20	49,88	64,45	79,52	79,52
	N [t]	0,00	19,99	42,11	64,23	86,36	108,5	130,6	152,7
$0,3G+E$	M [tm]	0,00	10,24	17,79	27,17	37,96	49,65	61,84	61,84
	N [t]	0,00	14,59	29,27	43,95	58,63	73,31	87,99	102,6
$0,3G-E$	M [tm]	0,00	5,344	3,374	0,4320	5,640	11,75	18,36	18,36
	N [t]	0,00	14,59	29,27	43,95	58,63	73,31	87,99	102,6

COMBINAISONS : VOILE VT2 OU VT3

NIVEAU		1 (PT)	2	3	4	5	6	7 (RDC)	VIDE SANITAIRE
$G+1,2Q$	$M [tm]$	0,00	11,31	17,43	23,53	29,65	35,77	41,87	41,87
	$N_1 [t]$	0,00	20,34	43,21	66,09	88,97	111,8	134,7	157,6
$G+Q+E$	$M [tm]$	0,00	13,06	22,18	32,40	43,48	55,15	67,12	67,12
	$N [t]$	0,00	19,99	42,11	64,23	86,36	108,5	130,6	152,7
$0,3G+E$	$M [tm]$	0,00	9,80	16,03	23,37	31,56	40,35	49,44	49,44
	$N [t]$	0,00	14,59	29,27	43,95	58,63	73,31	87,99	102,6
$0,3G-E$	$M [tm]$	0,00	5,784	5,134	33,68	0,760	2,448	5,964	5,964
	$N [t]$	0,00	14,59	29,27	43,95	58,63	73,31	87,99	102,6

COMBINAISONS : VOILE VL3 OU VL4

CALCUL DES

ELEMENTS

ETUDE DES ESCALIERS

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers :

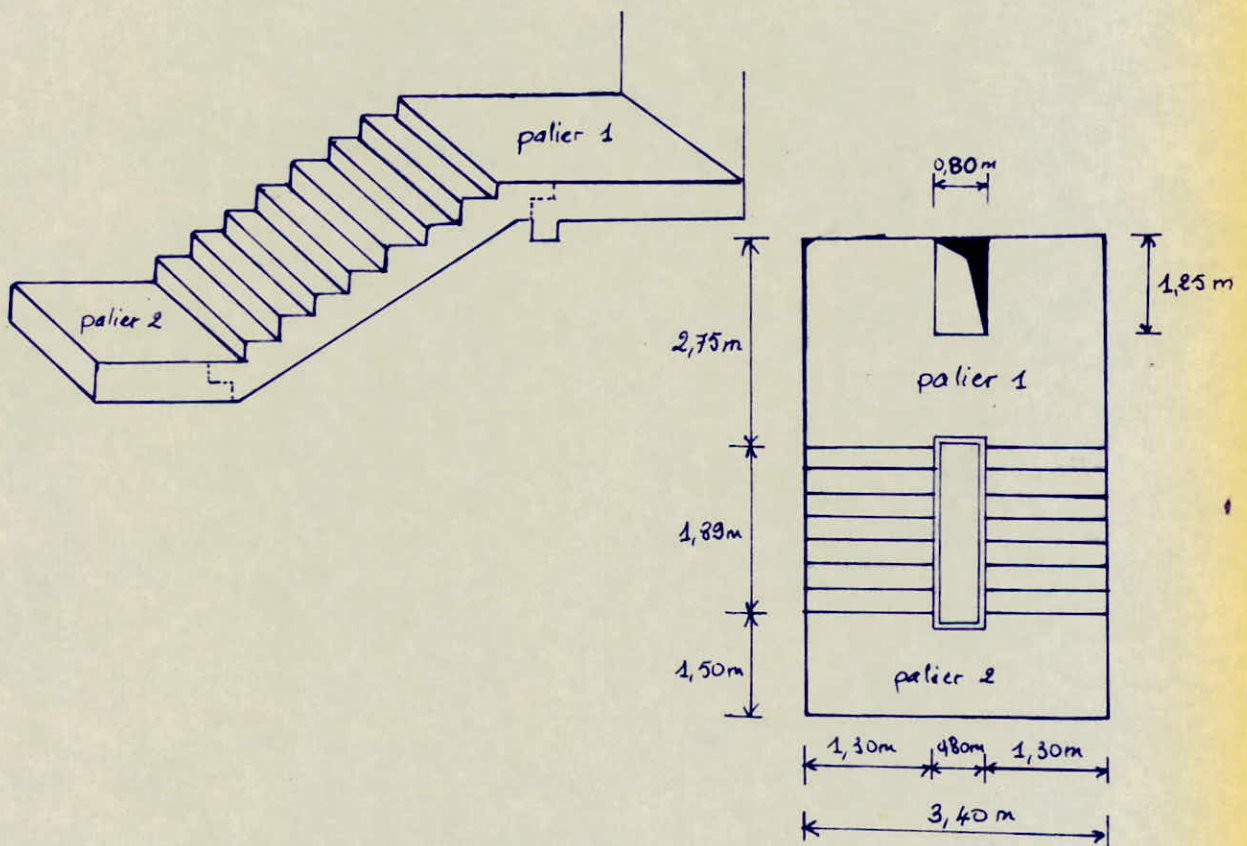
A - Escaliers préfabriqués pour l'étage courant.

B - Escaliers coulés en place pour le rez de chaussée.

A - Escaliers préfabriqués :

Ces escaliers sont simplement appuyés sur les paliers par l'intermédiaire de bequets ; les appuis se font sur toute la largeur d'escalier.

Les paliers assimilés à des dalles planes sont coulés sur place.



- Dimensionnement des marches et contre marches :

g : giron, largeur d'une marche, $g = \frac{189}{7} = 27 \text{ cm}$.

h : hauteur de la marche (contre marche), $h = 17 \text{ cm}$.

l : emmarchement, $l = 130 \text{ cm}$.

f : jour, $f = 80 \text{ cm}$.

$2H$: hauteur d'étage, $2H = 286 \text{ cm}$.

n : nombre de contre marche $n = 8$.

La hauteur des marches $h = \frac{H}{n} = \frac{143}{8} = 17,88 \text{ cm}$.

- Vérification de la relation de BLONDEL

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

$$g + 2h = 0,27 + 2 \times 0,1788 = 0,63.$$

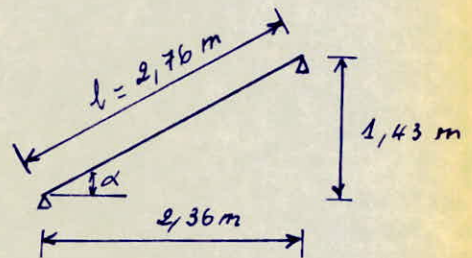
$$\text{donc } 0,59 < g + 2h = 0,63 < 0,66$$

1) Étude de la pailleasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{143}{236} = 0,606$$

$$\alpha = 31,21^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,855$$

$$l = \frac{236}{\cos 31,21} = \frac{236}{0,855} = 276 \text{ cm}$$



- épaisseur de la pailleasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{276}{30} \leq e \leq \frac{276}{20}$$

$$9,20 \text{ cm} \leq e \leq 13,80 \text{ cm} \quad \text{d'où } e = 12 \text{ cm}$$

- Evaluation des charges et surcharges :

• Charges permanentes

$$\text{poids propre de la pailleasse} : \frac{2500 e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,12}{0,855} = 350,76 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{poids propre des marches} : \frac{2200 h}{2} = \frac{2200 \times 0,1788}{2} = 196,68 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{mortier de pose (2 cm)} \quad 2000 \times 0,02 = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{revêtement (2 cm)} \quad 2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{garde corps} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{enduit} = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$\Rightarrow G = 679,44 \text{ kg/m}^2$$

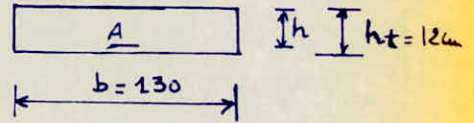
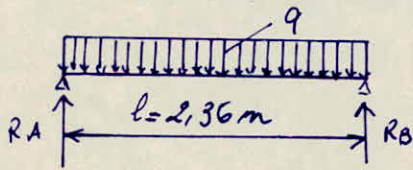
• Sur charges d'exploitation :

$$\text{escaliers habitation} \Rightarrow P = 250 \text{ kg/m}^2$$

Le calcul se fait sous les sollicitations du 1^{er} genre

$$Q = G + 1,2P = 679,44 + 1,2 \times 250 = 979,44 \text{ kg/m}^2$$

- Calcul des efforts



pour 1,30 m $q = Q \times 1,30 = 979,44 \times 1,30 = 1273,27 \text{ kg/ml}$

$$R_A = R_B = q \frac{l}{2} = 1273,27 \times \frac{2,36}{2} = 1502,46 \text{ kg.}$$

$$M = q \frac{l^2}{8} = 1273,27 \times \frac{(2,36)^2}{8} = 886,45 \text{ kg.m.}$$

La poutre est calculée en flexion simple car l'effet de l'effort normal est très faible, donc la contrainte de compression est négligeable.

- Calcul du moment résistant du béton, MRB :

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma} \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2$$

$$h = h_t - d, \quad d = 2 \text{ cm} \Rightarrow h = h_t - d = 12 - 2 = 10 \text{ cm.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}_t}{n}} = \frac{137}{137 + \frac{2800}{15}} = 0,423.$$

$$\bar{\sigma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 1 - \frac{0,423}{3} = 0,859$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \times 0,423 \times 0,859 \times 137 \times 130 \times (10)^2 \times 10^{-2} = 3235,69 \text{ kg.m.}$$

$$M_{RB} = 3235,69 \text{ kg.m} > M_{ext} = 886,45 \text{ kg.m} \text{ donc on n'a pas}$$

besoin d'armatures comprimées, $A' = 0$

- Ferrailage : armatures principales

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 88645}{2800 \times 130 \times 10^2} = 0,0365 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9183 \\ k = 46,2 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{88645}{2800 \times 0,9183 \times 10} = 3,45 \text{ cm}^2$$

on choisit BT8 $A_0 = 4,01 \text{ cm}^2$ ($t = 18 \text{ cm}$)

Armatures de répartition :

$$\frac{A_0}{4} \leq A_r \leq \frac{A_0}{2} \Rightarrow \frac{3,45}{4} \leq A_r \leq \frac{3,45}{2}$$

0,86 ≤ Ar ≤ 1,73 ⇒ Ar = 1,41 cm²/ml sat 5T6/ml, t = 20cm

- Vérification

. Condition de non fragilité :

A ≥ 0,69bh $\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}}$ = 0,69 × 130 × 10 × $\frac{5,9}{4200}$ = 1,26 cm²

A = 4,01 cm² > 1,26 cm² vérifié.

. Vérification des contraintes :

$\tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 4,01}{130 \times 10} = 0,308 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9129 \\ k = 42,4 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A\epsilon h} = \frac{88645}{4,01 \times 0,9129 \times 10} = 2422 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2422}{42,4} = 57,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

. Vérification à la fissuration :

$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}f}{1+10\tilde{\omega}f}$ où $\tilde{\omega}f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd}$

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

d = 2cm

b = 130cm

A = 4,01 cm²

⇒ $\tilde{\omega}f = \frac{4,01}{2 \times 130 \times 2} = 7,71 \cdot 10^{-3}$

k = 1,5 · 10⁶ fissuration peu nuisible

η = 1,6 acier haute adhérence.

φ = 8 mm.

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

$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{7,71 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \times 7,71 \cdot 10^{-3}} = 2148 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{8} \times 5,9} = 3193 \text{ kg/cm}^2$

max(σ₁, σ₂) = σ₂ = 3193 kg/cm² > $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifié

• Vérification de la flèche : (art. 61, 21. CCBA 68)

$$\Delta f_t \leq \bar{f} \quad \text{avec} \quad \Delta f_t = f_{g_{\infty}} + f_{q_0} - f_{g_0}$$

$f_{g_{\infty}}$: flèche due aux déformations instantanée et différée sous l'effet des charges permanentes.

f_{q_0} : flèche due aux déformations instantanée sous l'effet des charges permanentes et surcharges.

f_{g_0} : flèche due aux déformations instantanée sous l'effet des charges permanentes.

$$f_{g_{\infty}} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{et} \quad f_{g_0} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

où - M = moment relatif aux cas de charges envisagés.

- $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j}$: module de déformation différée du béton

- $E_i = 3 E_v$: module de déformation instantanée du béton.

$\sigma'_j = 1,2 \sigma_{28}$ pour les béton à base de ciment classe 325.

- $I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$ dans lequel les coefficients λ et μ sont

égaux à $\lambda = \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \tilde{\omega}}$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \tilde{\omega}}$$

$$\mu = 1 - \frac{3 \bar{\sigma}_b}{4 \tilde{\omega} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} \geq 0$$

$\tilde{\omega} = \frac{A}{b_0 h}$ pourcentage d'acier.

b_0 = largeur minimale de la section.

b = largeur maximale de la section.

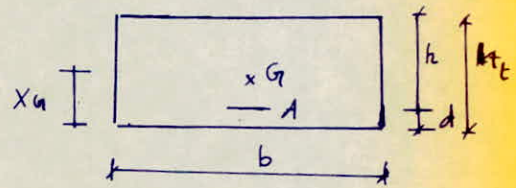
σ_a = contrainte de traction effective des armatures.

I_t = moment d'inertie de la section totale non fissurée rendue homogène.

Calcul de I_t

X_G = centre de gravité de la section totale

non fissurée rendue homogène



$$X_G = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{b h_c \cdot \frac{h_c}{2} + n A \cdot d}{b h_c + n A}$$

$$X_G = \frac{130 \times 12 \times \frac{12}{2} + 15 \times 4,01 \times 2}{130 \times 12 + 15 \times 4,01} = 5,85 \text{ cm.}$$

$$I_t = \frac{b h_c^3}{12} + b h_c \left(\frac{h_c}{2} - X_G \right)^2 + n A (X_G - d)^2$$

$$I_t = 130 \times \frac{12^3}{12} + 130 \times 12 \left(\frac{12}{2} - 5,85 \right)^2 + 15 \times 4,01 \times (5,85 - 2)^2 = 19646,67 \text{ cm}^4$$

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{b h_c} = \frac{4,01}{130 \times 10} = 3,08 \times 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2422 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_v = \frac{5,9}{100(2+3) \cdot 3,08 \times 10^{-3}} = 2,128 \quad (b = b_0 = 130 \text{ cm})$$

$$\lambda_i = \frac{5,9}{72(2+3) \cdot 3,08 \times 10^{-3}} = 5,321$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 3,08 \times 10^{-3} \times 2422 + 3 \times 5,9} = 0,379$$

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{19646,67}{1 + 2,128 \times 0,379} = 10875,47 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{19646,67}{1 + 0,379 \times 5,321} = 6512,72 \text{ cm}^4$$

$$q = G \times b = 679,44 \times 1,30 = 883,27 \text{ kg/ml}$$

$$M(q) = q \frac{l^2}{8} = 883,27 \times \frac{2,36^2}{8} = 614,93 \text{ kg.m.}$$

$$q_0 = (G + P) \cdot b = (679,44 + 250) \cdot 1,30 = 1208,27 \text{ kg/ml}$$

$$M(q_0) = q_0 \cdot \frac{l^2}{8} = 1208,27 \times \frac{2,36^2}{8} = 841,20 \text{ kg.m.}$$

d'axe

$$f_{g_0} = \frac{M(q) l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{61493 (236)^2}{10 \times 126 \times 10^3 \times 10875,47} = 0,250 \text{ cm}$$

$$f_{q_0} = \frac{M(q_0) l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{84120 \times (236)^2}{10 \times 378 \times 10^3 \times 6512,72} = 0,190 \text{ cm}$$

$$f_{g_0} = \frac{M(g) l^2}{10 E_i L_f} = \frac{61493 \times 236^2}{10 \times 378 \times 10^3 \times 6512,72} = 0,139 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{g_{10}} + f_{g_0} - f_{g_0} = 0,250 + 0,190 - 0,139 = 0,301 \text{ cm}$$

$\bar{f} = \frac{l}{300}$ recommandation technique relative au volée d'escalier préfabriqué en béton armé.

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{236}{300} = 0,787 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,301 \text{ cm} < \bar{f} = 0,787 \text{ cm} \quad \text{la flèche est vérifiée.}$$

.Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad T_{\max} = q \frac{l}{2} = R_A = 1502,46 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{1502,46}{130 \times \frac{7}{8} \times 10} = 1,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Afin de tenir compte d'un éventuel transport à l'envers de la volée on dispose des armatures longitudinales dans la partie supérieure de la paillasse pour éviter tout risque de fissuration, ces armatures sont calculées sous l'effet du poids propre seulement.

$$\text{poids propre : paillasse + marches} \quad 350,76 + 196,68 = 547,44 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 547,44 \times 1,30 = 711,67 \text{ kg/ml}$$

$$l = 2,36 \text{ m} \Rightarrow M = q \frac{l^2}{8} = 711,67 \times \frac{236^2}{8} = 495,47 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 49547}{2800 \times 130 \times 10^2} = 0,0204 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9374 \\ k = 64,88 \end{cases}$$

$$A = \frac{49547}{2800 \times 0,9374 \times 10} = 1,89 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow 7T6 $A = 1,98 \text{ cm}^2$ ces armatures seront reliées

par des cadres $\phi 5$ espacés de 20 cm.

2) Etude des bequets :

- D'après les recommandations techniques

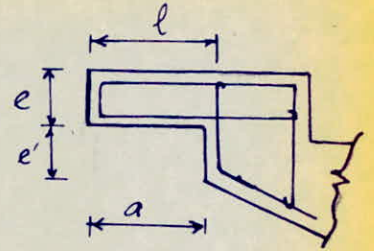
on doit avoir $e \geq 7 \text{ cm}$, $e' \geq 7 \text{ cm}$

$a \geq 10 \text{ cm}$.

On prend $e = 7 \text{ cm}$ pour la paillasse

$e' = 8 \text{ cm}$ pour le palier.

$a = 13 \text{ cm} \Rightarrow l = 15 \text{ cm}$.



- Ferrailage :

Les bequets, de la paillasse et du palier sont calculés sous l'effet de l'effort tranchant maximal produit à l'extrémité de la volée.

$$A = \frac{2T}{\bar{\tau}_a} \quad \text{avec} \quad T = q \frac{l}{2} = RA = 1502,46 \text{ kg}$$

$$A = \frac{2 \times 1502,46}{2800} = 1,07 \text{ cm}^2$$

L'écartement des armatures du bequet doit être inférieur ou égal à deux fois l'épaisseur du bequet $t \leq 2e$.

on adopte 10 T6 avec $t = 13 \text{ cm} \leq 2e = 2 \times 7 = 14 \text{ cm}$.

$$A = 2,82 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition : $A_r \geq 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

on prend 3 T6/ml ($t = 33 \text{ cm}$) soit $A = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Armatures de construction :

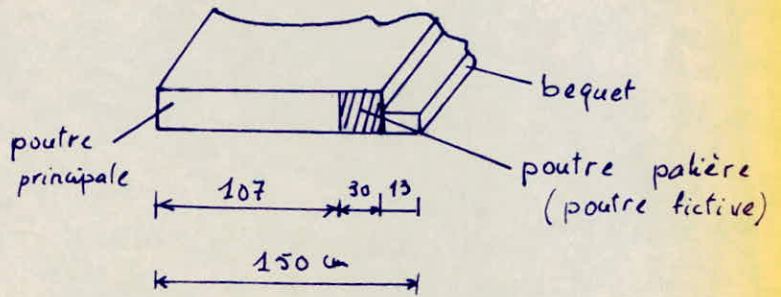
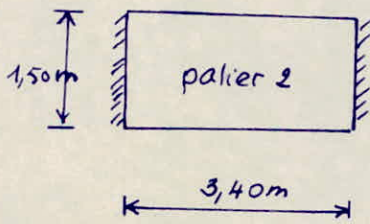
$$\tau_b = \frac{2T}{b \cdot z} = \frac{2T}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{2 \times 1502,46}{130 \times \frac{7}{8} \times 5} = 5,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \tau_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 5,28 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures de construction ne sont pas nécessaires.

3) Calcul du palier intermédiaire (palier 2) :

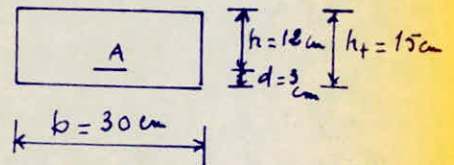
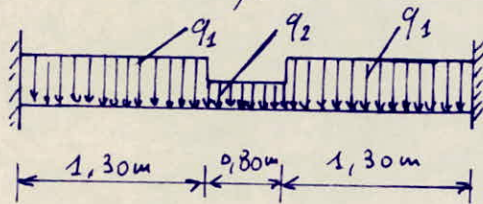
Ce palier est appuyé sur 2 côtés, et libre sur les deux autres côtés.



a) Calcul de la poutre palière:

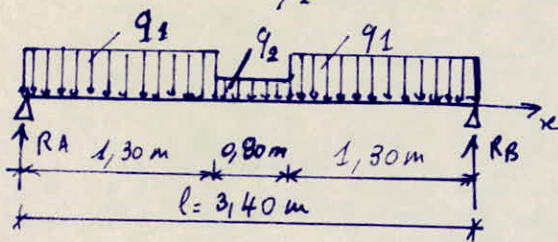
C'est une poutre fictive incorporée dans le palier, elle sert à supporter les réactions dues aux volées; elle est calculée comme une poutre partiellement encastrée à ses extrémités

schéma statique.



• Evaluation des charges :

- poids propre de la poutre : $507 \times 0,30 = 152,10 \text{ kg/ml}$.
 - charge due à la réaction du volée : $\frac{T}{1,30} = \frac{1502,46}{1,30} = 1155,74 \text{ kg/ml}$
 - Surcharges sur la poutre majorées $250 \times 0,30 \times 1,2 = 90 \text{ kg/ml}$
- d'où $q_1 = 1155,74 + 152,10 + 90 = 1397,84 \text{ kg/ml}$
 $q_2 = 152,10 + 90 = 242,10 \text{ kg/ml}$.



$$R_A = R_B = \frac{2q_1 \times 1,3 + q_2 \times 0,8}{2}$$

$$= \frac{2 \times 1397,84 \times 1,3 + 242,10 \times 0,8}{2}$$

$$R_A = 1914,03 \text{ kg.}$$

$1,30 < x < 2,10$

$$M(x) = R_A x - q_1 \cdot 1,3 \left(x - \frac{1,3}{2}\right) - q_2 \frac{(x - 1,3)^2}{2}$$

$$M_{\max} = M\left(\frac{l}{2}\right) = M(1,70) = 1914,03 \times 1,7 - 1397,84 \times 1,3 \left(1,7 - \frac{1,3}{2}\right) - 242,10 \frac{(1,7 - 1,3)^2}{2} = 1326,43 \text{ kg.m.}$$

moment en travée $M_t = 0,8 M_{max} = 0,8 \times 1326,43 = 1061,14 \text{ kg}\cdot\text{m}$

moment sur appui $M_o = 0,4 M_{max} = 0,4 \times 1326,43 = 530,57 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Ferraillage :

en travée : $\mu = \frac{15 \times 106114}{2800 \times 30 \times 12^2} = 0,1316 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8597 \\ k = 20,68 \end{cases}$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{20,68} = 135,40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{106114}{2800 \times 0,8597 \times 12} = 3,67 \text{ cm}^2$$

on adopte 2T14 + T10 soit $A = 3,86 \text{ cm}^2$

(*) Sur appui : $\mu = \frac{15 \times 53057}{2800 \times 30 \times 12^2} = 0,0658 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8943 \\ k = 32,3 \end{cases}$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{32,3} = 86,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{53057}{2800 \times 0,8943 \times 12} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T10 + T8 \quad A = 2,07 \text{ cm}^2$$

Vérification

(*) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \times 30 \times 12 \times \frac{5,9}{4200} = 0,35 \text{ cm}^2 < A = 3,86 \text{ cm}^2$$

(*) Contraintes

en travée $\tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 3,86}{30 \times 12} = 1,072 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8571 \\ k = 20,0 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{106114}{3,86 \times 0,8571 \times 12} = 2673 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2673}{20} = 133,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Sur appui $\tilde{\omega} = \frac{100 \times 2,07}{30 \times 12} = 0,575 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8873 \\ k = 29,4 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{53057}{2,07 \times 0,8873 \times 12} = 2407 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2407}{29,4} = 81,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

(*) Vérification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,86}{2 \times 30 \times 3} = 0,0214$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{14} \times \frac{0,0214}{1+10 \times 0,0214} = 2975 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{14} \times 5,9} = 2414 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 2975 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

. Armatures transversales

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b\delta} = \frac{RA}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{1914,03}{30 \times \frac{7}{8} \times 12} = 6,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 81,88 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{81,88}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 19,50 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 6,08 \text{ kg/cm}^2.$$

Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\tau}_{\text{at}} = \rho_{\text{at}} \bar{\sigma}_{\text{eu}} \quad \text{on supposant qu'il n'y a pas de reprise}$$

$$\text{de bétonnage} \Rightarrow \rho_{\text{at}} = \max \left[\frac{2}{3}; \left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \right]$$

$$\rho_{\text{at}} = \max \left[0,667; 1 - \frac{6,08}{9 \times 5,9} = 0,885 \right] = 0,885.$$

$$\text{Acier doux } \bar{\sigma}_{\text{eu}} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (FeE24)}$$

$$\bar{\tau}_{\text{at}} = 0,885 \times 2400 = 2124 \text{ kg/cm}^2.$$

espacement des armatures.

$$t \leq \sup \begin{cases} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 12 \left(1 - 0,3 \times \frac{6,08}{5,9}\right) = 8,29 \text{ cm.} \\ \bar{t}_2 = 0,2h = 0,2 \times 12 = 2,4 \text{ cm.} \end{cases}$$

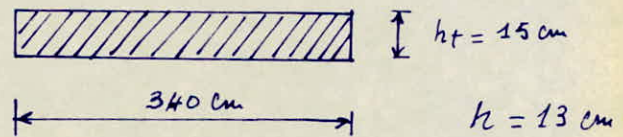
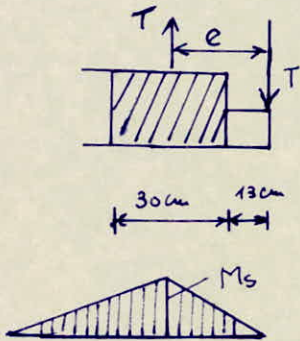
$$\text{on adopte 1cadre + 1étrier } \phi 6, A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \bar{\tau}_{\text{at}}}{T} = \frac{1,13 \times \frac{7}{8} \times 12 \times 2124}{1914,03} = 13,17 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales seront espacées de $t = 8 \text{ cm.}$

. Détermination des armatures perpendiculaires à la poutre:

La résistance à la torsion des poutres palières étant généralement faible, on doit prévoir des armatures supérieures perpendiculaires à la poutre pour équilibrer le couple de torsion.



$$e = 13 + 15 = 28 \text{ cm.}$$

$$T = 1502,46 \text{ kg (réaction de la volée)}$$

$$M_s = T \cdot e = 1502,46 \times 0,28 = 420,69 \text{ kg.m.}$$

$$A = \frac{M_s}{\frac{7}{8} \sqrt{\sigma_a}} = \frac{42069}{\frac{7}{8} \times 13 \times 2800} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 3T8/ml $t = 33 \text{ cm}$ $A = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

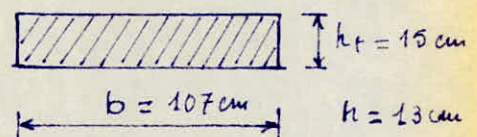
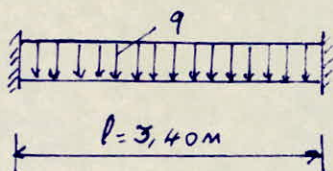
Vérification des contraintes

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 1,50}{100 \times 13} = 0,115 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9435 \\ k = 73,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{42069}{1,50 \times 0,9435 \times 13} = 2287 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2287}{73,5} = 31,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Calcul de la poutre principale:



. Evaluation de la charge q:

charge permanente $507 \times 1,07 = 542,49 \text{ kg/ml}$

Surcharges d'exploitation majorées $1,2 \times 250 \times 1,07 = 321,00 \text{ kg/ml}$

Moment en travée : $M_t = q \cdot \frac{l^2}{10} = 863,49 \times \frac{3,40^2}{10} = 998,19 \text{ kg.m}$ $q = 863,49 \text{ kg/ml}$

Moment sur appui : $M_a = q \cdot \frac{l^2}{20} = 863,49 \times \frac{3,40^2}{20} = 499,10 \text{ kg.m}$

. Ferrailage :

(*) en travée : $\mu = \frac{15 \times 99819}{2800 \times 107 \times 13^2} = 0,0296 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9257 \\ k = 52,25 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{52,25} = 53,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{99819}{2800 \times 0,9257 \times 13} = 2,96 \text{ cm}^2$

$\rightarrow 6T8 \quad t = 20 \text{ cm} \quad , \quad A = 3,01 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition

$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{2,96}{4} \leq A_r \leq \frac{2,96}{2}$

$0,74 \leq A_r \leq 1,48 \Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 4T6/\text{ml} \quad , \quad t = 25 \text{ cm}$

(*) sur appui : $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 49910}{2800 \times 107 \times 13^2} = 0,0148 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9460 \\ k = 77,5 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{77,5} = 36,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{49910}{2800 \times 0,9460 \times 13} = 1,45 \text{ cm}^2$

$\rightarrow 6T6 \quad (t = 20 \text{ cm}) \quad A_a = 1,70 \text{ cm}^2$

. Vérification :

(*) Condition de non fragilité :

$A_{\min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_m} = 0,69 \times 107 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 1,35 \text{ cm}^2 < A = 3,01 \text{ cm}^2$

(*) Vérification à la fissuration.

$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,01}{2 \times 107 \times 2} = 7,03 \times 10^{-3}$

$\bar{\sigma}_t = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{7,03 \times 10^{-3}}{1 + 10 \times 7,03 \times 10^{-3}} = 1970 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_1 \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^4 \times 1,6 \times 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_t = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

pas de risque de fissuration.

(*) Vérification au cisaillement:

$$T = q \frac{l}{2} = 863,49 \times \frac{3,40}{2} = 1467,93 \text{ kg.}$$

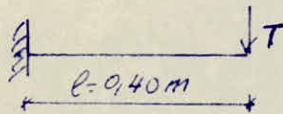
$$\tau_b = \frac{T}{b_s} = \frac{1467,93}{107 \times \frac{7}{8} \times 13} = 1,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 1,21 \text{ kg/cm}^2$$

donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

4) Liaison paille - palier (armatures de clavetage)

Afin d'assurer une garantie contre tout risque d'effondrement de la paille aussi bien sous les charges verticales que sous l'action du seisme, il devra être prévu obligatoirement une liaison des pailles et des paliers par des armatures sortant des extrémités de la paille préfabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la volée sur toute la largeur de l'appui.



Moment d'encastrement repris par les aciers de clavetage.

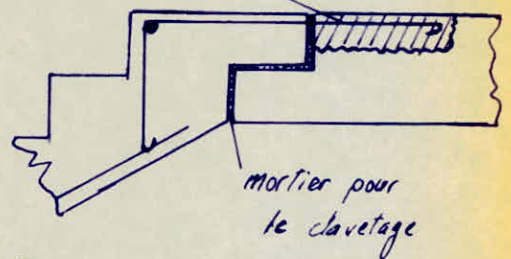
$$M = T \cdot l = 1502,46 \times 0,40 = 600,98 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 600,98 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0191 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9396 \\ k = 67,35 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_t \epsilon h} = \frac{600,98}{2800 \times 0,9396 \times 13} = 1,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{liaison} = 478/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un recouvrement de 50 ϕ c'est-à-dire $50 \times 0,8 = 40 \text{ cm}$.

acier de clavetage en attente



5) Armatures de transport :

Pour le transport des paillasses (avec marches) on prévoit des aciers en forme d'anneau en quatre (4) coins de la paillasse.

Ces aciers sont calculés sous l'action d'une traction simple

Soit N l'effort de traction, $N =$ poids de la paillasse + poids des marches

$$N = (350,76 + 196,68) \times 1,30 \times 2,36 = 1679,55 \text{ kg.}$$

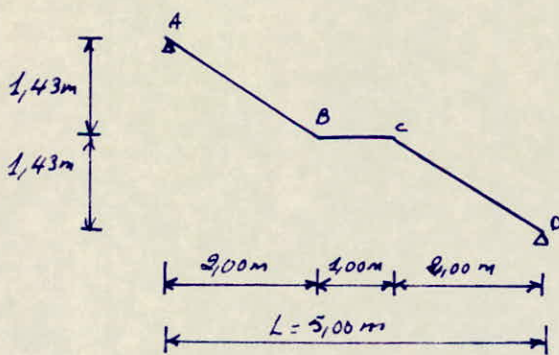
donc chaque acier reprend $\frac{N}{4} = 419,89 \text{ kg.}$

$$A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{419,89}{\frac{2}{3} \times 2400} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte des } \phi 6 \text{ soit } A = 0,28 \text{ cm}^2$$

Les armatures seront ancrées sur une distance égale à l'épaisseur de la paillasse.

B) Escalier coulé en place au niveau du rez de chaussée :

C'est un escalier qui est constitué de deux volées et d'un palier intermédiaire.

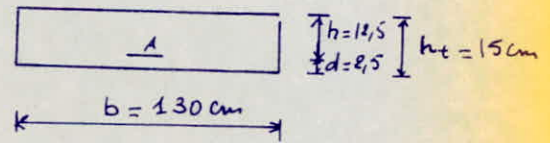
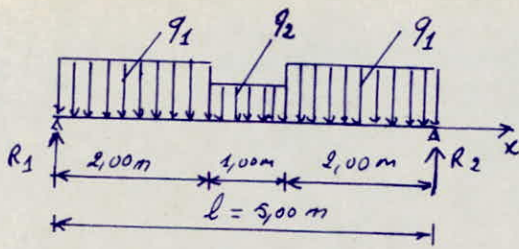


L'épaisseur de la paillasse et du palier est la même, elle a une valeur de 15 cm

Cet escalier sera calculé comme une poutre de portée $L = 5,00 \text{ m}$ partiellement encastrée à ses extrémités, soumise à deux charges distinctes, l'une q_1 pour la paillasse, l'autre q_2 pour le palier.

On fera un calcul pour la poutre supposée isostatique ensuite on fera une répartition du moment maximum en travée et sur appuis.

schéma statique



1) Evaluation des charges q_1 et q_2

- pour les volées AB et CD (charge q_1)

pois propre de la poutre $\frac{0,15 \times 2500}{\cos 31,21} = 438,46 \text{ kg/m}^2$

pois propre des marches $196,68 \text{ kg/m}^2$

revêtement 40 kg/m^2

mortier de pose 44 kg/m^2

garde corps 20 kg/m^2

enduit 28 kg/m^2

$G = 767,34 \text{ kg/m}^2$

Surcharges d'exploitation $P = 250 \text{ kg/m}^2$.

$Q_1 = G + 1,2P = 767,34 + 1,2 \times 250 = 1067,34 \text{ kg/m}^2$

pour un emmarchement de 1,30 m on obtient

$q_1 = Q_1 \times 1,30 = 1387,54 \text{ kg/ml}$.

- Pour le palier BC (charge q_2)

pois propre du palier avec revêtement $G = 507 \text{ kg/m}^2$

Surcharges d'exploitation $P = 250 \text{ kg/m}^2$.

$q_2 = (G + 1,2P) \times 1,30 = (507 + 1,2 \times 250) \times 1,30 = 1049,10 \text{ kg/m}^2$

2) Calcul des efforts

$R_1 = R_2 = \frac{2q_1 l_1 + q_2 l_2}{2} = \frac{2 \times 1387,54 \times 2 + 1049,10 \times 1}{2} = 3299,63 \text{ kg}$.

$2,00 \leq x \leq 3,00$ $M(x) = R_1 \cdot x - 2q_1 \left(x - \frac{x}{2}\right) - q_2 \frac{(x-2)^2}{2}$

$$M_{max} = M\left(\frac{l}{2}\right) = M(2,5) = 3299,63 \times 2,5 - 2 \times 1387,54(2,5 - 1) - 1049,10 \frac{(2,5 - 2)^2}{2} = 3955,32 \text{ kg.m.}$$

Moment en travée $M_t = 0,8 M_{max} = 0,8 \times 3955,32 = 3164,26 \text{ kg.m.}$

Moment sur appui $M_a = 0,4 M_{max} = 0,4 \times 3955,32 = 1582,13 \text{ kg.m.}$

3) Ferrailage :

— en travée : $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 3164,26}{2800 \times 130 \times 12,5^2} = 0,0835 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8832 \\ k = 27,80 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{27,80} = 100,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{3164,26}{2800 \times 0,8832 \times 12,5} = 10,24 \text{ cm}^2$$

on adopte 10 T12 espacées de 14 cm soit $A = 11,31 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition.

$$A_r \geq \frac{A_l}{4} = \frac{10,24}{4} = 2,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 6 \text{ T}8/\text{ml} \text{ espacées}$$

de 16 cm, soit $A = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

— Sur appui : $\mu = \frac{15 \times 1582,13}{2800 \times 130 \times 12,5^2} = 0,0417 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9134 \\ k = 42,8 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{42,8} = 65,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1582,13}{2800 \times 0,9134 \times 12,5} = 4,95 \text{ cm}^2$$

→ 7 T10 espacées de 21 cm, $A = 5,49 \text{ cm}^2$.

Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{4,95}{4} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5 \text{ T}6/\text{ml}, A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4) Vérifications :

— Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \times 130 \times 12,5 \times \frac{5,9}{4200} = 1,58 \text{ cm}^2 < A = 11,31 \text{ cm}^2$$

— Vérification de la fissuration.

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{11,31}{2 \times 130 \times 2,5} = 0,0174$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K_1}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_1}{1 + 10\bar{\omega}_1} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{12} \cdot \frac{0,0174}{1 + 10 \times 0,0174} = 2964 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_4 \cdot \bar{\sigma}_6}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{12} \times 5,9} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2964 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification des contraintes.

. en travée : $\tilde{\omega} = \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \times 14,31}{130 \times 12,5} = 0,696 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8786 \\ k = 26,2 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{316426}{11,31 \times 0,8786 \times 12,5} = 2547 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_6 = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2547}{26,2} = 97,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_6 = 137 \text{ kg/cm}^2$$

. sur appui : $\tilde{\omega} = \frac{100 \times 5,49}{130 \times 12,5} = 0,338 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9094 \\ k = 40,2 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{158213}{5,49 \times 0,9094 \times 12,5} = 2536 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_6 = \frac{2536}{40,2} = 63,06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_6 = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification au cisaillement.

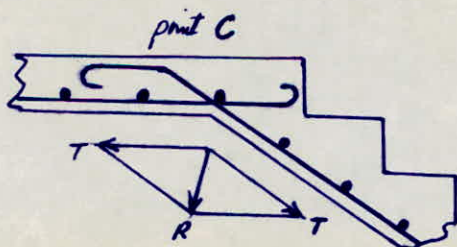
$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \bar{z}} = \frac{R_1}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{3299,63}{130 \times \frac{7}{8} \times 12,5} = 2,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_6 = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 2,32 \text{ kg/cm}^2$$

donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

- Remarque :

Dans ce genre d'escalier, il y'a une précaution à prendre en ce qui concerne la disposition du ferrailage des armatures principales au coude de droite du palier (voir schéma, au niveau du point c)



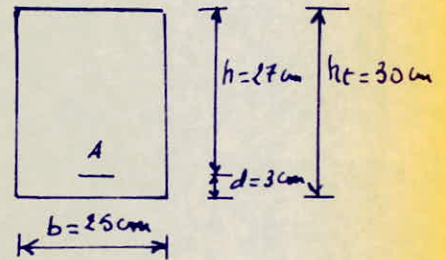
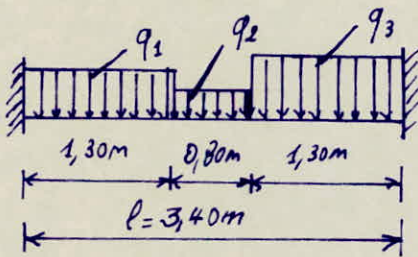
Les aciers longitudinaux inclinés et horizontaux doivent être distincts; car continus, ils introduiraient une poussée au vide due à leur traction.

Par contre au coude de gauche du palier (point B) rien n'est à craindre car la poussée au vide due à la traction des aciers est équilibrée par le béton comprimé.

5) Calcul de la poutre palière.

C'est une poutre qui se trouve au niveau des étages courant, elle sert comme appui à la dalle palière (palier 1) et aux volées d'escaliers.

schéma statique.



- Evaluation des charges q_1, q_2, q_3 .

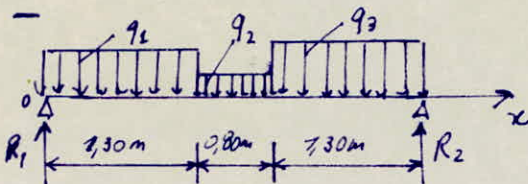
- retombée de la poutre (22 cm) $0,22 \times 0,25 \times 2500 = 137,50 \text{ kg/ml}$
- charge due à la dalle palière $775,67 \text{ kg/ml}$
- charge due à la réaction de l'escalier du RDC $\frac{3299,63}{1,3} = 2538,18 \text{ kg/ml}$
- charge due à la réaction de l'escalier de l'étage courant $1155,74 \text{ kg/ml}$

d'où :

$$q_1 = 137,5 + 775,67 + 1155,74 = 2068,91 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 137,5 + 775,67 = 913,17 \text{ kg/ml}$$

$$q_3 = 137,5 + 775,67 + 2538,18 = 3451,35 \text{ kg/ml}$$



$$R_1 + R_2 = 1,3(q_1 + q_3) + 0,8q_2 = 1,3(2068,91 + 3451,35) + 0,8 \times 913,17 = 7906,87 \text{ kg}$$

$$R_1 = \frac{1,3q_1(3,4 - 1,3) + 0,8q_2[3,4 - (1,3 + 0,8)] + 1,3q_3[3,4 - (1,3 + 0,8 + 1,3)]}{3,4}$$

$$R_1 = 3398,39 \text{ kg}$$

$$R_2 = 4508,48 \text{ kg}$$

- Calcul des efforts :

$0 < x < 1,3$

$$M(x) = R_1 x - q_1 \frac{x^2}{2} = 3398,39 x - 2068,91 \frac{x^2}{2}$$

$M = 0$ pour $x = 0$.

$M = 2669,68 \text{ kg.m}$ pour $x = 1,3$.

$T(x) = 3398,39 - 2068,91 x$

$T = 3398,39 \text{ kg}$ pour $x = 0$

$T = 708,81 \text{ kg}$ pour $x = 1,3$.

$1,3 < x < 2,10$

$$M(x) = R_1 x - 1,3 q_1 \left(x - \frac{1,3}{2}\right) - q_2 \frac{(x - 1,3)^2}{2}$$

$$T(x) = R_1 - 1,3 q_1 - q_2 (x - 1,3)$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1 - 1,3(q_1 - q_2)}{q_2}$$

$$x = \frac{3398,39 - 1,3(2068,91 - 913,17)}{913,17} = 2,08 \text{ m}$$

$M_{\max} = M(2,08) = 2944,76 \text{ kg.m}$

$T_{\max} = R_2 = 4508,48 \text{ kg}$

• Moment en travée $M_t = 0,8 M_{\max} = 2355,81 \text{ kg.m}$

• Moment sur appui $M_a = 0,4 M_{\max} = 1177,90 \text{ kg.m}$

- Ferrailage

• en travée : $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 235581}{2800 \times 25 \times 27^2} = 0,0692 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8920 \\ k = 31,3 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{31,3} = 89,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{235581}{280 \times 0,8920 \times 27} = 3,49 \text{ cm}^2$

$\rightarrow A = 3,86 \text{ cm}^2, 2T_{14} + T_{10}$

• sur appui : $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 117790}{2800 \times 25 \times 28^2} = 0,0322 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9228 \\ k = 49,8 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{49,8} = 56,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{117790}{2800 \times 0,9228 \times 28} = 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 2,07 \text{ cm}^2$
 $2T_{10} + T_8$

- Vérification

. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 0,69 \times 25 \times 27 \times \frac{5,9}{4200} = 0,65 \text{ cm}^2 < A = 3,86 \text{ cm}^2.$$

. Contraintes :

on trouve . entravée : $\sigma_a = 2547 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$

$$\sigma'_b = 86,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

. sur appui : $\sigma_a = 2223 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = 51,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

. Vérification à la fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,86}{2 \times 25 \times 3} = 0,0257.$$

$$\phi_{max} = 14 \text{ mm. (acier haute adhérence } \eta = 1,6)$$

$$k = 1,5 \times 10^6 \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 3505 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3505 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

. Vérification de la flèche :

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{cm}} \Rightarrow A = 3,86 < \frac{43bh}{\sigma_{cm}} = \frac{43 \times 25 \times 27}{4200} = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h_f}{l} = \frac{30}{340} = 0,0886 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{0,8 M_0}{10 M_0} = 0,08$$

$$\frac{h_f}{l} = 0,0886 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

donc la justification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_3} = \frac{R_2}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{4508,48}{25 \times \frac{7}{8} \times 28} = 7,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 51,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{at} = \max \left[\frac{2}{3}; \left(1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) \right] = \max \left[0,667; 1 - \frac{7,36}{20,65} = 0,861 \right] = 0,861$$

$$\bar{\rho}_{at} = \rho_{at} \sigma_{cm} = 0,861 \times 2400 = 2066 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t \leq \sup \begin{cases} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 28 \left(1 - 0,3 \times \frac{7,36}{5,0} \right) = 17,52 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2h = 5,60 \text{ cm} \end{cases}$$

$A_t = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier } \phi 6 \quad (4 \phi 6)$

$$t \leq \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{1,13 \times 7 \times 28 \times 2066}{8 \times 4508,48} = 12,68 \text{ cm}$$

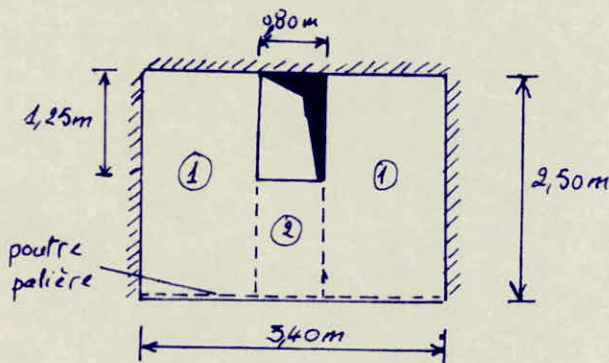
Les armatures transversales seront espacées de $t = 12 \text{ cm}$.

- Etude de l'effort tranchant et de ses effets.

$$T + \frac{1M_a}{\delta} = 4508,48 + \frac{-117790}{\frac{7}{8} \times 27} = 4508,48 - 4985,82 < 0$$

La valeur de $T + \frac{M}{\delta}$ étant négative, aucune vérification de la section des armatures inférieures à l'appui et de leur ancrage n'est nécessaire.

6) Calcul du palier de l'étage courant (palier 1):



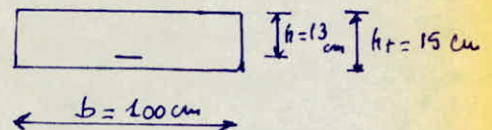
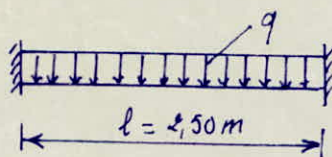
Ce palier est une dalle partiellement encastrée sur 3 côtés et appuyée sur le quatrième côté (poutre palière).
Ce palier comporte une ouverture de $(0,80 \times 1,25) \text{ m}^2$ pour le passage des gaines.

Pour étudier ce palier on l'a divisé en 3 parties (1, 2, 3)

a) Etude de la dalle N° 1

Cette dalle a été calculée comme une poutre de 1m de largeur appuyée sur deux côtés, d'un côté sur le mur (voile) et de l'autre côté sur la poutre palière qui est assez rigide ($b = 25 \text{ cm}$; $h_t = 30 \text{ cm}$).
L'épaisseur de la dalle palière est de 15 cm.

schéma statique.



• charge permanente : $G = 507 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 507 \text{ kg/ml}$

• surcharges d'exploitation : $P = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 250 \text{ kg/ml}$

$$q = G + 1,2P = 507 + 1,2 \times 250 = 807 \text{ kg/ml}$$

Moment isostatique maximal en travée : $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 807 \times \frac{2,50^2}{8} = 630,47 \text{ kg.m}$

d'où $M_t = 0,8 M_0 = 0,8 \times 630,47 = 504,38 \text{ kg.m}$

$M_a = 0,4 M_0 = 0,4 \times 630,47 = 252,19 \text{ kg.m}$

Ferraillage :

. en travée : $\mu = \frac{15 \times 504,38}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,016 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9440 \\ k = 74,25 \end{cases}$

$A_t = \frac{504,38}{2800 \times 0,9440 \times 13} = 1,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T8/ml}, t = 25 \text{ cm}$
 ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Armatures de répartition :

$A_r \geq \max \left(A_{\min}; \frac{A_t}{4} \right)$

Condition de non fragilité :

$A_{\min} = 0,696 h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \times 100 \times 13 \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_r \geq \max \left(1,26; \frac{1,47}{4} = 0,37 \right) = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_r = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 3 T8/ml, $t = 33 \text{ cm}$

. Armatures sur appui :

$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 252,19}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,008 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9597 \\ k = 109 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{252,19}{2800 \times 0,9597 \times 13} = 0,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4 T6/ml $t = 25 \text{ cm}$

Vérifications :

. fissuration : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,01}{2 \times 100 \times 2} = 0,005$

$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1,5 \times 10^6 \times 10^6}{8} \times \frac{0,005}{1 \times 10 \times 0,005} = 1435 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 2,14 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 4,6}{8} \times 5,9} = 3193 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \max(\sigma_1, \sigma_2) &> \bar{\sigma}_a \\ 3193 \text{ kg/cm}^2 &> 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$

. Cisaillement :

$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{q l}{2 \times \frac{z}{8} h} = \frac{807 \times 2,50}{2 \times \frac{z}{8} \times 100 \times 13} = 0,69 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$
 pas d'armatures transversales

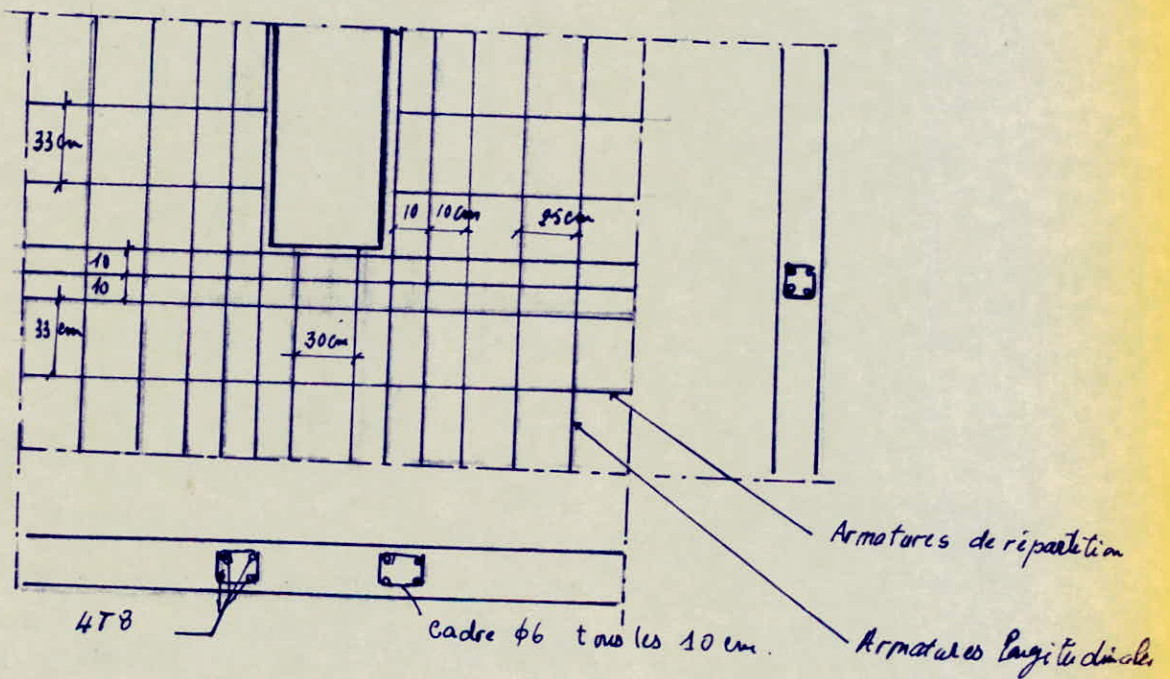
Remarque : les armatures longitudinales seront espacées de 10 cm auprès de l'ouverture (barres de renforcement de l'ouverture sur une distance de 30 cm), et au delà, elles seront espacées de 25 cm.

b) Etude de la dalle N°2 :

Le ferrailage adopté pour cette dalle est celui dalle N°1 sauf que les armatures seront un peu plus espacées

L'ouverture sera maintenue par des poutres de cantour appelées chevêtres permettant un appui correct de la dalle ; les armatures longitudinales de cette poutre seront maintenues par des cadres qui servent à reprendre l'effort tranchant dans cette zone.

Schéma du ferrailage du palier avec ouverture



Etude des planchers

A. Plancher haut du vide sanitaire :

c'est un plancher à base de prédalle en béton armé

1) Introduction

- Vu l'impossibilité d'utilisation d'un coffrage tunnel pour ce plancher, et voulant éviter un coffrage perdu, nous avons adopté le système de prédalles préfabriquées jointives.

- Par définition, une prédalle est un élément préfabriqué en béton armé ou précontraint, d'épaisseur variant de 50 mm à 75 mm, de largeur comprise entre 1,20 m et 4 m sur une longueur pouvant atteindre 10 m.

La prédalle est destinée à servir de coffrage au béton coulé sur chantier, sa sous face est finie, prête à recevoir l'enduit ; on fera de sorte à ce que sa face supérieure soit assez rugueuse pour permettre un bon accrochage du béton coulé sur chantier après mise en place des armatures complémentaires.

- Une dalle de répartition est coulée par dessus les prédalles après nettoyage et humidification de celle-ci ; l'ensemble prédalle et dalle de répartition après durcissement aura un fonctionnement monolithique.

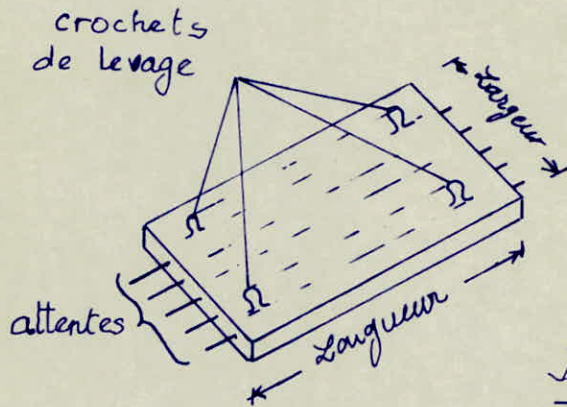
- On pensera à mettre une file d'étais à mi portée de la prédalle après la pose de cette dernière.

2) Calcul de la prédalle :

On aura deux phases à considérer dans le calcul conformément aux prescriptions du CCBA article 22

1^{ère} phase : prédalle soumise à son poids propre, au poids du béton coulé sur chantier, et une surcharge forfaitaire de 100 kg/m^2 dite de chantier, correspondant aux ouvriers, au matériel courant, ou aux matériaux concentrés susceptibles d'être présents pendant la mise en oeuvre.

2^{ème} phase : prédalle à pleine résistance sous $G+1,3P$



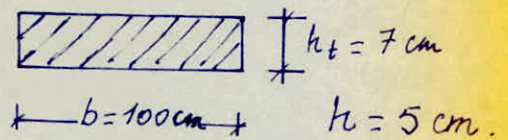
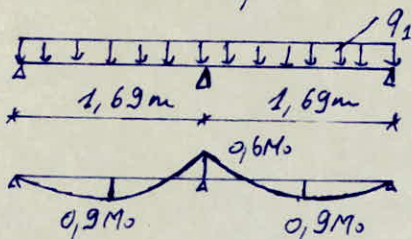
Détail d'une prédalle et de son système de levage.

On prendra des prédalles d'épaisseur 7 cm , de largeur $1,20 \text{ m}$, et de longueur 3 m ou $3,40 \text{ m}$ suivant les panneaux.

* Premier type de prédalle, longueur $3,40 \text{ m}$, portée de calcul $3,38 \text{ m}$

1^{ère} phase :

schéma statique :



Charge de calcul par mètre linéaire pour une bande de 1 m de largeur.

- poids propre de la prédalle $0,07 \times 1 \times 2500 = 175 \text{ kg/ml}$
- béton coulé en oeuvre 8 cm $0,08 \times 1 \times 2500 = 200 \text{ kg/ml}$
- Surcharge de chantier majorée $1,2 \times 100 \times 1 = 120 \text{ kg/ml}$

$$q_1 = 495 \text{ kg/ml}$$

Moment fléchissant en travée.

$$M_t = q_1 \frac{l^2}{8} \times 0,9 = 495 \times \frac{1,69}{8} \times 0,9 = 159,05 \text{ kgm/ml}$$

Ferraillage :

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 159,05 \times 10^2}{2800 \times 100 \times (5)^2} = 0,0341$$

$$\epsilon = 0,9208$$

$$k = 48,1$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{48,1} = 58,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\text{d'où } A_s = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{159,05 \times 10^2}{2800 \times 0,9208 \times 5} = 1,23 \text{ cm}^2$$

2^{ème} phase :

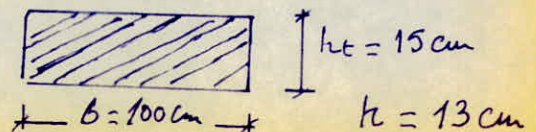
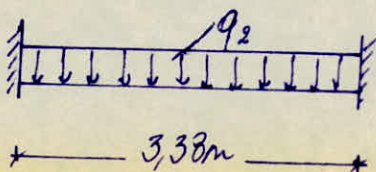
Charge de calcul

Dalle 15 cm	$0,15 \times 1 \times 2500 = 375 \text{ kg/ml}$
carrelage	$44 \times 1 = 44 \text{ kg/ml}$
mortier de pose	$30 \times 1 = 30 \text{ kg/ml}$
sable	$68 \times 1 = 68 \text{ kg/ml}$
Claisons	$75 \times 1 = 75 \text{ kg/ml}$
	<u>total = 592 kg/ml</u>

Surcharge $P = 200 \times 1 \text{ kg/ml}$.

$$q_2 = 592 + 1,2 \times 200 = 832 \text{ kg/ml}$$

schéma statique.



On aura comme valeur des moments :

- en travée $M_t = q_2 \frac{l^2}{10} = \frac{832 \times (3,38)^2}{10} = 950,51 \text{ kg.m/ml}$

- sur appui $M_a = q_2 \frac{l^2}{20} = \frac{832 (3,38)^2}{20} = 475,26 \text{ kg.m/ml}$

Ferraillage :

- en travée $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 950,51 \times 10^2}{2800 \times 100 \times (13)^2} = 0,0301$

d'où $\left| \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9251 \\ k = 51,75 \end{array} \right.$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{51,75} = 54,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_2 = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{950,51 \times 10^2}{2800 \times 0,9251 \times 13} = 2,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature à prendre est :

$$A = \max(A_1, A_2) = \max(1,23; 2,82) = 2,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 6 T8/ml $A = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 16 \text{ cm}$ (espacement des armatures)

Condition de non fragilité : (art 19.3, CCBA 68)

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} = 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ b h t \frac{1,2}{\sigma_{cu} - 2200} = 100 \times 15 \times \frac{1,2}{4200 - 2200} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_t = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \max\left(\frac{A}{4}; A_{\min}\right) = \max(0,71; 1,26) = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5 T6/ml $A_r = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 20 \text{ cm}$

Armatures supérieures (chapeaux)

On adopte un treillis soudé de diamètre inférieure à 5 mm.

$$\sigma_{cu} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = 475,26 \text{ kg m/ml} \Rightarrow \mu = \frac{15 \times 475,26}{3533 \cdot 100 (13)^2} = 0,0119 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9512 \\ k = 87,5 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{475,26}{3533 \times 0,9512 \times 13} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartition $A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{1,09}{4} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte un treillis soudé réparti sur toute la surface de la dalle.

Caractéristique du T.S

Fils	ϕ (mm)	Sections Sects (cm ² /ml)	Espacement Ecte (cm)
Porteurs	5	1,31	150
de répartition	3,5	0,38	250

Vérification :

- Contraintes

• en trarée $\tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 13} = 0,232 \Rightarrow$

$$\begin{cases} \varepsilon = 0,9228 \\ k = 49,8 \end{cases}$$

Acier $\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{95051}{3,01 \times 0,9228 \times 13} = 2632 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

béton $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2632}{49,8} = 52,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

• Sur appui $\tilde{\omega} = \frac{100 \times 1,31}{100 \times 13} = 0,101 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9468 \\ k = 79 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{475,26}{1,31 \times 0,9468 \times 13} = 2948 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2948}{79} = 37,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

- Fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,01}{2 \times 100 \times 2} = 7,53 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{8} \cdot \frac{7,53 \times 10^{-3}}{1 + 10 \times 7,53 \times 10^{-3}} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration.

- Flèche : (art 61,2; CBA 68)

$$\bar{\omega} = \frac{A}{bh} = \frac{3,01}{100 \times 13} = 2,32 \cdot 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}} = \frac{5,9}{72(2 + 3) \times 2,32 \times 10^{-3}} = 7,078$$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}} = \frac{5,9}{180(2 + 3) \times 2,32 \times 10^{-3}} = 2,831$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \sigma_a \bar{\omega} + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 2632 \times 2,32 \times 10^{-3} + 3 \times 5,9} = 0,300$$

$$I_t = \frac{bh^3}{12} = \frac{100(15)^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1}{1 + 0,300 \times 7,078} = 9004,61 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1}{1 + 0,300 \times 2,831} = 15208,46 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j} = 7000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 7000 \sqrt{1,2 \times 270} = 126 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 3 E_v = 3 \times 126 \times 10^3 = 378 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$M(g) = g \frac{l^2}{10} = 592 \frac{(3,38)^2}{10} = 676,32 \text{ kg.m/ml}$$

$$M(g+q) = (g+q) \frac{l^2}{10} = (592+200) \frac{(3,38)^2}{10} = 904,81 \text{ kg.m/ml}$$

$$d'_{g_0} = \frac{f_{g_0}}{l} = \frac{M(g) l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{676,32 \times 338^2}{10 \times 126 \times 10^3 \times 15208,46} = 0,403 \text{ cm}$$

$$f_{g_0} = \frac{M(g+q) l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{904,81 \times 338^2}{10 \times 378 \times 10^3 \times 9004,61} = 0,304 \text{ cm}$$

$$f_{g_0} = \frac{M(g) l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{676,32 \times 338^2}{10 \times 378 \times 10^3 \times 9004,61} = 0,227 \text{ cm}$$

la flèche est donnée par $\Delta f_t = f_{g_{as}} + f_{g_0} - f_{g_0}$

$$\Delta f_t = 0,403 + 0,304 - 0,227 = 0,480 \text{ cm.}$$

la flèche admissible $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{338}{500} = 0,676 \text{ cm} > \Delta f_t = 0,480 \text{ cm}$
(vérifié)

- Cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \delta} \quad \text{à l'appui} \quad T = T_{\max} = q \frac{l}{2} = \frac{832 \times 338}{2}$$
$$T_{\max} = 1406,08 \text{ kg.}$$

$$\tau_b = \frac{1406,08}{100 \times \frac{7}{8} \times 13} = 1,24 \text{ kg/cm}^2.$$

On a $\bar{\tau}_b = 2 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = 1,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 2 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les armatures de coutures ne sont pas nécessaire

- Vérification aux appuis :

On doit vérifier que la section d'armature traversant l'appui peut équilibrer l'effort $T + \frac{1M}{\delta}$ et qu'elle est totalement ancrée pour cet effort

Appui intermédiaire $M_a = - 475,26 \text{ kgm / ml}$

$$T = 1406,08 \text{ kg.}$$

$$T + \frac{1M_a}{\delta} = 1406,08 - \frac{475,26 \times 10^2}{\frac{7}{8} \times 13} = 1406,08 - 4178,11 < 0.$$

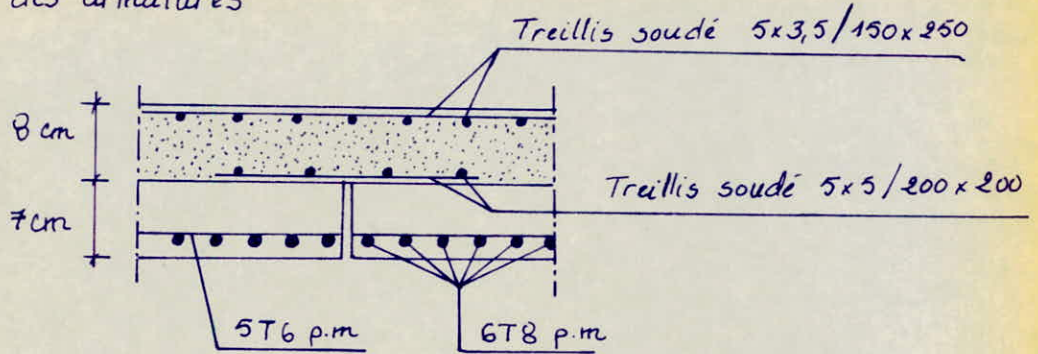
donc on n'a pas de vérification à faire.

Armatures au droit des joints des prédalles :

Au droit des joints entre prédalles on met en place une bande de treillis soudé qui assure la transmission des efforts au droit du joint (c'est un ferrailage complémentaire).

On choisit un treillis soudé $5 \times 5 / 200 \times 200$ avec un ancrage de $l_d = 40 \text{ cm}$.

Disposition des armatures



Pour le deuxième type de prédalle (longueur 3m) les calculs sont identiques. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

a) Tableau donnant les efforts et le ferrailage

• En travée

Type de prédalle	portée (m)	q_1 (kg/m)	M_t (kg.m/m)	A_1 (cm ² /m)	q_2 (kg/m)	M_t (kg.m/m)	A_2 (cm ² /m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /m)	t (cm)	A_r (cm ² /m)	t_r (cm)
1 ^{er} type	3,38	$\frac{4}{95}$	159,05	1,23	832	950,51	2,82	3,01 (6T8)	16	1,41 (5T6)	20
2 ^{ème} type	2,98	$\frac{4}{95}$	123,63	0,95	832	738,85	2,17	2,51 (5T8)	20	1,41 (5T6)	20

• Sur appui (Armatures supérieures)

Type de prédalle	M_a (kg.m/m)	A_a (cm ² /m)	A_a adoptée
1 ^{er} type	475,26	1,09	T.S 5x3,5/150x250
2 ^{ème} type	369,42	0,84	T.S 4,5x3/150x250

b) Vérifications :

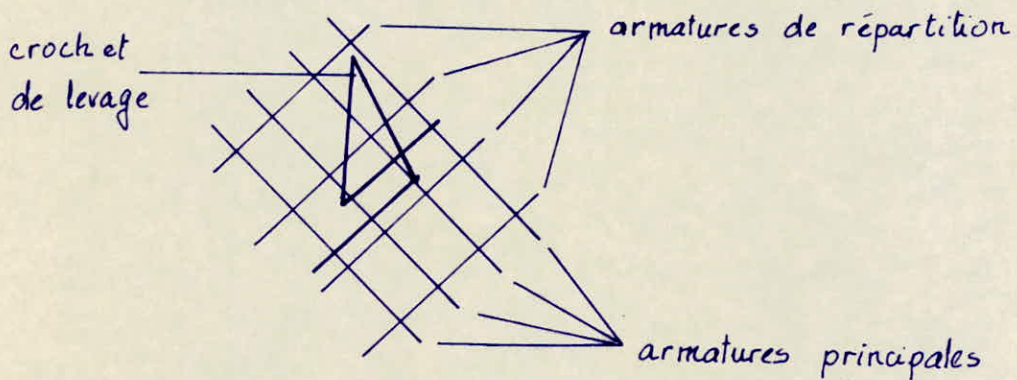
Type de prédalle	non fragilité A_{min} (cm ² /m)	contraintes (kg/cm ²)				non fissu- -ration $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$	Flèches (cm)		T_{max} (kg)	σ_b (kg/cm ²)
		travée		appui			Δf_t	\bar{f}		
		σ_a	σ_b	σ_a	σ_b					
1 ^{er} type	1,26	2632	5286	2948	37,31	3193 > 2800	0,480	0,676	1406,08	1,24
2 ^{ème} type	1,26	2437	44,01	2817	31,74	3193 > 2800	0,257	0,596	1239,68	1,09

Armatures de levage

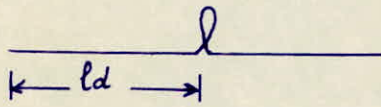
Le système de levage sera assuré par 4 crochets incorporés dans la prédalle lors du coulage, ces crochets sont en acier doux. Ces crochets doivent être rendus solidaires des armatures de l'élément. Elles ne doivent pas être trop près du parement.

On adopte 4 crochets de $\phi 8$ d'acier FeE24

Disposition du crochet de levage



Longueur d'ancrage. (art 30 du ccBA 68)



$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \quad \text{où } \bar{\sigma}_a : \text{contraint de traction admissible de l'acier}$$

$\bar{\tau}_d$: contrainte d'adhérence admissible

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{zone d'ancrage normale.}$$

$\psi_d = 1$ coefficient de scellement pour les ronds lisses

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \times 1^2 \times 5,9 = 7,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{0,8}{4} \times \frac{1600}{7,38} = 43,36 \text{ cm}$$

On prend $l_d = 45 \text{ cm}$.

B. Plancher de l'étage courant et plancher terrasse :

1) Introduction :

Le type de coffrage utilisé est le coffrage tunnel, c'est un système qui permet de coffrer simultanément les murs (voiles) et les planchers. Les planchers (courant et terrasse) seront donc constitués par la juxtaposition de plusieurs panneaux reposant sur 3 côtés et libre sur le 4^{ème} côté. Vu la jonction plancher voile qui provoque un semi-encastrement on sera amené à faire une répartition des moments isostatiques maximums en travées et sur appuis ; cette répartition se fera suivant les prescriptions du CCBA 68 art. 57

Pour le calcul des panneaux de dalles appuyés sur 3 côtés on utilise les tables de R. BARÈS dont la méthode est exposée ci-dessous :

Soit la dalle suivante appuyée sur 3 côtés

En fonction du rapport $\delta = \frac{a}{b'}$

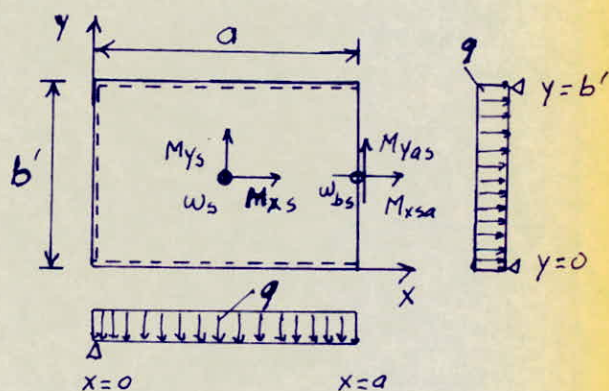
on tire des tables de BARÈS

correspondant à $\mu = 0,15$

coefficient de Poisson

pour le béton armé,

comme l'indique le schéma



w_s : coefficient de flèche au milieu de la dalle.

w_{b_s} : coefficient de flèche au milieu du bord libre de la dalle.

m_{x_s} : coefficient du moment fléchissant dans la direction x au milieu de la dalle.

m_{y_s} : coefficient du moment fléchissant dans la direction y au milieu de la dalle.

$m_{y_s a}$: coefficient du moment fléchissant dans la direction y

au milieu du bord libre de la dalle

On détermine ensuite les flèches et les moments fléchissants :

$$f_s = w_s \cdot \frac{qa^4}{EH^3}$$

$$f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{qa^4}{EH^3}$$

$$M_{xs} = m_{xs} \cdot qa^2$$

$$M_{ys} = m_{ys} \cdot qb^2$$

$$M_{yas} = m_{yas} \cdot qb^2$$

$$M_{xsa} = -\mu M_{yas}$$

où q = charge uniformément répartie sur la dalle

E = module de déformation différée du béton

$$E = 21000 \sqrt{1,2 \sqrt{f_{c28}}} = 21000 \sqrt{1,2 \sqrt{270}} = 126 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

h = épaisseur de la dalle $h = 15 \text{ cm}$

a et b sont les dimensions en plan de la dalle

Le rapport $\gamma = \frac{a}{b}$ de nos panneaux de dalle est supérieur à 2, excepté le panneau (13) (voir schéma : Dalle du plancher terrasse), alors que dans les tables de BARES ce rapport est compris entre 0,5 et 2 pour $\mu = 0,15$. Sachant que le coefficient de Poisson μ diffère selon le matériau dont la dalle est fabriquée ; en supposant que pour le béton armé $\mu = 0$, on obtient une flèche plus faible de 2% que si $\mu = 0,15$, car le déplacement vertical est indirectement proportionnel à la rigidité $D = \frac{EH^3}{12(1-\mu^2)}$, cette erreur peut-être négligée ; par contre le remplacement de $\mu = 0,15$ par $\mu = 0$ a pour conséquence une erreur de 15% sur le côté dangereux si nous examinons les moments fléchissants et de torsion. Cela est dû au fait que le coefficient de Poisson influence la répartition des tensions dans les systèmes hyperstatiques.

Pour éviter ces erreurs on procède comme suit :

- Si nous connaissons le déplacement vertical w_1 de la dalle de coefficient μ_1 , le déplacement vertical w_2 de coefficient μ_2 est $w_2 = \frac{1-\mu_2^2}{1-\mu_1^2} w_1$.

- Les moments $(M_x)_2$ et $(M_y)_2$ pour μ_2 en un certains point de la dalle se déterminent enfin à l'aide de $(M_x)_1$ et $(M_y)_1$ pour μ_1 dans ce point

selon les équations :

$$(M_x)_2 = \frac{1}{1-\mu_1^2} \left[(1-\mu_1\mu_2)(M_x)_1 + (\mu_2-\mu_1)(M_y)_1 \right]$$

$$(M_y)_2 = \frac{1}{1-\mu_1^2} \left[(1-\mu_1\mu_2)(M_y)_1 + (\mu_2-\mu_1)(M_x)_1 \right]$$

En conclusion, les déplacements verticaux et les moments fléchissants de nos panneaux de dalle de $\mu=0,15$, dont le rapport $\frac{a}{b}$ est supérieur à 2, seront déduit à l'aide des équations précédentes, à partir des déplacements verticaux et des moments fléchissants correspondant à $\mu=0,30$ pour le même rapport $\delta = \frac{a}{b'}$.

2) Calcul des panneaux de dalle :

a) Charges et surcharges :

- Plancher terrasse : charges permanentes : $G = 753 \text{ kg/m}^2$
Surcharges d'exploitation : $P = 100 \text{ kg/m}^2$

⇒ Sollicitation (1) : $G + 1,2P = 753 + 1,2 \times 100 = 873 \text{ kg/m}^2$

- Plancher courant : charges permanentes : $G = 606 \text{ kg/m}^2$
Surcharges d'exploitation : $P = 200 \text{ kg/m}^2$

⇒ Sollicitation (2) : $G + 1,2P = 606 + 1,2 \times 200 = 846 \text{ kg/m}^2$

Remarque : pour le cas des loggias et sechoirs $P = 350 \text{ kg/m}^2$

⇒ Sollicitation (3) : $G + 1,2P = 606 + 1,2 \times 350 = 1026 \text{ kg/m}^2$

Les panneaux de dalle (plancher courant et terrasse) seront calculés sous la charge $q = 873 \text{ kg/m}^2$ excepté la dalle comportant le loggia et sechoir qui sera calculée sous $q = 1026 \text{ kg/m}^2$.

Les résultats des déplacements verticaux, des coefficients de moment, et des moments fléchissants pour $\mu=0,30$, sont présentés dans le tableau suivant et cela après avoir fait des interpolations linéaires pour les valeurs qui ne figurent pas dans les tables de BARÈS.

Panneaux	a (m)	b (m)	$\delta = \frac{a}{b}$	q (kg/m ²)	w _s	w _{bs}	$\frac{m_{xs}}{M_{xs}}$	$\frac{m_{ys}}{M_{ys}}$	$\frac{m_{yas}}{M_{yas}}$	M _{xs} = μ M _{ys}
5-6 7-8	7,38	3,00	2,460	873	0,0054	0,0065	$\frac{0,0075}{356,606}$	$\frac{0,1167}{916,912}$	$\frac{0,1323}{2039,481}$	311,844
3-4 9-10	7,38	3,00	2,460	1026	0,0054	0,0065	$\frac{0,0075}{419,104}$	$\frac{0,1167}{1077,608}$	$\frac{0,1323}{1221,658}$	366,497
1-2 11-12	8,075	3,40	2,375	873	0,0055	0,0072	$\frac{0,0081}{461,089}$	$\frac{0,1160}{1170,658}$	$\frac{0,1322}{1334,147}$	400,244

b) Exemple de calcul pour le panneau de dalle N° 7

- Flèche : on a $\mu_1 = 0,30$ et $\mu_2 = 0,15$

$$w_2 (\mu_2 = 0,15) = \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \cdot w_1 (\mu_1 = 0,30)$$

$$w_{s2} = \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \cdot w_{s1} = \frac{1 - 0,15^2}{1 - 0,30^2} \times 0,0054 = 0,0058$$

$$w_{bs2} = \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \cdot w_{bs1} = \frac{1 - 0,15^2}{1 - 0,30^2} \times 0,0065 = 0,0070$$

$$f_s = w_{s2} \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,0058 \times \frac{873 (7,38)^4 \times 10^4}{126 \times 10^3 \times (15)^3} = 0,353 \text{ cm}$$

$$f_{bs} = w_{bs2} \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,0070 \times \frac{873 \times (7,38)^4 \times 10^4}{126 \times 10^3 \times (15)^3} = 0,426 \text{ cm}$$

Donc la flèche maximale se produit au milieu du bord libre de la dalle $f_{\max} = f_{bs} = 0,426 \text{ cm}$.

La dalle présente une portée $a = 7,38 \text{ m}$ supérieure à 5 mètres

donc la flèche admissible sera égale à $\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{a}{1000}$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{738}{1000} = 1,238 \text{ cm} > f_{\max} = 0,426 \text{ cm} \text{ (c'est vérifié)}$$

- Moments fléchissants :

$$(M_x)_2 = \frac{1}{1 - \mu_1^2} \left[(1 - \mu_1 \mu_2) (M_x)_1 + (\mu_2 - \mu_1) (M_y)_1 \right]$$

$$(M_y)_2 = \frac{1}{1 - \mu_1^2} \left[(1 - \mu_1 \mu_2) (M_y)_1 + (\mu_2 - \mu_1) (M_x)_1 \right]$$

$$(M_{xs})_2 = \frac{1}{1-\mu_1^2} \left[(1-\mu_1\mu_2)(M_{xs})_1 + (\mu_2-\mu_1)(M_{ys})_1 \right]$$

$$(M_{xs})_2 = \frac{1}{1-0,30^2} \left[(1-0,30 \times 0,15) \times (356,606) + (0,15-0,30) \cdot (916,912) \right] = 223,10 \text{ kg.m/ml}$$

$$(M_{ys})_2 = \frac{1}{1-\mu_1^2} \left[(1-\mu_1\mu_2)(M_{ys})_1 + (\mu_2-\mu_1)(M_{xs})_1 \right]$$

$$(M_{ys})_2 = \frac{1}{1-0,30^2} \left[(1-0,30 \times 0,15) \times (916,912) + (0,15-0,30) \times (356,606) \right]$$

$$(M_{ys})_2 = 903,473 \text{ kg.m/ml}$$

$$(M_{y_{as}})_2 = \frac{1}{1-\mu_1^2} \left[(1-\mu_1\mu_2)(M_{y_{as}})_1 + (\mu_2-\mu_1)(M_{x_{sa}})_1 \right]$$

$$(M_{y_{as}})_2 = \frac{1}{1-0,3^2} \left[(1-0,30 \times 0,15) \times (1039,481) + (0,15-0,30) \times (311,844) \right]$$

$$(M_{y_{as}})_2 = 1039,481 \text{ kg.m/ml}$$

$$(M_{x_{sa}})_2 = \mu_2 (M_{y_{as}})_2 = 0,15 \times 1039,481 = 155 \text{ kg.m/ml}$$

Pour le calcul on retient les moments maximums, soit dans la direction y $M_{oy} = (M_{y_{as}})_2 = 1039,48 \text{ kg.m/ml}$, et dans la direction x $M_{ox} = (M_{xs})_2 = 223,10 \text{ kg.m/ml}$.

La répartition des moments en travées et sur appuis se fera de la manière suivante :

(*) Direction y :

- en travée
 - de rive $M_{ty} = 0,85 M_{oy}$.
 - intermédiaire $M_{ty} = 0,75 M_{oy}$.
- Sur appui
 - de rive $M_{ay} = 0,3 M_{oy}$.
 - intermédiaire $M_{ay} = 0,5 M_{oy}$.

(*) Direction x :

- en travée $M_{tx} = 0,9 M_{ox}$.
- Sur appui $M_{ax} = 0,5 M_{ox}$.

— Ferrailage :

Diamètres des aciers longitudinaux $\phi_L \leq \frac{h_t}{10}$
 Hauteurs utiles



$$h_y = h_t - e - \phi_{Ly}/2$$

$$h_x = h_t - e - \phi_{Ly} - \phi_{Lx}/2$$

L'enrobage $e = 1 \text{ cm}$.

Épaisseur de la dalle $h_t = 15 \text{ cm}$.

On choisit comme diamètres des barres longitudinaux

$\phi_{Ly} = 8 \text{ mm}$ suivant la direction y.

$\phi_{Lx} = 6 \text{ mm}$ suivant la direction x.

D'où $h_y = 13,6 \text{ cm}$, et $h_x = 12,9 \text{ cm}$.

(*) Direction y :

• en travée $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 1039,48 = 883,56 \text{ kg.m/ml}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h_y^2} = \frac{15 \times 88356}{2800 \times 100 \times 13,6^2} = 0,0256 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9305 \\ k = 56,88 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{56,88} = 49,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc on n'a pas besoin d'armatures comprimées $A' = 0$.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_y} = \frac{88356}{2800 \times 0,9305 \times 13,6} = 2,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 578/ml $A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ | Espacement des armatures $t = 20 \text{ cm}$

• Sur appui :

$M_a = 0,3 M_{0y} = 0,3 \times 1039,48 = 311,84 \text{ kg.m/ml}$

$$\mu = \frac{15 \times 31184}{2800 \times 100 \times 13,6^2} = 0,009 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9573 \\ k = 102 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{102} = 27,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$A = \frac{31184}{2800 \times 0,9573 \times 13,6} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit 4 T6/ml $t = 25 \text{ cm}$
 $A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(*) Direction x :

- en travée $M_t = 0,9 M_{0x} = 0,9 \times 223,10 = 200,79 \text{ kg.m/ml}$

$$\mu = \frac{15 \times 200,79}{2800 \times 100 \times 12,9^2} = 0,0065 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9635 \\ k = 122 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_x} = \frac{200,79}{2800 \times 0,9635 \times 12,9} = 0,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 3T6/ml $t = 33 \text{ cm}$ $A = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Sur appui $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 223,10 = 111,55 \text{ kg.m/ml}$

$$\mu = \frac{15 \times 111,55}{2800 \times 100 \times 12,9^2} = 0,0036 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9724 \\ k = 166 \end{cases}$$

$$A = \frac{111,55}{2800 \times 0,9724 \times 12,9} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 3T6/ml $t = 33 \text{ cm}$ $A = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

— Vérifications :

(*) Condition de non fragilité : (article 52 du CBA 68)

A_0 = section d'acier qui correspond aux sollicitations de calcul

A_1 = section d'acier nécessaire pour résister aux mêmes sollicitations majorée de 20%. $A_1 = 1,2 A_0$.

A_2 = section d'acier équilibrant les efforts de fissuration.

$$A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \times \begin{cases} \frac{2-\beta}{2} : \text{pour les armatures disposées} \\ \text{selon le petit côté.} \\ \frac{1+\beta}{4} : \text{pour les armatures disposées} \\ \text{selon le grand côté.} \end{cases}$$

où β est le rapport du petit côté au grand côté.

La section d'armatures longitudinales susceptibles d'être tendues est $A = \max [A_0; \min (A_1, A_2)]$

En outre, en aucun cas le rapport de la section des armatures de chaque direction, à la section totale du béton ne doit être

inférieure à $\frac{1,2}{\sigma_{cu} - 2200}$ pour les barres à haute adhérence

$$\rho = \frac{3,00}{7,38} = 0,407$$

Direction y $A_0 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 1,2 \cdot 2,51 = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h_y \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} \cdot \frac{2 - \rho}{2} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13,6 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot \frac{2 - 0,407}{2}$$

$$A_2 = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max[A_0; \min(A_1, A_2)] = \max[2,51; \min(3,01; 1,05)] = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

et $A > \frac{1,2}{\sigma_{cu} - 2200} \cdot b \cdot h_t = \frac{1,2}{4200 - 2200} \cdot 100 \cdot 15 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$

donc $A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifie la condition de non fragilité

Direction x $A_0 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 1,2 \cdot 0,85 = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h_x \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} \cdot \frac{1 + \rho}{4} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12,9 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot \frac{1 + 0,407}{4}$$

$$A_2 = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max[A_0; \min(A_1, A_2)] = \max[0,85; \min(1,02; 0,44)] = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

mais $A = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml} < \frac{1,2}{\sigma_{cu} - 2200} \cdot b \cdot h_t = \frac{1,2}{4200 - 2200} \cdot 100 \cdot 15 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$

donc dans la direction x on choisit $A = A_{\min} = \frac{1,2}{\sigma_{cu} - 2200} \cdot b \cdot h_t$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adopte 4T6/ml $t = 25 \text{ cm}$, soit $A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

(*) Ecartement des armatures : (art 57,33. CBA 68)

• Pour les armatures disposées suivant la petite portée : $t \leq \min(3h_t; 33 \text{ cm})$

donc $t \leq \min(3 \times 15 = 45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ min}$

• Pour les armatures disposées suivant la grande portée : $t \leq \min(4h_t; 45 \text{ cm})$

$$t \leq \min(4 \times 15 = 60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Pour notre cas on a suivant la petite portée $t_{\max} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

et suivant la grande portée $t_{max} = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$.

(*) Vérification à la fissuration :

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

avec $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd}$: pourcentage de fissuration.

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

$\eta = 1,6$: acier haute adhérence.

$\phi = 8 \text{ mm}$: diamètre de la plus grosse barre tendue.

$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$: contrainte de traction de référence du béton

$$\tilde{\omega}_f = \frac{2,51}{2 \times 100 \times 1,4} = 8,96 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{8,96 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \times 8,96 \cdot 10^{-3}} = 2468 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{8} \times 5,9} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ donc il n'y a pas de risque de fissuration.

(*) Vérification de la flèche suivant la direction y (petite portée)

(Art 61, 22. CUBA 68)

On peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

• $\frac{h_t}{b'} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_{0y}}$ b' : étant la plus petite dimension en plan de

la dalle $b' = 3,00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$.

• $\frac{A}{bh_y} < \frac{20}{\sigma_{en}}$

on a $h_t = 15 \text{ cm}$; $h_y = 13,6 \text{ cm}$.

$$M_t = 0,85 M_{0y}$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

d'où

$$\bullet \frac{h_t}{b'} = \frac{15}{300} = 0,0500 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_{0y}} = \frac{1}{20} \cdot \frac{0,85 M_{0y}}{M_{0y}} = 0,0425$$

$$\bullet \frac{A}{bh_y} < \frac{20}{\sigma_{en}} \Rightarrow A < \frac{20}{\sigma_{en}} \cdot bh_y = \frac{20}{4200} \times 100 \times 13,6 = 6,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} < 6,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc il est inutile de faire une justification des flèches.

(*) Vérification des contraintes :

$$\tilde{w} = \frac{100A}{bh_y} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13,6} = 0,185 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9304 \\ k = 56,75 \end{cases}$$

$$\text{acier } \sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h_y} = \frac{88356}{2,5 \times 0,9304 \times 13,6} = 2782 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{béton } \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2782}{56,75} = 49,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

(*) Vérification vis à vis du cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b_j} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$T = T_{\max} = q \frac{b'}{2} = 873 \times \frac{3,00}{2} = 1309,5 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_j} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h_y} = \frac{1309,5}{100 \times \frac{7}{8} \times 13,6} = 1,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b = 1,10 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) Pour les autres panneaux de dalle les calculs se font de la même façon; les résultats seront présentés sous forme de tableaux

— Tableau donnant les déplacement verticaux, flèches et moments pour $\mu = 0,15$.

Panneaux x	w_s	w_{bs}	f (cm)	M_{xs} (kg.m/ml)	M_{ys} (kg.m/ml)	M_{yas} (kg.m/ml)	M_{xsa} (kg.m/ml)
	f_s (cm)	f_{bs} (cm)					
5-6-7-8	0,0058 0,353	0,0070 0,426	1,238	223,473	903,473	1039,481	155,922
3-4-9-10	0,0058 0,415	0,0070 0,501	1,238	262,201	1061,813	1221,658	183,249
1-2-11-12	0,0059 0,515	0,0077 0,672	1,308	290,925	1152,544	1334,147	200,122

- Tableau donnant les moments fléchissants en travées et sur appuis et les ferrillages correspondants, ainsi que l'espacement des barres

Panneaux	5-6-7-8	3-4-9-10	1-2-11-12
M_{ty} (kg.m/ml)	0,85 Moy $0,85 \times 1039,48 = 883,56$	0,75 Moy $0,75 \times 1221,66 = 916,24$	0,75 Moy $0,75 \times 1334,15 = 1000,61$
A_{ty} (cm ² /ml) calculée	2,49	2,59	2,84
A_{ty} (cm ² /ml) adoptée	2,51 (5T8/ml)	3,01 (6T8/ml)	3,01 (6T8/ml)
Espacement (cm)	20	16	16
M_{ay} (kg.m/ml)	0,3 Moy $0,3 \times 1039,48 = 311,44$	0,5 Moy $0,5 \times 1221,66 = 610,83$	0,5 Moy $0,5 \times 1334,15 = 667,07$
A_{ay} (cm ² /ml) calculée	0,86	1,70	1,87
A_{ay} (cm ² /ml) adoptée	1,13 (4T6/ml)	2,01 (4T8/ml)	2,01 (4T8/ml)
Espacement (cm)	25	25	25
M_{tx} (kg.m/ml)	0,9 Moy $0,9 \times 223,10 = 200,79$	0,9 Moy $0,9 \times 262,20 = 235,98$	0,9 Moy $0,9 \times 290,93 = 261,83$
A_{tx} (cm ² /ml) calculée	0,58	0,68	0,76
A_{tx} (cm ² /ml) adoptée	1,13 (4T6/ml)	1,13 (4T6/ml)	1,13 (4T6/ml)
Espacement (cm)	25	25	25
M_{ax} (kg.m/ml)	0,5 Moy $0,5 \times 223,10 = 111,55$	0,5 Moy $0,5 \times 262,20 = 131,10$	0,5 Moy $0,5 \times 290,93 = 145,46$
A_{ax} (cm ² /ml) calculée	0,32	0,38	0,42
A_{ax} (cm ² /ml) adoptée	0,85 (3T6/ml)	0,85 (3T6/ml)	0,85 (3T6/ml)
Espacement (cm)	33	33	33

- Tableau donnant les différentes vérifications.

		Panneaux	5-6-7-8	3-4-9-10	1-2-11-12
		$\rho = \frac{b'}{a}$	0,407	0,407	0,421
Condition de non fragilité $A = \max[A_0; \min(A_1, A_2)]$ et $A > \frac{1,2}{\sigma_{en-2200}} b \cdot h_t$	dans les deux directions	$\frac{1,2}{\sigma_{en-2200}} \cdot \frac{b \cdot h_t}{(4m^2/ml)}$	0,90	0,90	0,90
	dans la direction y	$A_0 (cm^2/ml)$	2,51	3,01	3,01
		$A_1 (cm^2/ml)$	3,01	3,61	3,61
		$A_2 (cm^2/ml)$	1,05	1,05	1,04
		$A (cm^2/ml)$	2,51	3,01	3,01
	dans la direction x	$A_0 (cm^2/ml)$	1,13	1,13	1,13
		$A_1 (cm^2/ml)$	1,36	1,36	1,36
		$A_2 (cm^2/ml)$	0,44	0,44	0,44
		$A (cm^2/ml)$	1,13	1,13	1,13
	Vérification à la fissuration $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800$	$\sigma_1 (kg/cm^2)$	2468	2912	2912
$\sigma_2 (kg/cm^2)$		3193	3193	3193	
Vérification des contraintes $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800 kg/cm^2$ et $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137 kg/cm^2$	$\sigma_a (kg/cm^2)$	2782	2421	2644	
	$\sigma'_b (kg/cm^2)$	49,02	47,24	51,59	
Vérification au cisaillement $\tau_b < \bar{\tau}_b = 6,79 kg/cm^2$	$T (kg)$	1309,50	1539,00	1484,10	
	$\tau_b (kg/cm^2)$	1,10	1,29	1,25	
Pour les flèches, on peut remarquer que $f_{max} = f_b < \bar{f}$ suivant x et suivant y, $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0}$ et $A < \frac{20}{\sigma_a} b \cdot h_t$ pour chaque panneau donc $f < \bar{f}$					

d) Calcul des panneaux 3'-4'-9'-10' et 13 (plancher terrasse)

Ces panneaux appartiennent au plancher terrasse.

Les panneaux de dalle 3'-4'-9'-10' sont identiques aux panneaux 3-4-9-10 sauf qu'il sont soumis à une charge $q = 873 \text{ kg/m}^2$ alors que les panneaux 3-4-9-10 sont soumis à une charge $q = 1026 \text{ kg/m}^2$.

Le panneau 13 appartient uniquement au plancher terrasse et il présente une ouverture; pour le calcul de ce panneau on suppose en premier lieu qu'il n'y a pas d'ouverture ensuite on mettra des armatures de renfort qui permettent de remplacer les aiers sectionnés de l'ouverture.

Les résultats seront présentés sous forme de tableau comme pour les panneaux de dalle précédents.

- Tableau donnant les déplacements verticaux, flèches et moments fléchissants. (tous les panneaux sont soumis à une charge $q = 873 \text{ kg/m}^2$)

Panneaux	a (m)	b' (m)	$\delta = \frac{a}{b'}$	w_s	w_{bs}	\bar{f} (cm)	m_{xs}	m_{ys}	m_{yas}	$M_{ksa} = \mu M_{yas}$ (kg.m/m)
				f_s (cm)	f_{bs} (cm)		M_{xs} (kg.m/m)	M_{ys} (kg.m/m)	M_{yas} (kg.m/m)	
3'-4' 9'-10'	7,38	3,00	2,460	$\frac{0,0058}{0,353}$	$\frac{0,0070}{0,426}$	1,238	$\frac{223,473}{223,473}$	$\frac{903,473}{903,473}$	$\frac{1039,481}{1039,481}$	155,922
13	6,14	3,40	1,806	$\frac{0,0141}{0,411}$	$\frac{0,0178}{0,529}$	1,114	$\frac{0,0088}{289,623}$	$\frac{0,1068}{1077,823}$	$\frac{0,1296}{1307,908}$	196,189

Remarque : pour le panneau 13, les valeurs des coefficients, des flèches et des moments ont été obtenus directement des tables de M. BARÈS pour les panneaux appuyés sur trois côtés avec $\mu = 0,15$

- Tableau donnant les moments fléchissants en travées et sur appuis, les ferrillages correspondants et l'espacement des barres.

Panneaux	3'-4'-9'-10'	13
M_{ty} (kg.m/ml)	0,75 Moy $0,75 \times 1039,48 = 779,61$	0,75 Moy $0,75 \times 1307,91 = 980,93$
A_{ty} (cm ² /ml) calculée	2,19	2,78
A_{ty} (cm ² /ml) adoptée	2,51 (5T8/ml)	3,01 (6T8/ml)
Espacement (cm)	20	16
M_{ay} (kg.m/ml)	0,5 Moy $0,5 \times 1039,48 = 519,74$	0,5 Moy $0,5 \times 1307,91 = 653,96$
A_{ay} (cm ² /ml) calculée	1,44	1,83
A_{ay} (cm ² /ml) adoptée	2,01 (4T8/ml)	2,01 (4T8/ml)
Espacement (cm)	25	25
M_{tx} (kg.m/ml)	0,9 Moy $0,9 \times 223,10 = 200,79$	0,9 Moy $0,9 \times 289,62 = 260,66$
A_{tx} (cm ² /ml) calculée	0,58	0,75
A_{tx} (cm ² /ml) adoptée	1,13 (4T6/ml)	1,13 (4T6/ml)
Espacement (cm)	25	25
M_{ax} (kg.m/ml)	0,5 Moy $0,5 \times 223,10 = 111,55$	0,5 Moy $0,5 \times 289,62 = 144,81$
A_{ax} (cm ² /ml) calculée	0,32	0,41
A_{ax} (cm ² /ml) adoptée	0,85 (3T6/ml)	0,85 (3T6/ml)
Espacement (cm)	33	33

- Tableau donnant les vérifications :

		Panneaux	3'-4'-9'-10'	13
		$\beta = \frac{b'}{a}$	0,407	0,554
Condition de non fragilité	dans les deux directions	$\frac{1,2}{\sigma_{en-2200}} b h_f$	0,90	0,90
	dans la direction y	$A_0 (\text{cm}^2/\text{ml})$	2,51	3,01
		$A_1 (\text{cm}^2/\text{ml})$	3,01	3,61
		$A_2 (\text{cm}^2/\text{ml})$	1,05	0,95
		$A (\text{cm}^2/\text{ml})$	2,51	3,01
	Dans la direction x	$A_0 (\text{cm}^2/\text{ml})$	1,13	1,13
		$A_1 (\text{cm}^2/\text{ml})$	1,36	1,36
		$A_2 (\text{cm}^2/\text{ml})$	0,44	0,51
		$A (\text{cm}^2/\text{ml})$	1,13	1,13
	Vérification à la fissuration $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$	2468
$\sigma_2 (\text{kg/cm}^2)$			3193	3193
Vérification des contraintes $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_a (\text{kg/cm}^2)$	2455	2592
		$\sigma_b' (\text{kg/cm}^2)$	43,25	50,57
Vérification au cisaillement $\tau_b < \bar{\tau}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$		$T (\text{kg})$	1309,50	1484,90
		$\tau_b (\text{kg/cm}^2)$	1,10	1,25

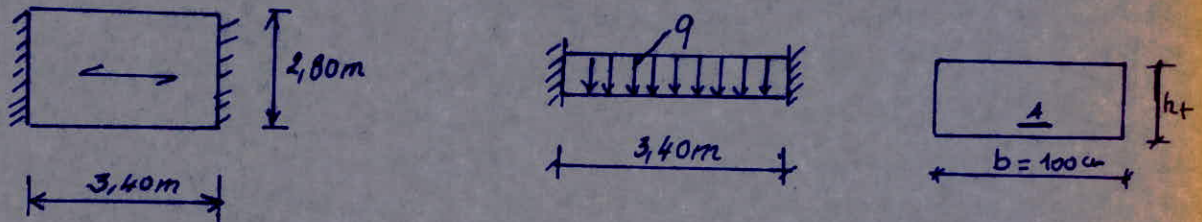
$$A = \max[A_0; \min(A_1; A_2)]$$

et

$$A > \frac{1,2}{\sigma_{en-2200}} b h_f$$

e) Calcul de la dalle N: 14

C'est une dalle qui est appuyée sur deux côtés et libre sur les deux autres côtés; elle sera calculée comme une poutre semi-encastree suivant le sens porteur



Le calcul se fait pour une bande de 1mètre de largeur.

- Calcul des efforts

charges permanentes 753 kg/m^2 .

Surcharges d'exploitation 100 kg/m^2 .

$$q = 753 + 1,2 \times 100 = 873 \text{ kg/m}^2$$

. en travée $M_t = q \frac{l^2}{10} = 873 \times \frac{3,40^2}{10} = 1009,19 \text{ kg.m/ml}$

. Sur appui $M_a = q \frac{l^2}{20} = 873 \times \frac{3,40^2}{20} = 504,59 \text{ kg.m/ml}$.

- Ferrailage:

. en travée $\mu = \frac{15M}{\sqrt{\sigma_a} b h^2} = \frac{15 \times 100919}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,032 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,923 \\ k = 49,95 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{\sqrt{\sigma_a} \epsilon h} = \frac{100919}{2800 \times 0,923 \times 13} = 3,00 \text{ cm}^2$$

on choisit 6 T8 /ml $A = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 16 \text{ cm}$.

. Sur appui $\mu = \frac{15M}{\sqrt{\sigma_a} b h^2} = \frac{15 \times 50459}{2800 \times 100 \times 13} = 0,0180 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9440 \\ k = 74,25 \end{cases}$

$$A = \frac{50459}{2800 \times 0,944 \times 13} = 1,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on choisit 6 T6 /ml $A = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 16 \text{ cm}$.

. Armatures de répartition en travée

$A_r \geq \left(A_{\min}; \frac{A}{4} \right)$; A_{\min} est déterminée par la condition de non fragilité.

- Condition de non fragilité (art 19,3, CCBA 68)

Armatures parallèles aux bords libres $A_{min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{su}}$

$$A_{min} = 0,69 \times 100 \times 23 \times \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures normales aux bords libres :

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{su}} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \frac{1,2}{\sigma_{su} - 2200} b h t = \frac{1,2}{4200 - 2200} \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_r \geq (A_{min}; \frac{A}{4}) = (1,26; \frac{3,01}{4}) = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on choisit 5T6/ml $A_r = 4,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 13} = 0,232 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9228 \\ k = 498 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A E h} = \frac{108919}{3,01 \times 0,9228 \times 13} = 2795 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2795}{498} = 56,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification à la fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{3,01}{2 \times 100 \times 2} = 0,008$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 46}{8} \cdot \frac{0,008}{1 + 10 \times 0,008} = 2222 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 46}{8} \times 5,9} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

- Cisaillement

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

$$T_{max} = 9 \frac{l}{2} = 873 \times \frac{3,40}{2} = 1484,10 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \frac{7}{8} h} = \frac{1484,10 \times 8}{100 \times 7 \times 13} = 1,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification de la flèche :

$$f = \frac{q l^4}{384 E I}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

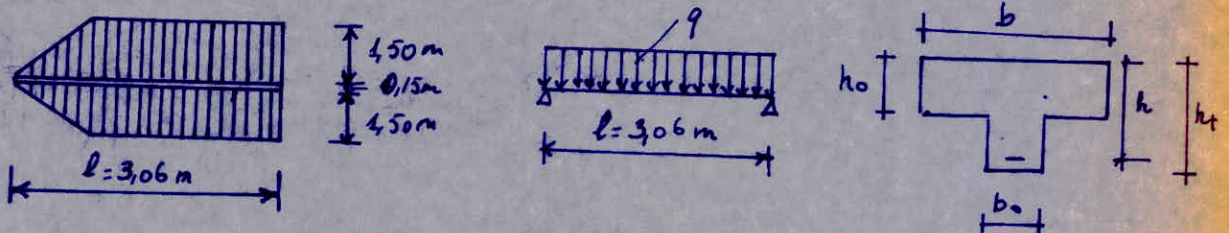
$$E = 126000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f = \frac{873 \times (340)^4}{384 \times 126 \times 10^3 \times 28125} = 0,086 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{340}{500} = 0,680 \text{ cm} > f = 0,086 \text{ cm.}$$

f) Calcul de la poutre P (poutre secondaire)

cette poutre supporte une partie des dalles (7) et (9).



Comme l'indique le schéma statique ci-dessus, la poutre sera calculée comme simplement appuyée à ses deux extrémités sous la charge q, la charge q est supposée uniformément répartie sur la poutre.

- Dimensions de la poutre:

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$h_t = 30 \text{ cm}, h = 27 \text{ cm}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{portée} = 306 \text{ cm.}$$

- Calcul de la charge q:

$$\text{charge du plancher} : 606 \times 6,93 = 4199,58 \text{ kg.}$$

$$\text{poids propre de la poutre} : [0,15 \times 0,30 + 0,15 \times 0,15] \times 2500 \times 3,06 = 516,38 \text{ kg}$$

Poids de revêtement sur la poutre : $156 \times 0,15 \times 3,06 = 71,60 \text{ kg}$.

Surcharge sur le plancher majorée : $1,2 \times 200 \times 6,93 = 1663,20 \text{ kg}$.

Surcharge sur la poutre majorée : $1,2 \times 200 \times 0,15 \times 3,06 = 110,16 \text{ kg}$.

$$Q = 6560,92 \text{ kg}$$

charge par mètre linéaire : $q = \frac{Q}{l} = \frac{6560,92}{3,06} = 2144,09 \text{ kg/ml}$.

• Moment maximum sollicitant la poutre :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 2144,09 \times \frac{3,06^2}{8} = 2509,55 \text{ kg.m}$$

• Moment que peut reprendre la table de compression :

$$M_T = \frac{\bar{\sigma}_c}{2n} \cdot \frac{h-h_0/3}{h-h_0} \cdot b h^2 = \frac{2800}{2 \times 15} \times \frac{27-15/3}{27-15} \times 30 \times 27^2 \times 10^{-2}$$

$M_T = 37422 \text{ kg.m} > M_{ext} = 2509,55 \text{ kg.m}$ donc le calcul se fait en section rectangulaire $b \times h$.

• Moment résistant maximal de la section du béton :

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 137 \times 0,423 \left(1 - \frac{0,423}{3}\right) \times 30 \times 27^2 \times 10^{-2}$$

$$M_{rb} = 5443,43 \text{ kg.m} > M_{ext} = 2509,55 \text{ kg.m} \Rightarrow A' = 0$$

— Ferrailage :

• en travée : $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2509,55 \times 10^2}{2800 \times 30 \times 27^2} = 0,0615 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,2973 \\ k = 33,7 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{250955}{2800 \times 0,2973 \times 27} = 3,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T12 + 2T10, A = 3,83 \text{ cm}^2$$

• Sur appui $M_a = 0,2 M_0 = 501,91 \text{ kg.m}$.

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 50191}{2800 \times 15 \times 27^2} = 0,0246 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9316 \\ k = 58,12 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{58,12} = 48,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{50191}{2800 \times 0,9316 \times 27} = 0,71 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T8, A = 1 \text{ cm}^2$$

— Vérifications :

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \times 30 \times 27 \times \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2 < A = 3,83 \text{ cm}^2$$

• Vérification des contraintes :

• en travée : $\bar{\omega} = \frac{100 \times 3,83}{30 \times 27} = 0,473 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8959 \\ k = 33,05 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot h} = \frac{250955}{383 \times 98959 \times 27} = 2709 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2709}{3305} = 81,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

Sur appui : $\bar{\omega} = \frac{100A}{b_0 h} = \frac{100 \times 1}{15 \times 27} = 0,247 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,3208 \\ k = 48,10 \end{array} \right\}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{50191}{1 \times 0,3208 \times 27} = 2019 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2019}{48,10} = 41,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

. Vérification à la fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,83}{2 \times 30 \times 3} = 0,021$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{12} \times \frac{0,021}{1 + 10 \times 0,021} = 3471 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2607 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = \bar{\sigma}_1 = 3471 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

. Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{q l}{2 b_0 \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{2144,09 \times 3,06}{2 \times 15 \times \frac{7}{8} \times 27} = 9,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 41,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 9,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2.$$

(x) Cisaillement à la jonction de l'âme et de la nervure

$$\bar{\tau}_{1b} = \frac{T}{\delta} \frac{b - b_0}{2 b h_0} = \frac{q l}{2 \cdot \frac{7}{8} \cdot h} \frac{b - b_0}{2 b h_0} = \frac{2144,09 \times 3,06}{2 \times \frac{7}{8} \times 27} \frac{30 - 15}{2 \times 30 \times 15} = 2,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{1b} = 4 \bar{\sigma}'_b = 4 \times 5,9 = 23,60 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_{1b} = 2,31 \text{ kg/cm}^2.$$

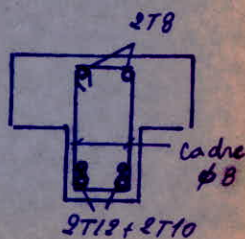
. Armatures transversales :

$$t \leq \sup \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 27 \left(1 - 0,3 \times \frac{9,26}{5,9} \right) = 14,29 \text{ cm.} \\ \bar{t}_2 = 0,2h = 0,2 \times 27 = 5,40 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On prend $A_t = 1$ cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left[\frac{2}{3}; \left(1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) \cdot \bar{\sigma}_{at} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left[0,667; 1 - \frac{9,26}{9 \times 5,9} = 0,826 \right] \times 2400 = 1982 \text{ kg/cm}^2.$$



$$t \leq \frac{A \bar{\sigma}_a}{T} = \frac{1 \times \frac{7}{8} \times 27 \times 1982}{2144,09 \times \frac{3,06}{2}} = 14,27 \text{ cm.}$$

Les cadres $\phi 8$ seront espacés de 14 cm.

Vérification des conditions aux appuis:

$$M_0 = 501,91 \text{ kg.m.}$$

$$T = 2144,09 \times \frac{3,06}{2} = 3280,46 \text{ kg.}$$

$$T + \frac{M}{\delta} = 3280,46 - \frac{50191}{\frac{7}{8} \times 27} = 3280,46 - 2124,49 = 1155,97 \text{ kg.}$$

$$\text{on doit avoir } A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{\delta}$$

On arrête les deux barres T10 et on laisse filer les deux T12, et on aura sur appui pour les armatures inférieures $A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

$$A \bar{\sigma}_a = 2,26 \times 2800 = 6328 \text{ kg.} > T + \frac{M}{\delta} = 1155,97 \text{ kg.}$$

La distance c comptée à partir du nu inférieur de l'appui à laquelle l'ancrage peut commencer à pour valeur:

$$c = \frac{2T}{60 \bar{\sigma}'_0} = \frac{2 \times 3280,46}{15 \times 68,5} = 6,39 \text{ cm.} \Rightarrow c = 7 \text{ cm.}$$

En ce qui concerne l'ancrage des armatures longitudinales nous avons:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{1155,97}{2,26} = 511 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}'_d = 1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2$$

longueur de scellement en barre droite:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_d} = \frac{1,2 \times 511}{4 \times 16,59} = 9,24 \text{ cm.} \Rightarrow l_d = 10 \text{ cm.}$$

Nous avons pour la partie horizontale de l'ancrage à retour d'équerre

$$L = e - c - d \quad \text{où : } e = \text{épaisseur du mur} = 15 \text{ cm.}$$

$$d = h_1 - h_2 = 30 - 27 = 3 \text{ cm}$$

$$L = 15 - 7 - 3 = 5 \text{ cm.}$$

Pour les barres à haute adhérence, nous avons:

$$L + 1,39 l = l_d + 5,2 \phi$$

$$\text{d'où } l = \frac{l_d + 5,2 \phi - L}{1,39} = \frac{10 + 5,2 \times 1,2 - 5}{1,39} = 5,95 \text{ cm.}$$

$$\text{on prend } l = 10 \text{ cm.}$$

Pour les armatures supérieures nous avons:

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_d} = \frac{0,8 \times 2019}{4 \times 16,59} = 24,34 \text{ cm.}$$

$$L = 11 \text{ cm} \quad \text{pour un ancrage avec retour d'équerre}$$

$$l = \frac{l_d + 5,2 \phi - L}{1,39} = \frac{24,34 + 5,2 \times 0,8 - 11}{1,39} = 9,26 \text{ cm} \Rightarrow l = 10 \text{ cm.}$$

FERAILLAGE

FERRAILLAGE DES VOIES

A. les différents voiles étant sollicités en flexion composée, les aciers seront calculés par les méthodes classiques de béton armé, compte tenu bien sûr des prescriptions réglementaires. Les grandes lignes de calcul des aciers dans les différents voiles se résument dans les pts suivants:

- 1) Détermination à partir des combinaisons de charges et de surcharges, des efforts normaux (N_{max} , N_{min}) et les moments sollicitant le voile:
- 2) Détermination du noyau central de la section et conclure le type de la section pour les couples (N_{max} , M) et (N_{min} et M)
- 3) Calcul des aciers selon le type de la section.
- 4) Choix des aciers et leur espacement après comparaison avec ceux prévus par le règlement. (Art 4.3.2 RPA 81).
- 5) Respect des espacements prévus par le règlement (Art 4.3.3.4).
- 6) Calcul des armatures transversales conformément à l'article 4.3.3
- 7) Vérification des contraintes.

Nous rappelons ci-dessous les principales prescriptions réglementaires, pour des informations complémentaires, nous prions le lecteur de se référer au chapitre 4.3 du RPA 81

Art 4.3.2.1 la vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les + défavorables doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton de 1^{er} genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{eu}

Art 4.3.2.2 la vérification à la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec

$$T = 1,4 \text{ fois l'E. tranchant de calcul}$$

$$N = 0$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \bar{\sigma}_{28} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{eu}$$

Art 4.3.3.1 Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec } \tau = 1,4 \frac{T}{t \cdot 3}$$

où τ est la contrainte de cisaillement et σ_{en} est la limite élastique des aciers en (bars). Le pourcentage min $\bar{\omega}_t$ (%) est calculé par rapport à la section totale brute du béton. Il doit être supérieur à la valeur minimale indiquée dans l'article 4.3.3.2.

Art 4.3.3.2 les parties courants doivent être armées par un quadrillage en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné ci-dessous

- pour $\sigma_b \leq 0,025 \sigma_{28}$: 0,15 %
 - pour $0,025 \sigma_{28} < \sigma_b \leq 0,12 \sigma_{28}$: 0,25 %
- } Dans chaque direction.

Art 4.3.3.3 Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est 0,5%.

Art 4.3.3.4 : L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des (2) valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 t \quad \text{ou} \quad S \leq 30 \text{ cm.} \quad t: \text{épaisseur du voile}$$

Art 4.3.3.5 : les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre [4] épingles au mètre carré. Dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieur.

Art 4.3.3.6 Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles à l'exception des zones d'about) ne doivent jamais dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Art 4.3.3.7 A chaque extrémité du voile : l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

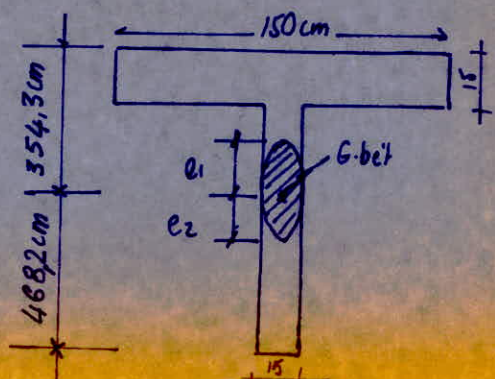
À titre d'exemple de calcul, on fera le voile VT5 dont les caractéristiques dimensionnelles sont :

les sollicitations à la base du voile sont :

$$M = M_{max} = 433,7 \text{ t.m.}$$

$$N_{min} = 146,8 \text{ t [Compression]}$$

$$N_{max} = 220,2 \text{ t [Compression]}$$



Remarque : le signe du moment fléchissant peut changer, compte tenu de l'inversion du sens de sisme.

DETERMINATION DU NOYAU CENTRAL DE LA SECTION

$$e_1 = \frac{I_{bet}}{2I_B} = \frac{9,791}{4,682 \times 1,436} = 1,456 \text{ m.}$$

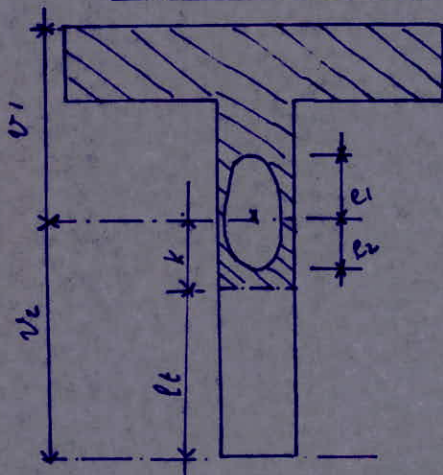
$$e_2 = \frac{I_{bet}}{9I_B} = \frac{9,791}{3,543 \times 1,436} = 1,924 \text{ m.}$$

l'excentricité de la force de compression / au centre de gravité du béton seul sera :

- avec M et N_{min} : $(e_0)_{N_{min}} = \frac{M}{N_{min}} = \frac{433,7}{146,8} = 2,954 \text{ m.}$

- avec M et N_{max} : $(e_0)_{N_{max}} = \frac{M}{N_{max}} = \frac{433,7}{220,2} = 1,970 \text{ m.}$

a) La partie tendue se trouve dans la nervure :



$e_1 = 1,456 \text{ m.}$
 $(e_0)_{N_{max}} = 1,970 \text{ m.} > e_1$
 $(e_0)_{N_{min}} = 2,954 \text{ m.} > e_1$

Dans ces 2 cas, la section est partiellement comprimée

Calcul des aciers: la méthode est celle donnée dans le paragraphe H (section en T soumise à la F.C) dans l'ouvrage "Exercices de B. armé". P. Charon.

- (M, N_{max})

$$M_{eff} / A = 433,7 + 220,2 \times (4,582) = 1443 \text{ t.m.}$$

avec $d = 10 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_{b_0} = 102,75 \text{ daN/cm}^2$ et $\bar{\sigma}_a = \sigma_{su} = 4200 \text{ daN/cm}^2$

On trouve : $\left\{ \begin{array}{l} A'_1 = 0 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 43,39 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 60,6 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right\}$ d'où $A = A_1 - \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}} = 43,39 - \frac{220,2 \times 10^3}{4200} = -9,04 \text{ cm}^2$

Donc $A'_1 = A'_1 = 0 \text{ cm}^2$.

- (M, N_{min})

$$M_{eff} / A = 433,7 + 146,8 (4,582) = 1106 \text{ t.m.}$$

on trouve $\left\{ \begin{array}{l} A'_1 = 0 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 33,14 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 49,45 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right\}$ d'où $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_{su}} = 33,14 - \frac{146,8 \times 10^3}{4200} = -18,12 \text{ cm}^2$

donc $A'_1 = A'_1 = 0 \text{ cm}^2$

Dans les 2 cas la section de béton est surabondante.

Les armatures minimales prévues par le règlement sont celles fixées par l'art 4.3.3.3. Ci-dessous.

Calculons la largeur l_t de béton tendu, pour le béton sans armatures.

on a: $\sigma = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I}$

l'axe neutre est tel que $\sigma = 0$, d'où $k = \frac{NI}{Mv}$

sachant que $k = v_2 - l_t \Rightarrow l_t = v_2 - \frac{NI}{Mv}$

avec M et N max:

$$l_t = 4,682 - \frac{220,2 \times 9,791}{433,7 \times 1,436} = 1,220 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\text{traction}} = \frac{220,2 \times 10^3}{1,436 \times 10^4} - \frac{433,7 \times 10^5 \times 466,2}{9,791 \times 10^8} = -5,40 \text{ daN/cm}^2.$$

$$N_{\text{traction}} = (5,40 \times 122 \times \frac{1}{2}) \times 15 = 4950 \text{ daN}$$

Avec M et N min: $l_t = 4,682 - \frac{146,0 \times 9,791}{433,7 \times 1,436} = 2,372 \text{ m.}$

$$\sigma_{\text{traction}} = \frac{146,8 \times 10^3}{1,436 \times 10^4} - \frac{433,7 \times 10^5 \times 466,2}{9,791 \times 10^8} = -10,52 \text{ daN/cm}^2.$$

$$N_{\text{traction}} = (10,52) \times 237,2 \times \frac{1}{2} \times 15 = 18700 \text{ daN.}$$

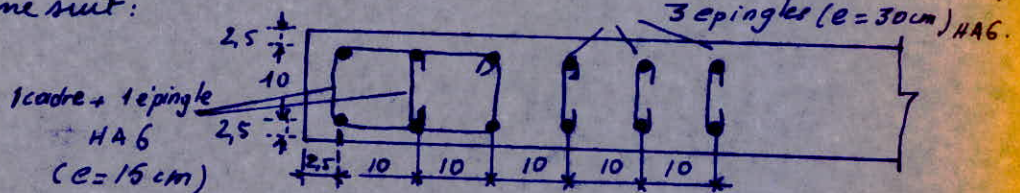
finalement la section d'acier correspondra à $N_{\text{traction}} = 18,7 \text{ t.}$

$$A = \frac{N_{\text{tract}}}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{18,7 \times 10^3}{4200} \quad A = 4,45 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{min}} = 0,5\% \times \text{aire partie tendue. (Art 4.3.3.3).}$

$$A_{\text{min}} = 0,5 \times 10^{-2} \times 237,2 \times 15 \Rightarrow A_{\text{min}} = 17,79 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12 \text{ HA } 14 (18,47 \text{ cm}^2)$$

disposés comme suit:



Les cadres et les épingles des zones extrêmes sont conformes à l'article 4.3.3.8

b) La partie comprimée du béton se trouve dans la nervure (inversion de sens)

$$a_2 = 1,924 \text{ m.}$$

on a $\left\{ \begin{array}{l} (e_0) N_{\text{max}} = 1,970 \text{ m} > e_1 \\ (e_0) N_{\text{min}} = 2,954 \text{ m} > e_1 \end{array} \right\}$ la section est partiellement comprimée.

On refait la même procédure de calcul qu'en a, on obtient les résultats suivants:

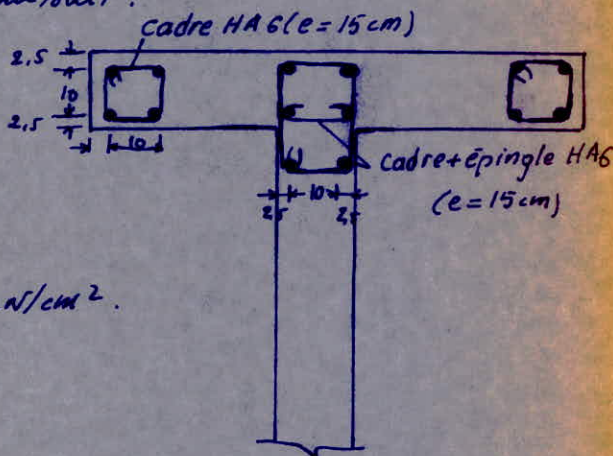
- Calcul en F.C $\left\{ \begin{array}{l} A = 0 \text{ cm}^2 \\ A = -14,1 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

la section en F.C $\left\{ \begin{array}{l} A' = 0 \text{ cm}^2 \\ A = -14,1 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow$ la section du béton est surabondante.

calcul réglementaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_t = 1,285 \text{ m} \\ N_{\text{traction}} = 15475 \text{ daN} \\ A = \frac{N_{\text{traction}}}{\sigma_{en}} = 3,68 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{min}} = 19,35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit 14 HA 14 (21,55 cm²) disposés comme suit :



c/ Armatures d'effort tranchant

l'effort tranchant à la base :

$$T_{\text{base}} = 26,92 \text{ kdaN}$$

$$\tau_b = 1,4 \times \frac{T}{t \cdot z} = \frac{1,4 \times 26,92 \times 10^3}{15 \times \frac{7}{8} \times 812,5} = 3,53 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau_b - 8}{\sigma_{en}} \times 100 < 0$$

$$\tau_b < 0,025 \sigma_{28}$$

$$(0,025 \sigma_{28} = 6,75 \text{ daN/cm}^2)$$

} ⇒ quadrillage d'armatures en double nappe dont le pourcentage total est égal à

0,15% dans chaque direction.

(Art 4.3.3.1
4.3.3.2)

barres horizontales :

sur une hauteur de 1 m, la quantité d'aciers correspondante est :

$$(A_t)_{\text{Horiz.}} = 0,15 \times 10^{-2} \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2$$

L'espacement doit être inférieur à min. $\left. \begin{array}{l} 1,5b = 22,5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$ Art 4.3.3.4

soit 5 HA 6 par nappe et par mètre ($A_{\text{tot}} = 2,82 \text{ cm}^2$ avec $s = 20 \text{ cm}$)

barres verticales : $\Omega_{\text{transv}} = 1,436 \text{ m}^2$

$$(A_t)_{\text{vertic.}} = 0,15 \times 10^{-2} \times 1,436 \times 10^4 = 21,54 \text{ cm}^2$$

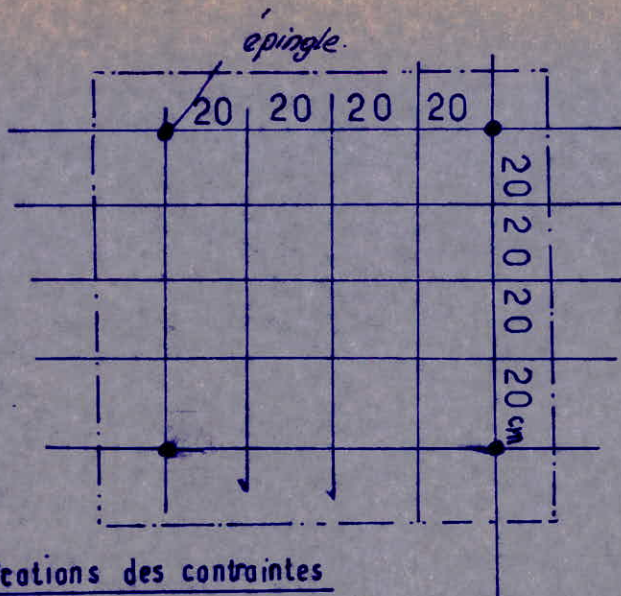
(10,77 cm² / nappe)

Les armatures sont à disposer sur une longueur d'environ 750 cm.

Soit 39 HA 6 (11,0 cm²) avec les espacements suivants :

2 x 10 cm, 35 x 20 cm, 3 x 10 cm.

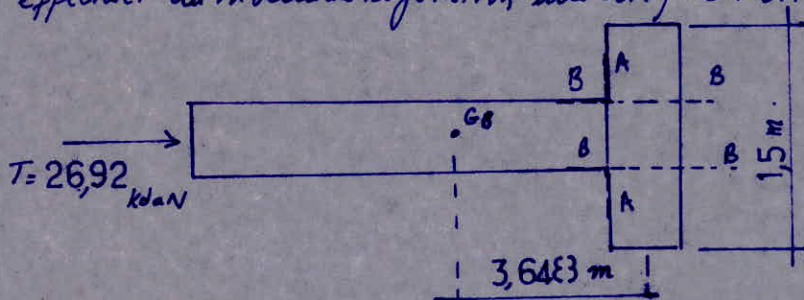
Dans la zone courante on doit relier les 2 nappes par au moins 4 épingles / m², en coupe verticale on a :



d) Vérifications des contraintes

Il est inutile de faire les vérifications des contraintes pour les sollicitations normales puisque le ferrailage correspond à la section minimale prévue par le règlement :

Puisque on a fait participer les parties \perp au voile il est nécessaire d'effectuer au niveau de la jonction une vérification au cisaillement :



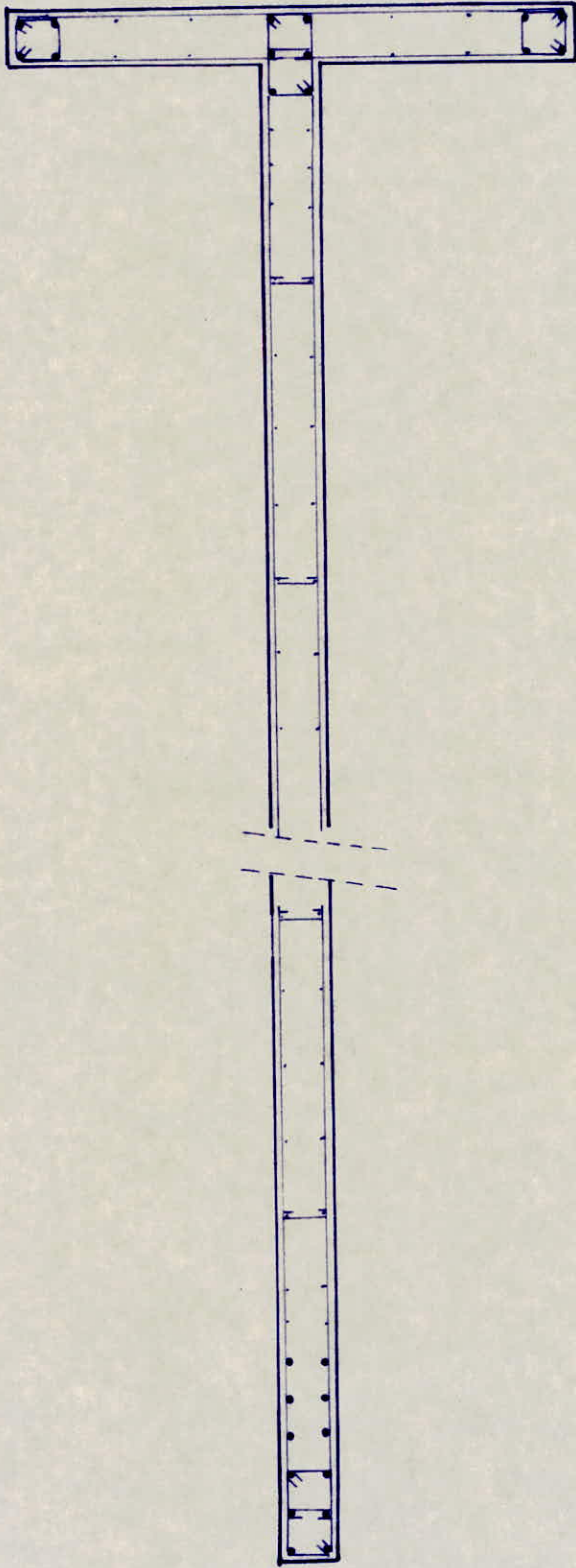
la section requise de se cisailier suivant les sections A-A et B-B

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_b}\right)_{A-A} = 1.4 \frac{26.92 \times 10^3 (150 \times 15 \times 366.8)}{15 \times 9.791 \times 10^8} = 2.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_b}\right)_{B-B} = 1.4 \frac{26.92 \times 10^3 (67.5 \times 15 \times 366.8)}{15 \times 9.791 \times 10^8} = 0.901 \text{ daN/cm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_b}\right) < 0.025 \sigma_{28} \quad (= 6.75 \text{ daN/cm}^2)$$

On laissera filer les barres horizontales dans la zone courante qui correspond aussi aux armatures minimales.



FERRAILLAGE VOILE VT 5 (Ech : 1/20)

VOILES	TRUMEAU	A (cm ²) CALCUL EN F.C.	A = N _{tr} / σ _{cn} (cm ²) Arm. en zone tendue	A _{min} = 0.5% de la zone tendue (cm ²)	Armatures choisies	A _{tr} Zone cour. (barres √s)
VT1-VT9	1	- 0,19	0,90	12,3	4 HA 14	44 HA 6
VL1-VL2	2	- 39,9	5,58	18,0	12 HA 14	20 HA 6
VT4-VT6	1	- 21,4	13,7	15,18	10 HA 14	16 HA 6
	2	1,04	2,44	24,4	16 HA 14	74 HA 6
VT3-VT7	1	- 0,001	1,96	11,82	8 HA 14	48 HA 6
VL5-VL6	2	1,20	0,44	34,87	24 HA 14	18 HA 6
VL7	1 et 3	7,22	10,60	29,85	20 HA 14	110 HA 6
	2	- 32,1			4 HA 10	12 HA 6
VT2-VT8		- 4,95	1,32	16,07	12 HA 14	36 HA 6
VT5		- 1,81	4,46	19,35	14 HA 14	84 HA 6

FERAILLAGE DES TRUMEAUX

Etude de la voile périphérique

Conformément au règlement R.P.A nous avons prévu une voile périphérique entre le niveau des fondations et le niveau du premier plancher au dessus du sol.

Dimensions de la voile

épaisseur $b = 20 \text{ cm}$

hauteur $h = 1,50 \text{ m}$

Cette voile sera ferrillée forfaitairement conformément à l'article 3.3.85 RPA

1° Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures

$A \geq 0,2\%$ de la section transversale totale du béton, avec un recouvrement de 50ϕ , equerre de renforcement dans les angles

$$A \geq 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 20 \cdot 150 = 6 \text{ cm}^2$$

on adoptera 8T10 = $6,28 \text{ cm}^2$

Soit 4T10 par partie supérieure et inférieure

2° Armatures longitudinales de peau de section:-

$A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur
on adoptera 5T8 = $2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et par face

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent altérer.

Les vérifications à la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts les plus défavorables doivent être effectuées avec :

$T = 1,4\pi$ π étant l'effort tranchant de calcul.

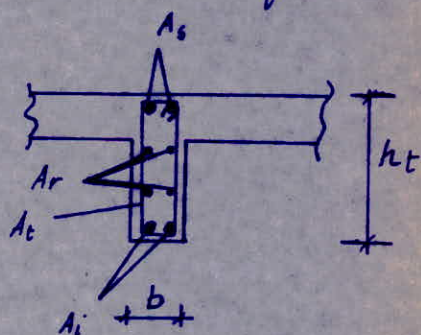
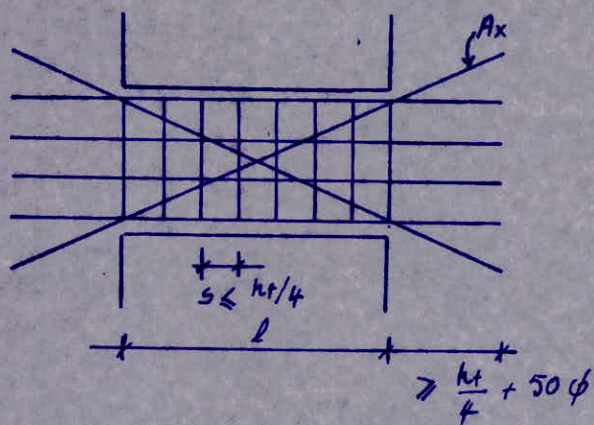
M : moment fléchissant calculé à partir de la valeur ci-dessus de T

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot \sigma'_{28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 0,12 \times 270 = 32,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \cdot \sigma'_{28} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 0,75 \times 270 = 202,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

Si la contrainte de cisaillement dans les linteaux est supérieure ou égale à $0,06 \cdot \sigma'_{28}$, on doit prévoir des armatures en diagonales supplémentaires disposées dans les angles suivant la figure ci-dessous



On doit avoir comme sections minimales des aciers les valeurs suivantes

$A_i, A_s \gg 0,0015 \cdot b \cdot h_t$, pour les armatures inférieures et supérieures.

$A_r \gg 0,0020 \cdot b \cdot h_t$, pour les armatures de répartition.

$A_t \gg 0,0025 \cdot b \cdot s$, pour les armatures transversales.

$A_i \bar{\sigma}_b \gg 0,06 \sigma'_{28} \Rightarrow A_x \gg 0,0015 \cdot b \cdot h_t$

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastrées à leurs extrémités et sollicités en flexion simple par des charges verticales dues aux charges permanentes, aux surcharges d'exploitation, et aux effets du séisme.

Pour le calcul, nous nous intéresserons aux linteaux les plus sollicités.

Ferraillage des linteaux

(*) Linteau du voile $V_{L1,2} (l_{V_{L1}})$

L'effort tranchant maximum a été obtenu lors de l'étude des voiles sous la combinaison $G+Q+E$ pour le niveau 5.

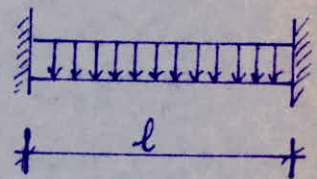
$$T_{max} = 7,912 \text{ t}$$

Caractéristiques du linteau

hauteur du linteau $h_t = 1,50 \text{ m}$.

longueur du linteau $l = 0,90 \text{ m}$.

largeur du linteau $b = 0,15 \text{ m}$.



Effort tranchant dans le linteau : $T = 1,4T = 1,4 \times 7,912 = 11,08 \text{ t}$

Moment à l'encastrement $M_e = T \cdot \frac{l}{2} = 11,08 \times \frac{0,90}{2} = 4,98 \text{ t.m}$

$h_t = 150 \text{ cm}$, $d = 3,5 \text{ cm}$, $h = h_t - d = 150 - 3,5 = 146,5 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 4,98 \times 10^5}{4200 \times 15 \times (146,5)^2} = 0,0055 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9662 \\ k = 133 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{133} = 31,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{4,98 \times 10^5}{4200 \times 0,9662 \times 146,5} = 0,84 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage minimum, armatures principales

$$A_{min} = 0,0015 b \cdot h_t = 0,0015 \times 15 \times 150 = 3,38 \text{ cm}^2$$

on prend $A_i = A_s = 4,02 \text{ cm}^2$ soit 2 HA16 filantes.

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq 0,0020 b \cdot h_t = 0,002 \times 15 \times 150 = 4,50 \text{ cm}^2$$

on adopte 6 HA10 armatures filantes soit $A_r = 4,71 \text{ cm}^2$.

- longueur d'ancrage des barres

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi = \frac{150}{4} + 50 \times 1,6 = 117,5 \text{ cm.}$$

soit $l_d = 120 \text{ cm.}$

- Armatures transversales :

$$A_t \geq 0,0025 b.s$$

$$s \leq \frac{h_t}{4} = \frac{150}{4} = 37,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } s = 18 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 0,0025 b.s = 0,0025 \times 15 \times 18 = 0,68 \text{ cm}^2$$

on adopte un cadre HA8, $A_t = 1 \text{ cm}^2$.

on doit avoir

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} h_t/4 = 37,5 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \times \frac{7}{8} \times 146,5 \times 4200}{14,08 \times 10^3} = 48,59 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$s = 18 \text{ cm} < s_{\min} = 37,5 \text{ cm.}$$

- Armatures d'angle :

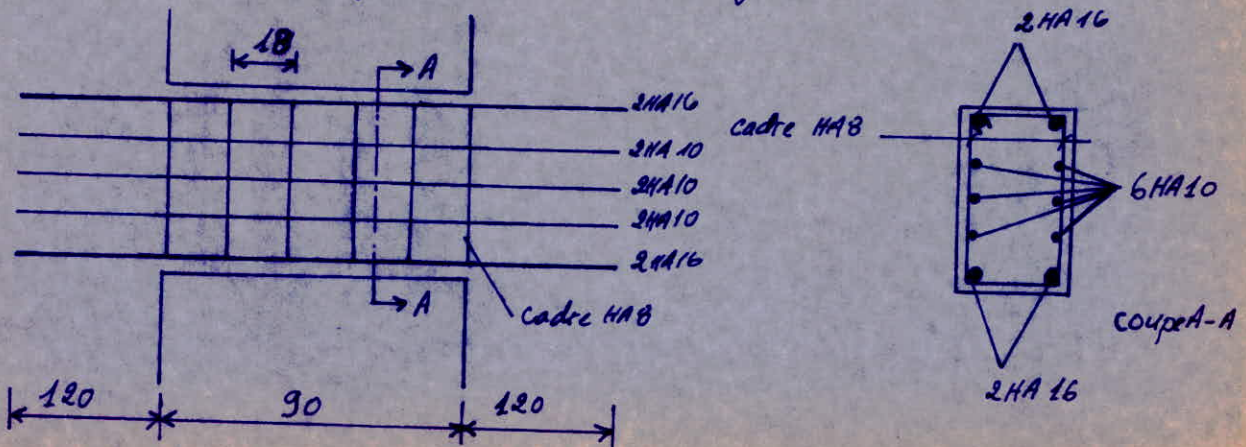
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \times \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{14,08 \times 10^3}{15 \times \frac{7}{8} \times 146,5} = 5,76 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = 5,76 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \sigma_{28} = 0,06 \times 270 = 16,20 \text{ kg/cm}^2.$$

donc les armatures d'angle ne sont pas nécessaires.

- Vérification à l'effort tranchant.

$$\tau_b = 5,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 32,4 \text{ kg/cm}^2.$$



(*) Linteau du voile V_{L7} ($l_{V_{L7}}$)

$\pi_{\max} = 19,40t$ pour le niveau 4, obtenu sous la sollicitation $G+Q+E$ lors de l'étude des voiles.

$$h_t = 76 \text{ cm.}$$

$$l = 95 \text{ cm.}$$

$$b = 15 \text{ cm.}$$

$$h = 72 \text{ cm.}$$

Effort tranchant qui sollicite le linteau : $T = 1,4 \pi = 1,4 \times 19,40 = 27,16t$

Moment à l'encastrement $M_e = T \cdot \frac{l}{2} = 27,16 \times \frac{0,95}{2} = 12,90 t.m.$

- Armatures principales

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b k^2} = \frac{15 \times 12,90 \times 10^5}{4200 \times 15 \times 72^2} = 0,0592 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8990 \\ k = 34,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{34,5} = 121,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{12,90 \times 10^5}{4200 \times 0,8990 \times 72} = 4,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,0015 b \cdot h_t = 0,0015 \times 15 \times 76 = 1,71 \text{ cm}^2.$$

$$A = 4,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,71 \text{ cm}^2.$$

On choisit 2HA20 soit $A_i = A_s = 6,28 \text{ cm}^2$.

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq 0,0020 b \cdot h_t = 0,0020 \times 15 \times 76 = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_r = 3,01 \text{ cm}^2, 6HA8.$$

- Armatures transversales :

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot s$$

$$s \leq \frac{h_t}{4} = \frac{76}{4} = 19 \text{ cm} \Rightarrow s = 12 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot s = 0,0025 \times 15 \times 12 = 0,45 \text{ cm}^2.$$

on adopte un cadre HA8, $A_t = 1 \text{ cm}^2$

$$s \leq \min \begin{cases} \frac{h_t}{4} = \frac{76}{4} = 19 \text{ cm} \\ \frac{A_t \sqrt{\sigma_{at}}}{T} = \frac{1 \times \frac{7}{8} \times 72 \times 4200}{27,16 \times 10^3} = 9,75 \text{ cm} \end{cases}$$

donc on choisit $s = 8 \text{ cm} < s_{\min} = 9,75 \text{ cm}$.

avec ce deuxième choix d'espacement des armatures transversales la section d'armature transversale reste supérieure à la section minimale

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 > 0,0025 b \cdot s = 0,0025 \times 15 \times 8 = 0,30 \text{ cm}^2.$$

— Armatures d'angle :

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{27,16 \times 10^3}{15 \times \frac{7}{8} \times 72} = 28,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \sigma_b = 28,74 \text{ kg/cm}^2 > 0,06 \sigma_{28} = 16,20 \text{ kg/cm}^2$$

ceci nous amène à prévoir des armatures supplémentaires disposées dans les angles suivant les diagonales du linteau.

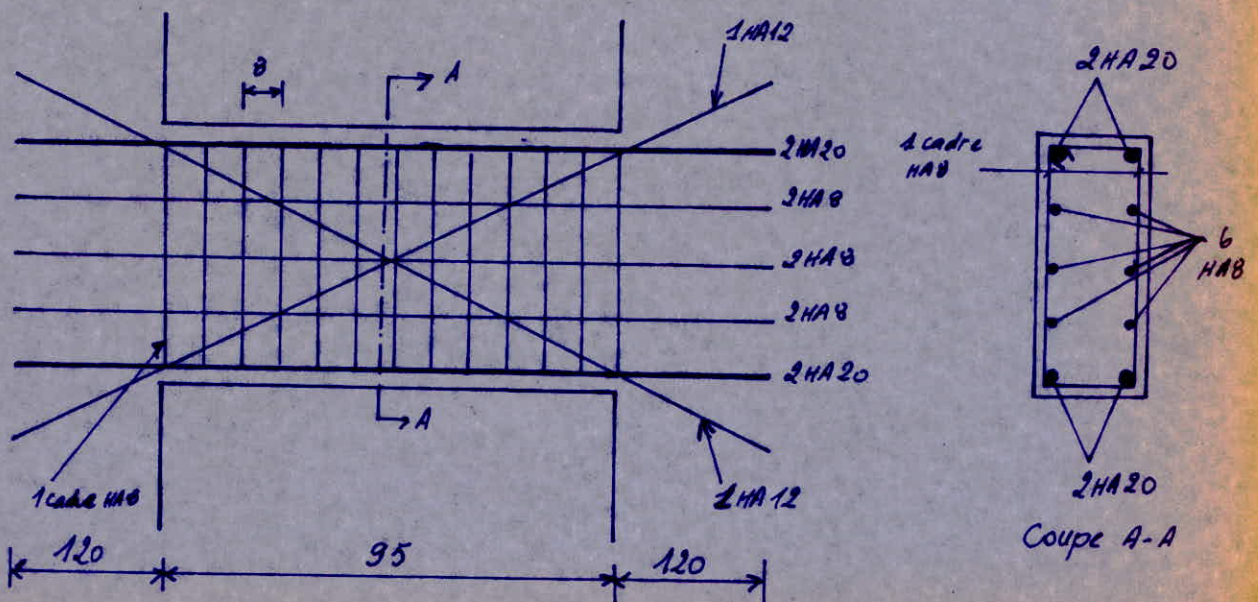
$$A_x \geq 0,0015 b h_t = 0,0015 \times 15 \times 76 = 1,71 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte } 2 \text{ HA } 12 \quad A_x = 2,26 \text{ cm}^2.$$

— Longueur d'ancrage des barres :

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi = \frac{76}{4} + 50 \times 2,0 = 119 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } l_d = 120 \text{ cm}.$$



Pour les autres linteaux, les résultats seront donnés sous forme de tableau.

	Voiles	V_{T6}, V_{T4}	V_{T3}, V_{T7}	V_{T1}, V_{T9}	V_{L5}, V_{L6}
	Linteaux	$l_{V_{T4}}$	$l_{V_{T3}}$	$l_{V_{T1}}$	$l_{V_{L5}}$
Caractéristiques	l (cm)	95	90	90	90
	b (cm)	15	15	15	15
	h_t (cm)	76	76	150	76
	h (cm)	72	73	146,5	73
Efforts	N (t)	18,79	12,74	11,60	9,03
	T (t)	26,31	17,84	16,24	12,64
	M (t.m)	12,50	8,03	7,31	5,69
Ferrailages	A (cm ²) calculée	4,59	2,83	1,24	1,99
	A_{min} (cm ²)	1,71	1,71	3,38	1,71
	A (cm ²) adoptée	(2HA20) 6,28	(2HA14) 3,08	(2HA16) 4,02	(2HA12) 2,26
	A_r min (cm ²)	2,28	2,28	4,50	2,28
	A_r (cm ²) adoptée	(6HA8) 3,01	(6HA8) 3,01	(6HA10) 4,71	(6HA8) 3,01
	A_t min (cm ²)	0,30	0,56	0,68	0,56
	A_t (cm ²) adoptée	1 (1 cadre HA8)	1 (1 cadre HA8)	1 (1 cadre HA8)	1 (1 cadre HA8)
	S (cm)	8	15	18	15
	σ_b (kg/cm ²)	27,84	18,62	8,45	13,19
	A_x (cm ²)	2,26 (2HA12)	2,26 (2HA12)	inutile	inutile
	l_d (cm)	120	90	120	80

FONDATION

FONDATAIONS

Etude du sol :

Le rapport géotechnique a été établi sur la base de sondage pénétrométriques et des essais au laboratoire. Les sondages "In situ" nous ont permis d'estimer la résistance mécanique des différentes couches rencontrées. L'interprétation des essais réalisés a montré que le sous sol est homogène dans son ensemble, cependant il est possible de distinguer deux (2) zones principales :

a) Zone superficielle d'épaisseur variable formée d'une croûte calcaire et d'une couche de tuff argileux.

b) Zone profonde formée d'argile sableuse d'épaisseur variable.

Le pouvoir porteur du sol est établi à partir :

1) Des essais pénétrométriques :

La relation $q_{adm} = R_p/30$ permet d'évaluer de façon empirique, à l'aide des essais de pénétration le taux de travail admissible du sol.

La résistance de pointe minimum de 60 bars nous donnera dans ces conditions pour une profondeur de 1,50 m : $q_{adm} = \frac{R_p}{30} = \frac{60}{30} = 2 \text{ bars}$.

2) Des essais de laboratoire :

a) Sécurité vis à vis de la rupture : l'essai de cisaillement d'un échantillon de profondeur 1,60 - 1,80 m donne : $C = 0,5 \text{ bars}$; $\varphi = 15^\circ$ où C est la cohésion du sol et φ son angle de frottement interne.

A partir de la formule de Terzaghi : $q_{adm} = \frac{1}{3} (0,4 B N_c + N_q + 1,3 C N_c)$ nous obtenons : $q_{adm} = 2,7 \text{ bars}$.

b) Sécurité vis à vis des tassements : le tassement d'une couche de hauteur H en fonction de l'indice des vides initial e_0 et final e_L est donné par l'expression : $\frac{DH}{H} = \frac{De}{1+e_0}$

Avec un tassement admissible total de 2 cm, on aboutit à un taux de travail admissible du sol égal à 1 bar.

En conclusion, on prendra : $\bar{\sigma}_{sol} = 1 \text{ bar}$.

Choix du type de fondation Vérification préliminaire

Sous les sollicitations du 1^{er} genre $N = G + 1, 2P$, on a obtenu au niveau de la fondation les valeurs suivantes

Voiles	V_{L1}, V_{L2}	V_{T1}, V_{T9}	V_{T4}, V_{T6}	V_{T3}, V_{T7}	V_{L7}	V_{L3}, V_{L4}	V_{T2}, V_{T8}	V_{T5}	V_{L5}, V_{L6}
Longueur (m)	7,38	7,38	9,85	8,075	19,90	7,38	7,38	8,075	8,075
$N = G + 1, 2P$ (t)	141,95	153,95	246,84	267,44	483,29	161,75	161,75	252,09	258,74
$q = \frac{N}{L}$	19,23	20,86	25,06	33,12	24,29	21,92	21,92	31,22	32,17

On suppose en premier lieu qu'on a à faire à des semelles filantes (semelles "isolées sous mur" continues) ; pour le prédimensionnement on considère deux voiles voisins.

. Voiles V_{T3} et V_{T5} :

charge par mètre linéaire pour V_{T3} $q_1 = 33,12$ t/ml.

charge par mètre linéaire pour V_{T5} $q_2 = 31,22$ t/ml.

avec $\bar{\sigma}_s = 1 \text{ bar} = 10 \text{ t/m}^2$, la largeur B des semelles sous murs

sera : pour V_{T3} : $B_{V_{T3}} = \frac{q_1}{\bar{\sigma}_s} = \frac{33,12}{10} = 3,312 \text{ m}$

pour V_{T5} : $B_{V_{T5}} = \frac{q_2}{\bar{\sigma}_s} = \frac{31,22}{10} = 3,122 \text{ m}$.

L'entre-axes entre les voiles V_{T5} et V_{T3} est de 3,55 m

La distance libre entre les semelles filantes sera de 0,33 m.

. Voiles V_{L3} , V_{L5} :

pour V_{L3} $q_1 = 21,92$ t/ml

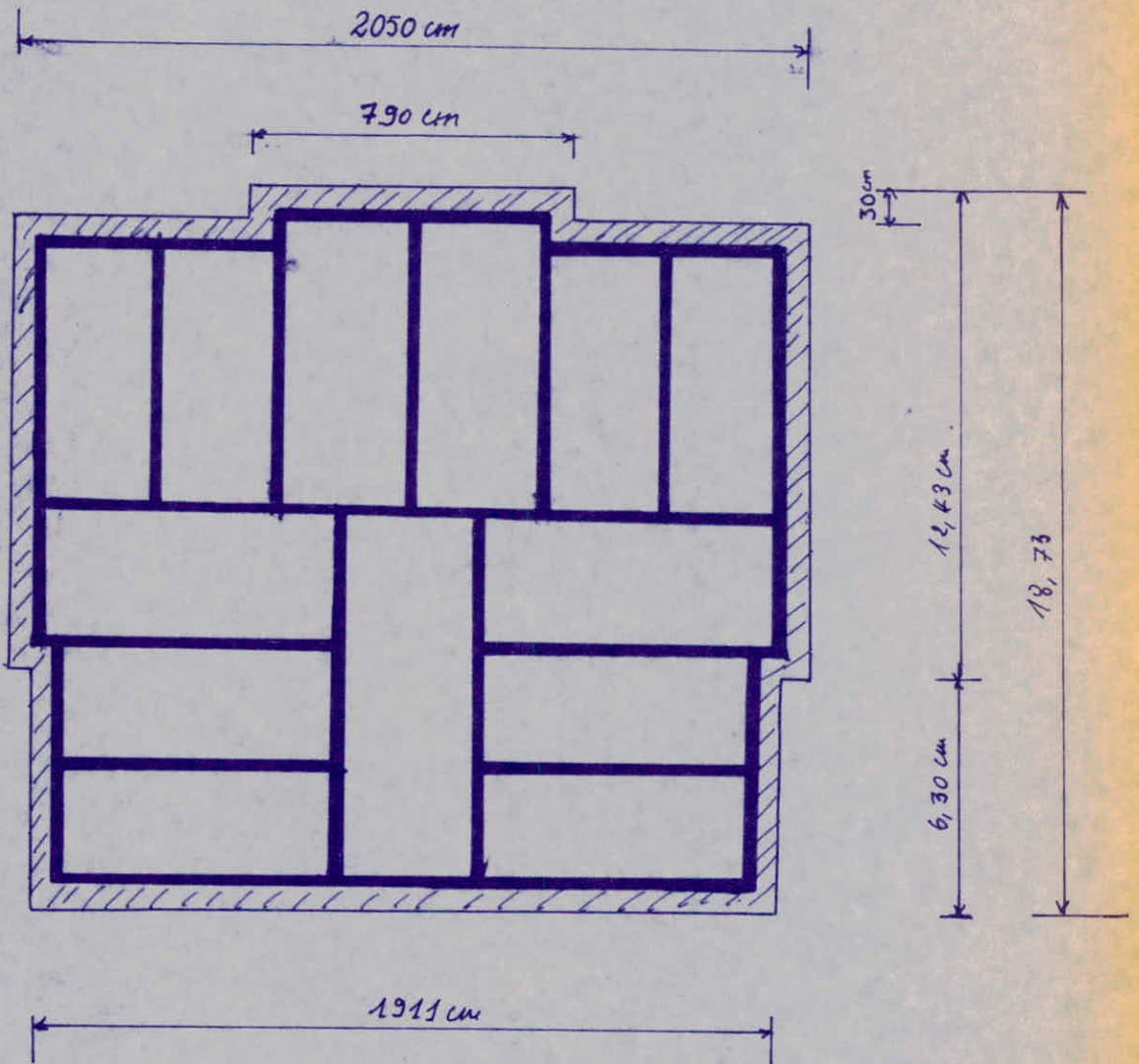
pour V_{L5} $q_2 = 32,17$ t/ml.

on obtient $B_{V_{L3}} = 2,192 \text{ m}$.

et $B_{V_{L5}} = 3,217 \text{ m}$.

avec un entre axes des voiles V_{L5} et V_{L3} de 3,15 m, la distance libre entre les semelles filantes sera de 0,43 m.

On remarque que l'adoption des semelles filantes pour notre fondation conduit à l'occupation presque totale de l'espace constitué par la zone inter-axiales des voiles.



IMPLANTATION DU RADIER

Calcul des fondations.

1) Introduction:

DTU 13,1 art 6,1.

Lorsque le sol de fondation ne peut supporter les contraintes élevées résultant des fondations sur semelles isolées et qu'il n'est pas envisagé de se fonder sur une couche profonde plus résistante, il est possible de réaliser une fondation par radier ajouré au plein compte tenu des prescriptions des articles ci-après:

- La construction ne doit pas être soumise à des surcharges présentant d'importantes dissymétries pouvant provoquer des tassements différentiels élevés entre les différentes zones du radier.

- Le centre de gravité de l'aire du radier doit dans toute la mesure du possible coïncider avec le point de passage de la résultante des charges.

Le sol sur lequel repose notre bâtiment a une contrainte admissible de 1 bar.

Le calcul préliminaire a montré que l'adoption des semelles filantes pour notre fondation conduit à l'occupation presque totale de l'espace constitué par la zone inter-axiale des voiles. Donc, on retiendra comme type de fondation un radier général occupant toute la surface du bâtiment, car la surcharge qu'il occasionne est acceptable devant les avantages qu'il apporte dont on cite:

1. Sa répartition de l'ensemble des charges qui lui sont transmises par les voiles sur le sol de fondation et assure le passage des charges d'une façon uniforme.
2. Sa réduction des désordres ultérieurs dûs aux tassements éventuels.
3. Facilité de coffrage et rapidité d'exécution.

Pour le calcul, on prendra comme hypothèse - que le sol n'est pas compressible, qu'il n'existe pas de points durs pouvant causer une concentration trop importante de contrainte en ces points - que le radier est infiniment rigide.

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante et sera calculé comme un plancher renversé dont les points d'appui sont constitués par les murs de l'ossature et sera soumis à une charge répartie dirigée de bas en haut et égale à la réaction du terrain diminuée du poids du radier. Le radier sera posé sur une couche de bétonde propreté dosé à 150 kg/m^3 de ciment d'une épaisseur de 5 cm.

1) Dimensionnement du radier:

a. Descente de charge : $G = 2611,19 \text{ t.}$ $P = 414 \text{ t.}$

Sous la combinaison du 1^{er} genre, on aura : $N_1 = G + 1,2 P = 3107,99 t$.

b. Calcul de la surface nécessaire du radier:

On a: $\sigma = \frac{N_1}{S_{néc}} \leq \bar{\sigma}_s$; $\bar{\sigma}_s = 1 \text{ bar} = 10 t/m^2$.

$S_{néc} \geq \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s} = 310,80 m^2$.

Surface du bâtiment : $S_0 = 343,17 m^2$.

On doit avoir pour le radier un débord supérieur ou égal à 30 cm. On prend un débord de 30 cm, d'où la surface du radier : $S_{rad} = S_0 + S_{débord} \rightarrow S_{rad} = 366,35 m^2$.

c. Dimensionnement de l'épaisseur du radier:

- Condition de cisaillement : On doit avoir $\tau_b = \frac{T_{max}}{b.z} \leq \bar{\tau}_b = 1,13 \bar{\sigma}_b$.

$T_{max} = q \cdot \frac{l_{max}}{2}$; $q = \text{pression sous le radier} = \frac{N_1}{S_{rad}} = 8,48 t/m^2$.

l_{max} = portée libre maximale entre un d'appui de 2 voiles dans le sens porteur du panneau.

$l_{max} = 3,35 m$.

Le calcul sera fait pour une bande de 1 m. $b = 1 m$.

$z = \frac{7}{8} \cdot h$; h = hauteur utile de la dalle du radier.

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

On aura : $q \cdot l_{max} / 2 \cdot b \cdot \frac{7}{8} \cdot h \leq 1,13 \cdot \bar{\sigma}_b \Rightarrow h \geq \frac{q \cdot l_{max}}{2 \cdot b \cdot \frac{7}{8} \cdot 1,13 \bar{\sigma}_b} = \frac{8,48 \times 10^3 \times 3,35}{2 \times 100 \times \frac{7}{8} \times 1,13 \times 5,9} = 24,34 cm$

- Condition forfaitaire:

Pour que le radier joue efficacement son rôle de répartition des charges, il faut qu'il soit assez rigide vis à vis du sol sous-jacent.

$h_t \geq l_{max} / 10 = 33,5 cm$.

Finalement on adopte un radier d'épaisseur $h_t = 40 cm$.

Vérification à la sous pression:

si P = poids total du bâtiment en tonnes (sans surcharges).

S = surface du sol en m^2 .

z = pression hydrostatique en t/m^2 .

Pour qu'il n'y ait pas risque de soulèvement du bâtiment on doit vérifier que $P \geq 1,5 \cdot S \cdot z$.
 $P = 2977,54 t$; $S = 366,35 m^2$; $z = 1,9 t/m^2$. la base du radier se trouve à une profondeur de 1,9 m.

1,5.S.z = 1044,10 t donc on a bien $P > 1,5.S.z$.

IV) Stabilité du radier:

a. Sollicitation du 1^{er} genre:

$$G = 2611,19 \text{ t.}$$

$$P = 414 \text{ t.}$$

$$\text{Poids du radier} = 0,4 \times 2,5 \times 366,35 = 366,35 \text{ t.}$$

$$N_1 = G + P_r + 1,2.P = 3474,34 \text{ t.}$$

$$\text{Pression sous le radier} = \sigma_s = \frac{N_1}{S_r} = \frac{3474,34}{366,35} = 9,48 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_s = 9,48 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 10 \text{ t/m}^2.$$

b. Sollicitation du 2^{ème} genre:

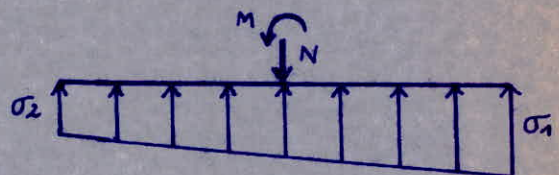
Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M et de l'effort normal N qui agissent au niveau de la base.

Nous devons éviter un décollement excessif des extrémités du radier susceptible d'altérer sa stabilité.

$$N_2 = G + P_r + P = 3391,54 \text{ t.}$$

Nous aurons deux vérifications à faire suivant que le moment de renversement agit dans le sens transversal ou longitudinal.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M.v}{I}$$



- Sens longitudinal:

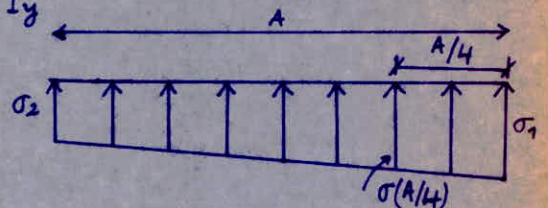
$$N_2 = 3391,54 \text{ t.} ; M = 1451 \text{ t.m} ; I_y = 12113,72 \text{ m}^4 ; v_1 = v_2 = \frac{20,5}{2} = 10,25 \text{ m} = v.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_2}{S_r} + \frac{M.v}{I_y} = 10,49 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{S_r} - \frac{M.v}{I_y} = 8,03 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma(A/4) = \frac{3 \times 10,49 + 8,03}{4} = 9,84 \text{ t/m}^2.$$



- Sens transversal:

$$N_2 = 3391,54 \text{ t} ; M = 1392,1 \text{ t.m} ; I_x = 10167,59 \text{ m}^4 ; v_{max} = 9,73 \text{ m} ; v_{min} = 9,00 \text{ m}.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_2}{S_r} + \frac{M.v}{I_x} = \frac{3391,54}{366,35} + \frac{1392,1 \times 9,73}{10167,59} = 10,59 \text{ t/m}^2 ; \sigma_2 = \frac{N_2}{S_r} - \frac{M.v_{min}}{I_x} = 8,03 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(B/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 9,95 \text{ t/m}^2.$$

Vérification:

On doit avoir : $\sigma_{\max} = \sigma_1 < 1,3\bar{\sigma}_s = 1,3 \cdot 10 = 13 \text{ t/m}^2.$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) \leq \bar{\sigma}_s = 10 \text{ t/m}^2 \text{ et } \sigma(B/4) \leq \bar{\sigma}_s = 10 \text{ t/m}^2.$$

- Sens longitudinal:

$$\sigma_1 = 10,49 \text{ t/m}^2 < 13 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

$$\sigma(A/4) = 9,88 \text{ t/m}^2 < 10 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

- Sens transversal:

$$\sigma_1 = 10,59 \text{ t/m}^2 < 13 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

$$\sigma(B/4) = 9,95 \text{ t/m}^2 < 10 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

Charges à prendre en compte pour le calcul du radier:

La charge à prendre en compte est la réaction du terrain diminuée du poids du radier

$$\text{Poids du radier} = 0,4 \cdot 2,5 \text{ t/m}^2 = 1 \text{ t/m}^2.$$

- Pour les sollicitations du 1^{er} genre:

$$q_1 = 9,48 - 1 = 8,48 \text{ t/m}^2.$$

- Pour les sollicitations du 2^{ème} genre:

$$q_2 = 10,59 - 1 = 9,59 \text{ t/m}^2.$$

Pour le ferrailage des panneaux nous avons à considérer:

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{ pour le calcul sous les sollicitations du 1^{er} genre.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{ pour le calcul sous les sollicitations du 2^{ème} genre.}$$

On a:

$$\frac{\bar{\sigma}_a(Sp_2)}{\bar{\sigma}_a(Sp_1)} = \frac{4200}{2800} = 1,5$$

$$q(Sp_1) = 8,48 \text{ t/m}^2 ; q(Sp_2) = 9,59 \text{ t/m}^2. \quad q(Sp_2)/q(Sp_1) = 1,13 < 1,5.$$

Donc les sollicitations du 1^{er} genre sont plus défavorables que celles du 2^{ème} genre.

Le radier sera calculé sous les sollicitations du 1^{er} genre avec une charge uniformément répartie $q = 8,48 \text{ t/m}^2.$

V) Détermination des efforts et du ferrailage dans les panneaux de dalles:

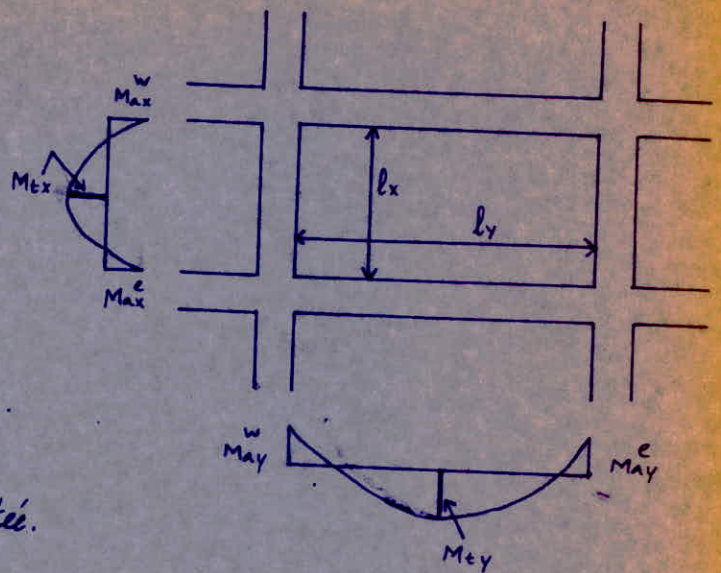
Les panneaux appuyés sur 4 côtés sont soumis à une charge uniformément répartie $q = 8,48 \text{ t/m}^2$ et les efforts seront déterminés par les abaques de PIGEAUD.

Exposé de la méthode:

$$l_x < l_y$$

en fonction de $\beta = \frac{l_x}{l_y}$ on obtient pour

une bande de 1 m au milieu du panneau:



$$M_{0x} = (M_1 + \nu) \cdot M_2 \cdot l : \text{moment}$$

isostatique dans le sens de la petite portée.

$$M_{0y} = (M_2 + \nu \cdot M_1) \cdot l : \text{moment}$$

isostatique dans le sens de la grande portée.

où ν : coefficient de Poisson

$$\nu = 0,15 \text{ pour le béton armé.}$$

$$l = q \cdot l_x \cdot l_y \quad q = \text{charge uniformément répartie sur le panneau.}$$

$$M_1 = f(\beta)$$

$$M_2 = f(1/\beta)$$

} M_1 et M_2 sont donnés par l'abaque de M. PIGEAUD.

On sera amené à faire une répartition des moments en travée et sur appuis du moment isostatique M_0 avec la condition:

$$M_t + \frac{|M_w + M_e|}{2} \geq 1,15 \cdot M_0.$$

Suivant les prescriptions du C.C.B.A. 68. art. 57,2. on a:

- en travée:

. pour un panneau de rive : $M_t = 0,85 \cdot M_0.$

. pour un panneau intermédiaire: $M_t = 0,75 \cdot M_0.$

- sur appuis:

. appui de rive : $M_a^w = 0,3 \cdot M_0.$

. appui intermédiaire: $M_a^e = 0,5 \cdot M_0.$

On fera un exemple de calcul détaillé pour le panneau P7, pour les autres panneaux les résultats seront résumés dans un tableau

a) Calcul des efforts :

pour le panneau P7

$$l_x = 2,95 \text{ m}$$

$$l_y = 7,18 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,95}{7,18} = 0,411 \Rightarrow M_1 = f(\beta) = f(0,411) = 0,0444.$$

$$\frac{1}{\beta} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{7,18}{2,95} = 2,434 \Rightarrow M_2 = f\left(\frac{1}{\beta}\right) = f(2,434) = 0,0032.$$

$$\left. \begin{aligned} M_{0x} &= (M_1 + 1/3 M_2) P \\ M_{0y} &= (M_2 + 1/3 M_1) P \end{aligned} \right\} \text{ où } P = q l_x l_y = 8,48 \times 2,95 \times 7,18 = 179,61 \text{ t}$$

$$M_{0x} = (0,0444 + 0,15 \times 0,0052) \cdot 179,61 = 8,11 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{0y} = (0,0052 + 0,15 \times 0,0444) \cdot 179,61 = 2,13 \text{ t.m/ml.}$$

. Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 8,11 = 6,89 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 2,13 = 1,81 \text{ t.m/ml.}$$

. Moment sur appuis :

$$M_{ax}^w = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 8,11 = 2,43 \text{ t.m/ml (appui de rive).}$$

$$M_{ax}^e = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 8,11 = 4,06 \text{ t.m/ml (appui intermédiaire).}$$

$$M_{ay}^w = 0,3 M_{0y} = 0,3 \times 2,13 = 0,64 \text{ t.m/ml (appui de rive).}$$

$$M_{ay}^e = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 2,13 = 1,07 \text{ t.m/ml (appui intermédiaire).}$$

b) Ferrailage du panneau :

. Choix du diamètre des barres longitudinales :



$$e = \text{enrobage} = 4 \text{ cm.}$$

$$\text{on choisit } \phi_{Lx} = 14 \text{ mm}$$

$$\phi_{Ly} = 10 \text{ mm}$$

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi_{Lx}}{2} = 40 - 4 - \frac{1,4}{2} = 35,3 \text{ cm.}$$

$$h_y = h_t - e - \phi_{Lx} - \frac{\phi_{Ly}}{2} = 40 - 4 - 1,4 - \frac{1,0}{2} = 34,1 \text{ cm.}$$

. Calcul du moment résistant du béton :

$$M_{RB} = \bar{K} b h^2 \quad \text{avec } \bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b' + \frac{\bar{\sigma}_a}{n}} = \frac{137}{137 + \frac{2800}{15}} = 0,423$$

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \times 0,423 \cdot \left(1 - \frac{0,423}{3}\right) \cdot 137 = 24,89$$

$$\text{suivant } x : M_{RB} = \bar{K} b h_x^2 = 24,89 \times 100 \times 35,3^2 \times 10^{-5} = 31,02 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{suivant } y : M_{RB} = \bar{K} b h_y^2 = 24,89 \times 100 \times 34,1^2 \times 10^{-5} = 28,94 \text{ t.m/ml}$$

On remarquera par la suite que tous les moments calculés sont inférieurs aux moments résistants du béton, donc on aura pas besoin d'armatures comprimées dans nos panneaux de dalle.

⊗ Remarque :

Pour le calcul des armatures en travée dans le sens x, on prendra comme contrainte admissible des aciers, la contrainte limitée par

la condition de fissuration, car un premier calcul a montré que la fissuration n'était pas vérifiée pour un choix de barres de diamètre 14mm. ($\phi 14$)

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{cm} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{K_1 \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_1 \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{14} \times 5,9} = 2414 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2 < \frac{2}{3} \sigma_{cm} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$
pour le calcul des armatures au travée dans le sens x on retiendra

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des armatures :

- Sens x : (b) appui de rive : $\mu = \frac{15 M_{ax}^w}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \times 443 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 35,3^2} = 0,0104 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9543 \\ k = 94,5 \end{cases}$

$$A_{ax}^w = \frac{M_{ax}^w}{\bar{\sigma}_a \epsilon k} = \frac{443 \times 10^5}{2800 \times 0,9543 \times 94,5} = 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\rightarrow 6T8/ml ($t = 16 \text{ cm}$), $A_{ax}^w = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

(c) Appui intermédiaire : $\mu = \frac{15 M_{ax}^w}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \times 4,06 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 35,3^2} = 0,0175 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9417 \\ k = 71,25 \end{cases}$

$$A_{ax}^c = \frac{M_{ax}^w}{\bar{\sigma}_a \epsilon k} = \frac{4,06 \times 10^5}{2800 \times 0,9417 \times 71,25} = 4,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\rightarrow 6T10/ml ($t = 16 \text{ cm}$), $A_{ax}^c = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(d) travée : $\mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \times 6,89 \times 10^5}{2414 \times 100 \times 35,3^2} = 0,0344 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9203 \\ k = 50,25 \end{cases}$

$$A_{tx}^w = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \epsilon k} = \frac{6,89 \times 10^5}{2414 \times 0,9203 \times 50,25} = 8,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\rightarrow 6T14/ml ($t = 16 \text{ cm}$), $A_{tx}^w = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Sens y : (x) appui de rive : $\mu = \frac{15 M_{ax}^w}{\bar{\sigma}_a b h_y^2} = \frac{15 \times 9,64 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 34,1^2} = 0,029 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9751 \\ k = 186 \end{cases}$

$$A_{ay}^w = \frac{M_{ax}^w}{\bar{\sigma}_a \epsilon k} = \frac{9,64 \times 10^5}{2800 \times 0,9751 \times 186} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\rightarrow 3T6/ml, ($t = 33 \text{ cm}$), $A_{ay}^w = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(x) appui intermédiaires $\mu = \frac{15 M_{ey}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1,07 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 34,1^2} = 0,0049 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9682 \\ k = 14,2 \end{cases}$

$A_{ay} = \frac{M_{ey}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,07 \times 10^5}{2800 \times 0,9682 \times 34,1} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3 \text{ T8/ml } (t=33 \text{ cm}); A_{ay}^c = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(u) travée : $\mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1,81 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 34,1^2} = 0,0083 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9590 \\ k = 10,7 \end{cases}$

$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,81 \times 10^5}{2800 \times 0,9590 \times 34,1} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4 \text{ T8/ml } (t=25 \text{ cm})$
 $A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

c) Vérifications :

. Condition de non fragilité :

(v) Sens x : $A_0 = A_{tx} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_1 = 1,2 A_0 = 11,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_2 = 0,69 b h \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \left(\frac{1-p}{2} \right) = 0,69 \times 100 \times 35,3 \times \frac{5,9}{4200} \times \frac{2-0,411}{2} = 2,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{\text{max}} [A_0; \min(A_1; A_2)] = \text{Max} [9,23; \min(11,08; 2,72)] = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(x) Sens y : $A_0 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} = A_{ty}$

$A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 1,2 \times 2,01 = 2,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_2 = 0,69 b h \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \left(\frac{1-p}{4} \right) = 0,69 \times 100 \times 34,1 \times \frac{5,9}{4200} \times \left(\frac{2-0,411}{4} \right) = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

donc la condition de non fragilité est vérifiée.

. Vérification à la fissuration :

$\tilde{\omega}_f = \frac{A_{tx}}{2 b d} = \frac{9,23}{2 \times 100 \times 4,7} = 0,261$

$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 46}{14} \times \frac{0,261}{1 + 10 \times 0,261} = 1533 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 46}{14} \times 5,9} = 2414 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$

. Vérification des contraintes :

$\tilde{\omega} = \frac{100 A_{tx}}{b h x} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 35,3} = 0,261 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9180 \\ k = 46,6 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M_{tx}}{A_{tx} \varepsilon h} = \frac{6,89 \times 10^5}{9,23 \times 0,9180 \times 35,3} = 2302 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2414 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2302}{46,6} = 49,39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

. Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{T}{b_j} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$T = q \frac{l_{max}}{2} = 8,48 \times \frac{3,35}{2} = 14,20 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{14,20 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 35,3} = 4,60 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

. Tableau donnant les efforts

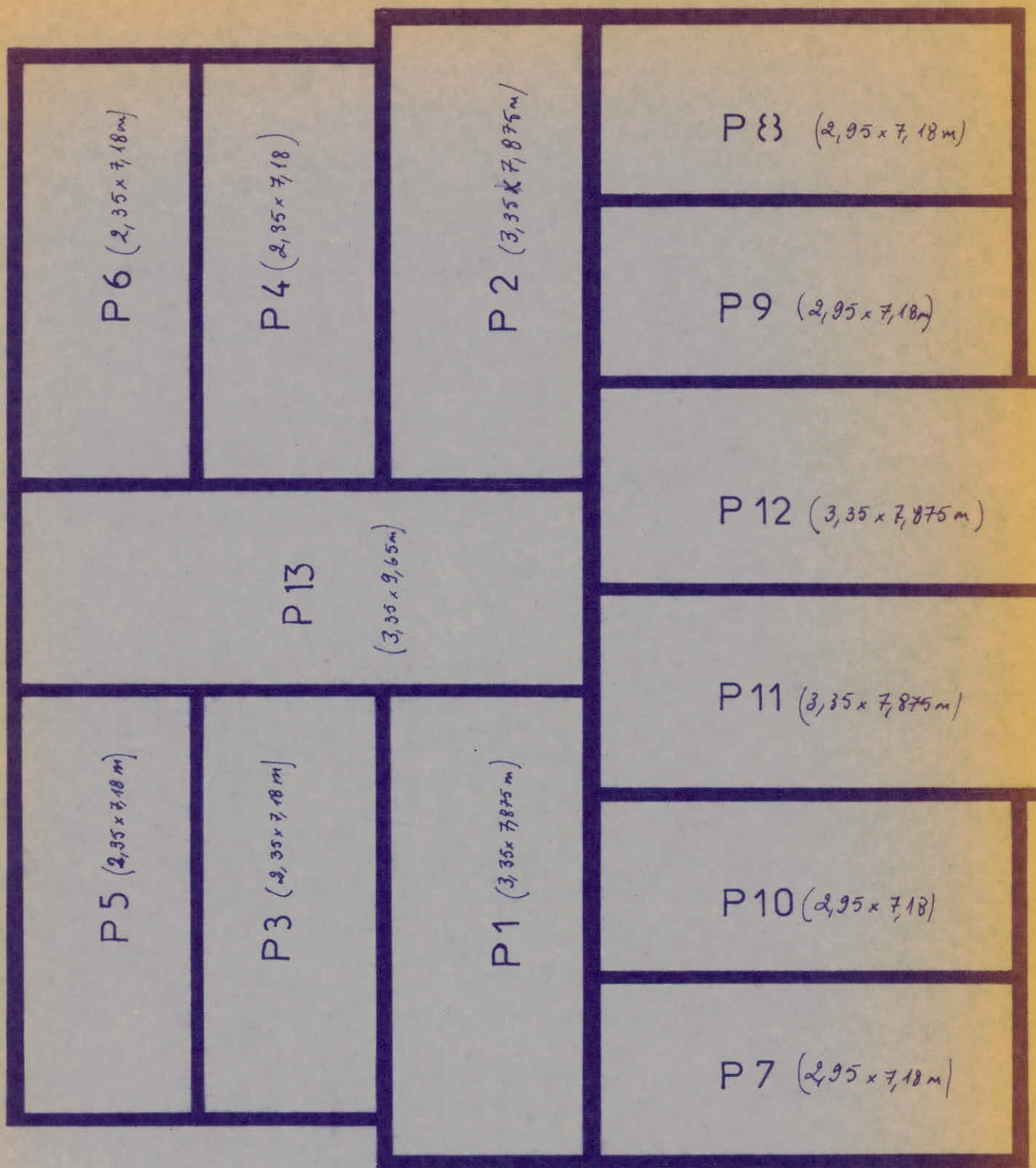
Panneaux	l_x (m)	l_y (m)	$\beta = \frac{l_x}{l_y}$	M_1	$\frac{1}{\beta} = \frac{l_y}{l_x}$	M_2	$P = q l_x l_y$ (t)	Max (t.m/ml)	Max (t.m/ml)
5-6-7-8	2,95	7,18	0,411	0,0444	2,434	0,0052	179,61	8,11	2,13
3-4-9-10	2,95	7,18	0,411	0,0444	2,434	0,0052	179,61	8,11	2,13
1-2-11-13	3,35	7,875	0,425	0,0449	2,351	0,0057	223,71	10,24	2,78
13	3,35	9,65	0,347	0,0398	2,881	0,0030	274,14	11,03	2,46

. Tableau donnant les moments en travées et les moment sur appuis.

Panneaux	M_{bx} (t.m/ml)	M_{by} (t.m/ml)	M_{1y} (t.m/ml)	M_{2y} (t.m/ml)	M_{ay} (t.m/ml)
5-6-7-8	6,89	2,43	1,81	0,64	1,07
3-4-9-10	6,08	4,06	1,81	0,64	1,07
1-2-11-12	7,68	5,12	2,36	0,83	1,39
13	8,27	5,52	2,09	0,74	1,23

.Tableau donnant le Ferrailage (section d'armatures et leur espacement)

Panneaux de dalle		5-6-7-8	3-4-9-10	1-2-11-12	13	
Ferrailage en Travée	Sens X	A _x calculée (cm ² /ml)	0,79	7,72	9,83	10,62
		A _x adoptée (cm ² /ml)	6T14 (9,23)	6T14 (9,23)	7T14 (10,77)	8T14 (12,38)
		Espacement (cm)	16	16	14	12
	Sens Y	A _y calculée (cm ² /ml)	1,98	1,98	2,59	2,29
		A _y adoptée (cm ² /ml)	4T8 (2,01)	4T8 (2,01)	4T10 (3,14)	4T10 (3,14)
		Espacement (cm)	25	25	25	25
Ferrailage sur appuis	Sens X	A _x calculée (cm ² /ml)	2,58	4,35	5,54	5,09
		A _x adoptée (cm ² /ml)	6T8 (3,01)	6T10 (4,71)	8T10 (6,28)	8T10 (6,28)
		Espacement (cm)	16	16	12	12
	Sens Y	A _y calculée (cm ² /ml)	0,69	0,69	0,89	0,80
		A _y adoptée (cm ² /ml)	3T6 (0,85)	3T6 (0,85)	4T6 (1,13)	4T6 (1,13)
		Espacement (cm)	33	33	25	25
		A _y calculée (cm ² /ml)	1,16	1,16	1,51	1,33
		A _y adoptée (cm ² /ml)	3T8 (1,50)	3T8 (1,50)	4T8 (2,51)	3T8 (1,50)
		Espacement (cm)	33	33	25	33



VIDE SANITAIRE :
 REPERAGE DES PLANCHERS

CONCLUSION

Durant cette étude, on a eu à calculer une structure à voiles avec comme procédé d'exécution le coffrage tunnel. Vu l'ampleur du projet (4000 logements), ce type de coffrage comparé à d'autres, tels que tables et banches ou coffrage traditionnel, présente des avantages certains, parmi ceux-ci on peut citer :

1) Sa structure portante est réalisée en un temps assez rapide et avec une bonne organisation des équipes secondaires (maçonnerie, revêtement, peinture etc...) on peut réaliser cette zone d'habitation sans un délai raisonnable.

2) Le coffrage devient facile à manipuler avec des ressources matérielles appropriées (engins de levage par exemple); ceci a pour conséquence de comprimer la main d'œuvre dont un manque se fait sentir dans notre pays.

3) Le coffrage de constitution métallique a une durée de vie nettement supérieure à celui en bois ce qui permet une utilisation répétée et une économie en matériels d'approvisionnement.

4) Sa qualité de travail est constante et les ouvriers gagnent de l'expérience par les manipulations consécutives.

5) L'acier utilisé correspond uniquement aux exigences de résistance c'est à dire que le problème des armatures supplémentaire pour les joints (cas du préfabriqué) ne se pose pas.

Le calcul des armatures en flexion composée a montré que n'étaient nécessaires que les armatures reprenant les efforts de traction à certaines extrémités des voiles, et en conclusion, dans tous les cas, on avait adopté les armatures minimales prévues par le règlement et qui sont indépendantes de la nuance de l'acier.

Tout ceci nous amène à la conclusion inévitable; Ce type de construction se verra économique que pour les bâtiments de hauteur plus importante. Néanmoins, et ceci sur la base de l'expérience vécue (logements de BACAR par exemple), cette surabondance de béton compense à d'autres facteurs négatifs qu'on peut classer sans les points suivants:

1) On a fait les calculs avec un béton tel que $\sigma_{c's} = 270$ bars pratiquement les essais ont montré que cette contrainte n'est pas obtenue au chantier (elle est de 150 bars environ)

2) Ses réservations (gaine d'électricité, Conduite d'eau, ouvertures diverses, etc...) non prises en compte sans les calculs provoquent des concentrations des efforts et augmentation des contraintes.

3) Ses défauts d'exécution, tels que excentrement des parois d'un même voile, non-verticalité des parois produisent des effets parasites imprévus.

4) La mauvaise vibration provoque une ségrégation du béton et par suite, des discontinuités préjudiciables apparaissent au niveau des parois de voiles.

Tous ces facteurs imprévus sans l'étude ont une importance non négligeable, donc une réserve de résistance au delà des valeurs calculées n'est que souhaitable, bénéfique. -

BIBLIOGRAPHIE

- R.P.A. 831
- Règles C.C.B.A. 683
- Règles neige et vent 65
- Tables pour le calcul des dalles et des parois (R. IBARES)
- Calcul et vérification des ouvrages en B.A. (P. CHARON)
- Calcul pratique des tours en B.A. (M. DIVER)
- Traité de B.A. tome 4 (GUERRIN)
- Contreventement des bâtiments (ALIBIGES et GOULET)
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en B.A. (A. FUENTES)
- Ossatures de bâtiments (A. COIN)
- Traité de B.A. tome 2 (BELLAZOUGUI)
- Dynamique des structures et sismologie de l'ingénieur (DOIBRESCU, O.P.U.)
- Etude des constructions en zone sismique (V. DAVIDOVICI)
- Bâtiments de grande hauteur (J. GUILLOT)
- Contreventement, dynamique des structures (M. LAREDO)

