

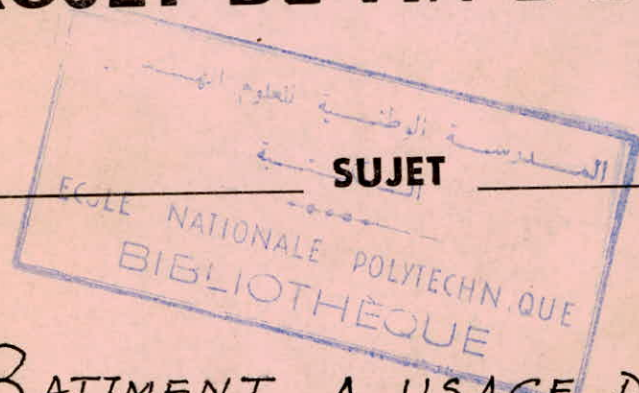
13/84

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

1ex

DEPARTEMENT : GÉNIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES



BATIMENT A USAGE D'HABITATION
(R+9)

Proposé par :

B. ZEGHLACHE

Etudié par :

BENMAMAR Saadia
RAMDANE Abderrahmane

Dirigé par :

B. ZEGHLACHE

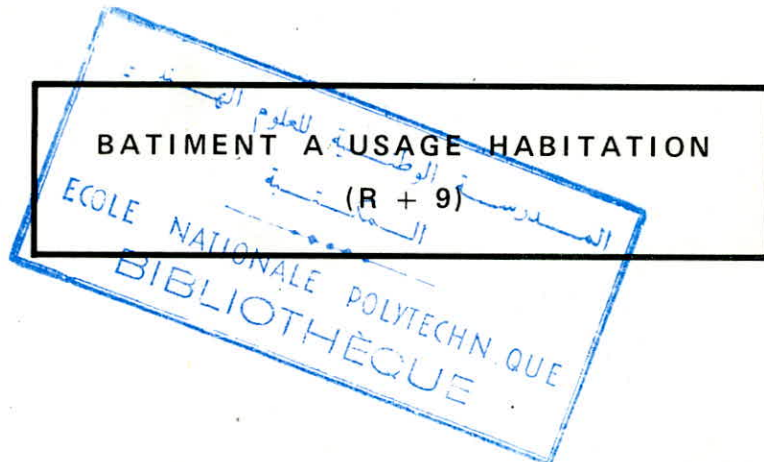


PROMOTION :

- JANVIER 84 -

THÈME

PROJET DE FIN D'ETUDES



ETUDIANTS :

BENMAMAR Saadia
RAMDANE Abderrahmane

PROMOTEUR :

M^r. ZEGHLACHE Brahim

Dédicaces

À toute ma famille et à tous
mes amis.

Abderrahmane RAMDANE.

À mon grand-père;
À mes parents;
À mes frères et sœurs
À toute ma famille et mes amis.

Sadia BENMAMAR.

À tous nos amis de l'E.N.P.A

~ Remerciements ~

Nous remercions :

M^e ZEGHLACHE . B. , notre promoteur .

M^{me} KHETTAB . R.

M^e Hammoutène Malik

M^e Hannachi Taceur Eddine .

M^e Craïnik . L.

M^e Kordjani Mustafa

et tous ceux qui ont contribué de près ou de
loin à la réalisation de ce mémoire .

Bermamar Saadia

Aucdy

Abdenahmane
Ramdane .

Abdenahmane

Table des matières

Introduction:	1
Présentation de l'ouvrage	2
Contraintes admissibles	4
Descentes de charges	8
Calcul des éléments:	32
Acrotère	33
Escaliers	38
Planchers	61
Prédalles du haut vide sanitaire	88
Etude au vent:	104
Etude au Séisme:	113
Introduction	120
Détermination de la période	124
Etude du Contreventement	132
Inertie équivalentes.	133
Centres de torsion.	140
Centres de masse.	141
Distribution des sollicitations d'ensemble aux refends	149
Calcul des refends.	157
Calcul des Déformations:	173
Ferraillages des voiles:	
Trumeaux	
Linteaux	
Calcul des fondations:	
Choix du type de fondations	
Calcul et Ferraillage du Radier.	

Introduction

- Présentation du projet.
- Caractéristique des matériaux.
- Descente de charges.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Nous nous proposons dans ce qui suit de faire l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation.

Ce bâtiment fait partie d'un ensemble qui sera implanté dans la région de AIN-BENIAN, correspondant à la zone II aussi bien des règlements parasismiques que des règlements neige et vent.

1 Rez de chaussée (habitation).

Il présente: 9 étages courants

1 cage d'escalier

1 cage d'ascenseur

1 vide sanitaire.

I. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES ELEMENTS DE CONSTRUCTIONS :

I.1. Ossature :

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles (Refends) en béton armé qui constituent toute la structure de l'ouvrage. Les dimensions en plan sont :

- Dans le sens longitudinal : $L = 22,36m$

- Dans le sens transversal : $l = 11,46m$

La hauteur totale de l'ouvrage (Acrotère comprise) est :

$H = 30,64m.$

La hauteur entre deux (2) planchers consécutifs = $h = 2,91m.$

La hauteur du vide sanitaire sous-sol non aménagé avec voile périphérique $1/10. 30,64m = 3,064m$ (Art.Q.2.Commentaires RPA).

I.2.Planchers :

Tous les planchers d'étages courants et de terrasse seront constitués d'une dalle pleine de seize (16) cm d'épaisseur.

I.3.Cages d'escaliers et d'ascenseur :

Elle est réalisée par des voiles d'épaisseurs 20cm.

Ces derniers ne participent pas au contreventement.

L'escalier est du type droit, il sera constitué par 2 volées adjacentes, appuyées sur les 2 paliers, les éléments d'escaliers sus-cités seront tous préfabriqués.

II. CARACTERISTIQUES DU SOL :

La contrainte admissible du sol est de 1,5 bars à 1,00m et 2,00m de profondeur.

III. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

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

La composition de 1m^3 de béton sera :

800 litres de gravillons avec $D_g \leq 25\text{mm}$ (diamètre maximum d'un gravillon.)

400 litres de sable avec $D_s \leq 5\text{mm}$ (diamètre maximum du sable).

350 kg de ciment du type CPA 325.

175 litres d'eau.

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

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

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

CONTRAINTES ADMISSIBLES

I. BETON :

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

Les contraintes admissibles pour les sollicitations du 1er genre sont définies aux articles 9,10,11 et 12 des règles CCBA68.

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

Elle est désignée par :

A la compression $\longrightarrow \sigma'_n = \sigma'_{28 jours} = 270 \text{ bars } 275,13 \text{ kg/cm}^2$

A la traction $\longrightarrow \sigma'_t = 7 + 0,06 \cdot \sigma'_n = 23,2 \text{ bars } 23,7 \text{ kg/cm}^2$

N.B. : 1 bar = 1,019 kg/cm².

I.1. Contrainte de compression admissible (Art. 9.4. CCBA.68) :

Cette contrainte est désignée par σ'_b c'est la fraction ρ'_b 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, dans notre cas c'est le CPA.325.

$\beta = 5/6$: Dépend de l'efficacité du contrôle, pour notre cas le contrôle est atténué.

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

La grosseur des granulats est le diamètre minimal des trous d'une passoire susceptible de livrer passage à 90 % de l'ensemble de ces granulats : $C_g = 5/15$.

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.

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

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 la position de l'axe neutre (nature de la sollicitation).

* $\epsilon = 1$: En compression simple, quelque soit la forme de la section, de même si la section est rectangulaire quand elle est soumise à la flexion simple où à la flexion composée avec effort normal de traction.

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

$$\frac{F'_b}{B'} \leq \sigma'_{b_0}$$

où :

F'_b : résultante des forces de compression.

B' : section de béton comprimée.

σ'_{b_0} : contrainte admissible en compression simple

Dans notre cas les valeurs des contraintes sont :

- CONTRAINTES ADMISSIBLES EN COMPRESSION SIMPLE

$$\sigma'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \sigma'_{23} = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars.}$$

Sous sollicitations du 1° genre: SP₁ : $\sigma'_{b_0} = 67,5 \text{ bars}$ 68,78 kg/cm²

Sous sollicitations du 2° genre: SP₂ : $\sigma'_{b_0} = 1,5 \cdot 67,5 \text{ bars}$ $1,5 \cdot 68,78 =$
103,17 kg/cm²

- CONTRAINTES ADMISSIBLES EN FLEXION SIMPLE OU EN FLEXION COMPOSEE AVEC TRACTION EN SECTION RECTANGULAIRE

sous SP₁ : $\sigma'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,6 \times 270 = 135 \text{ bars}$ 137,6 kg/cm²

sous SP₂ : $\sigma'_b = 1,5 \times 137,6 = 206,4 \text{ kg/cm²}$

I.2. 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 : $f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$.

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

$\alpha = 1$, $\beta = 5/6$ et $\gamma = 1$

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

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

d'où :

$\sigma_b' = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,0258 \times 270 = 5,8$ bars

sous SP1 : $\bar{\sigma}_b = \underline{5,91 \text{ kgf/cm}^2} = (5,8 \text{ bars})$

sous SP2 : $\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,91 = \underline{8,87 \text{ kgf/cm}^2}$.

II. ACIERS :

Pour nos besoins, on distingue 2 catégories d'aciers :

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

Nuance FeE 24 \longrightarrow Limite d'élasticité nominale :

$\underline{\sigma_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2}$

Contrainte admissible :

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = \underline{1600 \text{ kgf/cm}^2}$ (sous S P1)

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} \times 1 = \underline{2400 \text{ kg/cm}^2}$ (sous SP2)

II.2. Aciers de haute adhérence (H.A) :

Nuance Fe E 40 \longrightarrow Limite d'élasticité nominale

pour diamètre $\emptyset \leq 20\text{mm}$

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

pour diamètre $\emptyset \geq 25\text{mm}$

$\underline{\sigma_{en} = 4000 \text{ kgf/cm}^2}$

Contraintes admissibles :

$$\varnothing \leq 20 \text{ mm} : \bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 4200 = \underline{2800 \text{ kgf/cm}^2} \text{ (sous SP1)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1 \cdot 4200 = \underline{4200 \text{ kgf/cm}^2} \text{ (sous SP2)}$$

$$\varnothing \geq 25 \text{ mm} : \bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 4000 = \underline{2667 \text{ kgf/cm}^2} \text{ (sous SP1)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1 \cdot 4000 = \underline{4000 \text{ kgf/cm}^2} \text{ (sous SP2)}$$

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

Pour éviter des fissures inacceptables dans les éléments, la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes (exprimées en bars) : max (σ_1 , σ_2).

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\varnothing}{\varnothing} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

Contrainte de fissuration systématique.

$$\sigma_2 = \eta \cdot H \cdot \sqrt{\frac{\varnothing}{\varnothing} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}$$

Contrainte de fissuration accidentelle.

Expression dans lesquelles :

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

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

$$K = 1 \cdot 10^6, \text{ fissuration préjudiciable.}$$

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

η : Coefficient de fissuration et prend comme valeur :

$$\eta = 1 \text{ pour les ronds lisses.}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers H.A.}$$

\varnothing : Diamètre de la plus grosse barre tendue, exprimée en mm.

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

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

B_f : section de béton enrobant ces barres tendues.

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

DESCENTES DE CHARGES

Notre but est de déterminer la charge statique revenant à chaque refend - Elément porteur -

Chaque élément reprend :

- son poids propre
- La part de plancher qui lui revient.

(Cette dernière est obtenue à partir de la théorie des lignes de rupture des dalles complètement sous charges uniformément réparties).

- Les parts d'éléments (escaliers, paliers, acrotères, façades, salle des machines etc...) qui lui reviennent.

I. HYPOTHESES DE CALCUL

I.1. Niveau de l'étage terrasse :

La terrasse est non accessible.

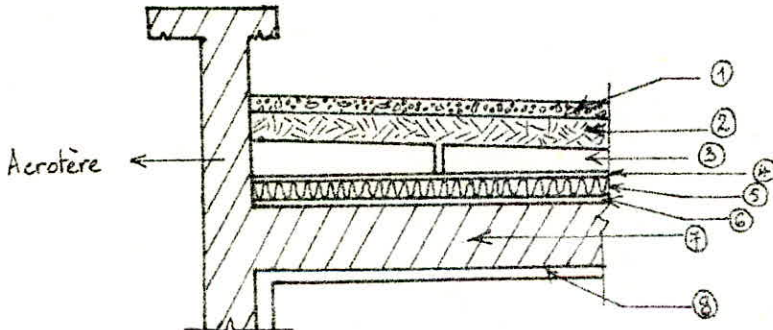


Schéma en coupe de la terrasse.

a) Charge permanente : (m) x (Kg/m³) = (kg/m²)

épaisseur x poids volumique = poids surfacique

- (1) Granulat - gravillon : (e = 5cm) : 0,05 x 1700 = 85 kg/m²
- (2) Etanchéité Multicouche (3x36x3xEAC) : = 20 kg/m²
- (3) Forme de pente en béton maigre (e_{min} = 7cm) : 0,10 x 200 = 200 kg/m²
(e_{max} = 13cm)

.../...

(4) Polydanne film (ou papier kraft) pour assurer l'indépendance du complexe étanche.		= <u>50 kg/m².</u>
(5) Isolation liège (phonique, thermique): 0,04x250		= <u>10 kg/m².</u>
(6) Isolation par vapeur : e = 2 cm	0,02x250	= <u>5 kg/m².</u>
(7) Dalle en béton armé : e = 16 cm	0,16x2500	= <u>400 kg/m².</u>
(8) Enduit + plâtre : e = 1,5 cm	0,015 x1400	= <u>21 kg/m².</u>
		<hr/>
		= 791 kg/m ²

$$\underline{G_T = 791 \text{ kg/m}^2}$$

b) Surcharge d'exploitation:

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

I.2. Etage courant :

a) Charge permanente :

Dalle : 0,16 x 2500 = 400 kg/m²

Revêtement

(cloisons+ciment+plâtre+carrelage+sable+isolation : 100+75 = 175 kg/m²)

$$\underline{G_{ec} = 575 \text{ kg/m}^2}$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$\underline{P_{ec} = 175 \text{ kg/m}^2} \quad (\text{normes}) - \text{NF.P06-001}$$

I.3. Escaliers :

a) Charge permanente :

Palier : Dalle en béton armé : 0,16 x 2500 = 400 kg/m².

Revêtement (carrelage + sable + plâtre
+ ciment + isolation) = 175 kg/m²

$$G_p = 575 \text{ kg/m}^2.$$

.../...

VOLEE :

Poids propre de la paillasse	: 384,12 kg/m ²	=	$\frac{2500 \times 0,12 \times 1}{(0,781)}$
Mortier de pose (2cm)	2200 x 0,02	=	44 kg/m ²
Revêtement (2cm)	: 2200 x 0,2 x 1	=	44 kg/m ²
Garde corps			100 kg/m ²
Poids propre des marches		=	<u>187 kg/m²</u>
			759,12 kg/m ² .

b) Surcharges d'exploitation :

$$\underline{P_p = P_{es} = 400 \text{ kg/m}^2} \quad (\text{Normes N.F. P.06-001})$$

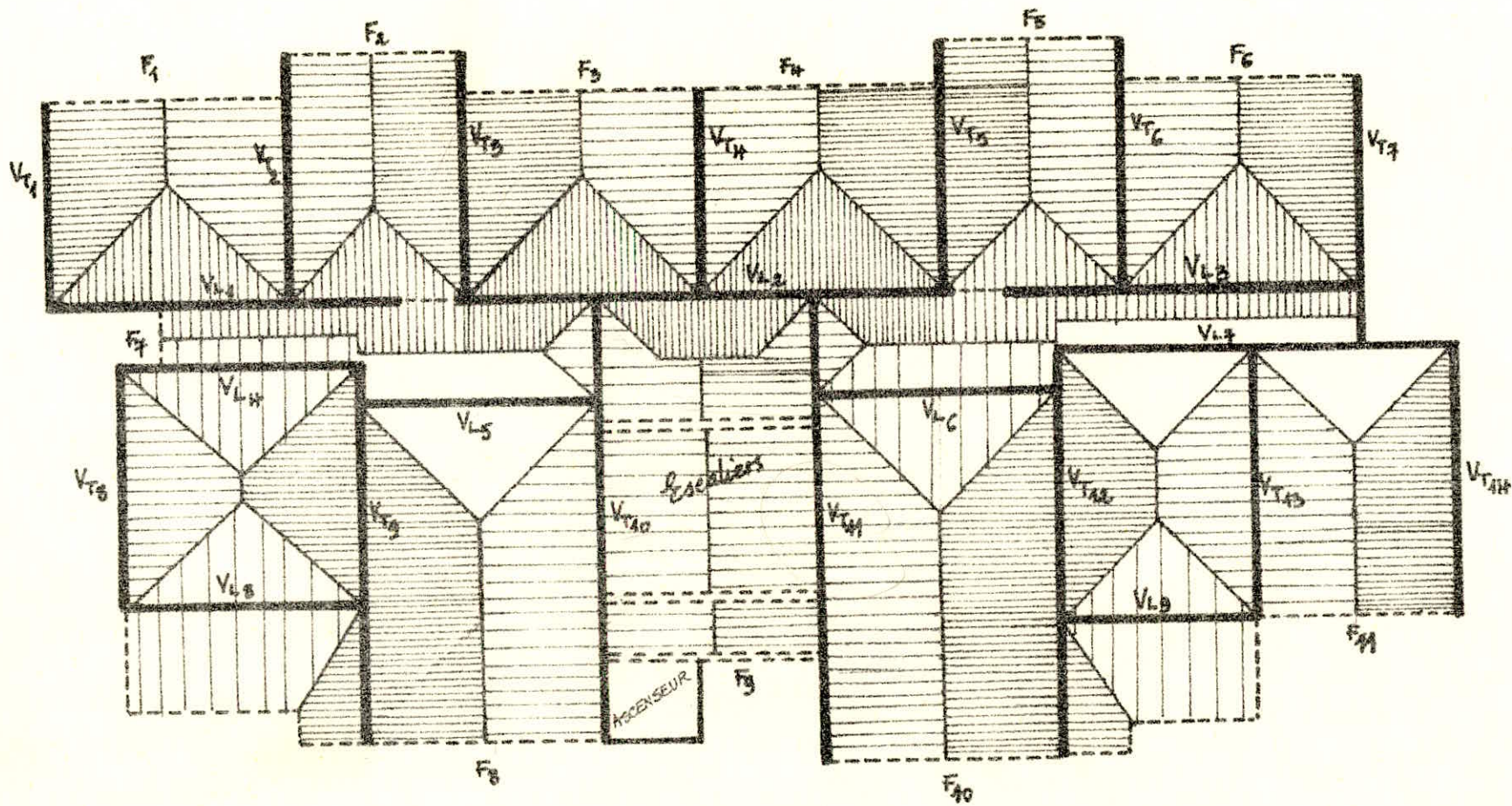
N.B. :

Rem (1) : Il y a lieu de signaler la présence de gaines (de ventilation, conduites d'eau, d'électricité, de chauffage et d'ordure), Elles sont négligées dans notre descente de charges, car elles sont compensées par les poids des planchers où elles sont emplacements devant lesquels : (1%).

Rem (2) :

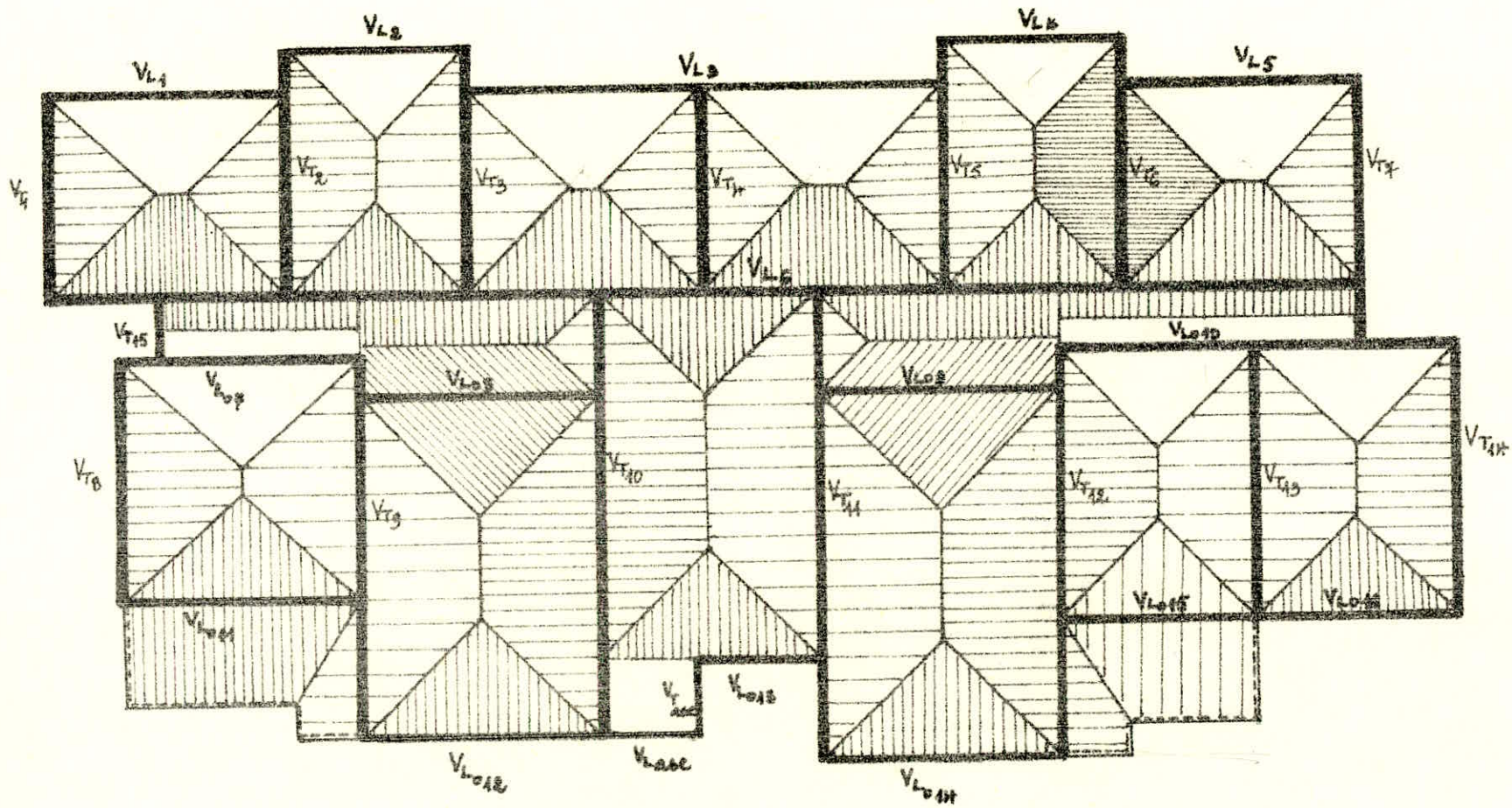
Les surcharges d'exploitation pour :

- escaliers, palier, balcon et loggia : 400 kg/m².



Répartitions des surfaces de Dalles revenant à chaque voile
au niveau de l'étage courant (théorie des lignes de rupture).

Echelle : $\frac{1}{400^e}$.



- 12 -

Répartitions des surfaces de Dalles revenant à chaque
voile au niveau du vide sanitaire. (Théorie des lignes de rupture).

Echelle: $\frac{1}{100}^e$

II. DESCENTES DE CHARGES PERMANENTES POUR CHAQUE
ELEMENT PAR HAUTEUR D ' ETAGE :

Nous présenterons pour chaque voile, la surface de plancher reprise. Cette surface est la même pour la terrasse et l'étage courant.

Les résultats seront présentés dans le cas de l'étage courant comme dans celui de la terrasse comme suit :

Poids du plancher revenant au voile : $S \times G$ (t)

Poids de la façade revenant au voile : $(h \times l \times e_f) \times 2,500$ (t)

Poids propre de l'élément (voile) : $(h \times l \times e_v) \times 2,5$ (t)

Acrotère-poids uniquement sur la terrasse : $(h \times l \times e_a) \times 2,5$ (t)

II.1. Niveau de la terrasse : $G_t = 0,791$ t/m² :

La hauteur des voiles est de $h = 2,91$ m et leurs épaisseurs de 16 cm. (par étage)

N.B. : Le poids de la salle des machines : 14 tonnes.
(En supposant que les 2/3 et le poids de l'ascenseur sont repris par les 2 voiles de la cage d'ascenseur).

V_{T1} :

Plancher terrasse : $S = 3,98$ m²

Poids plancher terrasse : 3,15t

Poids propre du voile : 3,80t

Poids de la façade : 1,71t

Poids de l'acrotère : 1,65t

$$G_{V_{T1}} = 10,31 \text{ t}$$

V_{T2} :

Plancher terrasse : $S = 8,08$ m²

Poids plancher terrasse : 6,39t

Poids propre du voile : 4,32t

Poids de la façade : 2,80t

Poids de l'acrotère : 1,02t

$$G_{V_{T2}} = 14,53 \text{ t}$$

V_{T3} :

Plancher terrasse : $S = 8,10$ m²

Poids plancher terrasse : 6,41t

Poids propre du voile : 3,33t

Poids de la façade : 2,44t

Poids de l'acrotère : 1,02t

$$G_{V_{T3}} = 13,2 \text{ t}$$

V_{T4} :

Plancher terrasse : S = 7,96 m²
Poids plancher terrasse : 6,30t
Poids propre du voile : 3,60t
Poids de la façade : 2,05t
Poids de l'acrotère : 0,72t

G_{V_{T4}} = 12,67t

V_{T5} :

Plancher terrasse : S = 8,1 m²
Poids plancher terrasse : 6,41t
Poids propre voile : 3,34t
Poids de la façade : 2,14t
Poids de l'acrotère : 1,02t

G_{V_{T5}} = 12,91t

V_{T6} :

Plancher terrasse : S = 8,08 m²
Poids plancher terrasse : 6,39t
Poids propre voile : 4,32t
Poids de la façade : 2,88t
Poids de l'acrotère : 0,94t

G_{V_{T6}} = 14,53t

V_{T7} :

Plancher terrasse : S = 3,98 m²
Poids plancher terrasse : 3,15t
Poids propre voile : 4,87t
Poids de la façade : 1,85t
Poids de l'acrotère : 1,39t

G_{V_{T7}} = 11,26t

V_{T8} :

Plancher terrasse : S = 3,56 m²
Poids plancher terrasse : 2,82t
Poids propre voile : 3,00t
Poids de l'acrotère : 1,05t

G_{V_{T8}} = 6,87t

V_{T9} :

Plancher terrasse : S = 12,58 m²
Poids plancher terrasse : 9,95t
Poids propre du voile : 5,97t
Poids de la façade : 2,80t
Poids de l'acrotère : 0,32t

G_{V_{T9}} = 19,02t

VT₁₀ :

Plancher terrasse : S = 12,14 m²

Poids plancher terrasse : $9,60 + 2,47 + \frac{14}{3} = \underline{16,70t}$

Poids propre voile : 7,21t

Poids de la façade : 1,95t

Poids de l'acrotère : 0,18t

GV_{T10} = 26,03t

VT₁₁ :

Plancher terrasse : S = 12,21 m²

Poids plancher terrasse : $9,66 + 2,47 = \underline{12,13t}$

Poids propre voile : 7,51t

Poids de la façade : 2,74t

Poids de l'acrotère : 0,75t

GV_{T11} = 23,13t

VT₁₂ :

Plancher terrasse : S = 13,9m²

Poids plancher terrasse : 10,99t

Poids propre voile : 6,43t

Poids de la façade : 2,80t

Poids de l'acrotère : 0,90t

GV_{T12} = 21,12t

VT₁₃ :

Plancher terrasse : S = 8,96 m²

Poids plancher terrasse : 7,09t

Poids propre voile : 4,78t

Poids de la façade : 1,11t

Poids de l'acrotère : 0,20t

GV_{T13} = 13,18t

VT₁₄ :

Plancher terrasse : S = 5,04 m²

Poids plancher terrasse : 3,97t

Poids propre voile : 4,97t

Poids de la façade : 1,68t

Poids de l'acrotère : 0,55t

GV_{T14} = 11,17t

.../...

V_{L1} :

Plancher terrasse : S = 7,26 m²

Poids plancher terrasse : 5,74t

Poids propre du voile : 4,62t

Poids de la façade : 0,55t

Poids de l'acrotère : 0,25t

G_{V_{L1}} = 11,16t

V_{L2} :

Plancher terrasse : S = 11,05 m²

Poids plancher terrasse : 8,74t

Poids propre du voile : 7,25t

Poids de la façade : 0t

Poids de l'acrotère : 0t

G_{V_{L2}} = 15,99t

V_{L3} :

Plancher terrasse : S = 9,21 m²

Poids plancher terrasse : 7,28t

Poids propre du voile : 4,63t

Poids de la façade : 0t

Poids de l'acrotère : 0t

G_{V_{L3}} = 11,91t

V_{L4} :

Plancher terrasse : S = 4,88 m²

Poids plancher terrasse : 3,21t t

Poids propre du voile : 3,86t t

Poids de la façade : 0,40t

Poids de l'acrotère : 0,30t

G_{V_{L4}} = 7,77t

V_{L5} :

Plancher terrasse : S = 5,65 m²

Poids plancher terrasse : 4,47t

Poids propre du voile : 2,63t

Poids de la façade : 0t

Poids de l'acrotère : 0t

G_{V_{L5}} = 7,1t

V_{L6} :

Plancher terrasse : S = 5,65 m²
Poids plancher terrasse : 4,47t
Poids propre voile : 2,63t
Poids de la façade : 0t
Poids de l'acrotère : 0t

G_{V_{L6}} = 7,1t

V_{L7} :

Plancher terrasse : S = 6,65 m²
Poids plancher terrasse : 5,26t
Poids propre voile : 5,21t
Poids de la façade : 0t
Poids de l'acrotère : 0t

G_{V_{L7}} = 10,47t

V_{L8} :

Plancher terrasse : S = 8,12 m²
Poids plancher terrasse : 6,42t
Poids propre voile : 4,38t
Poids de la façade : 0t
Poids de l'acrotère : 0,21t

G_{V_{L8}} = 11,01t

V_{L9} :

Plancher terrasse : S = 5,84 m²
Poids plancher terrasse : 4,62 t
Poids propre voile : 2,28t
Poids de la façade : 0t
Poids de l'acrotère : 0,80t

G_{V_{L9}} = 7,7t

II.2.Niveau de l'étage courant : $G_{ec} = 0,575t/m^2$.

La hauteur des voiles est $h = 2,91m$ et leurs épaisseurs :
 $e = 16cm$.

V_{T1} :

Poids plancher courant : 2,28t
Poids propre voile : 3,81t $GV_{T1} = 8,10t$
Poids façade : 2,01t

V_{T2} :

Poids plancher courant : 4,64t
Poids propre voile : 4,32t $GV_{T2} = 11,95t$
Poids façade : 2,99t

V_{T3} :

Poids plancher courant : 4,66t
Poids propre voile : 3,34t $GV_{T3} = 10,94t$
Poids façade : 2,94t

V_{T4} :

Poids plancher courant : 4,58t
Poids propre voile : 3,62t $GV_{T4} = 12,29t$
Poids façade : 4,09t

V_{T5} :

Poids plancher courant : 4,66t
Poids propre voile : 3,34t $GV_{T5} = 10,94t$
Poids façade : 2,94t

V_{T6} :

Poids plancher courant : 4,65t
Poids propre voile : 4,32t $GV_{T6} = 12,66t$
Poids façade : 3,69t

V_{T7} :

Poids plancher courant : 2,29t
Poids propre voile : 4,88t $GV_{T7} = 10,86t$
Poids façade : 3,69t

V_{T8} :

Poids plancher courant : 2,05t
Poids propre voile : 3,10t
Poids façade : 0t

G_{V_{T8}} = 5,15t

V_{T9} :

Poids plancher courant : 7,23t
Poids propre voile : 5,97t
Poids façade : 3,24t

G_{V_{T9}} = 16,44t

V_{T10} :

Poids plancher courant : 6,98t
Poids propre voile : 7,21t
Poids façade : 3,2t
Escaliers : 1,43t

G_{V_{T10}} = 18,82t

V_{T11} :

Poids plancher courant : 7,02t
Poids propre voile : 7,51t
Poids façade : 3,20t
Escaliers : 1,43t

G_{V_{T11}} = 19,16t

V_{T12} :

Poids plancher courant : 7,99t
Poids propre voile : 6,43t
Poids façade : 3,24t

G_{V_{T12}} = 17,66t

V_{T13} :

Poids plancher courant : 5,15t
Poids propre voile : 4,78t
Poids façade : 1,11t

G_{V_{T13}} = 11,04t

V_{T14} :

Poids plancher courant : 2,9t
Poids propre voile : 4,97t
Poids façade : 1,96t

G_{V_{T14}} = 9,83t

V_{L1} :

Poids plancher courant : 4,17t

Poids propre voile : 4,62t

Poids façade : 0t

G_{V_{L1}} = 8,79t

V_{L2} :

Poids plancher courant : 6,35t

Poids propre voile : 7,25t

Poids façade : 0t

G_{V_{L2}} = 13,60t

V_{L3} :

Poids plancher courant : 5,29t

Poids propre voile : 4,63t

Poids façade : 0t

G_{V_{L3}} = 9,92t

V_{L4} :

Poids plancher courant : 2,81t

Poids propre voile : 3,21t

Poids façade : 0,50t

G_{V_{L4}} = 6,52t

V_{L5} :

Poids plancher courant : 3,25t

Poids propre voile : 2,63t

Poids façade : 0t

G_{V_{L5}} = 5,88t

V_{L6} :

Poids plancher courant : 3,25t

Poids propre voile : 2,63t

Poids façade : 0t

G_{V_{L6}} = 5,88t

V_{L7} :

Poids plancher courant : 3,82t

Poids propre voile : 5,21t

Poids façade : 0t

G_{V_{L7}} = 9,03t

V_{L8} :

Poids plancher courant : 5,9t

Poids propre voile : 4,38t

Poids façade : 1,42t

G_{V_{L8}} = 11,7t

V_{L9} :

Poids plancher courant : 3,36t

Poids propre voile : 2,28t

Poids façade : 0,68t

G_{V_{L9}} = 6,32t

II.3. Au niveau du vide sanitaire :

La hauteur des voiles est : $h = 3,064\text{m}$ et leurs épaisseurs est de 20 cm.

N.B : Le RPA prescrit une hauteur d'ancrage de 1/10 de la hauteur totale du bâtiment (30,64m).

V_{T1} :

Longueur : 3,27m

Poids propre : 5,0096t

Poids plancher RDC : $2,418 \times 0,575 = 1,39\text{t}$ $G_{V_{T1}} = 6,3996\text{t}$

V_{T2} :

Longueur : 3,71m

Poids propre : 5,684t

Poids plancher RDC : $10,8675 \times 0,575 = \underline{6,2488\text{t}}$ $G_{V_{T2}} = 11,9328\text{t}$

V_{T3} :

Longueur : 3,71m

Poids propre : 5,684t

Poids plancher RDC : $10,8675 \times 0,575 = \underline{6,2488\text{t}}$ $G_{V_{T3}} = 11,9328\text{t}$

V_{T4} :

Longueur : 3,11m

Poids propre : 4,764t

Poids plancher RDC : $4,836 \times 0,575 = \underline{2,7807\text{t}}$ $G_{V_{T4}} = 7,5447\text{t}$

V_{T5} :

Longueur : 3,71m

Poids propre : 5,684t

Poids plancher RDC : $10,8675 \times 0,575 = \underline{6,2488\text{t}}$ $G_{V_{T5}} = 11,9328\text{t}$

V_{T6} :

Longueur : 3,71m

Poids propre : 5,684t

Poids plancher RDC : $10,8675 \times 0,575 = \underline{6,2488\text{t}}$ $G_{V_{T6}} = 11,9328\text{t}$

.../...

V_{T7} :

Longueur : 4,19m

Poids propre : 6,419t

Poids plancher RDC : 4,836 x 0,575 = 2,7807t

G_{V_{T7}} = 9,1997t

V_{T8} :

Longueur : 3,87m

Poids propre : 5,928t

Poids plancher RDC : 3,438 x 0,575 = 1,9768t

G_{V_{T8}} = 7,9048t

V_{T9} :

Longueur : 5,97m

Poids propre : 9,146t

Poids plancher RDC : 10,788 x 0,575 = 6,2031t

G_{V_{T9}} = 15,3492t

V_{T10} :

Longueur : 7,04m

Poids propre : 10,785t

Poids plancher RDC : 13,8808 x 0,575 = 7,9814t

G_{V_{T10}} = 18,7664t

V_{T11} :

Longueur : 7,29m

Poids propre : 11,168t

Poids plancher RDC : 15,9895 x 0,575 = 9,1939t

G_{V_{T11}} = 20,3619t

V_{T12} :

Longueur : 6,37m

Poids propre : 9,759t

Poids plancher RDC : 11,985 x 0,575 = 6,8913t

G_{V_{T12}} = 16,6503t

V_{T13} :

Longueur : 4,11m

Poids propre : 6,296t

Poids plancher RDC : 7,83 x 0,575 = 4,5022t

G_{V_{T13}} = 10,7982t

V_{T14} :

Longueur : 4,27m

Poids propre : 6,542t

Poids plancher RDC : 3,915 x 0,575 = 2,251t

G_{V_{T14}} = 8,7931t

V_{T15} :

Longueur : 0,92m
Poids propre : 1,409t
Poids plancher : 0t

$$G_{V_{T15}} = \underline{1,409t}$$

V_{L01} :

Longueur : 3,60m
Poids propre : 5,512t
Poids plancher : 1,271t

$$G_{V_{L01}} = \underline{6,783t}$$

V_{L02} :

Longueur : 2,70m
Poids propre : 4,134t
Poids plancher : 0,729t

$$G_{V_{L02}} = \underline{4,861t}$$

V_{L03} :

Longueur : 7,20m
Poids propre : 11,024t
Poids plancher : 2,543t

$$G_{V_{L03}} = \underline{13,567t}$$

V_{L04} :

Longueur : 2,70m
Poids propre : 4,134t
Poids plancher : 0,729t

$$G_{V_{L04}} = \underline{4,863t}$$

V_{L05} :

Longueur : 3,60m
Poids propre : 5,512t
Poids plancher : 1,271t

$$G_{V_{L05}} = \underline{6,783t}$$

V_{L06} :

Longueur : 20,59m
Poids propre : 31,544t
Poids plancher : 16,094t

$$G_{V_{L06}} = \underline{47,638t}$$

V_{L07} :

Longueur : 3,60m
Poids propre : 5,512t
Poids plancher : 2,8998t

$$G_{V_{L07}} = \underline{8,411t}$$

V_{LO8} :

Longueur : 3,60m
Poids propre : 5,512t
Poids plancher : 3,2701t

$$GV_{LO8} = \underline{8,782t}$$

V_{LO9} :

Longueur : 3,60m
Poids propre : 5,512t
Poids plancher : 3,2701t

$$GV_{LO9} = \underline{8,7821t}$$

V_{LO10} :

Longueur : 6,16m
Poids propre : 9,437t
Poids plancher : 3,867t

$$GV_{LO10} = \underline{13,304t}$$

V_{LO11} :

Longueur : 3,60m
Poids propre : 5,512t
Poids plancher : 3,844t

$$GV_{LO11} = \underline{9,356t}$$

V_{LO12} :

Longueur : 3,60m
Poids propre : 5,512t
Poids plancher : 1,863t

$$GV_{LO12} = \underline{7,375t}$$

V_{LO13} :

Longueur : 1,50m
Poids propre : 2,298t
Poids plancher : 0,3027t

$$GV_{LO13} = \underline{2,6007t}$$

V_{LO14} :

Longueur : 3,60m
Poids propre : 5,512t
Poids plancher : 1,863t

$$GV_{LO14} = \underline{7,375t}$$

V_{LO15} :

Longueur : 3,00m
Poids propre : 4,596t
Poids plancher : 3,359t

$$GV_{LO15} = \underline{7,955t}$$

V_{LO16} :

Longueur : 3,00m

Poids propre : 4,596t

Poids plancher : 1,293t

G_{VLO16} = 5,889t

V_{Lax} :

Longueur : 1,87m

Poids propre : 32,086t

Poids plancher : 0t

G_{V_{Lax}} = 32,086t

V_{Tas} :

Longueur : 1,90m

Poids propre : 32,600t

Poids plancher : 0t

G_{V_{Tas}} = 32,600t

CHARGES PERMANENTES : G

Charges permanentes :

	Voies	9° terrain	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°	RDC
8,10 ^(t)	V _{T1}	10,31 ^(t)	13,41	26,51	34,61	42,71	50,81	58,91	67,01	75,11	83,21
11,95 ^(t)	V _{T2}	14,53	26,48	38,43	50,38	62,33	74,28	86,23	98,18	110,13	122,08
10,94 ^(t)	V _{T3}	13,20	24,14	35,08	46,02	56,96	67,90	78,84	89,78	100,72	111,66
12,29 ^(t)	V _{T4}	12,67	24,96	37,25	49,54	61,83	74,12	86,41	98,70	110,99	123,28
10,94 ^(t)	V _{T5}	12,91	23,85	34,79	45,73	56,67	67,61	78,55	89,49	100,43	111,37
12,66 ^(t)	V _{T6}	14,53	27,19	39,35	52,51	65,17	77,83	90,49	103,15	115,81	128,47
10,86	V _{T7}	11,26	22,12	32,98	43,84	54,70	65,56	76,42	87,28	98,14	109,00
5,15	V _{T8}	6,87	12,02	17,17	22,32	27,47	32,62	37,77	42,92	48,07	53,22
16,44	V _{T9}	19,02	35,46	51,9	68,34	84,78	101,22	117,66	134,10	150,54	166,98
18,82	V _{T10}	26,03	44,85	63,67	82,49	101,31	120,13	138,95	157,77	176,59	195,41
19,16	V _{T11}	23,13	42,29	61,45	80,61	99,77	118,93	138,09	157,25	176,41	195,57
14,66	V _{T12}	21,12	28,78	56,44	74,10	91,76	109,42	127,08	144,74	162,40	180,06
11,04	V _{T13}	13,12	24,22	35,25	46,30	57,34	68,38	79,42	90,46	101,50	112,54
9,83	V _{T14}	11,17	21,00	30,83	40,66	50,49	60,32	70,15	79,98	89,81	99,64
8,79	V _{L1}	11,16	19,95	28,74	37,53	46,32	55,11	63,90	72,69	81,48	90,27
13,60	V _{L2}	15,89	29,59	43,19	56,79	70,39	83,99	97,59	111,19	124,79	138,39
9,92	V _{L3}	11,91	21,83	31,75	41,67	51,59	61,51	71,43	81,35	91,27	101,19
6,52	V _{L4}	7,77	14,29	20,81	27,33	33,85	40,37	46,89	53,41	59,93	66,45
5,88	V _{L5}	7,10	12,98	18,86	24,74	30,62	36,50	42,38	48,26	54,14	60,02
5,88	V _{L6}	7,10	12,98	18,86	24,74	30,62	36,50	42,38	48,26	54,14	60,02
9,03	V _{L7}	14,47	19,5	28,53	37,56	46,59	55,62	64,65	73,68	82,71	91,74
11,70	V _{L8}	11,01	22,71	34,41	46,11	57,81	69,51	81,21	92,91	104,61	116,31
6,32	V _{L9}	7,70	14,02	20,34	26,66	32,98	39,30	45,62	51,94	58,26	64,58

253,48 Σ 300,14^(t) 553,62^(t) 807,10^(t) 1060,58^(t) 1314,06^(t) 1567,54^(t) 1821,02^(t) 2074,50^(t) 2327,98^(t) 2581,16^(t)

Surcharges cumulées Sans dégressions au niveau des divers Planchers

Surcharges cumulées sans dégression au niveau des divers Planchers. P et sans pondération.

étage cours 2.175	surface m ²	Pierres Plancher	9° Planch	8° Pl	7° Pl	6° Pl	5° Pl	4° Pl	3° Pl	2° Pl	1° Pl	P.R.O.C	
0,6965 (1)	VT ₁	3,98	0,398	1,0945	1,791	2,4875	3,184	3,8805	4,577	5,2735	5,97	6,6665	7,363
1,981	VT ₂	8,08	0,808	2,789	4,770	6,751	8,732	10,713	12,694	14,675	16,656	18,637	20,618
1,984	VT ₃	8,10	0,810	2,794	4,779	6,763	8,748	10,732	12,717	14,701	16,686	18,670	20,655
1,393	VT ₄	7,96	0,796	2,189	3,582	4,975	6,368	7,761	9,154	10,547	11,94	13,333	14,726
1,984	VT ₅	8,10	0,810	2,794	4,779	6,763	8,748	10,732	12,717	14,701	16,686	18,670	20,655
1,981	VT ₆	8,08	0,808	2,789	4,770	6,751	8,732	10,713	12,694	14,675	16,656	18,637	20,618
0,6965	VT ₇	3,98	0,398	1,0945	1,791	2,4875	3,184	3,8805	4,577	5,2735	5,97	6,6665	7,363
0,623	VT ₈	3,56	0,356	0,979	1,602	2,225	2,848	3,471	4,094	4,717	5,34	5,963	6,586
2,474	VT ₉	12,58	1,258	3,7322	6,2064	8,6806	11,1548	13,629	16,1032	18,5774	21,0516	23,5258	26,00
3,873	VT ₁₀	12,14	1,214	5,087	8,96	12,833	16,706	20,579	24,452	28,325	32,198	36,071	39,944
3,885	VT ₁₁	12,21	1,221	5,106	8,991	12,876	16,761	20,647	24,532	28,417	32,302	36,187	40,073
2,705	VT ₁₂	13,90	1,390	4,0952	6,8004	9,5056	12,2108	14,916	17,6212	20,3264	23,0316	25,7368	28,442
1,568	VT ₁₃	8,96	0,896	2,464	4,032	5,6	7,168	8,736	10,304	11,872	13,44	15,008	16,576
0,882	VT ₁₄	5,04	0,504	1,386	2,268	3,15	4,032	4,914	5,796	6,678	7,56	8,442	9,324
1,270	VL ₁	7,26	0,726	1,9965	3,267	4,5375	5,808	7,0785	8,349	9,6195	10,89	12,160	13,431
1,933	VL ₂	11,05	1,105	3,0387	4,9724	6,9061	8,8398	10,7735	12,7072	14,6409	16,5746	18,5083	20,442
1,611	VL ₃	9,21	0,921	2,5327	4,1444	5,7561	7,3678	8,9795	10,5912	12,2029	13,8146	15,4263	17,038
0,854	VL ₄	4,88	0,488	1,342	2,196	3,05	3,904	4,758	5,612	6,466	7,32	8,174	9,028
0,988	VL ₅	5,65	0,565	1,553	2,541	3,529	4,517	5,505	6,493	7,481	8,469	9,457	10,445
0,988	VL ₆	5,65	0,565	1,553	2,541	3,529	4,517	5,505	6,493	7,481	8,469	9,457	10,445
1,163	VL ₇	6,65	0,665	1,828	2,991	4,154	5,317	6,48	7,643	8,806	9,969	11,132	12,295
2,519	VL ₈	8,12	0,812	3,331	5,85	8,369	10,888	13,407	15,926	18,445	20,964	23,483	26,002
1,8303	VL ₉	5,84	0,584	2,4143	4,2446	6,0749	7,9052	9,7355	11,5658	13,3961	15,2264	17,0567	18,887
39,885	Σ	180,98	18,098	57,982	97,869	137,753	177,64	217,526	257,412	297,297	337,18	377,068	416,956

Surcharge avec Dépression au niveau des 5 premiers Planchers.

		ml surf PLANC	Plancher terrasse 0,1 (t)	plc 8° 66'	plc 8°	plc 7°	plc 6°	plc 5°	plc 4° 1/2	plc 3° 1/2	plc 2° 1/2	plc 1° 1/2	plc 1°
		voies	0,1 (t)	0,9 x 0,175	0,8 x 0,175	0,7 x 0,175	0,6 x 0,175	0,5 x 0,175	0,4 x 0,175	0,3 x 0,175	0,2 x 0,175	0,1 x 0,175	0,0 x 0,175
0,666	VT1	3,98	0,398	0,62685	0,5572	0,48755	0,4179	0,34825	0,2752	0,2068	0,1385	0,0702	0,0019
1,981	VT2	8,08	0,808	1,7829	1,5848	1,3867	1,1886	0,9905	2,139	1,901	1,664	1,426	1,188
1,981	VT3	8,10	0,810	1,78605	1,5876	1,3891	1,1907	0,992	2,143	1,905	1,666	1,428	1,190
1,393	VT4	7,96	0,796	1,2537	1,1144	0,9751	0,8358	0,6965	1,504	1,337	1,170	1,002	0,835
1,981	VT5	8,10	0,810	1,78605	1,5876	1,3891	1,1907	0,992	2,143	1,905	1,666	1,428	1,190
1,981	VT6	8,08	0,808	1,7829	1,5848	1,3867	1,1886	0,9905	2,139	1,901	1,664	1,426	1,188
0,666	VT7	3,98	0,398	0,62685	0,5572	0,4875	0,4179	0,3482	0,2752	0,2068	0,1385	0,0702	0,0019
0,356	VT8	3,56	0,356	0,5607	0,4984	0,4361	0,3738	0,3115	0,672	0,598	0,523	0,448	0,373
12,58	VT9	12,58	1,258	2,22678	1,97936	1,73194	1,48452	1,2371	2,672	2,375	2,078	1,781	1,484
12,14	VT10	12,14	1,214	3,4857	3,098	2,711	2,323	1,9365	4,182	3,718	3,253	2,788	2,323
12,21	VT11	12,21	1,221	3,4965	3,108	2,7195	2,331	1,9425	4,195	3,729	3,263	2,797	2,331
13,90	VT12	13,90	1,390	2,4346	2,1641	1,89364	1,62312	1,3526	2,921	2,596	2,272	1,947	1,623
8,96	VT13	8,96	0,896	1,4112	1,2544	1,0976	0,9408	0,784	1,693	1,505	1,317	1,128	0,940
5,04	VT14	5,04	0,504	0,7938	0,7056	0,6174	0,5292	0,441	0,952	0,846	0,740	0,635	0,529
7,36	VL1	7,36	0,736	1,14345	1,0164	0,88935	0,7623	0,63525	1,372	1,219	1,067	0,914	0,762
11,05	VL2	11,05	1,105	1,74033	1,54696	1,35359	1,16022	0,96685	2,088	1,856	1,624	1,392	1,16022
9,21	VL3	9,21	0,921	1,45053	1,28936	1,12819	0,96702	0,80585	1,740	1,547	1,353	1,1604	0,967
4,88	VL4	4,88	0,488	0,7686	0,6832	0,5978	0,5124	0,427	0,922	0,819	0,717	0,614	0,512
5,65	VL5	5,65	0,565	0,8892	0,7904	0,6916	0,5928	0,494	1,067	0,948	0,829	0,711	0,592
5,65	VL6	5,65	0,565	0,8892	0,7904	0,6916	0,5928	0,494	1,067	0,948	0,829	0,711	0,592
6,65	VL7	6,65	0,665	1,0467	0,9304	0,8141	0,6978	0,5815	1,256	1,116	0,976	0,8373	0,697
8,12	VL8	8,12	0,812	2,2671	2,0152	1,7633	1,5114	1,2595	2,720	2,418	2,115	1,813	1,511
5,84	VL9	5,84	0,584	1,64727	1,46424	1,28121	1,09818	0,91515	1,976	1,757	1,537	1,317	1,098
39858	Σ	180,98	18,098	35,897	31,908	27,919	23,930	19,9423	43,067	38,28	33,493	28,705	23,919

Surcharge avec dépression au niveau des 5 premiers Planchers (sans cumet), Surcharge pondérée (M.P.P)

SURCHARGES PONDERÉES CUMULÉES AU NIVEAU DE CHAQUE PLANCHER.

Surcharges pondérées (1,1.P). cumulées pour chaque voile au niveau de chaque plancher (Avec Dégressivité)

plancher terrasse 0,175 E/m ²	voiles	plancher terrasse 1,1.P	9° planch. (1,2x93P)	8° (1,2x98P)	7° (1,2x077P)	6° (1,2x066P)	5° (1,2x95P)	4° (1,2x057P)	3° (1,2x05P)	2° (1,2x05P)	1° (1,2x05P)	RDC (1,2x95P)
0,398	VT ₁	0,477	1,129	1,897	2,482	2,983	3,400	3,817	4,234	4,651	5,068	5,485
0,808	VT ₂	0,969	3,108	5,009	6,673	8,099	9,287	10,475	11,663	12,851	14,039	15,227
0,810	VT ₃	0,972	3,115	5,02	6,686	8,114	9,304	10,494	11,684	12,874	14,064	15,254
0,796	VT ₄	0,955	2,459	3,796	4,966	5,968	6,803	7,638	8,473	9,308	10,143	10,978
0,810	VT ₅	0,972	3,115	5,02	6,686	8,114	9,304	10,494	11,684	12,874	14,064	15,254
0,808	VT ₆	0,969	3,108	5,009	6,673	8,099	9,287	10,475	11,663	12,851	14,039	15,22
0,398	VT ₇	0,477	1,129	1,897	2,482	2,983	3,400	3,817	4,234	4,651	5,068	5,485
0,356	VT ₈	0,427	1,099	1,697	2,220	2,668	3,041	3,414	3,787	4,160	4,533	4,906
1,158	VT ₉	0,509	4,181	6,556	8,634	10,415	11,899	13,383	14,867	16,351	17,835	19,319
1,214	VT ₁₀	1,456	5,638	9,356	12,609	15,387	17,720	20,043	22,366	24,689	27,012	29,335
1,221	VT ₁₁	1,465	5,660	9,389	12,652	15,449	17,780	20,111	22,442	24,773	27,104	29,435
1,390	VT ₁₂	1,668	4,589	7,185	9,457	11,404	13,027	14,65	16,273	17,896	19,519	21,142
0,896	VT ₁₃	1,075	2,768	4,273	5,590	6,718	7,658	8,598	9,538	10,478	11,418	12,358
0,504	VT ₁₄	0,604	1,556	2,402	3,142	3,777	4,306	4,835	5,364	5,893	6,422	6,951
0,726	VL ₁	0,871	2,243	3,462	4,529	5,443	6,205	6,967	7,729	8,491	9,253	10,015
1,105	VL ₂	1,326	3,414	5,240	6,894	8,286	9,446	10,606	11,766	12,926	14,087	15,247
0,921	VL ₃	1,105	2,845	4,392	5,745	6,905	7,872	8,839	9,806	10,773	11,740	12,707
0,488	VL ₄	0,585	1,507	2,326	3,043	3,657	4,169	4,681	5,193	5,705	6,217	6,729
0,565	VL ₅	0,678	1,745	2,693	3,522	4,233	4,825	5,417	6,009	6,601	7,193	7,785
0,565	VL ₆	0,678	1,745	2,693	3,522	4,233	4,825	5,417	6,009	6,601	7,193	7,785
0,665	VL ₇	0,798	2,054	3,170	4,146	4,983	5,680	6,377	7,074	7,771	8,468	9,165
0,812	VL ₈	0,974	3,694	6,112	8,227	10,04	11,551	13,062	14,573	16,084	17,595	19,106
0,584	VL ₉	0,700	2,676	4,433	5,970	7,287	8,385	9,483	10,581	11,679	12,777	13,875
130,98	Σ	21,710	64,777	103,057	136,55	165,255	189,174	213,093	237,012	260,931	284,851	308,770

Efforts statiques totaux dans les voiles (G+1,2P) pour les différents niveaux
(degré/cm)

	Voiles	9° étage	8° étage	7°	6°	5	4°	3°	2°	1°	R D C
497,838	V _{T1}	10,787	19,639	28,407	37,092	45,693	54,21	62,727	71,244	79,761	88,278
765,223	V _{T2}	15,499	29,588	43,439	57,050	70,429	83,567	96,705	109,843	122,981	136,119
706,627	V _{T3}	14,172	27,235	40,100	52,706	65,074	77,204	89,334	101,464	113,594	125,72
740,259	V _{T4}	13,625	27,479	41,046	54,506	67,798	80,923	94,048	107,173	120,298	133,423
703,727	V _{T5}	13,882	26,965	39,81	52,416	64,784	76,914	89,044	101,174	113,304	125,434
797,173	V _{T6}	15,499	30,298	44,859	59,183	73,269	87,117	100,965	114,813	128,661	142,509
631,538	V _{T7}	11,737	23,349	34,877	46,322	57,683	68,96	80,237	91,514	102,791	114,068
327,496	V _{T8}	7,297	13,119	18,867	24,54	30,138	35,661	41,184	46,707	52,23	57,753
1035,630	V _{T9}	20,529	39,641	58,456	76,974	95,195	113,119	131,043	148,967	166,891	184,815
1263,486	V _{T10}	27,486	50,488	73,026	95,099	116,707	137,850	158,993	180,136	201,279	222,422
1250,325	V _{T11}	24,595	47,950	70,839	93,262	115,219	136,71	158,201	179,692	201,183	222,674
1121,568	V _{T12}	22,788	43,369	63,625	83,557	103,164	122,447	141,73	161,013	180,296	199,579
696,704	V _{T13}	14,255	26,588	39,523	51,89	64,058	76,038	88,018	99,998	111,978	123,958
592,351	V _{T14}	11,774	22,556	33,232	43,802	54,267	64,626	74,985	85,344	95,703	106,062
562,343	V _{L1}	12,031	22,193	32,202	42,059	51,763	61,315	70,867	80,419	89,871	99,523
855,921	V _{L2}	17,316	33,004	48,46	63,684	78,676	93,436	108,196	122,956	137,716	152,47
635,522	V _{L3}	13,015	24,675	36,142	47,415	58,495	69,382	80,269	91,156	102,043	112,93
408,183	V _{L4}	8,355	15,797	23,136	30,373	37,507	44,539	51,571	58,603	65,635	72,667
378,516	V _{L5}	7,778	14,725	21,553	28,262	34,853	41,325	47,797	54,269	60,741	67,213
378,516	V _{L6}	7,778	14,725	21,553	28,262	34,853	41,325	47,797	54,269	60,741	67,213
565,571	V _{L7}	15,268	21,554	31,700	41,706	51,573	61,300	71,027	80,754	90,481	100,208
738,512	V _{L8}	11,984	26,404	40,522	54,337	67,85	81,061	94,272	107,483	120,694	133,905
435,371	V _{L9}	8,400	16,696	24,773	32,630	40,267	47,685	55,103	62,521	69,939	77,357

160 88,400 Σ 325,850 618,397 910,747 1197,130 1479,315 1756,714 2034,113 2311,512 2588,911 2866,311

DESCENTE DE CHARGES (G+1,2P) AU NIVEAU DU VIDE SANITAIRE

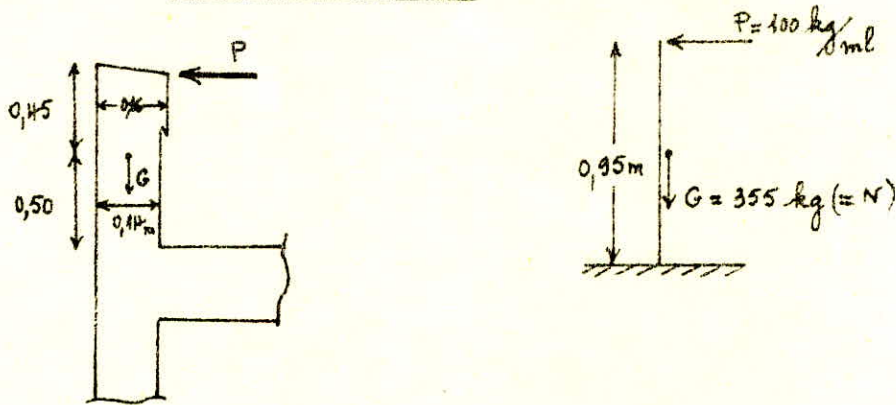
Descentes de charge dans les voiles au niveau des fondations G+1,2P

Noëlle	G _{ROC}	G _{1,2P} tout seul	G _{Total}	1,2 PRDC	1,2 PVS tout seul	1,2 Ptotal	(G+1,2P) _{tot}	G+Ptotal	Ptotal
V _{T1}	89,21	5,009	88,219	5,068	0,447	5,485	93,704	92,969	4,570
V _{T2}	122,08	5,683	127,763	14,039	1,188	15,227	142,99	140,252	12,689
V _{T3}	111,66	5,683	117,343	14,064	1,190	15,254	132,597	130,054	12,711
V _{T4}	123,28	4,764	128,044	10,143	0,835	10,978	139,022	137,192	9,148
V _{T5}	111,37	5,683	117,053	14,064	1,190	15,254	132,307	129,764	12,711
V _{T6}	128,49	5,683	134,153	14,039	1,188	15,227	149,380	146,842	12,689
V _{T7}	109,00	0,419	115,419	5,068	0,447	5,485	120,904	119,989	4,570
V _{T8}	53,22	5,928	59,148	4,533	0,393	4,906	64,054	63,236	4,088
V _{T9}	166,98	9,146	176,126	17,835	1,484	19,319	195,445	192,225	16,099
V _{T10}	195,41	10,785	206,195	27,012	2,323	29,335	235,530	230,640	24,445
V _{T11}	195,57	11,168	206,738	27,104	2,331	29,435	236,173	231,267	24,529
V _{T12}	180,06	9,758	189,818	19,519	1,623	21,142	210,96	207,436	17,618
V _{T13}	112,54	6,296	118,836	11,418	0,940	12,358	131,254	129,134	10,298
V _{T14}	99,64	6,541	106,181	6,422	0,529	6,951	113,132	111,973	5,492
V _{T15}	0	1,409	1,409	0	0	0	1,409	1,409	←
V _{T16}	—	—	—	—	—	6	46,347	37,017	←5,00
V _{L01}	0	5,515	5,515	0	0	0	5,515	5,515	—
V _{L02}	0	4,136	4,136	0	0	0	4,136	4,136	—
V _{L03}	0	11,275	11,275	0	0	0	11,275	11,275	—
V _{L04}	0	4,136	4,136	0	0	0	4,136	4,136	—
V _{L05}	0	5,515	5,515	0	0	0	5,515	5,515	—
V _{L06}	329,85	31,543	361,393	35,080	2,889	37,969	399,362	393,033	31,640
V _{L07}	66,45	5,515	71,965	6,217	0,512	6,729	78,694	77,572	5,607
V _{L08}	60,02	5,515	65,535	7,193	0,592	7,785	73,320	72,022	6,487
V _{L09}	60,02	5,515	65,535	7,193	0,592	7,785	73,320	72,022	6,487
V _{L10}	91,74	9,437	101,177	8,468	0,697	9,165	110,342	108,814	7,637
V _{L11}	116,31	5,515	121,825	17,595	1,511	19,106	123,336	121,746	15,921
V _{L12}	0	5,515	5,515	0	0	0	5,515	5,515	—
V _{L13}	0	2,298	2,298	0	0	0	2,298	2,298	←
V _{L14}	0	5,515	5,515	0	0	0	5,515	5,515	—
V _{L15}	64,58	4,596	69,176	12,777	1,098	13,875	83,051	81,613	11,562
V _{L16}	0	4,596	4,596	0	0	0	4,596	4,596	—
V _{L17}	—	—	—	—	—	6	45,842	50,842	←5,00

Calcul des Éléments

- Acrotères.
- Escaliers.
- Plancher.

ACROTÈRE COULÉE



Poids propre : $G = 0,14 \times 2500 \times 0,5 + 0,16 \times 2500 \times 0,45 = \underline{355 \text{ kg}}$.
 Surcharge : $P = \underline{100 \text{ kg/ml}}$ (main courante)

on considèrera les sollicitations N et M. (Fléxion composée).

Effort normal : $N = G = \underline{355 \text{ kg/ml}}$

Moment (avec pondération de la surcharge de 20 %) :

$$M = 1,2 \times 100 \times 0,95 = \underline{114 \text{ kg.m/ml}}$$

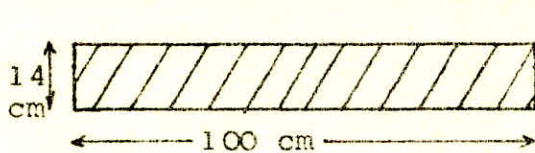
$$M = N \cdot e_0 \quad e_0 = \frac{M}{N} = \frac{114}{355} = 0,321 \text{ m} (= 32,1 \text{ cm})$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{0,14}{6} = 0,023 \text{ m} (= 2,3 \text{ cm})$$

$$e_0 > e_1$$

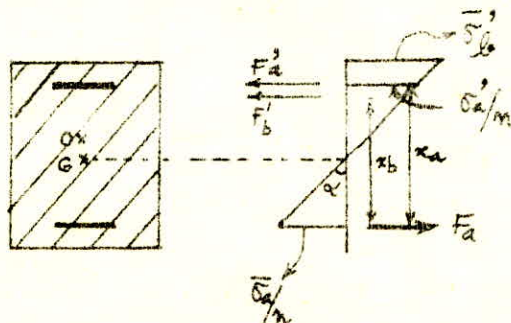
N, effort de compression, $e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION :



$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 135 \text{ kg} \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ kg} \\ d &= 2 \text{ cm (enrobage)}. \end{aligned}$$

MOMENT AUX ACIERS TENDUS / :



$$M_A = N \cdot y_A \quad \text{avec } y_A = e_0 + \frac{(ht - d)}{2} = 0,321 (0,07 - 0,02) = \underline{0,371}$$

$$M_A = 355 \times 0,371 = \underline{131,705 \text{ kg.m}}$$

MOMENT RESISTANT DU BETON :

$$M_{rb} = F'_b \cdot x_b = \frac{1}{2} \cdot b \cdot y \cdot \bar{\sigma}'_b = \frac{1}{2} \cdot b \cdot y \cdot \bar{\sigma}'_b \left(h - \frac{y}{3} \right)$$

$$y = \alpha \cdot h \quad \text{et} : \quad n \cdot \bar{\sigma}'_b$$

$$\alpha = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \cdot \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 135}{15 \times 135 + 2800} = 0,4197$$

$$y = 0,4197 \cdot 12 = 5,0364 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 135 \cdot \left(12 - \frac{5,0364}{3} \right) \cdot 5,0364$$

$$M_{rb} = \underline{3508,75 \text{ kg.m}}$$

$M_{rb} > M_{ext} \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

DETERMINATION DES ARMATURES TENDUES :

Le calcul se fera en flexion simple sous l'effet du moment M_A , puis on en déduira la section nécessaire en flexion composée par la formule : $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

$$\text{On calcule : } \mu = \frac{15 \cdot M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 131,705 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = \underline{0,00489}$$

$$K = 142 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \text{(d'après tableaux P. charon. p. 187.)}$$

$$\epsilon = 0,9682$$

$$\text{d'où } A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{131,705}{2800 \times 0,9682 \times 12} = 0,405 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne :

$$A = A_1 - \frac{N}{a} = 0,405 - \frac{355}{2800} = \underline{0,278 \text{ cm}^2}$$

La section ainsi trouvée est faible dans la mesure où la section minimale d'ACIER, conformément au C.C.B.A. 68, règles relatives à la détermination de la condition de fragilité (art.52.p.XXIX).

$$\frac{A_a}{b \cdot h} \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_e}$$

$$A_a \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_e} = 0,69 \times 100 \times 12 \times \frac{5,9}{4200} = \underline{1,16 \text{ cm}^2}$$

On prend 5 T 6/m1 espacés de $t = 100/5 = 20$ cm.

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

$$t_{\min} \leq [3ht = 42,33 \text{ cm}] \quad \text{ce qui est vérifié}$$

On prévoit également des armatures transversales supplémentaires dites armatures de peau :

$$A_t = 5 \text{ T } 6 \qquad A_{\text{eff}} = 1,41 \text{ cm}^2$$

VERIFICATION DE LA CONTRAINTE :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{142} = 19,72 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{qui est} \leq 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_b'$$

VERIFICATION DE LA FISSURATION :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{2.d.b} = \frac{1,41}{4.100} = 3,52.10^{-3}$$

$K = 10^6$: fissuration préjudiciable car acrotère est soumise aux intempéries.

$\eta = 1,6$: barres de H. Adhérence.

$\phi = 6$ mm.

$$\sigma_1 = \frac{K.\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} = \frac{1,6.10^6}{6} \cdot \frac{3,52.10^3}{1 + 10.3,52.10^3} = \frac{906,75 \text{ kg/cm}^2}{10.3,52.10^3}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K.\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \times 1,6}{6} \cdot 5,9} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 3010,38 \text{ kg/cm}^2 \geq 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

pas de risque de fissuration.

VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT

$$\text{On doit vérifier : } A. \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$$T = 1,2.P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg}$$

$$M = 1,2 \times 100 \times 0,95 = 114 \text{ kg.m}$$

$$z = 7/8.h = 7/8.0,12 = 0,105 \text{ m}$$

$$T + M/z = 120 - \frac{114}{0,105} = - 965,71 < 0$$

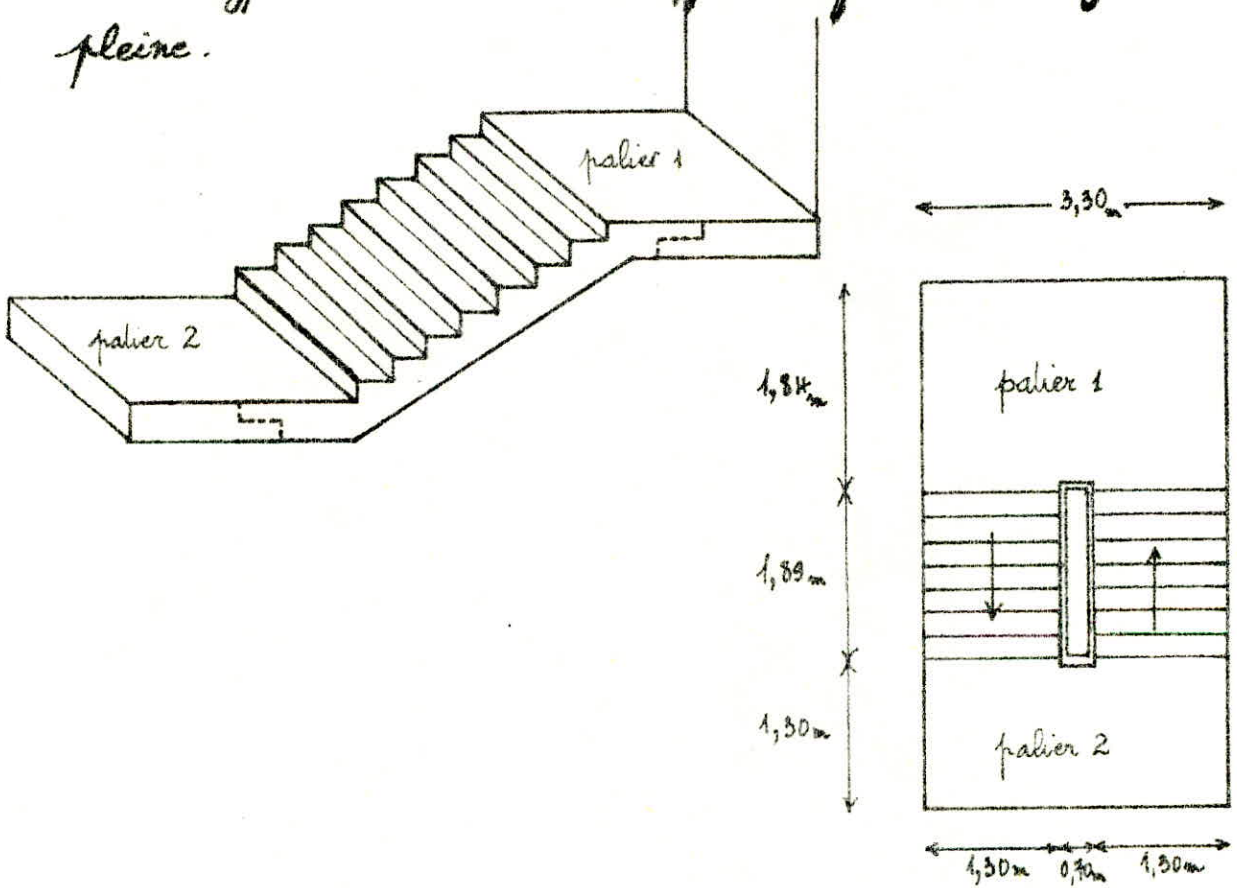
.../....

La condition est donc vérifiée, par conséquent les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction et aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage de ces armatures.

Les ESCALIERS

L'escalier que nous étudions est à paillasse préfabriquée. Cette paillasse est simplement appuyée sur les paliers. Les appuis haut et bas se font par l'intermédiaire de bequets sur toute la largeur d'escalier.

Ce type d'escalier est appelé à paillasse adjacentes pleines.



La préfabrication peut être faite en usine ou sur chantier. Les paliers sont coulés sur place. Ils sont assimilés à des dalles pleines encastrées (semi) sur 3 côtés et simplement appuyée sur le 4^e. Ce dernier est réalisé par l'intermédiaire de la poutre palière.

Dimensionnement de la paillasse et des 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 : $l = 130 \text{ cm}$.

j: le jour $j = 70 \text{ cm}$.

H: hauteur d'étage : $2,91 \text{ m}$.

Vérification de la relation de BLONDEL: $59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

$g + 2h = 27 + 2 \cdot 17 = 61 \text{ cm}$

$59 < 61 \text{ cm} < 64 \text{ cm}$ ce qui est vérifié.

Etude de la paillasse :

$L = g(n^2 - 1) = 27(8 - 1) = 189 \text{ cm}$.

$\text{tg } \alpha = \frac{151}{189} = 0,799$

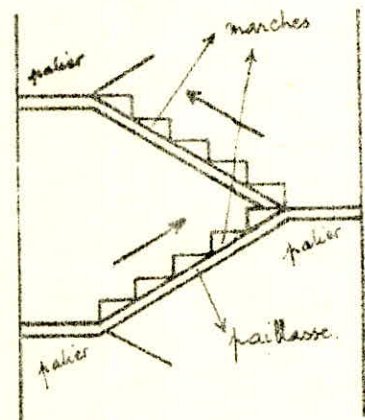
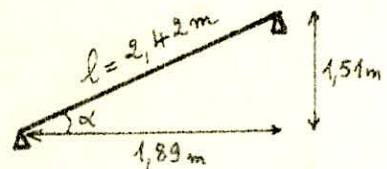
$\alpha = 38,62 \rightarrow \cos \alpha = 0,781$

Epaisseur :

$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{2,42}{30} \leq e \leq \frac{2,42}{20}$

$\Rightarrow 8,06 \leq e \leq 12,1 \text{ cm}$

d'où $e = 12 \text{ cm}$.



Evaluation des charges et surcharges.

• Charges permanentes:

$$\text{Poids propre de la pailleasse : } \frac{2500 \times e \times 1}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,12}{0,781} = \underline{384,12 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Mortier de pose (2 cm) : } 2200 \times 0,02 \times 1 = \underline{44 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Revêtement (2 cm) : } 2200 \times 0,2 \times 1 = \underline{44 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Garde corps : } \underline{100 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Poids propre des marches : } \frac{2200 \times 0,17}{2} = \underline{187 \text{ kg/m}^2}$$

$$\implies G = 759,12 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$$

$$\underline{G = 759,12 \text{ kg/ml}}$$

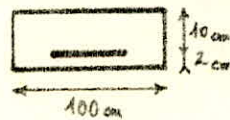
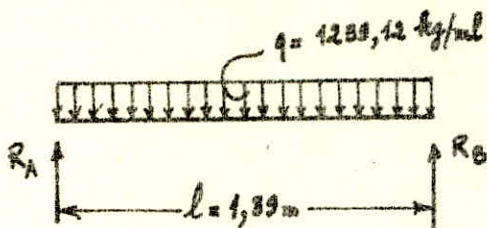
• Surcharges:

$$\text{Escaliers habitations : } P = 400 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \Rightarrow \underline{P = 400 \text{ kg/ml}}$$

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

$$Q = G + 1,2P = 759,12 + 1,2 \cdot 400 = \underline{\underline{1239,12 \text{ kg/ml}}}$$

Détermination des efforts:



$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1239,12 \times 1,89}{2} = \underline{1170,97 \text{ kg}}$$

$$M = q \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{1239,12 \times 1,89^2}{8} = \underline{553,3 \text{ kg.m}}$$

Ferraillage:

$$\left. \begin{array}{l} M = 553,3 \text{ kg.m} \\ h_f = 12 \text{ cm} \\ d = 2 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 553,3}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0296$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \kappa = 52,5 \\ \epsilon = 0,9259 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{553,3 \cdot 10^3}{2800 \cdot 0,9259 \cdot 10} = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{5 \text{ T } 8 = 2,51 \text{ cm}^2}} \quad (\text{armatures longitudinales } A_l)$$

Armatures de répartition:

On prévoit des armatures de répartition tel que :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_{\text{rép}} \leq \frac{A_l}{2} \quad \Rightarrow \quad \frac{2,51}{4} \leq A_{\text{rép}} \leq \frac{2,51}{2}$$

$$\Rightarrow 0,6275 \leq A_{\text{rép}} \leq 1,255 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{A_{\text{rép.}} = 4 \text{ TG/ml} = 1,13 \text{ cm}^2}}$$

Vérifications:

a) Conditions de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \text{ou} \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b}$$

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

Il faut vérifier que: $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$
pour qu'il n'y ait pas de risque de fissuration.

$$\left. \begin{array}{l} d = 2 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ A = 2,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \tilde{w}_f = \frac{2,51}{2 \cdot 2 \cdot 100} = \frac{2,51}{400} = \underline{0,00627}$$

$k = 1,5 \cdot 10^6$: fissuration non préjudiciable

$\eta = 1,6$: acier de haute adhérence. (H.A)

$\phi = 8 \text{ mm}$.

d'où on a :

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,00627}{1 + 10 \cdot 0,00627} = \underline{1770 \text{ kg/cm}^2}$$

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

$$\max(1770, 3193) = \underline{3193 \text{ kg/cm}^2} > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

b) Contraintes. (d'après P. Charon. p. 167)

$$A = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \times 10} = 0,251 \Rightarrow \begin{cases} K = 47,6 \\ E = 0,9201 \end{cases}$$

d'où on a :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{553,28 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9201 \cdot 10} = 2395,72 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2395,72}{47,6} = 50,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 50,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

c) Vérification à l'effort tranchant: (P. Charon, p. 302)

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{où} \quad T = \frac{q \cdot l}{2} \cdot \cos \alpha = 1170,97 \times 0,781 = 914,53 \text{ kg}$$

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

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 10 = 8,75 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{914,53}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 10} = \underline{1,045 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = \underline{6,785 \text{ kg/cm}^2}$$

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

$$\tau_b = 1,045 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Condition de non fragilité:

On vérifie que $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}}$

$$A \geq 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{1,200} = 0,969 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A = 2,51 \text{ cm}^2} \geq 0,969 \text{ cm}^2 \quad \text{ce qui est vérifié}$$

e) Vérification de la flèche:

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est donnée par la formule suivante:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad \text{avec} \quad E = 7000 \cdot \sqrt{5} = 7000 \cdot \sqrt{2,70} = \underline{115021,74 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$f = \frac{5 \cdot 1239,12 \cdot 1,83^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 115021,74 \cdot \frac{100 \cdot 10^3}{12}} = \underline{0,214 \text{ cm}}$$

$\bar{f}_{admissible}$ est donnée par les recommandations techniques relatives aux volées d'escaliers préfabriqués en béton armé

$$\bar{f}_a = \frac{1}{300} \text{ de la portée horizontale.}$$

$$\bar{f}_a = \frac{1,89}{300} = 0,63 \cdot 10^{-2} \text{ m} = \underline{0,63 \text{ cm}} \quad \text{ce qui est vérifié.}$$

Afin de tenir compte d'un éventuel transport à l'envers de la volée, on dispose des armatures longitudinales supérieures calculées sous le poids propre de la volée seulement (création d'un moment de flexion)

Les armatures seront reliées aux armatures principales par des cadres.

• Poids propre de la volée :

$$384,12 + 44 + 44 + 187 = \underline{659,12 \text{ kg/ml}}$$

$l = 1,89 \text{ m}$, d'où :

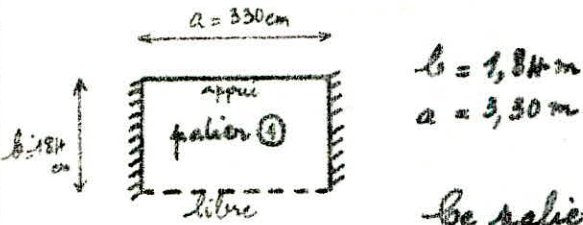
$$M = q \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{659,12 \times 1,89^2}{8} = \underline{294,305 \text{ kg.m}}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h} = \frac{15 \cdot 294,305 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10} = 0,0158 \Rightarrow \begin{cases} K = 75 \\ E = 0,9445 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{294,305 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9445 \cdot 10} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{4T6 = 1,13 \text{ cm}^2}}$$

Les armatures sont reliées par des cadres $\varnothing 5$ espacés de 20 cm.

Calcul des paliers:

$$b = 1,84\text{m}$$

$$a = 3,30\text{m}$$

Ce palier est une dalle semi-encastree sur 2 cotes, appuyee sur le 3^e (poutre paliere) et libre sur le 4^e. Elle est soumise aux efforts suivants:

- Poids propre du palier.
- surcharge majorée.
- Poids de la volée considérée, comme charge uniformément répartie.

$$q_t = q_{volée} + q_{palier} = (G_{volée} + G_{palier}) + 1,2 (P_{volée} + P_{palier}).$$

$$q_t = 0,759 + 0,488 + 1,2 (0,25 + 0,25) = \underline{1,847 \text{ t/ml}}$$

$$\left. \begin{array}{l} x = a/2 \\ y = b \end{array} \right\} \Rightarrow M_x = 0,072 \cdot q_t \cdot a^2 = 0,072 \cdot 1,847 \cdot 3,3^2 = \underline{1,44 \text{ t.m.}}$$

$$\left. \begin{array}{l} x = a/2 \\ y = b/2 \end{array} \right\} \Rightarrow M_{tx} = 0,047 \cdot q_t \cdot a^2 = 0,047 \cdot 1,847 \cdot 3,3^2 = \underline{0,94 \text{ t.m.}}$$

$$M_{ty} = 0,026 \cdot q_t \cdot a^2 = 0,026 \cdot 1,847 \cdot 3,3^2 = \underline{0,52 \text{ t.m.}}$$

$$M_{ay} = 0,3 \cdot M_{ty} = 0,3 \cdot 0,52 = \underline{0,156 \text{ t.m.}}$$

Ferraillage des paliers:

En travée; suivant lx :
$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,94 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0256$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9305 \\ K = 56,9 \end{cases} \Rightarrow A_x^t = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \epsilon \cdot l} = \frac{0,94 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9305 \times 14} = \underline{2,57 \text{ cm}^2}$$

$$\underline{A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10}$$

En travée suivant l_y :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,52 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0142 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9471 \\ K = 79,5 \end{cases}$$

$$A_y^t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{0,52 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9471 \cdot 14} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{A_y^t = 5 \text{ TG/ml} = 1,41 \text{ cm}^2}}$$

sur appuis:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,156 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0042 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9704 \\ K = 154 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{0,156 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9704 \cdot 14} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{A_a = 3 \text{ TG} = 0,84 \text{ cm}^2}}$$

sur appui libre:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0393 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9156 \\ K = 44,26 \end{cases}$$

$$A_x = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{1,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9156 \cdot 14} = 4,012 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{A_x = 6 \text{ TG} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}}}$$

Verifications:

a) contraintes:

$$A = 4,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,71}{100 \cdot 14} = 0,336$$

$$\Rightarrow \begin{cases} E = 0,9097 \\ K = 40,3 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1,44 \cdot 10^5}{4,71 \cdot 0,9097 \cdot 14} = \frac{2400,5 \text{ kgf/cm}^2}{\text{vérifié}} < 2800 \text{ kgf/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2400,5}{40,3} = 59,56 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kgf/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

b) - Contraintes de fissuration :

$k = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu nuisible)

$\eta = 1,6$ car aciers (H.A).

$\phi = 10$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,71}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,01177$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,01177}{1 + 10 \cdot 0,01177} = 2528 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \frac{k \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 5,9} = 2856 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

donc pas de risque de fissuration.

c) Condition de non fragilité :

suivant l_x :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{ca}} \left(1 - \frac{f}{2}\right)$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$f = 0,55 = \left(\frac{f_m}{f_y}\right)$$

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

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

$$h = 14 \text{ cm}$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \times \left(1 - \frac{0,55}{2}\right)$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,983 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

suivant l_y :

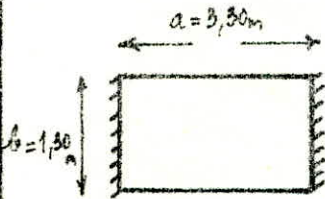
$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{ca}} \left(\frac{1+f}{4}\right)$$

$$A = 4,71 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+0,55}{4}\right)$$

$$A = 4,71 \text{ cm}^2 \geq 0,525 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

N.B. Le second palier est similaire au premier de part ses mesures (dimensions) semblables : $1,30_m \times 3,30_m$.

Cependant, il est semi-encasté sur 2 côtés et appuyé sur les 2 autres (poutres palières)



Le ferrailage précédent ne peut être que sécuritaire.

En travée : $A_x = 3,44 \text{ cm}^2 = 4 \text{ T10/ml}$.

$A_y = 1,41 \text{ cm}^2 = 5 \text{ T6/ml}$.

En appui :

$A_{ax} = A_{ay} = 4 \text{ } \phi 6/\text{ml} = 1,31 \text{ cm}^2$.

Les vérifications sont les mêmes sauf en plus la vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{q \times l/2}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{1,847 \cdot 10^3 \cdot \frac{3,3}{2}}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 14} = 2,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 2,48 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

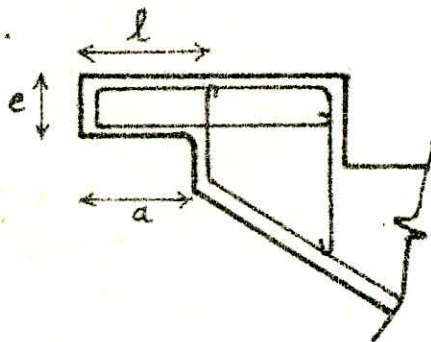
$$\tau = 2,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des bequets:

Épaisseur des bequets des poutres et des paliers:

D'après les recommandations techniques du C.T.C, cette épaisseur ne doit pas être inférieure à $0,07m$ ($\approx 7cm$) aussi bien dans les sections d'encastrement que dans les sections d'extrémités. On prend: $e = 8cm$.

La largeur des bequets ne devra pas être inférieure à $10cm$.



On prend: $a = 13cm$
 $l = 15cm$

Ferraillage:

L'armature des bequets de la poutre et des paliers devra être réalisée au moyen de boucles ou de cadres fermés. L'écartement des armatures des bequets ne devra pas dépasser deux (02) fois l'épaisseur du bequet à son encastrement.

Dans tous les cas, cet écartement ne devra pas dépasser $0,20m$.

Calcul:

Chaque bequet de la poutre et de la poutre palier doit être calculé pour une charge linéaire:

$$Q = \gamma_g (C_p + 1,2. S)$$

- C_p : charge permanente de la totalité de la volée préfabriquée
 S : surcharge d'exploitation sur la totalité de la volée préfabriquée.
 δ_q : Coefficient de comportement expérimental donné par le tableau.

On fait la pose de la volée à sec, la paillasse ne comporte pas d'armatures de suspension (car ses armatures principales sont formées de petits diamètres ;

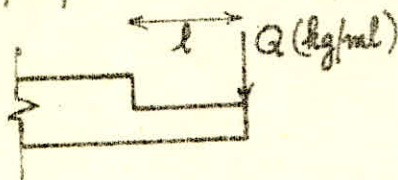
On a donc : $\delta_q = 1,4$; $C_p = 759,11 \text{ kg/m}^2$; $S = 250 \text{ kg/m}^2$.

d'où : $Q = 1,4 \cdot 1,89 \cdot (759,11 + 1,2 \cdot 250)$

$Q = 2802,4 \text{ kg/ml}$

Les armatures en boucles des bequets des paillasses et des paliers seront calculées en flexion simple avec une portée égale à $l = 15 \text{ cm}$.

On prend le cas le plus défavorable où la charge Q est appliquée à l'extrémité.



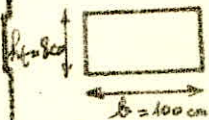
Moment de la console encastree :

$M = Q \cdot l = 2802,4 \cdot 0,15 = \underline{420,36 \text{ kg.m}}$

Détermination des armatures :

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 42036}{2800 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,0625 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,8966 \\ K = 33,57 \end{cases}$

$\Rightarrow A = \frac{42036}{2800 \cdot 0,8966 \cdot 6} = 2,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{A = 778 \text{ ml} = 3,51 \text{ cm}^2}$



Les recommandations du C.T.C indiquent : $t \leq 2.e = 16 \text{ cm}$.

où $e = 8 \text{ cm}$ (épaisseur totale du bequet) et t : l'écartement entre les armatures longitudinales brutes. Donc : $t = 14 \text{ cm}$ (entre boucles).

Armatures longitudinales de répartition :

Les bequets comporteront des armatures longitudinales de répartition de section totale supérieure ou égale à $0,50 \text{ cm}^2$ (une barre $\varnothing 8$ ou 2 barres $\varnothing 6$ suivant les dimensions du bequet).

$$A = 3,51 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A}{4} \leq A_{\text{rép}} \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0,877 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{rép}} \leq 1,755 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{A_{\text{rép.}} = 3T8 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

Vérification au cisaillement :

$$Q = 2802,4 \text{ kg/ml} \Rightarrow T = Q = 2802,4 \text{ kg}.$$

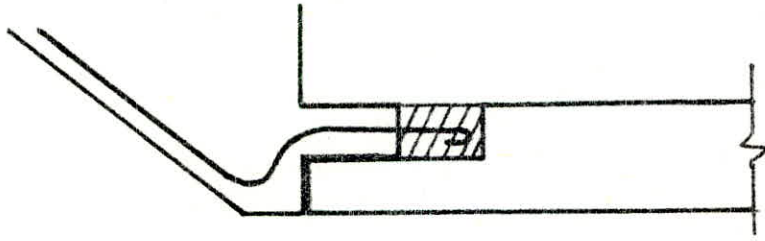
$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{2802,4}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 6} = 5,33 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \cdot \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,79 \text{ kgf/cm}^2.$$

vérifié

$\Rightarrow \underline{\tau_b < \bar{\tau}_b}$: Les armatures transversales dans les bequets ne sont pas nécessaires.

Liaison Paillasse - Palier :

Afin d'assurer une garantie contre tout risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action des séismes, il devra obligatoirement être prévu une liaison systématique des paillasses et des paliers par ^{des} armatures sortant des extrémités de la paillasse préfabriquée et scellés dans un chaînage coulé après pose de la volée sur toute la largeur de l'appui.



Les liaisons en aciers devront être disposées au droit de cadres de la poutre palière et devront être choisies avec un diamètre supérieur ou égal à $\Phi = 8 \text{ mm}$.

Elles devront être totalement ancrées dans le chaînage coulé en place et dans la paillasse préfabriquée.

Chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à 0,7 fois le poids total ($C_p + 1,25$) de la volée préfabriquée. $q = 0,7 \times 1,89 \cdot (759,12 + 1,2 \cdot 250) = \underline{1401,21 \text{ kg/ml}}$.

Les aciers interviennent dans le cas de la traction volée-palier :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec } F = 1401,21 \times 1,30 = 1821,573 \text{ kg}.$$

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

$$\Rightarrow A = \frac{1821,573}{2800} = \underline{0,65 \text{ cm}^2}.$$

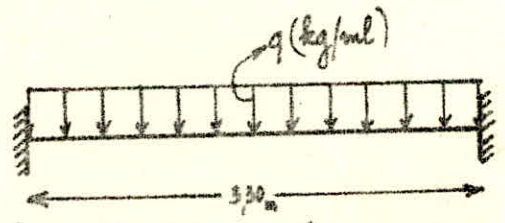
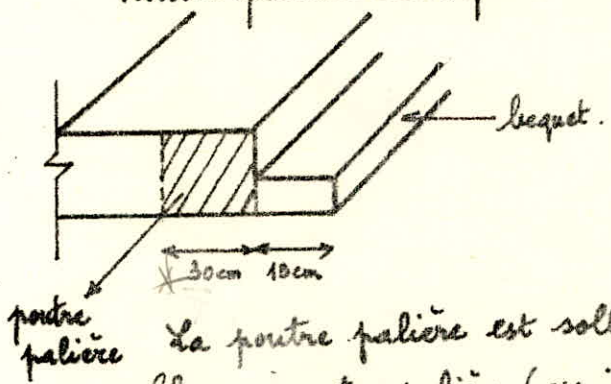
On prend : $A_{\text{liaison}} = 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$ avec un recouvrement de 50Φ .

c'est à dire : $50 \times 0,6 = \underline{30 \text{ cm}}$

Calcul des poutres palières :

Les poutres palières sont incorporées dans les paliers, elles servent à supporter les sollicitations dues à la pailleuse ou à transmettre ces efforts ou à transmettre ces efforts aux paliers.

Poutre palière incorporée dans le palier d'étage.



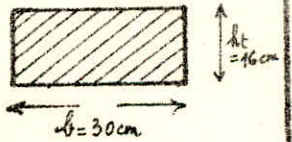
poutre palière

La poutre palière est sollicitée en flexion simple.

Chaque poutre palière (appuis haut et bas d'une volée) sera calculée pour une charge égale à $0,7Q$ où Q est le poids total des volées aboutissant au palier considéré.

$$q = 0,7 Q = 0,7 (759,11 + 1,2 \times 250) = 0,7 \times 1059,11$$

$$q = 741,37 \text{ kg/m}^2$$



$$q \text{ (kg/ml)} = 741,37 \times \frac{1,59}{2} \cdot 2 = 11401,18 \text{ kg/ml}$$

Moment en travée :

$$M_t = \frac{q l^2}{24} = \frac{11401,18 \cdot 3,3^2}{24} = 635,78 \text{ kg.m.}$$

Moment en appui :

$$M_a = - \frac{q l^2}{12} = - \frac{11401,18 \cdot 3,3^2}{12} = - 1271,57 \text{ kg.m.}$$

Section d'acier en travée :

$$\mu = \frac{15 \times 635,78 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 14^2} = 0,0579 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9 \\ K = 35 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{635,78 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9 \cdot 14} = 1,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 478 \text{ ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

section d'acier sur appui :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1271,57 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30,4 \cdot 14^2} = 0,1158 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,8666 \\ K = 22,49 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{1271,57 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8666 \cdot 14} = 3,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{\underline{A_a = 5 T 10 = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}}}$$

Calcul des armatures transversales :

$$T = q \cdot \frac{l}{2} = 1401,18 \cdot \frac{3,3}{2} = \underline{2311,94 \text{ kg}}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2311,94}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = \underline{6,29 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_b < 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = \underline{20,65 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \sigma'_{b_0} = 67,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t \leq \sup \left\{ \begin{array}{l} t = h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 14 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 6,29}{5,9} \right) = \underline{9,52 \text{ cm}} \\ t = 0,2 h = 0,2 \cdot 14 = \underline{2,8 \text{ cm}} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{t = 9 \text{ cm}}}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_{Tf} = \frac{t \cdot T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{9 \times 2311,94}{\frac{7}{8} \cdot 14 \cdot 2800} = 0,6066 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{A_{Tf} = 3 \phi 6 = 0,84 \text{ cm}^2}} \quad (\text{espaces de } 9 \text{ cm})$$

Pour des raisons constructives, on prend les mêmes que celles des lèquets. Donc 7 φ 8 = 3,51 cm² tous les 16 cm.

N.B. La vérification à l'effort tranchant est toujours vérifiée avec ce 2^e choix d'armatures.

a) Vérifications des contraintes :

En travée : $\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2,01}{30 \cdot 14} = 0,478 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,8955 \\ K = 32,83 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{635,78 \cdot 10^2}{2,01 \cdot 0,8955 \cdot 14} = 2522,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2522,9}{32,83} = 76,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

sur appui :

$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 3,92}{30 \times 14} = 0,933 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,8642 \\ K = 21,82 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1274,57 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,8642 \cdot 14} = 2681,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2681,09}{21,82} = 122,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

b) Vérification des contraintes de fissuration :

$\eta = 1,6 \cdot \text{H.A.}$

$K = 1,5 \cdot 10^6$ (peu nuisible.)

$\phi = 10$

$\bar{w}_f = \frac{3,92 \cdot A}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{3,92}{2 \cdot 2 \cdot 20} = \frac{3,92}{400} = 0,0098$

$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0098}{1 + 10 \cdot 0,0098} = 2142 \text{ kgf/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10}} \cdot 5,9 = 2860 \text{ kgf/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2860 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

donc pas de risque de fissuration.

c) Condition de non fragilité :

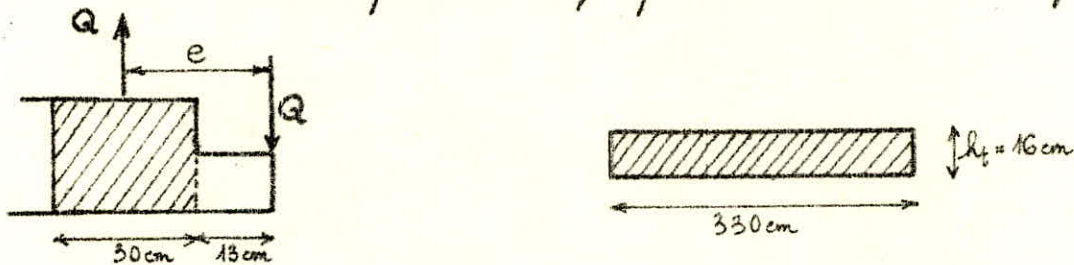
$A \geq A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{es}}$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4 \cdot 200} = 0,407 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 \geq 0,407 \text{ cm}^2 = A_{\text{min}} \quad \text{vérifiée.}$$

Détermination des aciers perpendiculaires à la poutre :

La résistance à la torsion des poutres palières étant généralement faible, le couple Q devra être repris par des armatures supérieures perpendiculaires à la poutre :



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

$$Q = 1401,18 \times 3,3 = 4623,89 \text{ kg.}$$

$$M = Q \cdot e = 4623,89 \times 0,28 = 1294,69 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1294,69 \cdot 10^2}{2800 \times 3,30 \times 14^2} = 0,0107 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9537 \\ K = 93,0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{1294,69 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9537 \cdot 14} = 3,463 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{\underline{A = 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2}}$$

Vérification des contraintes :

$$\bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,02}{330 \cdot 14} = 0,087 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9503 \\ K = 85,55 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1294,69 \cdot 10^2}{4,02 \cdot 0,9503 \cdot 14} = 2420,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

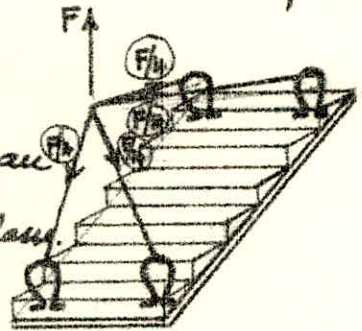
$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2420,75}{85,55} = 28,296 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

Armatures de transport

Pour le transport des paillasse (avec marches), on prévoit des aciers en 4 endroits. (extrémités)

On place 2 armatures en formes d'anneau à chacune des 2 extrémités de la paillasse.

L'acier utilisé est doux car il ne sert que pendant le temps de transport et de pose.

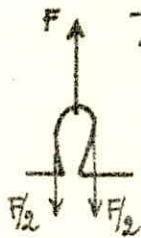


Calcul des armatures en crochets :

Poids total de la volée : $384,12 + 187 + 44 = 615,12 \text{ kg/m}^2$.
(poids de la paillasse + poids des marches + poids garde corps).

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

$$\frac{F}{4} = N : \text{effort de traction} = \frac{615,12 \times 1,30 \times 1,89}{4} = 377,83 \text{ kg}$$

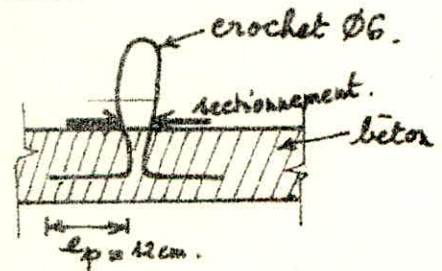


$$N = A \cdot \bar{\sigma}_a \rightarrow A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{377,83}{2800} = 0,134 \text{ cm}^2$$

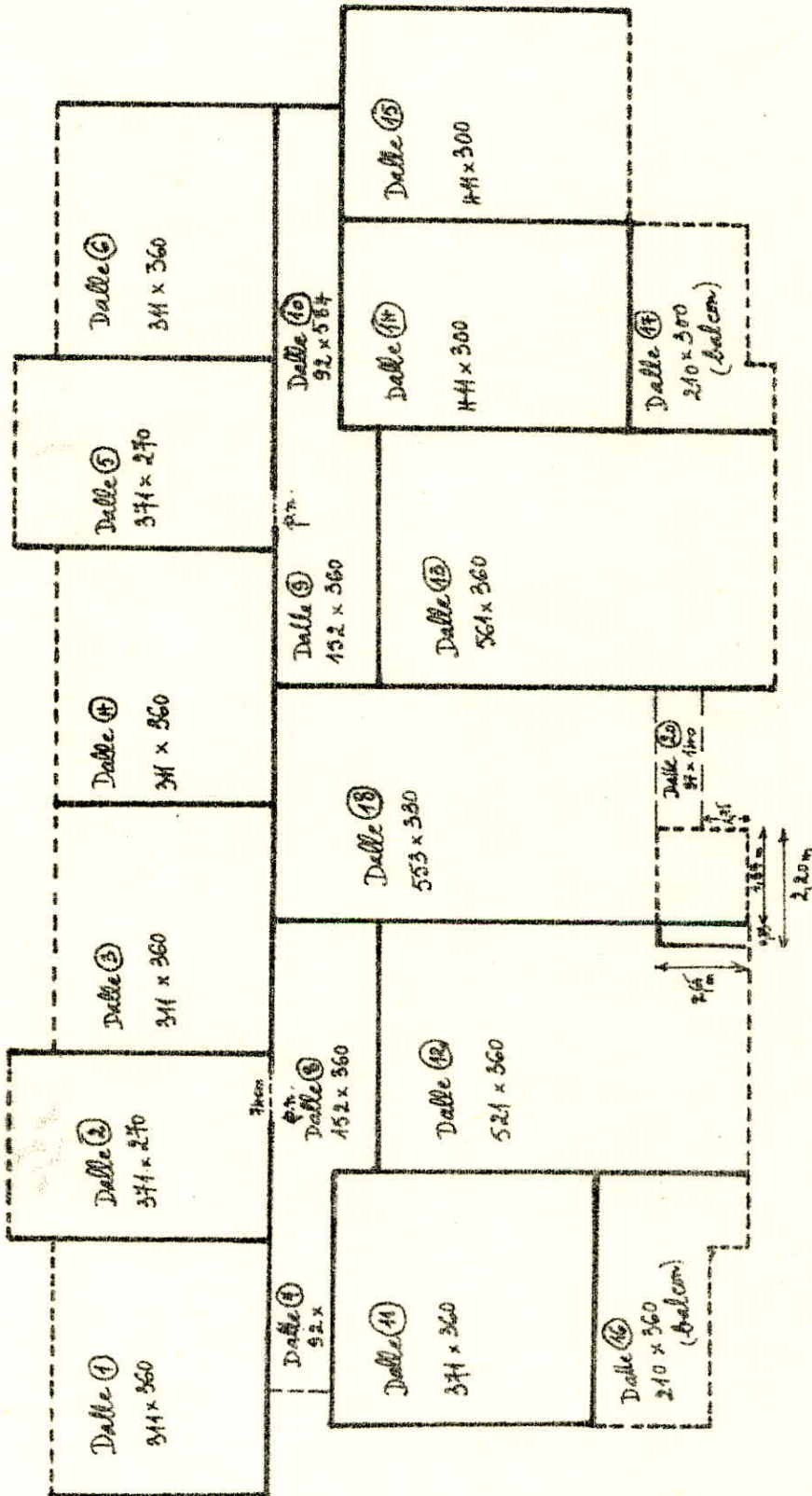
$$\Rightarrow \text{Crochet en } \Phi 5 \Rightarrow A = 0,19 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons tout de même $\Phi 6$ en crochets, et ce contre des risques éventuels de chocs pendant les manœuvres.

Ces aciers seront ancrés sur une distance égale à l'épaisseur de la paillasse.

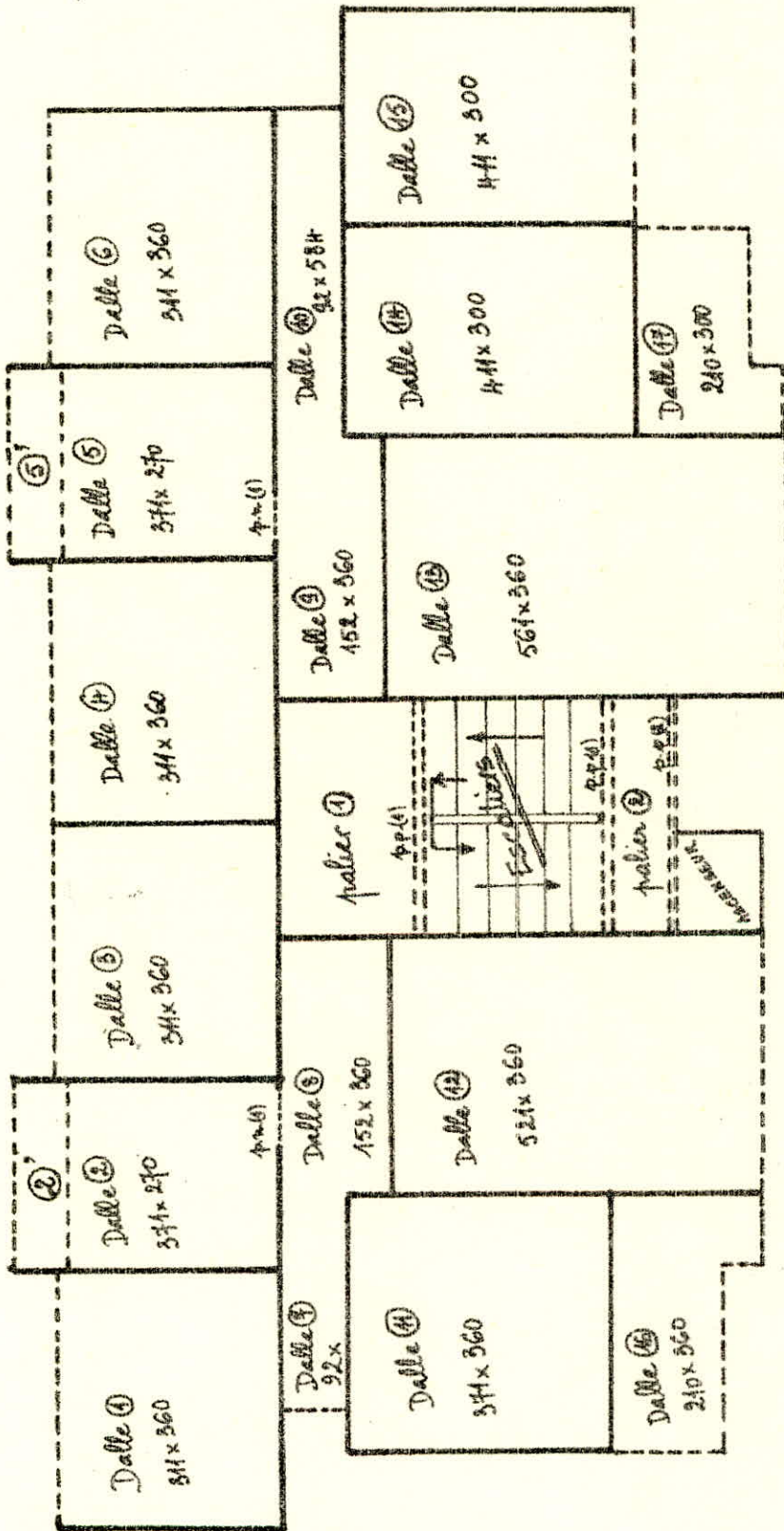


N.B : Dès que la pose est achevée, vérifié ;
ou avant la jonction paillasse - palier
et revêtement : sectionner ces aciers
qui ne serviront plus (cf. schéma).



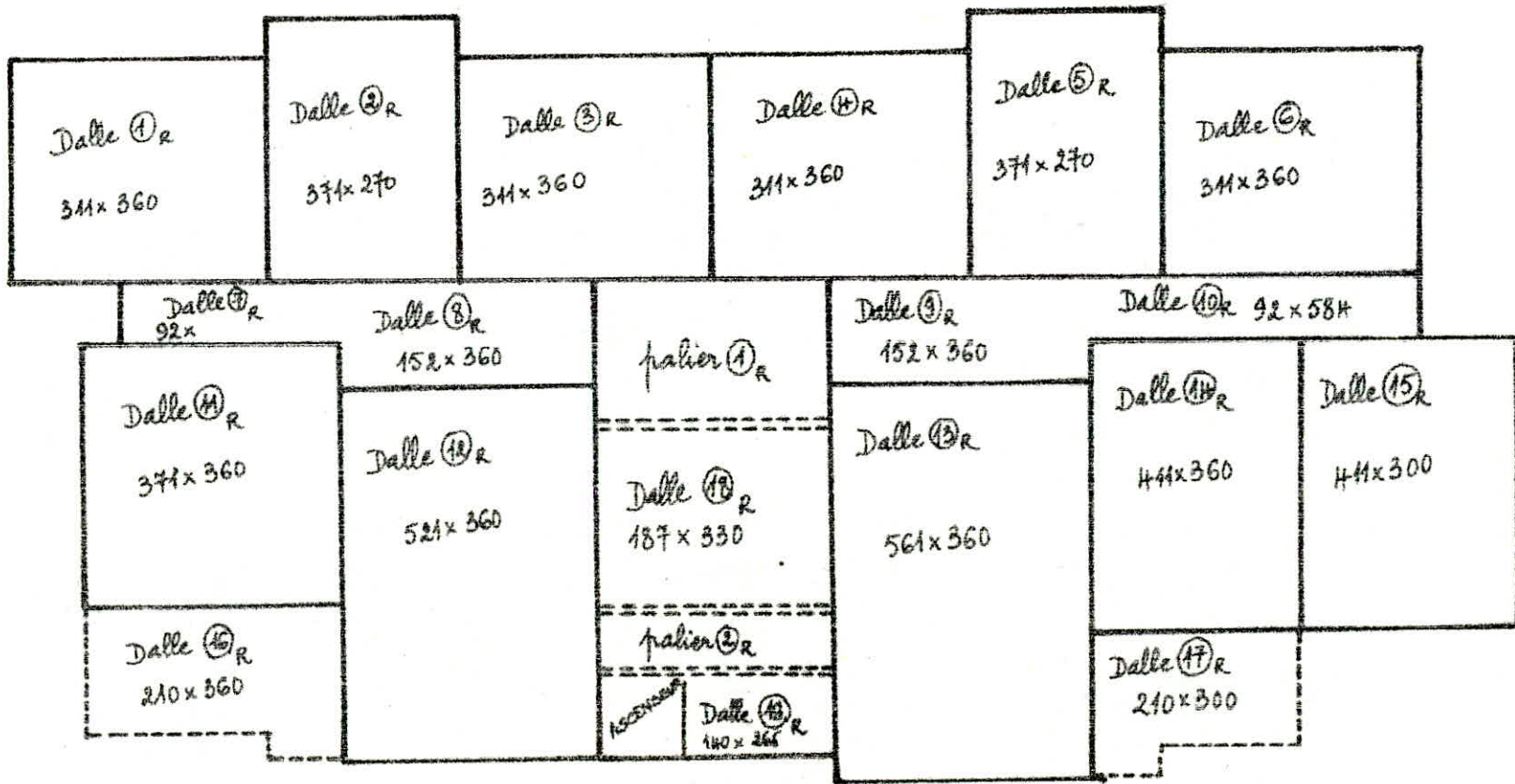
p.n.: poutre moyée.

Dalles du plancher terrasse: ($q_r = 0,820 k/m^2$).



p.p. : poutre pelière.
 p.n. : poutre noyée.

Dalles du Plancher Courant. ($q_{pe} = 0,185 \frac{st}{m^2}$)



- 60 -

Dalles du Plancher-Haut du vide Sanitaire - (Rez de Chaussée)
(à prédalles) $q_{psc} = 0,705t/m^2$.

CALCUL DES DALLES - PLANCHERS

Introduction:

Au l'essence du bâtiment qui est très rigide (ossature à voiles), le plancher adopté est à dalles pleines.

En effet, ce dernier présente une très grande rigidité

par rapport au plancher à corps creux - plancher bandés-

Nous avons 2 types de planchers qui diffèrent par les charges

qui les sollicitent.

- Plancher terrasse.
- Plancher courant.

Notons que le plancher "haut du vide terrasse" sera

exécuté avec le système des médalles et ce afin d'éviter

les problèmes de coffrage perdu.

Le type de coffrage retenu pour le coulage des planchers

(terrasse et courant) et des voiles est le système Tables et banches

Remarque: le système plus rapide de coffrage: "type tunnel" ne

peut être utilisé dans le cas de notre forme de structure

I. Charges et surcharges:

(cf. Données de charges).

Plancher terrasse:

Charges permanentes: $G = 0,791 \text{ t/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $S = 0,100 \text{ t/m}^2$

→ sollicitation (q): $G + 1,25 = q_1 = 0,791 + 1,2 \cdot 0,1 = 0,820 \text{ t/m}^2$

$$q_1 = 0,820 \text{ t/m}^2$$

Plancher Courant et plancher R.D.C.

Charge permanente : $G = 0,575 \text{ t/m}^2$.

surcharge d'exploitation : $S = 0,175 \text{ t/m}^2$

→ sollicitation (2) : $G + 1,25 = q_2 = 0,575 + 1,2 \cdot 0,175 = 0,785 \text{ t/m}^2$

$q_2 = 0,785 \text{ t/m}^2$

Remarque : Pour le cas des loggias et des balcons } $S = 1400 \text{ kg/m}^2$

→ $q_3 = 0,575 \times 1,2 \cdot 1400 = \underline{1,055 \text{ t/m}^2}$

II. Présentation des dalles:

Les 3 types de planchers sont représentés par les schémas en pages:

Plancher terrasse: Dalles: ①, ②, ②', ③, ④, ⑤, ⑤', ⑥, ⑦, ⑧, ⑨, ⑩, ⑪, ⑫, ⑬, ⑭, ⑮, ⑯, ⑰, ⑱, ⑳

⑱: En console sur voile V_{10} , supporte le mur porteur de la salle des machines.

⑳: Dalle supportant les machines (32 cm d'épaisseur).

㉑: Dalle couvrant la salle des machines semi-encastres sur les 4 côtés.

Plancher courant: Dalles: ①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑦, ⑧, ⑨, ⑩, ⑪, ⑫, ⑬, ⑭, ⑮, ⑯, ⑰, ⑱, ⑲' et ⑲''.

Plancher R.D.C.: Prédalles: ①_R, ②_R, ③_R, ④_R, ⑤_R, ⑥_R, ⑦_R, ⑧_R, ⑨_R, ⑩_R, ⑪_R, ⑫_R, ⑬_R, ⑭_R, ⑮_R, ⑯_R, ⑰_R, ⑱_R, palier ①_R et palier ②_R.

Les dimensions de toutes ces dalles sont mentionnées sur les schémas.

III. Ferrailage des planchers:

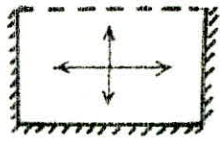
A. Calcul des Dalles Simples

Pour le ferrailage des dalles, nous allons considérer les charges de l'étage courant car elles sont plus grandes et afin d'en faciliter l'exécution nous étendrons ce même aux dalles similaires.

Nous sommes en présence de 6 types de dalles simples:

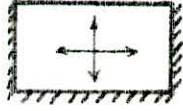
1) Dalles portant sur 2 sens, semi-encastree sur 3 cotés, libre sur le 4^e.

Dalles: ①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑫, ⑬, ⑮



2) Dalles portant sur 2 sens, semi-encastree sur 3 cotés, appuyée sur le 4^e.

Dalles: ⑩



3) Dalles portant sur 2 sens appuyée sur 2 cotés parallèles et semi-encastrees sur les 2 autres.

Dalle: ⑳



4) Dalles portant sur 2 sens, semi-encastrees sur 2 cotés adjacents libre sur les deux autres.

Dalles: ⑫ et ⑬



5) Dalles portant sur 2 sens, semi-encastrees sur les 4 cotés

Dalles: ⑧, ⑨, ⑪, ⑭ et ⑲



6) Dalles portant sur 1 sens, semi-encastrees sur 2 cotés.

Dalles: ⑦ et ⑥



Remarque: Dans le plancher terrasse, il existe la dalle ⑳ de 32 cm d'épaisseur portant sur 2 sens, semi-encastrees sur 4 cotés.
Il y a aussi une dalle en console sur V10 portant sur 1 sens.



Les moments nous permettant de ferrailer ces dalles sont obtenues à partir des tables établies par M^r BAREÏ.

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

On tiendra compte du fait que nous n'avons jamais d'encastrement parfait \Rightarrow semi-encastrement (encastrement partiel \Rightarrow réduire le moment en travée à $0,75 M_0 = M_t$ et le moment en appui : $0,3 M_0 = M_a$

Pour chaque type de dalles, nous ferrailerons la plus défavorable, c'est à dire celle qui nous donne le ferrailage à adopter pour le plancher.

1^o type de Dalle: le groupe de dalle sera ferrillé en conséquence de la dalle (13) sous la sollicitation la plus défavorable : $q = 0,820 \text{ t/m}^2$.

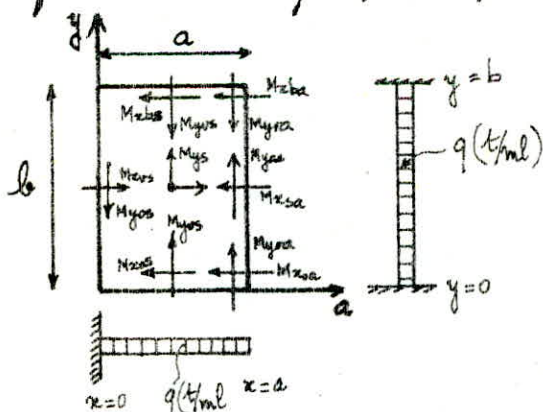


table de BAREÏ : (1.35)

$$\mu = 0,15$$

$$V = \frac{a}{b} = \frac{561}{360} = 1,558$$

$$q = 0,820 \text{ t/m}^2$$

$$h_0 = 16 \text{ cm} \Rightarrow h = 14 \text{ cm}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$qa^2 = 820 \times \overline{561}^2 = 2580712 \text{ kg.cm/ml.}$$

$$qb^2 = 820 \times \overline{360}^2 = 1062720 \text{ kg.cm/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{xsa} = -\mu \cdot M_{yos} \\ M_{xos} = M_{xbs} = \mu \cdot M_{yos} \\ M_{xoa} = M_{xba} = \mu \cdot M_{yra} \\ M_{yos} = \mu \cdot M_{xos} \end{cases}$$

V	W_0	W_{0s}	M_{xs}	M_{xrs}	$M_{yos} = \mu \cdot M_{xos}$	M_{yo}	M_{yos}	$M_{zsa} = -\mu \cdot M_{yos}$	M_{yrs}	$M_{xos} = M_{xbs} = \mu \cdot M_{yrs}$	M_{yrs}	$M_{xos} = M_{xbs} = \mu \cdot M_{yrs}$
1,558	0,00507	0,00607	0,00439	-0,0235	-0,00352	0,0374	0,0449	-0,06435	-0,0797	-0,0495	-0,0845	-0,01267
Facteur multiplicateur	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2
Moment $\times 10^{-3} (t.m)$ $\times 10^3 (kg)$	—	—	432,9	-606,46	-908,1	36745,7	4716	-7157,4	-8469,78	12699,5	89799,0	13462,6

Le plus grand moment est: $M = 89799 \text{ kg.cm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 89799}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0245 \rightarrow E = 0,9319$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{89799}{2800 \cdot 0,9319 \cdot 14} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera dans les 2 sens 5.78 pour lit supérieur et lit inférieur. : $A = 578 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Verifications:

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

A_0 : section d'armatures longitudinales suffisantes pour résister aux sollicitations calculées.

A_1 : section d'armatures évaluée pour résister dans les mêmes conditions que A_0 et aux mêmes sollicitations majorée de 20%.

$$\underline{A_1 = 1,2 \cdot A_0}$$

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

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

où: $\rho = l_x/l_y$

La section d'armatures (A) longitudinales susceptibles d'être tendues dans une poutre ou dans une plaque rectangulaire doit être au moins égale à :

- d'une part à la section A_0
- d'autre part à la plus petite des sections A_1 et A_2

$$A \geq \left\{ \begin{array}{l} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{array} \right\}$$

En outre, en aucun cas le rapport de la section des armatures de chaque direction à la section totale de béton ne doit être inférieure à :

- 0,0008 (ronds lisses).
- 0,0006 (haute adhérence).

Remarque: Cette dernière condition est vérifiée quelque soit le cas dès que la section adoptée : $A_0 > 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ car :

$$\frac{1,4}{100 \times 16} = 0,00085 > 0,0008 > 0,0006.$$

Nous verrons par la suite que c'est toujours vérifié.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{360}{561} = 0,641. \quad A_{2x} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4 \times 200} \left(1 - \frac{0,641}{2}\right) = \underline{\underline{0,922 \text{ cm}^2}}$$

$$A_{2y} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4 \times 200} \left(\frac{1 + 0,641}{4}\right) = \underline{\underline{0,556 \text{ cm}^2}}$$

$$A_{1x} = 1,2 \cdot A_{0x} = 1,2 \times 2,51 = 3,012 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1y} = 1,2 \cdot A_{0y} = 1,2 \times 2,51 = 3,012 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x \geq \left\{ \begin{array}{l} 2,51 \text{ cm}^2 \\ \min(3,012; 0,922) \end{array} \right\} \Rightarrow \underline{\underline{A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}}} \\ A_y \geq \left\{ \begin{array}{l} 2,51 \text{ cm}^2 \\ \min(3,012; 0,556) \end{array} \right\} \Rightarrow \underline{\underline{A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}}} \end{array} \right\} \Rightarrow \underline{\underline{5T8 \text{ pour lit}}} \\ \underline{\underline{\text{supérieur et}}} \\ \underline{\underline{\text{inférieur}}}$$

2) Vérification de la flèche:

Si les 2 vérifications suivantes sont vérifiées, il est inutile de faire de vérification de flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_0}{l_2} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} \\ \frac{A}{b \cdot h} = \tilde{w}_0 < \frac{20}{\sigma_{ex}} \end{array} \right. \quad M_t > 0,75 \cdot M_x$$

M_t : moment en travée calculé

M_x : moment maximum en travée, comme si la dalle était non encastree et non continue, par bande de largeur unite dans le sens lx .

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0799 \times 0,82 \times 3,6^2 = 849,11 \cdot 10^{-3} \text{ t.m.} = 84911 \text{ kg.cm.}$$

$$M_t = 89799 \text{ kg.cm} > 0,75 \cdot M_x = 63.683 \text{ kg.cm} \quad \text{vérifié.}$$

$$\text{mais: } \frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{360} = 0,045 \not> \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{89799}{84911} = 0,05.$$

→ Faisons une vérification de la flèche:

$$\bar{f}_a = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{q l^4}{384 \cdot E \cdot J} = \frac{820 \cdot 10^{-2} \cdot 3,6^4}{384 \cdot 115021,74 \cdot 0,00014} = 0,09 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{aligned} E &= 7000 \cdot \sqrt{270} = 115021,74 \text{ kgf/cm}^2 \\ J &= \frac{1 \times 0,16^3}{12} = 0,00014 \text{ m}^4 \end{aligned} \right\}$$

$$f = 0,09 \text{ cm} < \bar{f}_a = 0,72 \text{ cm.} \quad \text{vérifié}$$

$$\bar{\omega}_0 = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{2,51}{100 \times 14} = 0,0017 < \frac{\sigma_0}{\bar{\sigma}_a} = \frac{20}{4200} = 0,0047 \quad \text{vérifié.}$$

3) Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k_D}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_0 f}{1 + 10 \bar{\omega}_0 f} \quad \text{ou} \quad \bar{\omega}_0 f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{2,51}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0062.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k_D}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_B} \quad \Rightarrow \quad \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,0062}{1 + 10 \cdot 0,0062} = 1778 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \phi &= 8 \text{ mm} \\ \eta &= 1,6 \text{ (haute adhesion)} \\ k &= 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)} \end{aligned} \right\}$$

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

$$\bar{\sigma}_B = 5,9 \text{ kgf/cm}^2$$

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

→ pas de risque de fissuration - vérifié.

4°) Vérification des contraintes:

$$\left. \begin{array}{l} A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 14} = 0,179 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9311 \\ K = 57,66 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{89799}{2,51 \cdot 0,9311 \cdot 14} = 2744,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2744,5}{57,66} = 47,599 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

5°) Effort tranchant - Cisaillement -

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{820 \times 5,61}{2} = 23,001 \text{ kg.}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{23,001}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 14} = 0,018 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 59 = 6785 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié.

2° type de dalle:

Dalle (18) : voir dalle précédente :

$$q = 0,82 \text{ t/m}^2$$

$\Rightarrow A = 578/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ dans les 2 sens pour lit supérieur et lit inférieur (cf. calcul de l'appui: poutre moyée).

3° type de dalle:

Dalle (20) : $q = 0,82 \text{ t/m}^2$. (voir dalle précédente)

$A = 578 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ pour lit supérieur et lit inférieur dans les 2 sens.

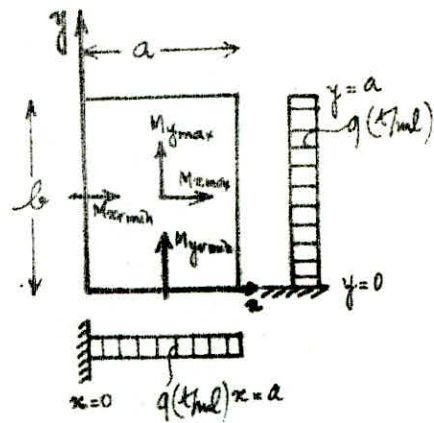
4° type de dalles En conséquence de la dalle (16)

$$\gamma = \frac{2,10}{3,60} = 0,58 = \left(\frac{a}{b}\right)$$

$$q a^2 = 820 \cdot 2,10^2 = 361620 \text{ kg.cm/ml}$$

$$q b^2 = 820 \cdot 3,60^2 = 1062720 \text{ kg.cm/ml}$$

ν	M_x^{max}	M_x^{min}	M_y^{max}	M_y^{min}
0,58	0,0139	-0,398	0,0148	-0,101
Factor multipl.	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2
M (kg.cm)	5026,5	143924,7	15728,25	109334,7



$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 143924,7}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0393 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9155 \\ K = 44,2 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{143924,7}{2800 \cdot 0,9155 \cdot 14} = 4,010 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{\underline{A = 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2}}$$

Verifications:

1) Condition de non fragilité:

$$A_{0x} = 4,02 \text{ cm}^2, A_{0y} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{1x} = A_{1y} = 1,2 \cdot 4,02 = 4,824 \text{ cm}^2$$

$$p = 0,58: A_{2x} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot \frac{2 - 0,58}{2} = 0,963 \text{ cm}^2$$

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

$$\Rightarrow A \geq \left\{ \begin{matrix} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{matrix} \right\} \Rightarrow A_{0x} = A_{0y} = A = \underline{\underline{4,02 \text{ cm}^2 = 8T8/ml}}$$

2) Vérification de la flèche:

$$* \frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{210} = 0,078$$

$$M_t = 143924 \text{ kg.cm}$$

$$M_x = 0,086 \cdot 820 \cdot \frac{3,6^2}{2} = 91394 \text{ kg.cm}$$

$$* M_t = 143924 > 0,75 \cdot M_x = 0,75 \cdot 91394 = 68545,5 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{143924}{91394} = 0,077 \Rightarrow \frac{h_0}{l_x} = 0,078 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = 0,077$$

$$* \tilde{w}_0 = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{4,02}{100 \times 14} = 0,0028 < \frac{20}{\sigma_{2n}} = 0,0047 \quad \text{vérifiées}$$

donc inutile de vérifier $f < \bar{f}_a$

3°) condition de flexion:

$$\sigma_1 = \frac{k \rho}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot \frac{0,01}{1 + 10 \cdot 0,01} = \underline{3636 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,02}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{4,02}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,01$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \rho}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot 5,9} = \underline{3686 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3686 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

4°) Vérification des contraintes:

$$A_x = A_y = 4,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,02}{100 \cdot 14} = 0,287$$

$$\Rightarrow \begin{cases} E = 0,9155 \\ K = 14,2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot k} = \frac{143924,7}{4,02 \cdot 0,9155 \cdot 14} = 2793 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2793}{14,2} = 63,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiées.

5°) Efforts tranchants:

$$T_{\max} = q \times \frac{l}{2} = \frac{820 \times 3,60}{2} = 1476 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1476}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_b = 1,2 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,785 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

5°) Type de dalles

Le groupe de dalles sont ferrailles en conséquence du ferrailage de la dalle (11)

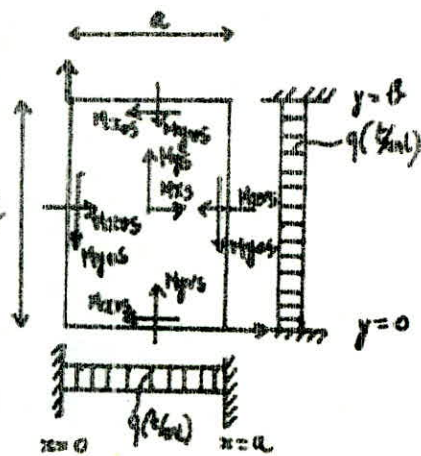
table 1.12 (BARES)

$$\mu = 0,15$$

$$\nu = \frac{a}{b} = \frac{360}{371} = 0,97$$

$$q a^2 = 820 \times \frac{360^2}{371} = 1062720 \text{ kg.cm}$$

$$q b^2 = 820 \times \frac{371^2}{371} = 1128656 \text{ kg.cm}$$



ν	w_A	$M_{x/s}$	$M_{x/4s}$	$M_{y/s}$	$M_{y/4s}$
0,97	0,0158	0,0216	0,0540	0,0188	0,0431
F.m	$\frac{q a^4}{E A^3}$	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$
M kg.cm	—	22954	57386	21218	55477

$M_{c,max} = 57386 \text{ kg.cm}$

$$\mu = \frac{15 \times 57386}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0,0156 \Rightarrow E = 0,9448$$

$$\Rightarrow A = \frac{57386}{2800 \times 0,9448 \times 14} = 1,55 \text{ cm}^2$$

on adoptera dans les 2 sens 4T8 = 2,01 cm²/ml pour les lits superieurs et inferieur.

Vérifications: Conditions de non fragilité

10) $A_{ox} = A_{oy} = 2,01 \text{ cm}^2$
 $A_{1x} = A_{1y} = 1,2 \times 2,01 = 2,412 \text{ cm}^2$

$$f = \frac{360}{370} = 0,97$$

$$A_{2x} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,97}{2} \right) = 0,698 \text{ cm}^2$$

$$A_{2y} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+0,97}{4} \right) = 0,668 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ car } A \geq \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases}$$

$$\frac{A}{58} > 0,0008 \text{ vérifié}$$

2°) verification de la flèche : (cf. 1° type de dalle)

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{360} = 0,044$$

$$M_x = 0,0448 \times 820 \times 360^2 = 47609 \text{ kg.cm}$$

$$M_t = 57386 > 0,75 \cdot M_x = 35706,75 \text{ kg.cm} \text{ vérifié}$$

$$* \frac{h_0}{l_x} = 0,044 \neq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{57386}{35706,75} = 0,08$$

verif de la flèche :

$$\bar{f}_a = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$f = \frac{820 \cdot 10^{-2} \times 36^4}{384 \cdot 115021,74 \times 0,00034} = 0,09 \text{ cm}$$

$$f = 0,09 \text{ cm} < \bar{f}_a = 0,72 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

$$* \frac{A}{b \cdot l} = \bar{w}_0 = \frac{2,01}{100 \times 14} = 0,0014 < \frac{20}{V_{en}} = \frac{20}{4200} = 0,0047 \text{ vérifié}$$

3°) Condition de non fissuration : (cf. 1° type de dalle)

$$\phi = 8 \Rightarrow \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{8} = \frac{0,005}{1+0,05} = \frac{1428 \text{ kg/cm}^2}{\left. \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}}$$

$$w_f = \frac{2,01}{2 \times 100 \times 2} = 0,005 \quad \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

4°) Contraintes :

$$A_x = A_y = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \bar{w} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \times 14} = 0,143 \Rightarrow E = 0,9377$$

$$K = 65,25$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot l} = \frac{57386}{2,01 \times 0,9377 \times 14} = 2174 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2174}{65,25} = 33,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

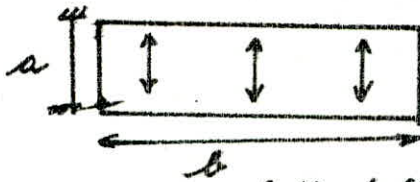
5° Efforts tranchants négligeables.

$$T = \frac{820 \times 3,71}{2} = \frac{qL}{2} = 1521,1 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1521,1}{100 \times \frac{71}{8}} = 1,24 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_l = 6,785 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

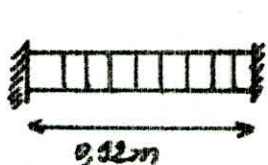
6° type de dalles

Dalle ① : les dalles de ce groupe seront ferrillées en conséquence :



$$\begin{aligned} a &= 92 = 0,15 < 0,4 \Rightarrow \text{ dalle portant sur 1 seul} \\ b &= 584 \quad \text{ sens celui de la petite portée} \end{aligned}$$

Cette dalle se calcule alors comme une poutre portant sur le petit côté l_x . Le moment en travée :



$$M_t = \frac{q l_x^2}{10} = \frac{820 \times 0,32^2}{10} = 6940 \text{ kg.cm/ml}$$

$$M_{app} = -\frac{q l_x^2}{20} = -\frac{820 \times 0,32^2}{20} = 3470 \text{ kg.cm/ml}$$

$$\mu_t = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 6940}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0018 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9804 \\ K = 240 \end{cases}$$

$$\mu_{app} = \frac{15 M_{app}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3470}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0009 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9859 \\ K = 340 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{tx} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot K} = \frac{6940}{2800 \times 0,9804 \times 14} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{px} = \frac{3470}{2800 \times 0,9859 \times 14} = 0,089 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons des ferrillages qui fassent vérifier les quantités minimum exigées par les règlements :

5TG = 1,47 cm²/ml dans les 2 sens pour le lit supérieur et le lit inférieur (en travée) (en appui)

Vérifications: 1) Condition de non fragilité:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ox} = A_{oy} = 1,41 \text{ cm}^2 \\ A_{1x} = A_{1y} = 1,692 \text{ cm}^2 \\ \rho = 0,15 \left\{ \begin{array}{l} A_{2x} = 1,25 \text{ cm}^2 \\ A_{2y} = 0,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

2) vérification de la flèche (Art. 6.12.2. CCBA 68)

$$* \frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{92} = 0,17 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{6940}{3675} = 0,04$$

$$M_x = \frac{220 \cdot 0,02 \cdot 10^4}{8} = \frac{3675 \text{ kg.cm}}{8}$$

(poutre à moment appuyée)

$$M_t = 6940 \text{ kg.cm} > 0,75 \cdot M_x = 6506 \text{ kg.cm} \text{ vérifié}$$

$$\frac{h_0}{l_x} = 0,17 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = 0,04 \text{ vérifié}$$

$$* \frac{1,41}{100 \times 14} = 0,0010 = \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{4200} = 0,0047 = \frac{20}{\sigma_{an}} \text{ vérifié}$$

3) Condition de fissuration

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{6} \times \frac{0,0035}{1 + 0,035} = \underline{1352 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{400} = 0,0035$$

$$B_f = 2 \cdot b \cdot d = 2 \times 100 \times 2 = 400 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \times \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} = \underline{3686 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3686 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

d'où pas de risque de fissuration.

4°) Vérification des contraintes:

$$A_x = A_y = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 1,41}{100 \times 14} = 0,1007 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9468 \\ K = 79 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{6000}{1,41 \cdot 0,9468 \cdot 14} = \frac{371,32 \text{ kg/cm}^2}{1} < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

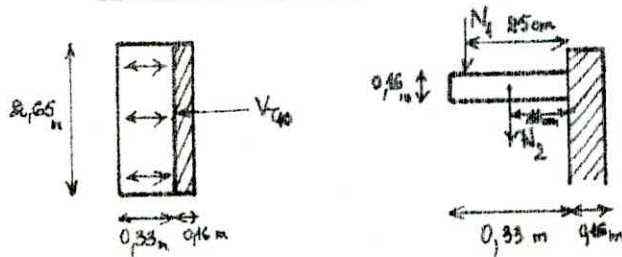
$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{371,32}{79} = 4,70 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

5°) Vérification de l'effort tranchant:

$$T = q \frac{l}{2} = 220 \times \frac{0,92}{2} = 377,2 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{377,2}{100 \times \frac{7}{8} \times 14} = 0,308 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Calcul de la dalle en console supportant une partie de la salle des machines dans le plancher terrasse.



Poids de la salle des machines revenant à la dalle est :

$$N_1 = \frac{14}{3} = 4,5 \text{ t.}$$

Poids propre de la dalle : $N_2 = (0,16 \times 2,65 \times 0,33) \times 2,5 = 9,3498 \text{ t.}$

Les bras de levier (distance entre le point d'application de la charge et la section d'encastrement) sont :

$$z_1 = 0,25 \text{ m} \quad \text{et} \quad z_2 = 0,16 \text{ m}$$

Nous étudions cette dalle en console par mètre linéaire :

$$N_1 = \frac{4,5}{2,65} = 1,68 \text{ t/ml} \quad , \quad N_2 = \frac{9,3498}{2,65} = 0,132 \text{ t/ml.}$$

Calcul du moment d'encastrement : $M = N_1 \cdot z_1 + N_2 \cdot z_2$

$$M = 1,68 \times 0,25 + 0,132 \times 0,16 = 0,4414 \text{ t.m/ml}$$

$$M = 44110 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 44110}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0120 \Rightarrow E = 0,9510$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{44110}{2800 \cdot 0,9510 \cdot 14} = 1,183 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A = 2,51 \text{ cm}^2 = 5 \text{ T8/ml}$ pour lit supérieur.

Le lit inférieur sera le même que la dalle (R) $\Rightarrow 5 \text{ T8/ml.}$

Verifications :

1) Conditions de non fragilité :

$$A_{rx} = 0,69 \cdot 100 = 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot \left(1 - \frac{0,12}{2}\right) = 1,278 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{l_x/l_y}{2,65} = \frac{0,33}{2,65} = 0,12$$

$$A_{2y} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1 + 0,12}{4} \right) = \underline{0,379 \text{ cm}^2}$$

$$\begin{cases} A_{1x} = 1,2 \cdot 2,51 = 3,012 \text{ cm}^2 \\ A_{2x} = 1,2 \cdot 2,51 = 3,012 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2 \geq \left\{ \begin{array}{l} 2,51 \text{ cm}^2 \\ \min(3,012, 1,275) \end{array} \right\}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 \geq \left\{ \begin{array}{l} 2,51 \text{ cm}^2 \\ \min(3,012, 0,379) \end{array} \right\}$$

donc 578 /ml dans les 2 sens pour les 2 lits.

2°) Vérification de la flèche:

$$l = 0,33 \\ q = 14,68$$

$$M_t = 44110 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_x = \frac{q l^2}{8} = \frac{14,68 \times 0,33^2}{8}$$

$$M_x = 0,2 \text{ t} \cdot \text{m} = 20.000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$q = \frac{N_1 + N_2}{S} = \frac{4,5 + 0,3498}{0,33 \times 2,65} = 5,54 \text{ t/m}^2$$

$$q = 5,54 \times 2,65 = 14,681 \text{ t/ml}$$

$$M_t = 44110 \text{ kg} \cdot \text{cm} > 0,75 \cdot M_x = 0,75 \cdot 20.000 = 15000 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \underline{\text{vérifié}}$$

$$\frac{h_0}{l_2} = \frac{16}{33} = 0,484 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot \frac{44110}{20.000} = 0,110$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \tilde{w}_0 = \frac{2,51}{100 \cdot 14} = 0,0017 < \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4200} = 0,0047 \quad \underline{\text{vérifié}}$$

donc inutile de vérifier la flèche.

3°) Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k_D}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \times \frac{0,0062}{1 + 10 \cdot 0,0062} = 1778 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tilde{w}_f = \frac{2,51}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0062$$

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

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{vérifié}}$$

4°) Vérification des contraintes :

$$\left. \begin{array}{l} A_x = 2,51 \text{ kg/cm}^2 \\ A_y = 2,51 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \bar{\sigma} = \frac{A \cdot 100}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 14} = 0,179 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9344 \\ K = 57,66 \end{cases}$$

$$M_{\max} = M_x = 44110 \text{ kg.cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{44110}{2,51 \cdot 0,9344 \cdot 14} = 1348 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1348}{57,66} = 23,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiées.

5°) Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = (4,5t + 0,3498t) \times \frac{1}{2,65} = 1,830 \text{ t/ml.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,830}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \tau_b = 1,15 \cdot 1,49 = 1,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 1,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

6°) Vérification au poinçonnement :

$$h_0 = 16 \text{ (épaisseur de la dalle.)}$$

Il faut que la contrainte totale de cisaillement τ_{\max} soit inférieure à la contrainte de référence $\bar{\sigma}_b$

P: charge concentrée appliquée

C_y: aire de la surface suivant laquelle la charge P agit sur la dalle.

P_c: le périmètre d'un contour parallèle à celui de C_y, situé à l'extérieur de ce dernier à une distance $\frac{h_0}{2}$.

$$\left. \begin{array}{l} P = 4,5t \\ C_y = 2,60 \times 0,16 = 0,416 \text{ m}^2 = 4160 \text{ cm}^2 \\ P_c = 2(2,60 + 0,08 + 0,16 + 0,08) = 5,84 \text{ m} \end{array} \right\} \tau_{\max} = \frac{1,5 \cdot P}{1,2 \cdot P_c \cdot h_0} = \frac{1,25 \cdot 4500}{584 \cdot 16} = 0,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 0,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

N.B: Des contours transversaux $\Phi 6$ en cadres tous les 15 cm, sur les 2,60 m du mur et larges de 0,24 m. \Rightarrow pontre noyée de renforcement.

ARMATURES DE RENFORCEMENT
DES OUVERTURES

Tous les étages comportent des ouvertures nécessaires pour le passage des gaines et des conduites d'eau et d'aération.

Ces ouvertures nécessitent :

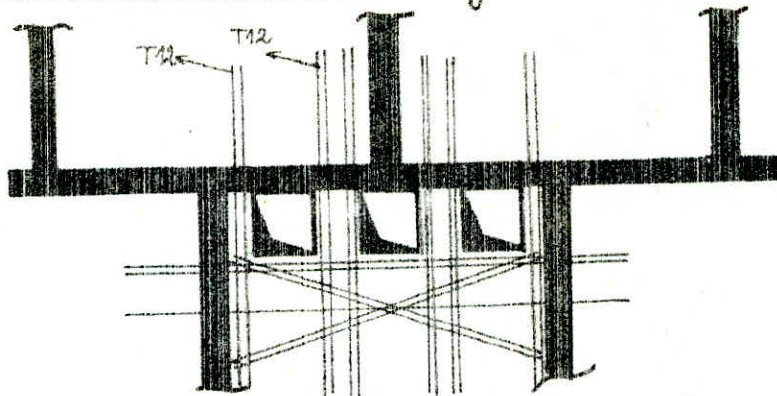
- une réservation pour le coffrage
- Des aciers de renfort sur tout le pourtour de la réservation.

Ces armatures de renfort permettent de remplacer les aciers sectionnés de l'ouverture. Ils ne nécessitent pas de calcul particulier. On les choisit forfaitairement, ou alors par expérience.

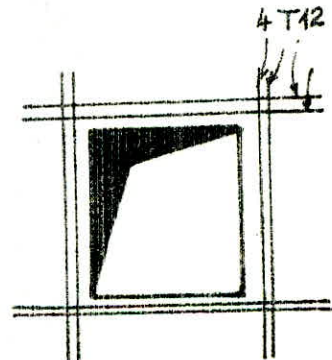
On doit tout simplement s'assurer qu'ils n'ont pas une section inférieure à celle des armatures sectionnées.

On choisira comme armature de renfort des T12, disposés comme indiqué ci-dessous.

Dans le cas des 3 ouvertures (gaines - Dalle 13).

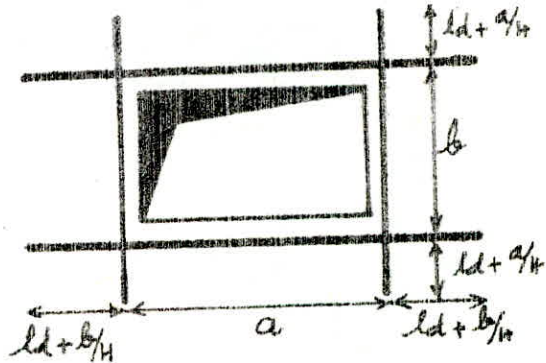


N.B. Dans le cas d'une seule ouverture isolée, par exemple la trappe d'accès à la terrasse : On place 2 T12 de chaque côté de l'ouverture.

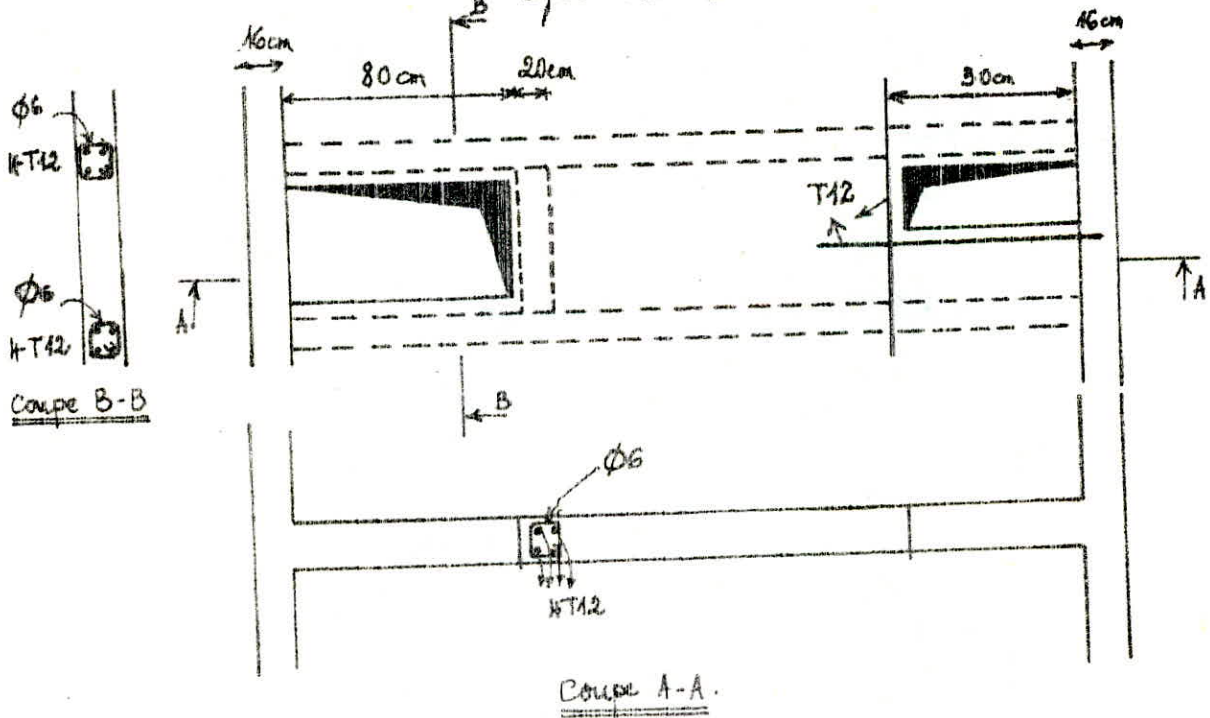


Remarque: Cas des petites ou grandes ouvertures. Longueur d'ancrage des armatures.

Petites ouvertures:

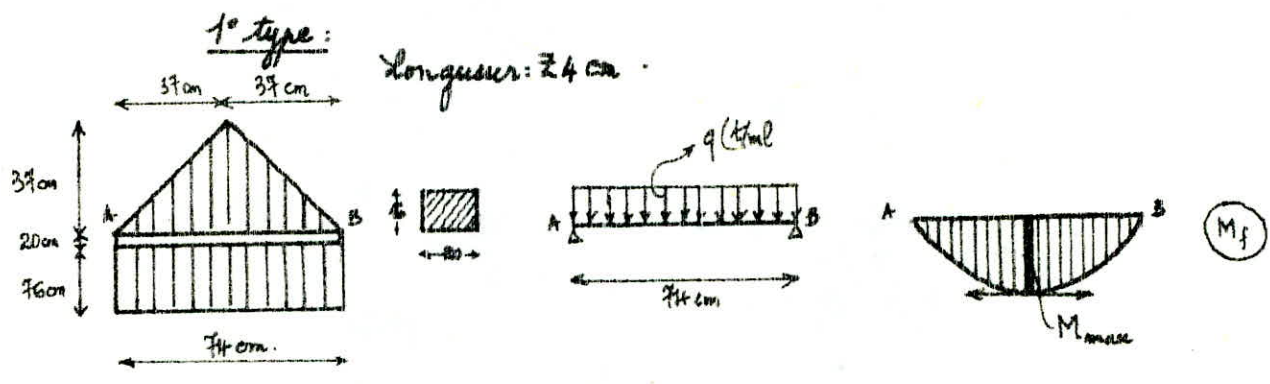


Grandes ouvertures: Les renforts sont assurés par des formes de poutres noyées.
C'est le cas des ouvertures pratiquées dans le voile périphérique pour l'accès au vide sanitaire pour d'éventuelles réparations d'ouvriers.



Calcul des Poutres Noyées:

Nous avons 2 types de poutres noyées; celles du 1° type se trouvent au niveau du dégagement et celles du 2° type se trouvent au seuil des loggias des étages courant.



Comme l'indique "statique" ci dessus, la poutre AB sera calculée comme simplement appuyée à ses 2 extrémités sous un ensemble de charges (poids de la dalle supportée, poids propre, surcharges d'exploitation sur la dalle et sur la poutre) se réduisant à une charge uniformément répartie.

Charge du plancher: $(0,37^2 + (0,76 \times 0,74)) \times 0,575 = 0,402 t$	} ⇒ G
(poids propre + revêtement)	
Poids propre de la poutre: $(0,2 \times 0,74 \times 0,16) \times 2,5 = 0,592 t$	} ⇒ S
Poids de revêtement sur la poutre: $(0,575 - 0,100) \times 0,2 \times 0,74 = 0,0259 t$	
Surcharge sur le plancher: $0,175 \times (0,37^2 + 0,76 \times 0,74) = 0,1223 t$	} ⇒ S
Surcharge sur la poutre: $0,175 \times 0,20 \times 0,74 = 0,0259 t$	

$$\left. \begin{matrix} G = 0,4871 t \\ S = 0,1182 t \end{matrix} \right\} \Rightarrow Q = G + 1,2 S = 0,4871 + 1,2 \cdot 0,1182 = \underline{\underline{0,665 t}}$$

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{0,665}{0,74} = 0,898 t/ml.$$

$q = 0,898 t/ml$

Moment maximum sollicitant la poutre :

$$M_{tmax} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,898 \times 0,74^2}{8} = 0,061 \text{ t.m.}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot h^2 \geq M_{tmax}$$

$$\Rightarrow b \geq \frac{M_{tmax}}{\frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot h^2}$$

$$\text{ici : } \alpha = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b}{n \cdot \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 135}{15 \times 135 + 2810} = 0,142$$

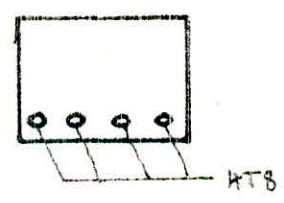
$$b \geq \frac{0,061 \cdot 10^5}{\frac{1}{2} \cdot 135 \cdot 0,142 \cdot \left(1 - \frac{0,142}{3}\right) \cdot 14^2} = 1,276 \text{ cm}$$

$b \geq 1,3 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$ est valable

Ferraillage de la poutre :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,061 \cdot 10^5}{2800 \times 20 \times 14^2} = 0,0083$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,959 \\ \kappa = 107 \end{cases}$$



$$A = \frac{M}{\epsilon \cdot \bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{0,061 \cdot 10^5}{0,959 \times 2800 \times 14} = 0,1622 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Vérifications des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{h}{b \cdot h} \times 100 = \frac{2,01}{20 \times 16} \times 100 = 0,628 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8834 \\ \kappa = 27,88 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,061 \cdot 10^5}{2,01 \times 0,8834 \times 14} = 245,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\underline{\sigma_a = 245,38 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\sigma'_b = \frac{F_A}{K} = \frac{245,88}{27,89} = 8,80 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 8,80 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{vérifiées}$$

Conditions de non fragilité:

$$A = b \cdot h \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{sm}} \quad (\text{cf. CCBA-68})$$

$$A_{\min} = 20 \cdot 14 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{h \cdot 200} = 0,2714 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,271 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

Vérifications au cisaillement:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} < 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b \quad b_0 = \frac{7}{8} \cdot h \\ \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b : \text{car } 8,80 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{0,898 \times 0,74}{2} = 0,332 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{0,332 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,355 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_b = 1,355 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{vérifications.}$$

Calcul des Armatures transversales:

$$t_{\text{trac}} \leq t_{\text{Max}} \left\{ \begin{array}{l} t = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) = 14 \left(1 - 0,3 \frac{1,355}{20,65} \right) = 13,035 \text{ cm} \\ t = 0,2 h = 0,2 \times 14 = 2,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $A_t = 2 \text{ cadres } \emptyset 8 \Rightarrow (A_t = 2,01 \text{ cm}^2)$.

$$t = \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot A \cdot y}{T} \quad \text{ou : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{at} = \beta_a \cdot \bar{\sigma}_a \\ \beta_a = 1 - \frac{e_6}{9 \cdot \bar{\sigma}_B} \end{cases}$$

$$\beta_a = 1 - \frac{1,355}{9 \times 5,9} = 0,974 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{at} = 0,974 \times 2800 = \underline{2727,2 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$t = \frac{2727,2 \times 2,01 \times \frac{7}{8} \cdot 14}{0,331 \cdot 10^9} = 202,26 \text{ cm}$$

Les cadres Ø8 seront donc espacés de 13 cm.

Conditions de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k_p}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{2,01}{2 \cdot 2 \cdot 20} = 0,025$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_p}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_B}$$

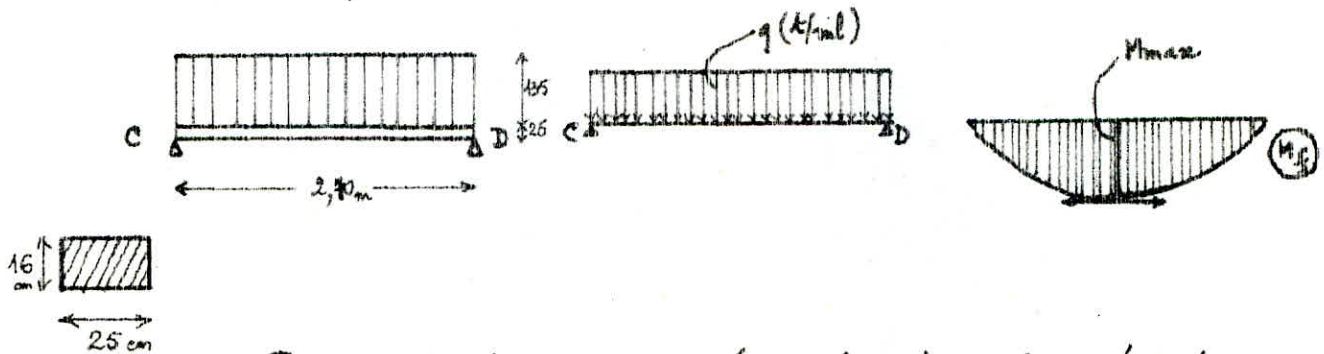
$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{8} \times \frac{0,025}{1 + 10 \cdot 0,025} = \underline{6000 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8}} \times 5,9 = \underline{3160 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 6000 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{pas de fissuration.}$$

Calcul de la poutre moyen :

2° type :



Poutre simplement appuyée, chargée uniformément, donc calculée en flexion simple.

Poids propre du plancher : $(2,70 \times 1,35) \times 0,575 = \underline{2,095 t}$
 (+ revêtement)

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,16 \times 2,70 \times 2,5 = \underline{0,270 t}$

Poids propre revêtement poutre : $(0,575 - 0,400) \times 0,25 \times 2,70 = \underline{0,118 t}$

Surcharge sur la poutre : $0,400 \times (2,70 \times 0,25) = \underline{0,270 t}$

Surcharge sur le plancher : $0,400 \times (2,70 \times 1,35) = \underline{1,458 t}$

$G = 2,113 t$
 $S = 1,728 t$ } $\Rightarrow Q = G + 1,2.S = 2,113 + 1,2 \cdot 1,728 = \underline{4,5566 t}$

$q = \frac{Q}{L} = \frac{4,5566}{2,70} = \underline{1,687 t/ml}$

$q = 1,687 t/ml$

Moment maximum sollicitant la poutre :

$M_{t,max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,687 \cdot 2,70^2}{8} = 1,53 t.m.$

$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \alpha \cdot (1 - \frac{\alpha}{3}) \cdot b h^2 \geq M_t^{max}$

$\alpha = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b}{n \cdot \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 135}{15 \times 135 + 2800} = \underline{0,42}$

$$b \geq \frac{M_{t \max}}{\frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot h^2} = \frac{1,53 \cdot 10^5}{\frac{1}{2} \cdot 185 \cdot 0,42 \cdot \left(1 - \frac{0,42}{3}\right) \cdot 16^2} = 13$$

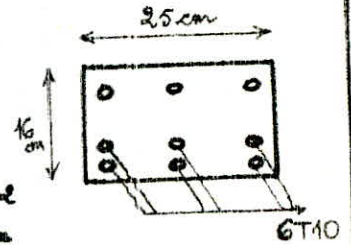
$b \geq 13 \text{ cm}$ donc $b = 25 \text{ cm}$ est un choix judicieux.

Ferraillage:

$$\mu = \frac{15 \times 1,53 \cdot 10^5}{2800 \times 25 \times 16^2} = 0,160 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8488 \\ K = 18,05 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{1,53 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8488 \times 16} = 4,59 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \underline{6 \text{ } \phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2}$$



Vérification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{A}{b \cdot h} \cdot 100 = \frac{4,71}{25 \times 16} \times 100 = 1,177 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8523 \\ K = 19,93 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{1,53 \cdot 10^5}{4,71 \times 0,8523 \cdot 16} = 2722 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2722}{19,93} = 134,57 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_b'$$

Conditions de non fragilité:

$$A = b \cdot h \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 25 \times 16 \times 0,69 \times \frac{5,9}{14 \cdot 200} = 0,387 < 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,387 \text{ cm}^2} \quad \text{vérifié.}$$

Vérification au cisaillement:

$$T_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = \frac{1,687 \times 2,7}{2} = 2,277 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot y} = \frac{2,277}{25 \times \frac{7}{8} \cdot 16} = 7,435 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\tau_b = 7,435 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2} \quad \text{vérifié.}$$

Calcul des armatures transversales

$$t_{max} \leq \max \left\{ \begin{aligned} &14 \left(1 - 0,5 \cdot \frac{7,455}{5,9} \right) = \underline{\underline{8,70 \text{ cm}}} \quad \text{ici } t = h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{c_b}{c_b} \right) \\ &t = 0,2 h = 0,2 \cdot 14 = \underline{\underline{2,8 \text{ cm}}} \end{aligned} \right.$$

On prend $A_t = 1 \text{ cadre } \emptyset 8 \text{ et } 1 \text{ étrier } \emptyset 8$
 $= \underline{\underline{2,01 \text{ cm}^2}}$

$$t = \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot A_t \cdot \gamma}{T} \qquad T = 2,277 t, \quad \gamma = \frac{7}{8} \cdot 14 = 12,25 \text{ cm}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_{at} &= \rho_a \cdot \bar{\sigma}_a \\ \rho_a &= 1 - \frac{c_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_a} \end{aligned} \right\} \rightarrow \rho_a = \left(1 - \frac{7,455}{9 \cdot 5,9} \right) = 0,859 \text{ et } \bar{\sigma}_{at} = 0,859 \times 2800 = \frac{2407,94}{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$t = \frac{2407,94 \times 2,01 \times \frac{7}{8} \cdot 14}{2,277 \cdot 10^3} = \underline{\underline{26,023 \text{ cm}}}$$

Les cadres et étriers seront placés tous les $t = 8 \text{ cm}$.

Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = k \frac{Q}{\emptyset} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{8} \cdot \frac{0,02}{1 + 10 \cdot 0,02} = \underline{\underline{5000 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{2,01}{25 \cdot 2 \cdot 2} = 0,02$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k Q}{\emptyset} \cdot \bar{\sigma}_B} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 5,9} = 5160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\underline{\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5000 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2.}} \quad \text{vérifié.}$$

Calcul des prédalles du plancher haut du vide sanitaire.

Choix du système de prédalles:

Du à l'impossibilité d'un coffrage table et banche pour ce plancher, voulant éviter la solution d'un coffrage perdu; nous adoptons un système de prédalles préfabriquées jointives présentant les avantages suivants:

- Suppression des coffrages, Réduction de l'étaieement, Facilité d'incorporation des canalisations, suppression des enduits de plâtre en sous face.
- Préfabrication: sur le chantier, en usine, fabrication soignée de chaque élément, rendement assuré, réalisation aisée d'éléments non réguliers, réservation facile.
- Temps d'exécution et de livraison réduit.

Définitions, calcul des prédalles:

On désigne par prédalles, des plaques préfabriquées en béton armé ou précontraint destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher de type dalle pleine qui après durcissement d'une lame de béton, d'épaisseur au moins égale à celle des prédalles est coulé sur le chantier et aura un fonctionnement monolithique.

Dans le calcul, nous aurons à considérer 3 phases, conformément aux prescriptions du CCBA 68. (art. 22).

Ces 3 phases sont:

1^{re} phase: Prédalle soumise à son poids propre seulement.

2^e phase: Prédalle soumise à son poids propre, plus une surcharge constituée de béton frais coulé sur chantier et une surcharge forfaitaire 100kg/m^2 dite de chantier, correspondant aux ouvriers, aux matériels courants, ou aux matériaux concentrés susceptibles d'être présents pendant la mise en œuvre.

3^e phase: Prédalle à pleine résistance sous $G+1,2P$.

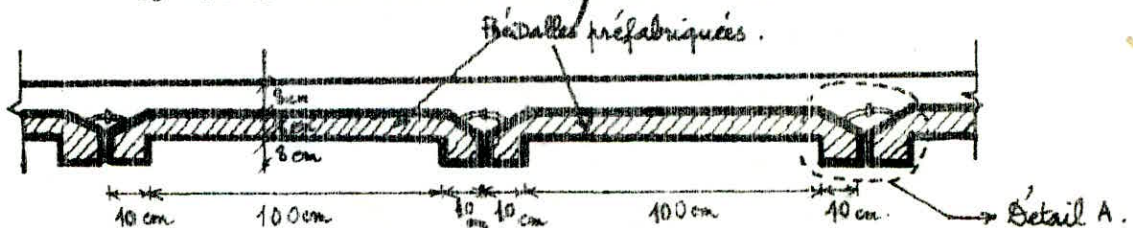
Les prédalles sont calculées suivant les règles classiques de la résistance des matériaux et armées en conséquence.

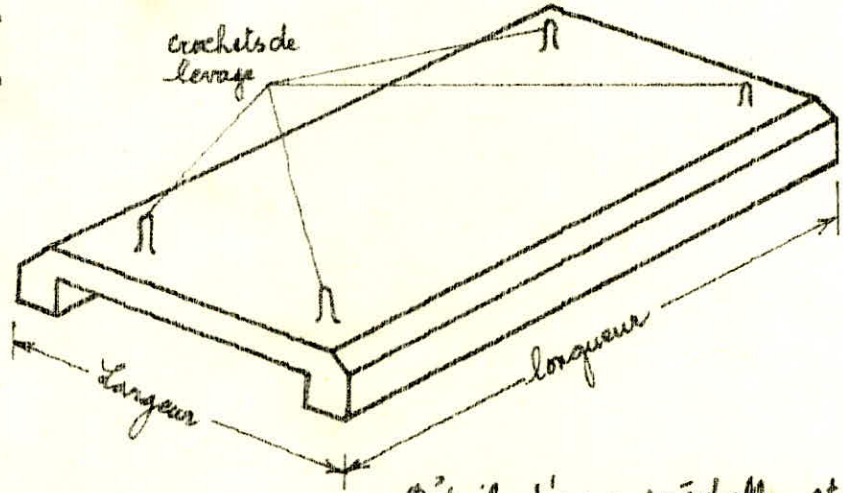
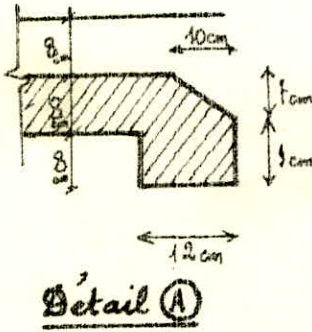
Dimensionnements :

La longueur d'une prédalle sera prise égale à la petite portée du "panneau" plus 8 cm qui doivent servir comme appuis de la dite prédalle sur les voiles du voile sanitaire, la largeur est en fonction de la grande portée du panneau et de l'emplacement des trémiss.

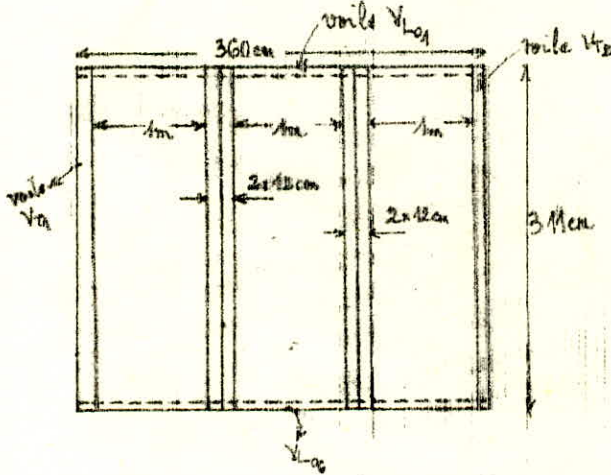
L'étude sera faite seulement pour les prédalles du panneau n° 1.

L'étude est similaire pour tous les autres.





Détail d'une prédalle et de son système de crochets de levage.



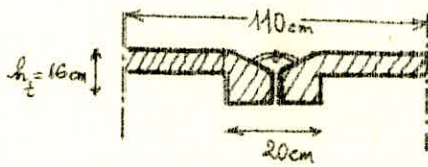
Vue en plan de la disposition des prédalles dans le panneau (1): 360 x 341.

Etude des poutres porteuses:

Des armatures de liaisons sont prévues au niveau de la jonction de 2 prédalles consécutives, ce qui nous permet d'adopter comme section transversale de calcul une section en T₀.

Nous utiliserons les méthodes exposées dans: Calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (Théorie et applications) de P. Charon. pour les 2 types de section; rectangulaire ou section en T_e.

1^o phase: Prédalle soumise à son poids propre seulement:

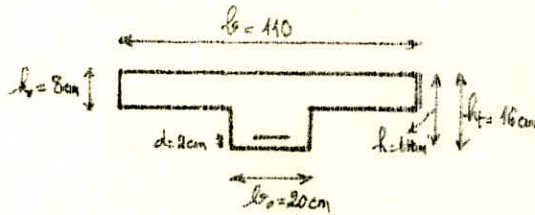


Longueur de la prédalle: $L = 3,41 \text{ m}$

$\Rightarrow L = 3,27 \text{ m}$

Portée libre: $L = 3,41 \text{ m} - 0,08 = 3,03 \text{ m}$

Largeur: 120 cm (où: $2 \times 10 \text{ cm} = 2 \text{ pontes}$)



Largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure doit être inférieure à:

$$\frac{1,00 \text{ m}}{2} = 0,50 \text{ m} \text{ et } \frac{3,41}{10} = 0,34 \text{ m}$$

Charge par mètre linéaire:

$$q = (0,20 \times 0,08 + 1,10 \times 0,08) \times 2500 = 260 \text{ kg/ml}$$

2^o phase: Prédalle soumise à son poids propre plus une surcharge constituée de béton frais, de chantier (ouvriers et matériel)

Charge par mètre linéaire:

- poids propre par mètre linéaire: = 260 kg/ml
- Béton frais majoré: $1,2 \times 0,08 \times 1,10 \times 2500 = 264 \text{ kg/ml}$
- surcharge de chantier majorée: $1,2 \times 1,10 \times 100 = 132 \text{ kg/ml}$

$$q = 656 \text{ kg/ml}$$

La comparaison des 2 valeurs de charges par mètre linéaire dans les 2 phases montre que le cas le plus défavorable est celui de la 2^o phase.

Etude de la 2^o phase:

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{656 \cdot (3,03)^2}{8} = 793,44 \text{ kg.m}$$

Position de l'axe neutre: $\mu = \frac{15 \cdot M}{G_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 793,44 \cdot 10^3}{2800 \times 110 \times 16^2}$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \alpha = 0,1818, \quad \kappa = 67,5, \quad E = 0,9394$$

$$\underline{\alpha \cdot h = 0,1818 \times 14 = 2,54 \text{ cm} < h_0 = 8 \text{ cm}}$$

l'axe neutre tombe dans la table \Rightarrow on calcule la section comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

section des armatures:

$$A_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{793,41 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9394 \times 14} = 2,15 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \underline{A = 5\phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2}.$$

Vérifications:

a) Contraintes:

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{793,41 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9394 \cdot 14} = 2402,5 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\underline{\sigma_a = 2402,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2} \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2402,5}{67,5} = 35,59 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\underline{\sigma_b' = 35,59 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kgf/cm}^2} \quad \text{vérifié.}$$

ni:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,51}{110 \cdot 14} = 0,162 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9342 \\ \kappa = 61,0 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{793,41 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9342 \cdot 14} = 2415,9 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2415,9}{61} = 39,6 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kgf/cm}^2$$

Vérifiés.

b) Non fragilité:

$$A_{\text{min}} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{en}}}$$

$$\underline{A = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 110 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,49 \text{ cm}^2 = A_{\text{min}}}$$

Vérifié.

c) Non-fissuration:

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2.d.b} = \frac{2,51}{2.2.110} = \frac{2,51}{440} = 0,005$$

$$\sigma_1 = \frac{k_D}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1+10\tilde{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,005}{1+10 \cdot 0,005}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k_D}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 5,9} = \underline{3192 \text{ kgf/cm}^2}$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ pas de fissuration.

d) Vérification au cisaillement

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{656 \times 3,41}{2} = 1120,08 \text{ kg}$$

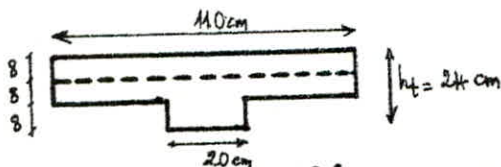
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1120,08}{110 \cdot \frac{2}{3} \cdot 14} = 0,757 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 39,6 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma'_b = 67,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$\tau_b = 0,757 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kgf/cm}^2$ vérifié.

3° phase:

Prédalle à pleine résistance sous G+1,2P.



Charge par ml:	$(0,20 \times 0,08 + 1,10 \times 0,16) \times 2500 = 480 \text{ kg/ml}$
Carrelage (2cm):	$2 \times 22 = 44 \text{ kg/ml}$
Mortier lde pose:	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/ml}$
Sable (3cm):	$0,03 \times 1700 = 51 \text{ kg/ml}$
Surcharge majorée:	$1,2 \times 250 = 300 \text{ kg/ml}$
	<hr/>
	$q = 915 \text{ kg/ml}$

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{915 \times 3,41^2}{8} = 1106,24 \text{ kg.m}$$

$$T_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{915 \times 3,11}{2} = 1422,8 \text{ kg.}$$

Position de l'axe neutre:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1106,24 \cdot 10^2}{2800 \times 110 \times 22^2} = 0,0411$$

$$\rightarrow \alpha = 0,1415 \rightarrow \alpha \cdot h = 0,1415 \cdot 22 = 3,11 \text{ cm} < h_0 = 16 \text{ cm}$$

donc l'axe neutre tombe dans la table. Nous sommes ramenés à l'étude d'une section rectangulaire: $(b=110) \times (h=22 \text{ cm})$.

$$\rightarrow \begin{aligned} \mu &= 0,0411 \\ \epsilon &= 0,9528 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1106,24 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9528 \cdot 22} = 1,88 \text{ cm}^2.$$

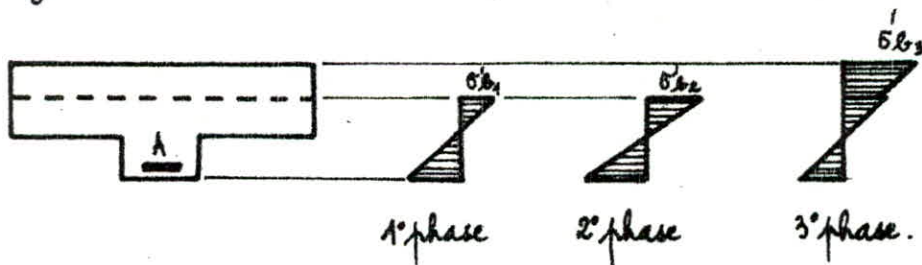
La section à prendre devra être:

$$\max(A_2, A_3) = \max(2,15; 1,88) = 2,15 \text{ cm}^2.$$

Pour un maximum de sécurité, nous adopterons:

$$\underline{A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

Diagramme des contraintes:



Vérification des contraintes:

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,14}{110 \cdot 22} = 0,129 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9405 \\ K = 69,0 \end{cases}$$

Acier:
$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1106,24 \cdot 10^2}{3,14 \cdot 0,9405 \cdot 22} = 1702,7 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

Béton:
$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1702,7}{69,0} = 24,67 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kgf/cm}^2.$$

vérifiés.

Vérification de non fragilité:

La section minimale des armatures est :

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b_0 \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 22 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,426 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,426 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot D}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \tilde{\omega}_f} \quad \tilde{\omega}_f = \frac{k}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b_0} = \frac{3,14}{2 \cdot 2 \cdot 20} = 0,039$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{10} \times \frac{0,039}{1 + 10 \cdot 0,039} = \underline{\underline{6733 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{10} \cdot 5,9} = \underline{\underline{2855 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 6733 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Armatures transversales:

$$T_{\max} = 1422,8 \text{ kg}$$

On utilisera des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

$$\bar{\sigma}'_b = 24,67 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 27,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1422,8}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 5,80 \text{ kgf/cm}^2 < 20,65 \text{ kgf/cm}^2$$

où $z = \frac{7}{8} \cdot h$

$$\tau_b = 5,80 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kgf/cm}^2$$

Contrainte admissible des armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec:} \quad f_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (armatures transversales)}$$

$$1 - \frac{\alpha_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5,80}{9 \cdot 5,9} = 0,89 \Rightarrow f_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 0,89\right) = 0,89.$$

$$\underline{f_{at} = 0,89} \Rightarrow \underline{\bar{\sigma}_{at} = 0,89 \cdot 2400 = 2136 \text{ kgf/cm}^2}.$$

L'ecartement des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$t \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} t_0 \\ \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2) \end{array} \right\}$$

$$t_0 = \frac{A_t \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{où : } A_t : \text{section des armatures transversales dans une section droite, soit 2 cadres } \Phi 6 \Rightarrow \underline{A_t = 1,13 \text{ cm}^2}$$

$$t_0 = \frac{1,13 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14 \cdot 2136}{1422,8} = \underline{20,78 \text{ cm}}.$$

$$\bar{t}_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \cdot \alpha_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 14 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 5,80}{5,9} \right) = \underline{9,87 \text{ cm}}$$

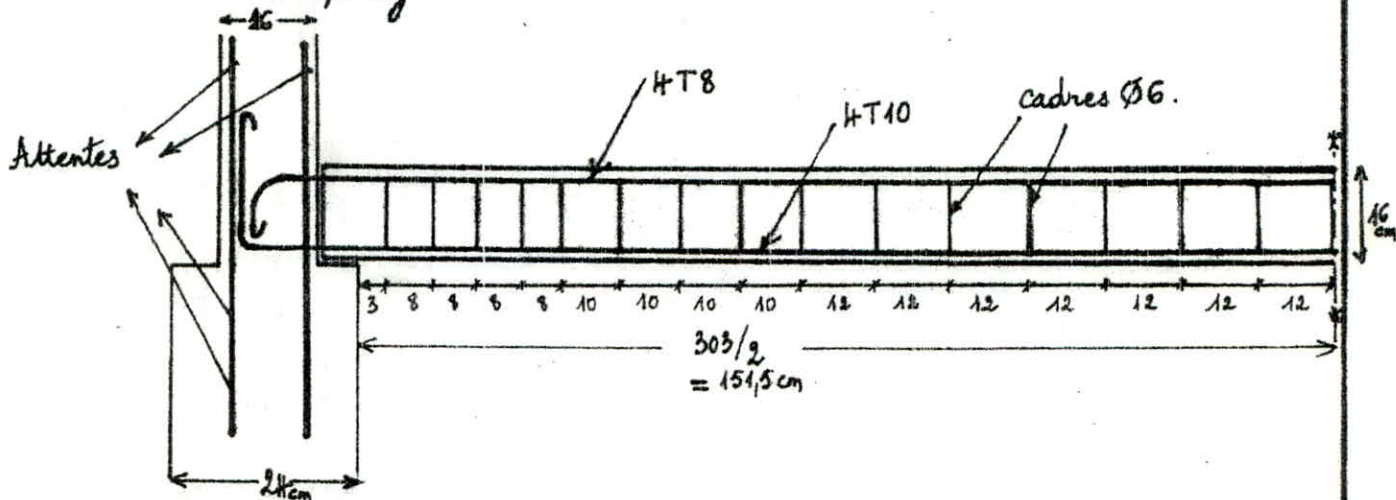
$$\bar{t}_2 = 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 14 = \underline{2,8 \text{ cm}}$$

$$t \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} t_0 = 20,78 \text{ cm} \\ \max(\bar{t}_1 = 9,87 \text{ cm}, \bar{t}_2 = 2,8 \text{ cm}) \end{array} \right\} = 9,87 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \underline{t = 8 \text{ cm}}$$

On adoptera donc $t = 8 \text{ cm}$ à l'appui, c'est à dire quand

$$T = 1422,8 \text{ kg}.$$



Calcul du Hourdis :

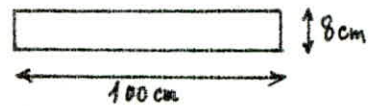
1° phase :

Charge par mètre linéaire :

$$q = 1,00 \times 0,08 \times 2500 = \underline{200 \text{ kg/ml}}$$

$$M_{t_1} = \frac{ql^2}{10} = \frac{200 \times 1,00^2}{10} = \underline{20 \text{ kg.m.}}$$

$$M_{a_1} = \frac{ql^2}{20} = \frac{200 \times 1,00^2}{20} = \underline{10 \text{ kg.m.}}$$



2° phase :

Charge par mètre linéaire :

Hourdis : $1,00 \times 0,08 \times 2500 = 200 \text{ kg/ml.}$

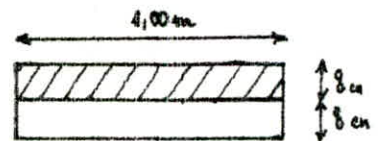
Béton frais : $1,2 \times 0,08 \times 1,00 \times 2500 = 240 \text{ kg/ml.}$

Surcharge de chantier : $1,2 \times 100 \times 1,00 = 120 \text{ kg/ml}$

q = 560 kg/ml

$$M_{t_2} = \frac{ql^2}{10} = \frac{560 \cdot 1,00^2}{10} = \underline{56,0 \text{ kg.m.}}$$

$$M_{a_2} = \frac{ql^2}{20} = \frac{560 \times 1,00^2}{20} = \underline{28,0 \text{ kg.m.}}$$



3° phase :

Charge par mètre linéaire :

Dalle : $0,16 \times 1,00 \times 2500 = 400 \text{ kg/ml.}$

Barrelage : $2 \times 22 = 44 \text{ kg/ml.}$

Mortier de pose : $0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/ml.}$

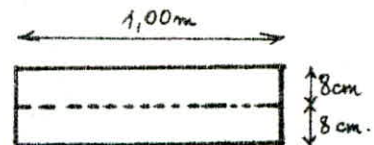
Sable : $0,03 \times 1700 = 51 \text{ kg/ml.}$

Surcharge majorée : $1,2 \times 250 = 300 \text{ kg/ml.}$

q = 835 kg/ml

$$M_{t_3} = \frac{ql^2}{10} = \frac{835 \times 1,00^2}{10} = \underline{83,5 \text{ kg.m.}}$$

$$M_{a_3} = \frac{ql^2}{20} = \frac{835 \times 1,00^2}{20} = \underline{41,75 \text{ kg.m.}}$$



Ferraillage du Hourdis:

On prendra une bande de 1,00 m de large, c'est à dire
 $b = 1,00 \text{ m}$.

1° phase:

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{t1}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 20 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 7^2} = 0,0021 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9787 \\ \kappa = 220 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{t1}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{20 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9787 \cdot 7} = \underline{0,404 \text{ cm}^2}$$

2° phase:

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{t2}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 56,0 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,006 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9647 \\ \kappa = 127 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{M_{t2}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{56,0 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9647 \cdot 7} = \underline{0,296 \text{ cm}^2}$$

3° phase:

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{t3}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 83,5 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 7^2} = 0,009 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9573 \\ \kappa = 102 \end{cases}$$

$$A_3 = \frac{M_{t3}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{83,5 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9573 \times 7} = \underline{0,445 \text{ cm}^2}$$

Donc: $A = \max(A_1, A_2, A_3) = \underline{0,445 \text{ cm}^2}$

Détermination de la section minimale d'acier par la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{sa}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = \underline{1,357 \text{ cm}^2}$$

On prendra donc la section minimale donnée par la condition de non fragilité: $A = \underline{1,35 \text{ cm}^2} (> A = 0,445 \text{ cm}^2)$

On adoptera: $A = \underline{5 \text{ TG/ml}} = \underline{1,41 \text{ cm}^2}$

L'écartement : $e = 20 \text{ cm}$ vérifie bien la condition suivante :

$$e = 20 \text{ cm} \leq \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} l_1 = 44 \text{ cm} \\ l_2 = 2 \cdot h_2 = 2 \times 16 = 32 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Ferraillage dans le sens de la grande portée (armatures de répartition).

Les prédalles sont considérées comme des poutres-dalles, la section des armatures de répartition est donnée par la condition suivante :

$$A \geq \frac{4 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot I}{0,9 \cdot h \cdot r \cdot \bar{\sigma}_{ex}} = \frac{4 \cdot 5,9 \cdot \frac{90 \times 14^3}{12}}{0,9 \times 14 \times 8 \times 4200} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

On adoptera : $A = \underline{\underline{5 \text{ TG/ml} = 1,41 \text{ cm}^2}}$.

Chapeaux (trappe supérieure)

1° phase :

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{a1}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 10 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,001 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9851 \\ K = 320 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{a1}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{10 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9851 \cdot 7} = \underline{\underline{0,051 \text{ cm}^2}}$$

2° phase :

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{a2}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 28 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,003 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9749 \\ K = 184 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{M_{a2}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{28 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9749 \cdot 7} = \underline{\underline{0,146 \text{ cm}^2}}$$

3° phase :

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{a3}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 41,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,0045 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9693 \\ K = 148 \end{cases}$$

$$A_3 = \frac{M_{a3}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{41,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9693 \cdot 7} = \underline{\underline{0,219 \text{ cm}^2}}$$

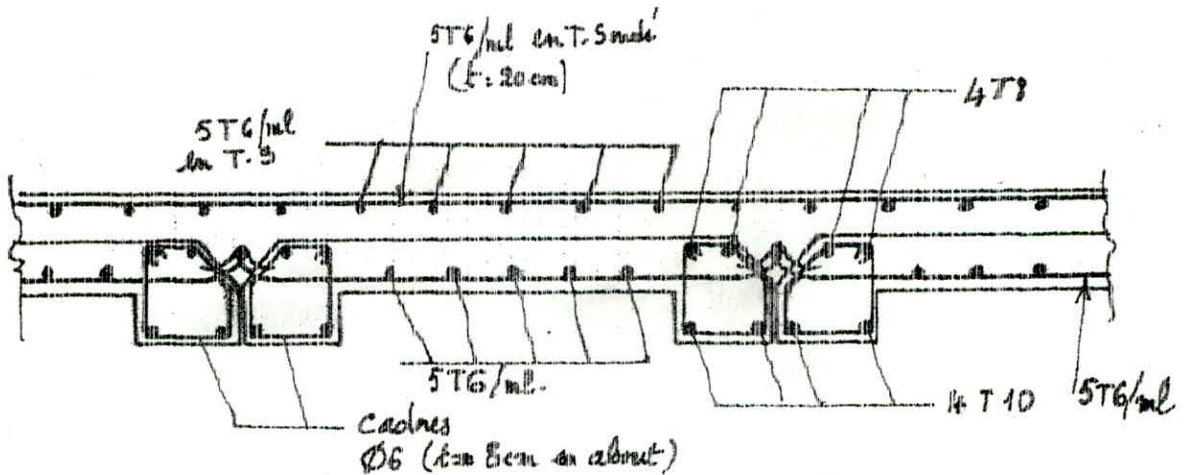
$$h = \max(A_1, A_2, A_3) = 0,219 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage minimum vérifiant la condition de non fragilité est : $A = 1,35 \text{ cm}^2$ (calculé précédemment - ferrailage en travée).

On adoptera :

$$A = 5 \text{ TG/ml} = 1,14 \text{ cm}^2 \text{ dans les 2 sens}$$

sous forme de treillis soudés - (écartement de 20 cm dans les 2 sens.)



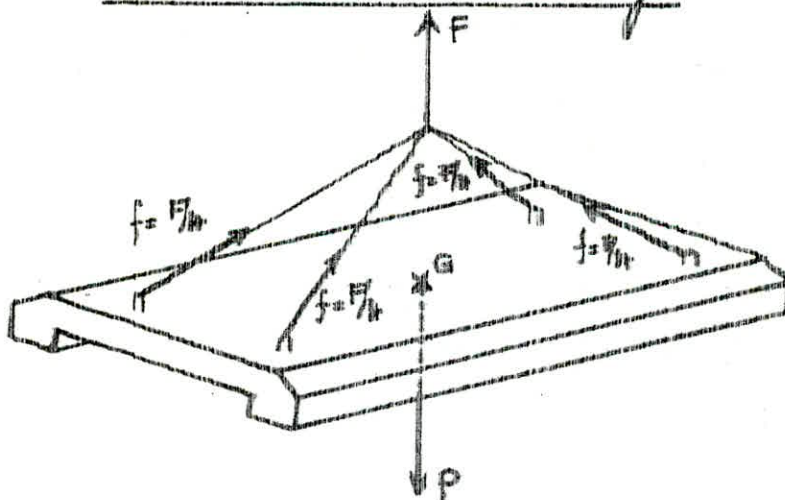
Coupe du plancher "prédalle"
au niveau de l'about.
(Ferrailage)

Systèmes de levage et d'ancrage dans les poutrelles.

Les systèmes doivent être positionnés de telle sorte que l'on puisse procéder au levage sans avoir à agir sur l'équilibre du palonnier.

Tous les détails doivent figurer sur les plans d'exécution et que, particulièrement, la pose des aciers de manutention ne soit pas laissée à l'initiative du charnier qui improvisera sûrement une solution sans tenir compte des règles de sécurité. Les boucles doivent être rendues solidaires des armatures de l'élément. Elles ne doivent pas être trop près du fardeau.

Calcul des boucles de levage :



$K = 1,56$. Coefficient de sécurité à appliquer au calcul sur la contrainte admissible.

$$\text{Pour une boucle on aura: } \bar{\sigma}_d = K \cdot \frac{f}{s} = K \cdot \frac{f}{s \cdot \frac{\pi \phi^2}{4}} = \frac{2 \cdot K \cdot f}{\pi \phi^2}$$

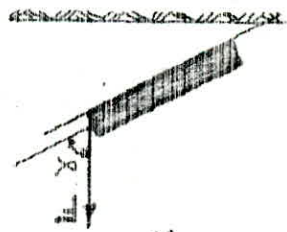
s: section de la boucle en (cm²)

ϕ en (cm) et f en (kg).

f doit tenir compte non seulement des poids des poutres, mais également des efforts parasites qui peuvent être supportés en cas :
 - Efforts supplémentaires de démontage.
 - Efforts supplémentaires pour emploi d'élingues.

Démontage sur câble métallique pleins :
 On prend : $F = a \cdot k \cdot P$.

- F : effort global.
- P : poids du poutre.
- k : coefficient, fonction de l'orientation de F par rapport au plan de la pièce.



$a = 1$

avec $\alpha > 5^\circ$



$a = 1,75$

effort normal



$a = 3$

effort tangential

Pour les autres cas, l'expérimentation est en cours.
 Finalement on a : $F = a \cdot k \cdot P = 0,75 \cdot 5,70 \cdot 810,8 = 1110,27 \text{ kg}$
 $P = [(9,00 \cdot 3,11 \cdot 0,08) + (2 \cdot 0,10 \cdot 3,11 \cdot 0,15)] \cdot 2500$
 $P = 870,8 \text{ kg}$

$$f = \frac{F}{4} = \frac{1070,27}{4} = 267,56 \text{ kg}$$

$$\sigma_a = k \cdot \frac{a \cdot P}{\pi \cdot \phi^2} \Rightarrow \sigma = \sqrt{\frac{k \cdot a \cdot P}{\sigma_a \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{1,56 \cdot 2 \cdot 214,56}{1600 \cdot 3,14}} = 0,42 \text{ cm} = 4,2 \text{ mm}$$

On prendra : $\phi = 8 \text{ mm}$.

N.B. Ces résultats sont à revoir deux.

Longueurs d'ancrage :



ancrage normal : $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$
(c.c. B.A. GB)

$\bar{\sigma}_a$: contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\tau}_d$: contrainte d'adhérence admissible.

ψ : coefficient de scellement.

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\tau}_t$$

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \cdot \eta_d$$

$$\eta_d = 1 \text{ pour Fe E 24}$$

$$\Rightarrow \psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \approx 1,06$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_d = 1,25 \cdot 1,06^2 \cdot 5,9 = \underline{\underline{8,29 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$l_d = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{1600}{8,29} = \underline{\underline{38,60 \text{ cm}}}$$

On prend : l_d = 45 cm

Etude au Vent

I - INTRODUCTION

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

Les oscillations parallèles à la direction du vent se produisent sous l'action de rafales, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accélérations et décélérations irrégulières, répétées et variables en durée.

Il en résulte 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 trois (03) forces :

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

- La seconde perpendiculaire à la première dans le plan horizontal : c'est la DERIVE : L.

- La dernière suivant une direction verticale ascendante ; c'est la PORTANCE : U.

II - DETERMINATION DE L'EFFORT DE TRAINÉE :

Des 3 efforts ci-dessus, c'est le plus important, celui qui conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement.

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Grand côté de la base : $a = 22,35$ m
- Petit côté de la base : $b = 11,46$ m
- hauteur totale offerte au vent : $h = 30,64$ m.

La hauteur totale ($h > 30$ m) étant supérieure à 30 mètres, Les méthodes simplifiées des règles N.V.65 (III-2.91) ne peuvent s'appliquer, nous utilisons donc la formule :

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d \quad \text{(Annexe B.42)}$$

L'effort de trainée est fonction de la hauteur H du niveau considéré, pour cela nous tracerons une courbe représentative de l'effort de trainée en fonction de H, en différents points que nous choisissons comme suit :

$$H = 0m, 5m, 10m, 15m, 20m, 25m \text{ et } 30,64 m.$$

$$T = f(H) \text{ - (cf. courbe représentative p.)}$$

II.1. Coefficient de trainée C_t :

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

Dans le cas présent d'un ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse, il est fixé :

$$C_t = 1,3 \cdot \gamma_0 \quad \text{(N.V.65, III 2.161-1-commentaires)}$$

où γ_0 : coefficient dépendant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le diagramme RIII.3 des règles NV65.

- Pour un vent \perp à la face "a" :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_a = \frac{h}{a} &= \frac{30,64}{22,35} = 1,37 \\ b/a &= \frac{11,46}{22,35} = 0,512 \end{aligned} \right\} \gamma_0 = 1 \quad C_t = 1,3$$

- Pour un vent \perp à la face "b" :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{30,64}{11,46} = 2,67 \\ b/a &= \frac{11,46}{22,35} = 0,512 \end{aligned} \right\} \gamma_0 = 1,01 \quad C_t = 1,31$$

II.2. Coefficient de majoration dynamique B :

Ce coefficient est lié aux effets de résonance provoqué par les oscillations de l'ouvrage. Il dépend de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré.

Il est donné par la formule $\beta = 0 (1 + \frac{1}{3} \zeta) = 1$ (NV65.1.51)

Pour un bâtiment d'habitation, la période propre de vibration peut être exprimée dans le cas d'un contreventement par voiles en béton armé par l'expression :

$$T = 0,08 \frac{h}{(lx)^{1/4}} \times \sqrt{\frac{h}{lx + h}} \quad \text{! (NV65.4.532} \\ \text{! p. 239) .} \quad \text{!}$$

où nous avons :

h : hauteur totale du bâtiment : h = 30,64 m.

lx : dimension en plan dans la direction considérée du vent :

- cas du vent agissant longitudinalement : lx = 22,35m

- cas du vent agissant transversalement : lx = 11,46m

D'où les périodes :

$$T_L = 0,08 \times \frac{30,64}{\sqrt{22,35}} \sqrt{\frac{30,64}{22,35 + 30,64}} = \underline{0,3943 \text{ sec}}$$

$$T_t = 0,08 \times \frac{30,64}{\sqrt{11,46}} \sqrt{\frac{30,64}{11,46 + 30,64}} = \underline{0,6177 \text{ sec}}$$

Le coefficient de réponse ζ est donné en fonction de la période propre T par le diagramme de la figure RIII.3 des règles N.V.65.

Bâtiment à $\zeta_L = 0,25$ (car $T_L = 0,3943 \text{ sec}$)

densité normale,
de paroi en B.Arné $\zeta_T = 0,4$ (car $T_T = 0,6177 \text{ sec}$).

Le coefficient de pulsation est fonction de la hauteur H du niveau considéré, il est donné par l'Echelle fonctionnelle de la figure RIII.4 des règles N.V.65. p.83.

Exemple : H = 30,64 m $\rightarrow \zeta = 0,329$.

Le coefficient global β dépend du type de construction pour un bâtiment à usage d'habitation, il dépend de la cote Hs du sommet.

$$30\text{m} < h = H_s = 30,64\text{m} < 60\text{m}$$

$$\theta = 0,7 + 0,01 (H_s - 30) = 0,7 + 0,01 (30,64 - 30) = \underline{0,7064}.$$

Exemple :

$$\text{Pour } H = 30,64 \text{ m } B_L = 0,7064 (1 + 0,25 \cdot 0,329) = \underline{0,7645}$$

$$B_t = 0,7064 (1 + 0,4 \cdot 0,329) = \underline{0,7994}$$

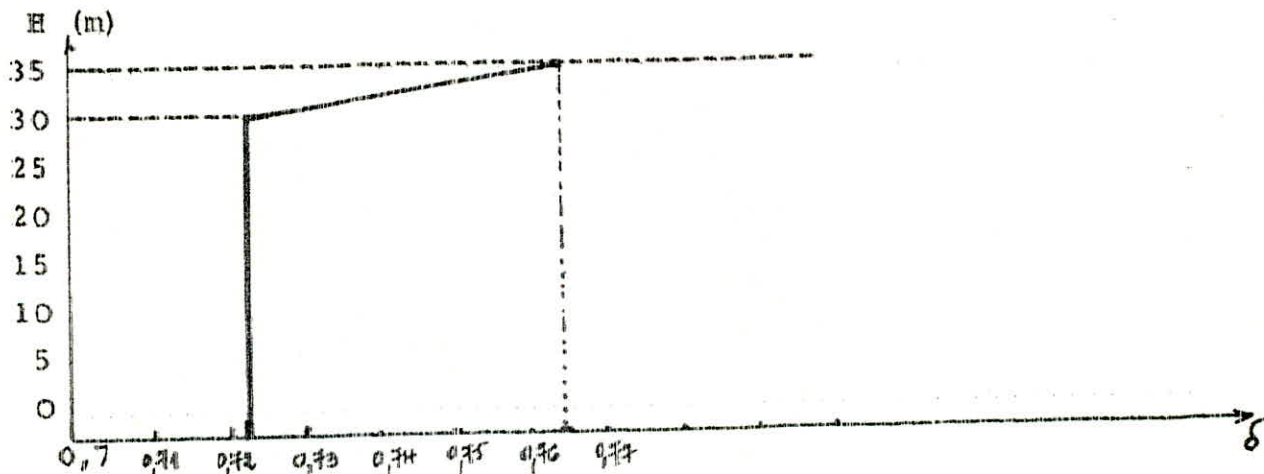
II.3. Coefficient de dimension :

Ce coefficient tient compte de l'effet de dimension de l'ouvrage. Il est donné en fonction du niveau H considéré par le diagramme de la figure R.III.2 des règles N.V.65.

La plus grande dimension de la surface offerte au vent est :

$$H = 30,64\text{m}.$$

La variation de δ en fonction de H est représentée dans ce qui suit :



Représentation graphique = H (δ)

II.4. Pression du vent q :

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

$$Q = K_s \cdot K_m \cdot qH$$

.../...

- Effet de site : K_s

Aln Benian (ALGER) est classé en région II, le coefficient de site K_s est défini par les règles N.V.65.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Région II} \\ \text{Site exposé} \end{array} \right\} \rightarrow \underline{K_s = 1,3}$$

- Effet de masque : K_m

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

- Pression dynamique : Q_H

la pression dynamique Q_H agissant à la hauteur H au dessus du sol peut être lue dans le tableau de la figure C.III.4 des règles N.V.65.

Exemple : Région II

$$H = 30,64m \quad Q_H = 93,5 \text{ kg/m}^2$$

soit $q = 1 \times 1,3 \times 93,5 = 121,55 \text{ da N/m}^2$.

Rem : La valeur du produit (δq) doit demeurer entre

$$30 \text{ et } 170 : \quad \delta \cdot q = 121,55 \times 0,765 = \underline{92,986 \text{ da N/m}^2}$$

II.5. Largeur du maître couple : d :

Le maître couple est la projection orthogonale de la surface considérée de la construction :

C'est la dimension en plan du bâtiment suivant la direction du vent :

- Vent agissant dans le sens longitudinal : $d = b = 11,46m$
- Vent agissant dans le sens transversal : $d = a = 22,35m$.

Finalement au niveau 30,64m par exemple, l'effort de trainée T suivant les deux directions du vent : (cf. tableau page).

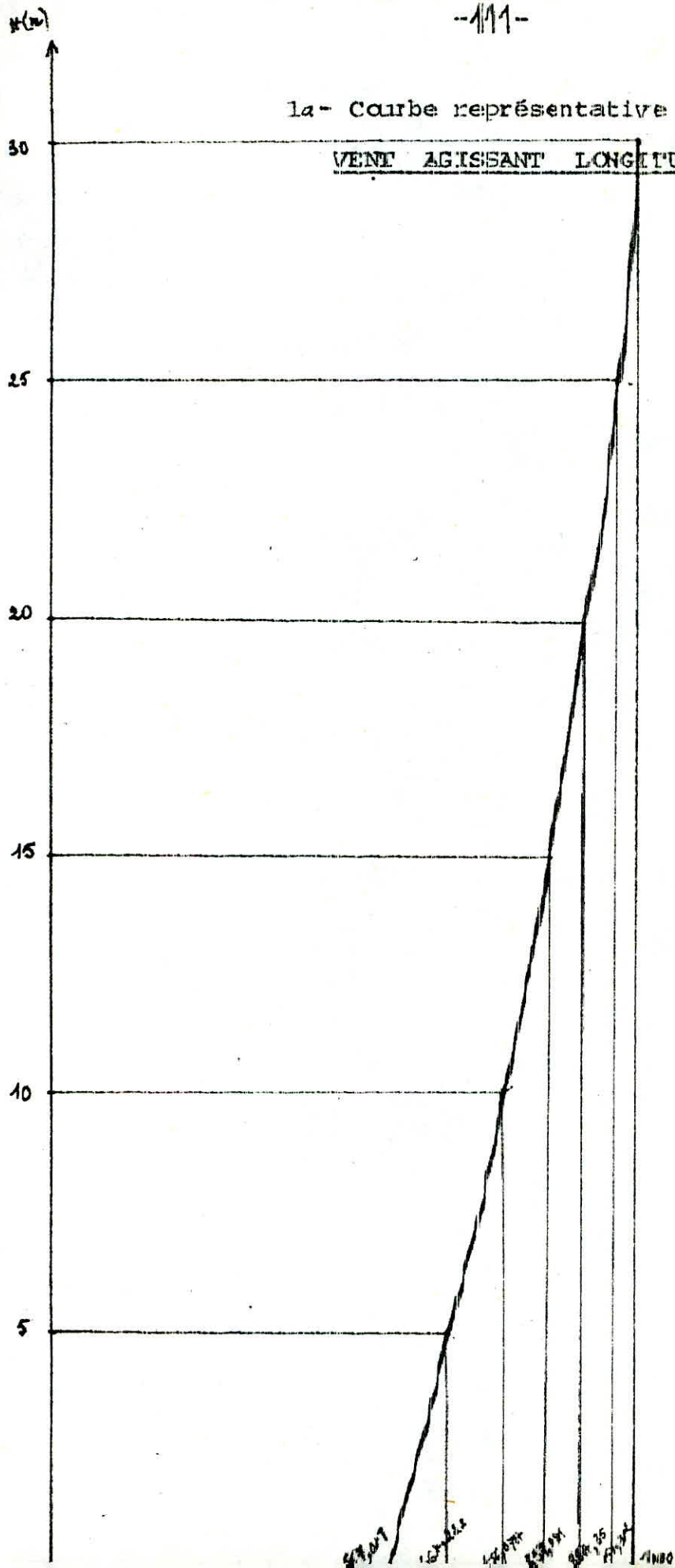
- - -

VENT AGISSANT LONGITUDINALEMENT

H	C_t	ξ	ζ	$1+\xi\zeta$	θ	$\rho = \theta(1+\theta)$	δ	q_H	$30 < \delta q < 170$ (da N/m ²)	$d = b$	T. $C_t \cdot B \cdot \delta \cdot q \cdot d$
0	1,3	0,25	0,36	1,09	0,7064	0,770	0,725	52,5	49,48	11,46	567,041
5	1,3	0,25	0,36	1,09	0,7064	0,770	0,725	61,5	57,96	11,46	664,222
0	1,3	0,25	0,36	1,0875	0,7064	0,770	0,725	70	65,975	11,46	756,074
5	1,3	0,25	0,35	1,0875	0,7064	0,768	0,725	77,5	73,044	11,46	837,081
0	1,3	0,25	0,345	1,0863	0,7064	0,7674	0,725	83	78,228	11,46	894,35
5	1,3	0,25	0,335	1,0838	0,7064	0,7656	0,725	88,5	83,41	11,46	951,392
0	1,3	0,25	0,330	1,0825	0,7064	0,7647	0,725	93	87,652	11,46	998,582
0,64	1,3	0,25	0,329	1,0823	0,7064	0,7645	0,7306	93,5	88,8	11,46	1017,7

1a - Courbe représentative

VENT AGISSANT LONGITUDINALEMENT

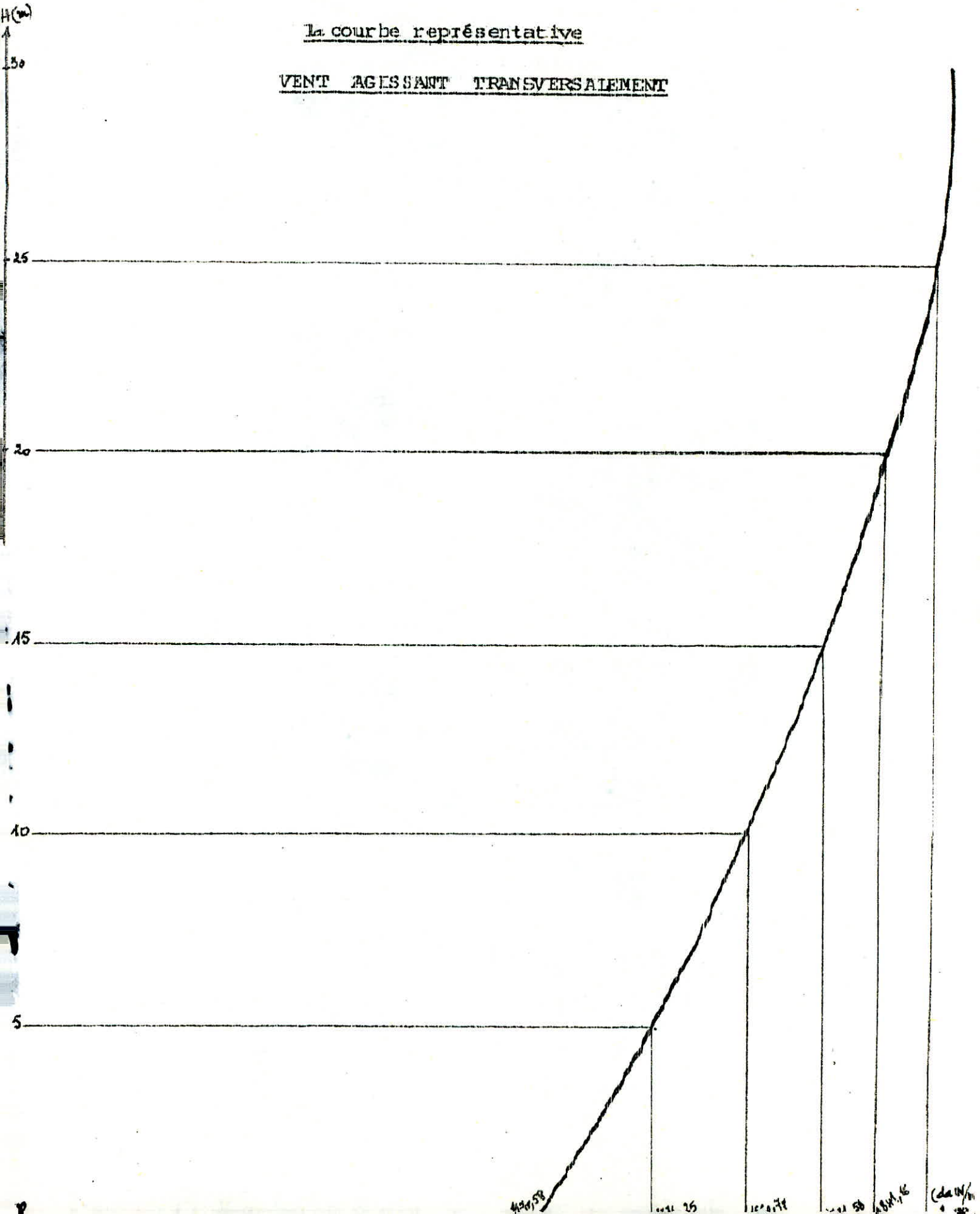


VENT AGISSANT TRANSVERSALEMENT

H	C_t	ξ	τ	$1 + \frac{\xi}{\tau}$	θ	$\frac{1}{1 + \frac{\xi}{\tau}}$	δ	q_H	$30 < \delta_q < 170$ <small>(cm/s)</small>	$d = a$	$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$
0	1,31	0,4	0,36	1,144	0,7064	0,808	0,725	52,5	49,48	22,35	1170,58
5	1,31	0,4	0,36	1,144	0,7064	0,808	0,725	61,5	57,96	22,35	1371,25
10	1,31	0,4	0,36	1,144	0,7064	0,808	0,725	70	65,975	22,35	1560,77
15	1,31	0,4	0,35	1,14	0,7064	0,805	0,725	77,5	73,04	22,35	1721,58
20	1,31	0,4	0,345	1,138	0,7064	0,8039	0,725	83	78,228	22,35	1841,24
25	1,31	0,4	0,335	1,134	0,7064	0,801	0,725	88,5	83,41	22,35	1956,167
30	1,31	0,4	0,33	1,132	0,7064	0,7996	0,725	93	87,653	22,35	1959,03
35	1,31	0,4	0,329	1,1316	0,7064	0,7994	0,7306	93,5	88,804	22,35	1984,779

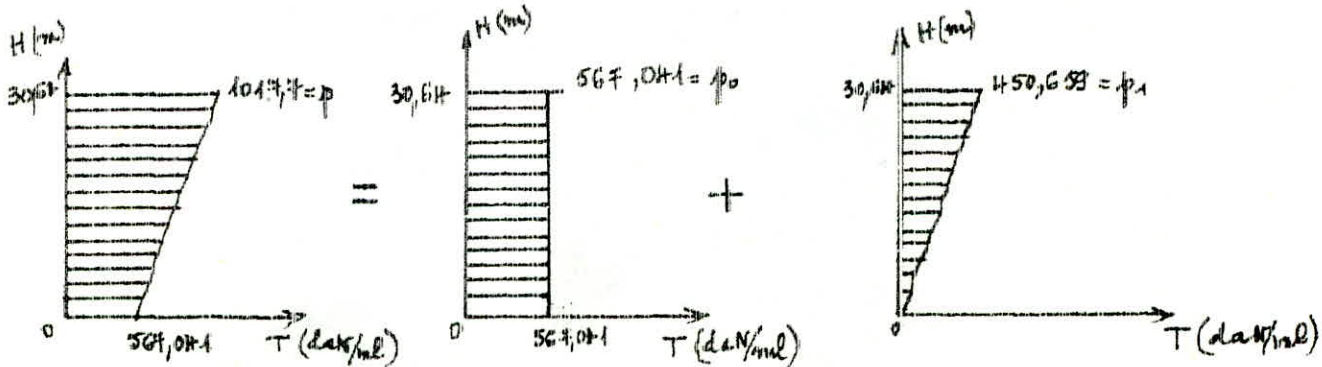
La courbe représentative

VENT AGISSANT TRANSVERSALEMENT



VENT AGISSANT LONGITUDINALEMENT

Le diagramme ainsi obtenu peut être remplacé par un diagramme trapezoidal sensiblement équivalent :



Efforts résultants à la base :

Diagramme (1) : $H_0 = P_0 \cdot h = 567,041 \times 30,64 = 17,374 \cdot 10^3 \text{ da N.}$

$M_0 = H_0 \cdot h / 2 = 17,374 \cdot 10^3 \times \frac{30,64}{2} = 266 \cdot 10^3 \text{ da N.m}$

Diagramme (2) :

$H_1 = P_1 \cdot h = 450,659 \times 30,64 = 13,808 \cdot 10^3 \text{ da N.}$

$M_1 = H_1 \times \frac{2h}{3} = 13,808 \cdot 10^3 \times \frac{2 \cdot 30,64}{3} = 282,051 \cdot 10^3 \text{ da.N.m}$

Au total :

$H = H_0 + H_1 = (17,374 + 13,808) \cdot 10^3 = 31,182 \cdot 10^3 \text{ da N.}$

$H = 31,182 \text{ t}$

$M = M_0 + M_1 = (266 + 282,051) \cdot 10^3 = 548,051 \cdot 10^3 \text{ da N.m.}$

$M = 548,051 \text{ t.m.}$

Passage du vent normal au vent extrême

La considération du vent extrême à la place du vent normal a deux conséquences :

* Pression Q_H :

En région II \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le vent normal : } 97 \text{ da N/m}^2 \\ \text{Pour le vent extrême : } 170 \text{ da N/m}^2 \end{array} \right.$

Rapport $\longrightarrow \frac{170}{97} = 1,75 \text{ (N.V.65, III,1, 232)}$

* Coefficient de majoration dynamique : β :

Vent normal : $\beta = 1$

Vent extrême : $\left(0,5 + \frac{0}{2}\right)\beta = \left(0,5 + \frac{0,748}{2}\right) \times \beta = 0,874 \times \beta \rightarrow 1$

Finalement les efforts dus au vent extrêmes sont obtenus en multipliant ceux du vent normal par le coefficient 1,75.

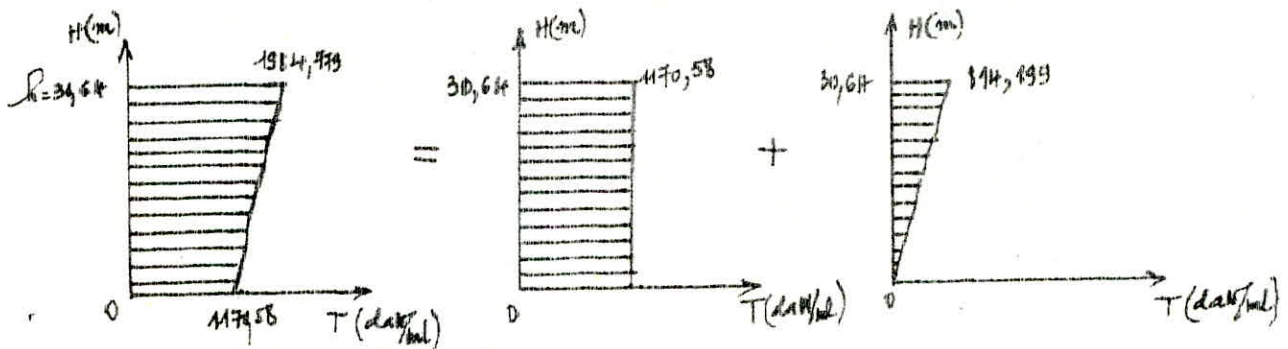
Soit :

$$H \text{ extrême} = 1,75 \times 31,182 = \underline{54,5685t}$$

$$M \text{ extrême} = 1,75 \times 548,051 = \underline{959,089t}$$

VENT AGISSANT TRANSVERSALEMENT :

De la même façon que pour le sens longitudinal, le diagramme peut être remplacé par un diagramme trapézoïdal sensiblement équivalent.



Efforts résultants au niveau de la base :

$$\begin{aligned} \text{Diagramme (1)} : H_0 &= 1170,58 \times 30,64 = \underline{35,866 \cdot 10^3 \text{ daN}} \\ M &= \frac{35,866 \times 30,64}{2} = \underline{549,467 \cdot 10^3 \text{ daN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diagramme (2)} : H_1 &= \frac{1}{2} \cdot 1914,199 \cdot 30,64 = \underline{12,473 \cdot 10^3 \text{ daN}} \\ M_1 &= \frac{2}{3} \cdot 12,473 \cdot 10^3 \cdot 30,64 = \underline{254,7 \cdot 10^3 \text{ daN.m}} \end{aligned}$$

Au total :

$$\begin{aligned} H &= (35,866 + 12,473) \cdot 10^3 = \underline{48,339 \cdot 10^3 \text{ daN}} \\ M &= (549,467 + 254,7) \cdot 10^3 = \underline{804,167 \cdot 10^3 \text{ daN.m}} \\ H &= \underline{48,339 \text{ t}} \\ M &= \underline{804,167 \text{ t.m}} \end{aligned}$$

PASSAGE DU VENT NORMAL AU VENT EXTREME :

La considération du vent extrême à la place du vent normal a les mêmes conséquences que celles citées dans le cas du vent agissant longitudinalement.

Les efforts dûs au vent extrême sont obtenus en multipliant les efforts dûs au vent normal par 1,75.

$$H \text{ extrême} = 1,75 \times 48,339 = \underline{84,5932t.}$$

$$M \text{ extrême} = 1,75 \times 804,167 = \underline{1407,2t.m.}$$

III. DETERMINATION DE L'EFFORT DERIVE : L.

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

Les périodes sont : $T_L = 0,3943s$

$$T_t = 0,618s$$

T_K : période des tourbillons, il y a résonance si $T_K = T$ dans la direction  tudi e . Soit pour une vitesse de vent dite critique :

$$V_{cr} = \frac{d}{ST} \quad \text{où : } d : \text{ largeur du maître couple.}$$

$$S : \text{ Nbre dit de strouhal varie entre } 0,25 \text{ et } 0,3 \text{ pour une base carr e.}$$

Application :

sens longitudinal :

$$V_{cr} = \frac{22,35}{0,25 \times 0,3943} = 226,731 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s.}$$

Sens transversal :

$$V_{cr} = \frac{11,46}{0,25 \times 0,618} = 74,175 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

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

IV. DETERMINATION DE LA PORTANCE :

$$\boxed{U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u}$$

IV.1. Coefficient de portance C_u

$$\text{On pose : } \boxed{C_u = C_i - C_e}$$

C_i : est le coefficient de surpression intérieure sur la terrasse :

Construction ferm�e $u < 5$	}	→	$C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \cdot \gamma) \quad \text{(N.V65.III 2.141.p.195)}$
			$C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \cdot 1).$
			<u>$C_i = 0,3$</u>

Ce : est le coefficient de dépression extérieure
sur la terrasse : (N.V 65,2.131, p.93)

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} \rightarrow \underline{C_e = 0,5}$$

$$\text{Soit } C_u = 0,3 + 0,5 = 0,8.$$

$$\underline{C_u = 0,8}$$

IV.2. Coefficient de dimension δ :

La plus grande dimension de la toiture est : $a = 22,35 \text{ m}$

$$\text{Pour } H = 30,64 \text{ m} \rightarrow \underline{\delta = 0,7306}.$$

IV.3. Pression du vent q :

pour $H = 30,64 \text{ m}$

$$q_H = 93,5 \text{ daN} \text{ et } K_p = 1,3$$

$$q = K_s \cdot q = 1,3 \cdot 93,5 = \underline{121,55 \text{ daN/m}^2}$$

IV.4. Surface de terrasse :

$$S_a = 198,21 \text{ m}^2$$

L'effort de portance :

$$U = 0,8 \times 0,7306 \times 121,55 \times 198,20 = 17601,03 \text{ daN} = 17,601 \text{ t}$$

Sous vent extrême :

$$U_e = 1,75 \times 17,601 = 30,80 \text{ t}$$

si on désigne par G : le poids total du bâtiment à vide \Rightarrow il faut
vérifier : $G > U_e \Leftrightarrow 3000 \text{ t} >> 30,80 \text{ t}$. (vérifié).

Etude au Séisme

- Principe fondamental de Calcul.
- Force Sismique minimum.
- Distribution des forces latérales.
- Détermination de la masse sismique.
- Détermination de la période du bâtiment.
- Valeur de la force sismique.

-- 120 --
INTRODUCTION

I. GENERALITES :

Le R.P.A. est applicable à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Une partie de l'ALGERIE est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques.

L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importants dommages et ruines de constructions à moins que celle-ci ne soient conçues et construites de manière à résister aux effets de ce genre.

Aussi, le but de ce règlement 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.

II. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

Le R.P.A. concerne différents systèmes de contreventement dont les murs de béton armé qui est notre cas.

Les contreventements seront plans et disposés autant que possible symétriquement par rapport au centre des masses de la construction.

Dans les zones I et III, le système de contreventement des bâtiments doit être de la même nature dans les deux directions.

La distribution de la rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présentera pas de variation brusques.

En particulier, sont à déconseiller les changements de systèmes de contreventement d'un niveau à un autre.

III. PRINCIPES FONDAMENTAUX DE CALCUL

- Dans la conception du R.P.A., les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

- Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes

seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

- Il faut souligner toutefois que les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême.

C'est pourquoi, l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductibilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.

IV. ACTION SISMIQUE

- Force sismique minimum (formule de base)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule :

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

V : Force latérale totale ou effort tranchant à la base.

A : Coefficient d'accélération de la zone donnée dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Sa valeur est prise du tableau "1" page 16 du R.P.A.

Notre structure est :

- zone d'usage : 2 - (bâtiment d'habitation).
- Zone sismique II (Alger).

$$A = 0,15.$$

B : Facteur de comportement de la structure : dépend de son type et de la nature de ses contreventements.

Les valeurs de B correspondantes sont données dans le tableau :
2 page 22 du R.P.A.

Type de notre structure : structures voiles porteurs (catégorie 4)

on a : $B = \frac{1}{3}$

Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est en fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

La valeur Q est déterminée par la formule :

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

P_q étant la pénalité qui dépend, qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q.

$$Q = 1,3$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

La valeur de D est déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment.

Le calcul de cette dernière se fera à la page...

W : Poids propre de la structure :

Dans notre cas, on prendra en considération $1/5$ des surcharges d'exploitation.

Calcul des charges permanentes au niveau terrasse :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Poids de l'acrotère} \\ - \text{poids voiles et maçonnerie} \\ - \text{poids plancher} \end{array} \right\} \Rightarrow \underline{G_t = 300,287t}$$

Calcul des surcharges d'exploitation au niveau terrasse :

$$\begin{array}{l} - \text{surcharges du plancher supportant} \\ \quad \text{la salle des machines.....} \quad 3,14 \times 0,6 = \underline{1,884t} \\ - \text{surcharges du plancher.....} \quad 192,54 \times 0,1 = \underline{19,254t} \end{array}$$

$$W_{Ti} = G_t + \frac{P_t}{5} = 300,287 + \frac{19,254}{5} = \underline{304,137t}$$

Calcul des charges permanentes au niveau de l'étage courant :

$$\underline{G_{et.courant} = 253,287^t}$$

Calcul des surcharges d'exploitation au niveau de l'étage courant :

- surcharges plancher : $198,31 \times 0,175 = \underline{34,7^t}$

- surcharges des paliers-escaliers : $P_1 = 1,41 \times 3,30 \times 0,4 = \underline{1,861^t}$

$$P_2 = 1,84 \times 3,30 \times 0,4 = \underline{2,428^t}$$

$$Esl = 3,3 \times 1,89 \times 0,4 = \underline{2,495^t}$$

$$W_{et.courant} = G_{et.cour.} + \frac{P_{et.cour.}}{5}$$

$$= 253,287 + \frac{41,49}{5} = \underline{261,585^t}$$

$W_{et.courant} = 261,585^t$

DETERMINATION DE LA PERIODE

Le R.P.A nous permet d'établir la période T en utilisant les propriétés structurales ainsi que les caractéristiques de déformation des éléments participants à la résistance à l'aide d'une analyse détaillée.

Par exemple, la formule suivante peut être utilisée pour ce calcul:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Où la valeur de f_i représente toute force latérale distribuée approximativement sur l'ensemble du bâtiment.

Dans notre cas, on prend le poids propre de la structure ($f_i = w_i$) les flèches élastiques, δ_i seront calculées en utilisant les forces latérales f_i .

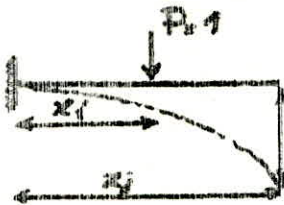
Notre travail consiste à déterminer les périodes propres (transversalement et longitudinalement) par une série d'opérations basées sur une déformée choisie arbitrairement.

On imagine notre structure retournée de 90° dans le champ de pesanteur.

Soient $\delta_1, \dots, \delta_n$, les flèches des diverses masses en supposant que les déformations restent entièrement élastiques.

La résistance des matériaux nous donne les relations suivantes:

1^{er} cas : section "i" à gauche de la section "j"



δ_{ij} $i < j$

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

2^{er} cas : section "i" à droite de la section "j"



$$\delta_{ji} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{x_j^2}{2} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right)$$

Remarque : En vertu du théorème de réciprocité de Maxwell-Betti,

$$\text{on a : } \delta_{ij} = \delta_{ji}$$

$$E_i = 378 \cdot 10^6 \text{ met } I_2 = 12,7391 \text{ m}^4$$

DEPLACEMENT (δ_{ij}) dans le SENS LONGITUDINAL

$i \setminus j$	δ_{i1}	δ_{i2}	δ_{i3}	δ_{i4}	δ_{i5}	δ_{i6}	δ_{i7}	δ_{i8}	δ_{i9}	δ_{i10}
1	$170,2 \cdot 10^{-8}$	$42,9 \cdot 10^{-8}$	$68,2 \cdot 10^{-8}$	$93,7 \cdot 10^{-8}$	$119,5 \cdot 10^{-8}$	$144,9 \cdot 10^{-8}$	$170,5 \cdot 10^{-8}$	$196,1 \cdot 10^{-8}$	$221,7 \cdot 10^{-8}$	$247,2 \cdot 10^{-8}$
2	$42,9 \cdot 10^{-8}$	$136,4 \cdot 10^{-8}$	$238,8 \cdot 10^{-8}$	$341,1 \cdot 10^{-8}$	$443,4 \cdot 10^{-8}$	$542,8 \cdot 10^{-8}$	$645,3 \cdot 10^{-8}$	$741,0 \cdot 10^{-8}$	$836,0 \cdot 10^{-8}$	$931,2 \cdot 10^{-8}$
3	$68,2 \cdot 10^{-8}$	$238,8 \cdot 10^{-8}$	$460,5 \cdot 10^{-8}$	$690,7 \cdot 10^{-8}$	$921,0 \cdot 10^{-8}$	$1151,2 \cdot 10^{-8}$	$1381,1 \cdot 10^{-8}$	$1611,4 \cdot 10^{-8}$	$1842,1 \cdot 10^{-8}$	$2072,3 \cdot 10^{-8}$
4	$93,7 \cdot 10^{-8}$	$341,1 \cdot 10^{-8}$	$690,7 \cdot 10^{-8}$	$1091,6 \cdot 10^{-8}$	$1500,9 \cdot 10^{-8}$	$1910,2 \cdot 10^{-8}$	$2319,6 \cdot 10^{-8}$	$2728,9 \cdot 10^{-8}$	$3138,3 \cdot 10^{-8}$	$3547,6 \cdot 10^{-8}$
5	$119,5 \cdot 10^{-8}$	$443,4 \cdot 10^{-8}$	$921,0 \cdot 10^{-8}$	$1500,9 \cdot 10^{-8}$	$2191,9 \cdot 10^{-8}$	$2791,6 \cdot 10^{-8}$	$3411,2 \cdot 10^{-8}$	$4050,7 \cdot 10^{-8}$	$4690,4 \cdot 10^{-8}$	$5330,0 \cdot 10^{-8}$
6	$144,9 \cdot 10^{-8}$	$542,8 \cdot 10^{-8}$	$1151,2 \cdot 10^{-8}$	$1910,2 \cdot 10^{-8}$	$2791,6 \cdot 10^{-8}$	$3684,1 \cdot 10^{-8}$	$4605,1 \cdot 10^{-8}$	$5526,1 \cdot 10^{-8}$	$6447,1 \cdot 10^{-8}$	$7368,2 \cdot 10^{-8}$
7	$170,5 \cdot 10^{-8}$	$645,3 \cdot 10^{-8}$	$1381,1 \cdot 10^{-8}$	$2319,6 \cdot 10^{-8}$	$3411,2 \cdot 10^{-8}$	$4605,1 \cdot 10^{-8}$	$5850,2 \cdot 10^{-8}$	$7103,9 \cdot 10^{-8}$	$8357,5 \cdot 10^{-8}$	$9611,1 \cdot 10^{-8}$
8	$196,1 \cdot 10^{-8}$	$741,0 \cdot 10^{-8}$	$1611,4 \cdot 10^{-8}$	$2728,9 \cdot 10^{-8}$	$4050,7 \cdot 10^{-8}$	$5526,1 \cdot 10^{-8}$	$7103,9 \cdot 10^{-8}$	$8722,7 \cdot 10^{-8}$	$10370,1 \cdot 10^{-8}$	$12007,5 \cdot 10^{-8}$
9	$221,7 \cdot 10^{-8}$	$836,0 \cdot 10^{-8}$	$1842,1 \cdot 10^{-8}$	$3138,3 \cdot 10^{-8}$	$4690,4 \cdot 10^{-8}$	$6447,1 \cdot 10^{-8}$	$8357,5 \cdot 10^{-8}$	$10370,1 \cdot 10^{-8}$	$12499,9 \cdot 10^{-8}$	$14506,2 \cdot 10^{-8}$
10	$247,2 \cdot 10^{-8}$	$931,2 \cdot 10^{-8}$	$2072,3 \cdot 10^{-8}$	$3547,6 \cdot 10^{-8}$	$5330,0 \cdot 10^{-8}$	$7368,2 \cdot 10^{-8}$	$9611,1 \cdot 10^{-8}$	$12007,5 \cdot 10^{-8}$	$14506,2 \cdot 10^{-8}$	$17024,8 \cdot 10^{-8}$

SENS LONGITUDINAL

	W_i (t)	δ_j (m)	$\delta_j^2 W_i$	$\delta_j^2 \cdot W_i$
1	261,585	$3,56 \cdot 10^{-3}$	0,932	$3,31 \cdot 10^{-3}$
2	261,585	0,019	4,906	0,042
3	261,585	0,028	9,373	0,207
4	261,585	0,047	12,245	0,576
5	261,585	0,068	17,454	1,232
6	261,585	0,092	24,139	2,296
7	261,585	0,118	31,179	3,632
8	261,585	0,145	37,1971	5,511
9	261,585	0,172	44,986	7,736
10	304,137	0,199	60,515	12,04

$\Sigma = 242,178$

$\Sigma = 33,325$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma \delta_j^2 \cdot W_i}{g \Sigma \delta_j W_i}} = 2 \times 3,14 \times \sqrt{\frac{33,325}{9,31 \times 242,178}} = 0,744 \text{ sec}$$

$T_{\text{Longitudinal}} = 0,744 \text{ sec}$

DEPLACEMENT DANS LE SENS TRANSVERSAL

$i \backslash j$	δ_{i1}	δ_{i2}	δ_{i3}	δ_{i4}	δ_{i5}	δ_{i6}	δ_{i7}	δ_{i8}	δ_{i9}	δ_{i10}
1	$106,6 \cdot 10^{-8}$	$26,6 \cdot 10^{-8}$	$42,6 \cdot 10^{-8}$	$58,6 \cdot 10^{-8}$	$74,6 \cdot 10^{-8}$	$90,5 \cdot 10^{-8}$	$106,5 \cdot 10^{-8}$	$122,5 \cdot 10^{-8}$	$138,5 \cdot 10^{-8}$	$154,5 \cdot 10^{-8}$
2	$266,6 \cdot 10^{-8}$	$85,2 \cdot 10^{-8}$	$149,1 \cdot 10^{-8}$	$213,1 \cdot 10^{-8}$	$277,0 \cdot 10^{-8}$	$340,9 \cdot 10^{-8}$	$404,9 \cdot 10^{-8}$	$468,7 \cdot 10^{-8}$	$532,7 \cdot 10^{-8}$	$596,6 \cdot 10^{-8}$
3	$42,6 \cdot 10^{-8}$	$149,1 \cdot 10^{-8}$	$289,6 \cdot 10^{-8}$	$431,0 \cdot 10^{-8}$	$575,3 \cdot 10^{-8}$	$719,1 \cdot 10^{-8}$	$862,9 \cdot 10^{-8}$	$1006,8 \cdot 10^{-8}$	$1150,6 \cdot 10^{-8}$	$1294,4 \cdot 10^{-8}$
4	$58,6 \cdot 10^{-8}$	$213,1 \cdot 10^{-8}$	$431,5 \cdot 10^{-8}$	$649,8 \cdot 10^{-8}$	$867,5 \cdot 10^{-8}$	$1085,2 \cdot 10^{-8}$	$1302,9 \cdot 10^{-8}$	$1520,6 \cdot 10^{-8}$	$1738,3 \cdot 10^{-8}$	$1955,9 \cdot 10^{-8}$
5	$74,6 \cdot 10^{-8}$	$277,0 \cdot 10^{-8}$	$575,3 \cdot 10^{-8}$	$873,5 \cdot 10^{-8}$	$1171,7 \cdot 10^{-8}$	$1470,2 \cdot 10^{-8}$	$1768,3 \cdot 10^{-8}$	$2066,2 \cdot 10^{-8}$	$2364,7 \cdot 10^{-8}$	$2662,2 \cdot 10^{-8}$
6	$90,5 \cdot 10^{-8}$	$340,9 \cdot 10^{-8}$	$719,1 \cdot 10^{-8}$	$1097,2 \cdot 10^{-8}$	$1475,2 \cdot 10^{-8}$	$1853,2 \cdot 10^{-8}$	$2231,5 \cdot 10^{-8}$	$2609,8 \cdot 10^{-8}$	$2987,1 \cdot 10^{-8}$	$3364,4 \cdot 10^{-8}$
7	$106,5 \cdot 10^{-8}$	$404,9 \cdot 10^{-8}$	$862,9 \cdot 10^{-8}$	$1240,9 \cdot 10^{-8}$	$1618,3 \cdot 10^{-8}$	$1995,5 \cdot 10^{-8}$	$2372,9 \cdot 10^{-8}$	$2750,2 \cdot 10^{-8}$	$3127,7 \cdot 10^{-8}$	$3504,9 \cdot 10^{-8}$
8	$122,5 \cdot 10^{-8}$	$468,7 \cdot 10^{-8}$	$1006,8 \cdot 10^{-8}$	$1484,6 \cdot 10^{-8}$	$1962,2 \cdot 10^{-8}$	$2439,8 \cdot 10^{-8}$	$2917,2 \cdot 10^{-8}$	$3394,6 \cdot 10^{-8}$	$3871,4 \cdot 10^{-8}$	$4348,1 \cdot 10^{-8}$
9	$138,5 \cdot 10^{-8}$	$532,7 \cdot 10^{-8}$	$1150,6 \cdot 10^{-8}$	$1628,3 \cdot 10^{-8}$	$2105,7 \cdot 10^{-8}$	$2583,2 \cdot 10^{-8}$	$3060,7 \cdot 10^{-8}$	$3537,4 \cdot 10^{-8}$	$4014,1 \cdot 10^{-8}$	$4490,9 \cdot 10^{-8}$
10	$154,5 \cdot 10^{-8}$	$596,6 \cdot 10^{-8}$	$1294,4 \cdot 10^{-8}$	$1872,2 \cdot 10^{-8}$	$2349,2 \cdot 10^{-8}$	$2826,7 \cdot 10^{-8}$	$3304,3 \cdot 10^{-8}$	$3781,1 \cdot 10^{-8}$	$4257,9 \cdot 10^{-8}$	$4734,6 \cdot 10^{-8}$

SENS TRANSVERSAL

	W_i	δ_j	$\delta_j \cdot W_i$	$\delta_j^2 \cdot W_i$
1	261,585	$2,225 \cdot 10^{-3}$	0,0582	$1,295 \cdot 10^{-3}$
2	261,585	$8,349 \cdot 10^{-3}$	2,184	0,018
3	261,585	0,0180	4,605	0,081
4	261,585	0,0290	7,668	0,224
5	261,585	0,0430	11,214	0,480
6	261,585	0,0578	15,110	0,872
7	261,585	0,0730	19,243	1,415
8	261,585	0,0900	23,521	2,145
9	261,585	0,106	27,876	2,970
10	304,137	0,123	37,507	4,625

$\Sigma = \underline{\underline{149,51}}$

$\Sigma = \underline{\underline{12,801}}$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma W_i \cdot \delta_j^2}{g \Sigma W_i \cdot \delta_j}} = 2 \times 3,14 \sqrt{\frac{12,801}{149,51 \times 9,81}} = \underline{\underline{0,587s}}$$

$T_{\text{transversal}} = 0,587 \text{ sec}$

La valeur de la force sismique minimum.

Le sol étant meuble ($\sigma_1 =$); les périodes $T_L = 0,744s$ et $T_E = 0,587s$, le diagramme de $D = f(T)$ page 17 du RPA nous donne pour le sens longitudinal: $D_L = 1,90$ et dans le sens transversal $D_T = 1,96$;

d'où: sens transversal: $V_T = 0,15 \times \frac{1}{3} \times 1,3 \times 1,96 \times 2658,402 = 338,680t$

sens longitudinal: $V_L = 0,15 \times \frac{1}{3} \times 1,9 \times 1,3 \times 2658,402 = 328,313t$

$V_T = 338,680t$

$V_L = 328,313t$

DISTRIBUTION DES FORCES LATÉRALES

La force latérale totale V doit être distribuée sur toute la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_c + \sum_{i=1}^n F_i$$

La force concentrée F_c au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante où T est en secondes :

$$F_c = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{avec} \quad F_c \leq 0,25V$$

F_c peut être prise égale à zéro : "0" quand la valeur $T \leq 0,7$ sec.

La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur toute la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_c) W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i}$$

F_k : étant l'effort horizontal au niveau k .

A chaque niveau désigné k , la force F_k doit être répartie sur la surface du bâtiment en accord avec la distribution des masses à ce niveau.

W_i, W_k : partie de W qui se trouve au qui est assignée au niveau i et k respectivement.

h_i, h_k : hauteurs à partir de la base au niveau i et k respectivement.

niveau i = niveau de la structure repéré par l'indice i
 $i = 1$ désigne le premier niveau au dessus de la base.

niveau n : le plus haut niveau de la partie principale de la structure ($i=n$)
 niveau k : ($i=k$) c'est le niveau considéré

VALEURS DES FORCES LATÉRALES DISTRIBUÉES

$h_i = R_k$	$W_i = W_R (t)$	$W_i h_i (t.m)$	$F_{ki} (t)$	$F_{ki} (t)$
29,1	304,132	8850,387	69,5384	$63,8992 + 17,098 = 80,9972$
26,19	261,585	6850,911	53,8283	49,4631
23,28	261,585	6089,700	47,1174	43,9672
20,37	261,585	5328,486	41,8654	38,4713
17,46	261,585	4567,274	35,8855	32,9754
14,55	261,585	3806,06	29,9046	27,4795
11,64	261,585	3044,849	23,9237	21,9836
8,73	261,585	2283,637	17,9428	16,4877
5,82	261,585	1522,425	11,9618	10,9918
2,91	261,585	761,212	5,9809	5,4959

$\Sigma = 43104,98 (t.m)$

Pour le sens transversal : $T = 0,587 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec}$ d'où $F_t = 0$

Pour le sens longitudinal : $T = 0,744 \text{ sec} > 0,7 \text{ sec}$ d'où $F_t = 0,07 T.V$

$F_t = 0,07 \times 0,744 \times 328,313 = 17,098 t$

on doit avoir :

$F_t \leq 0,25 \cdot V = 0,25 \times 328,313 = 82,078 t$

} $\Rightarrow F_t \leq 0,25 V$
 ce qui est vérifié

Etude au Contreventement

- Inerties équivalentes.
- Centre de torsion.
- Centre de masse.
- Distribution des efforts tranchants dans les refends.
- Calcul des refends.

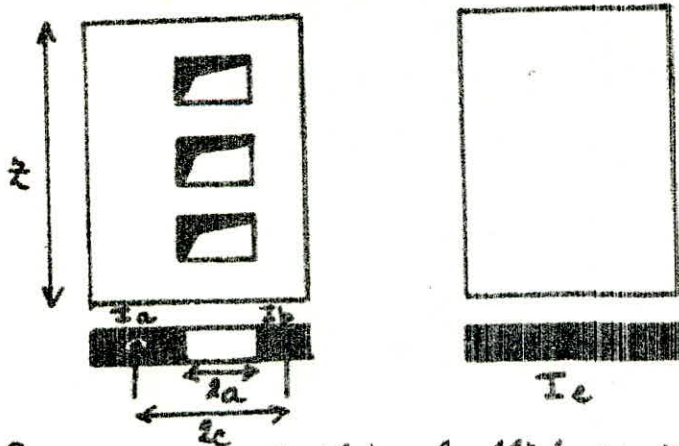
INERTIES EQUIVALENTES

L'introduction de la notion d'inertie équivalente, permet par une artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures à des refends linéaires pleins.

Pour la distribution des efforts, le refend avec ouvertures est remplacé par un refend fictif dont l'inertie équivalente est évaluée comme suit: (D'après M. DIVER).

Par définition, on appelle "inertie équivalente": I_e du refend, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal réparti sur toute la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

1°) REFEND A UNE SEULE FILE D'OUVERTURES



Pour un refend plein, la flèche au sommet est :

$$f_1 = \frac{H_0 z^3}{8 I_p \cdot E}$$

Pour un refend à une file d'ouvertures, on montre que la flèche au

sommet est :

$$f_2 = \frac{H z^3}{E(I_a + I_b)} + \frac{2mc \psi_1}{I \cdot d^2} + \frac{H z^3}{8 I_p \cdot E} \quad \text{on a : } f_1 = f_2$$

donc :

$$I_e = \frac{I}{16 m.c. \psi_0 + 1} \quad \text{avec : } I = I_a + I_b + 2mc$$

m : moment statique de chacune des n parties du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

$$m = \frac{\rho c}{\frac{1}{S_a} + \frac{1}{S_b}}$$

S_a : aire de la partie a.

S_b : aire de la partie b.

ν_0 : coefficient donné par l'abaque de la page 105 de l'ouvrage

(calculs des tours en béton armé. M. Dicoel)

c : Demi-distance entre les centres de gravité des diverses parties du refend.

a : Demi-portée de l'ouverture

α : Degré de modification: $\alpha = \cos^2$ avec

$$\cos^2 = \frac{3iE'}{E(I_a + I_b)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l}$$

I : Inertie totale du refend.

l : distance entre le centre de gravité du linéaire.

i : inertie du linéaire.

E' : Module d'élasticité longitudinal des matériaux constituant le linéaire.

E : Module d'élasticité longitudinal du matériau constituant le refend.

2°) REFEND A PLUSIEURS FILES D'OUVERTURES

suivant le même principe que précédemment on a:

$$I_e = \frac{I}{\frac{S_1}{(I_a + I_b + \dots)} \cdot \frac{\nu_0}{\alpha} + 1}$$

avec $\alpha = \cos^2$

$$\text{et } \cos^2 = \frac{6E'}{E \cdot l \cdot \sum I_i} \cdot \sum \frac{i_i \cdot C_i^2}{a_i^3}$$

calcul prodigé des ouvertures équivalentes.

1) voiles pleins (sans ouvertures) $V_{T1}, V_{T2}, V_{T4}, V_{T6}, V_{T3}, V_{T13}, V_{T14}, V_{L3}$

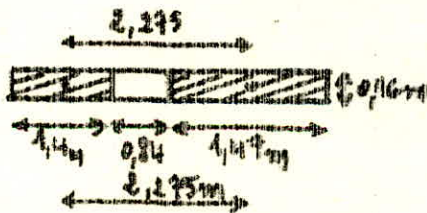


$$I = \frac{h b^3}{12}$$

Voiles	B (m)	R (m)	I (m ⁴)
V _{T1}	3,27	0,16	0,4662
V _{T2}	3,71	0,16	0,6809
V _{T4}	3,11	0,16	0,4011
V _{T6}	3,71	0,16	0,6809
V _{T7}	4,19	0,16	0,9808
V _{T13}	4,71	0,16	0,9189
V _{T14}	4,27	0,16	1,0381
V _{L8}	3,76	0,16	0,7088

2) Voiles à 1 file d'ouvertures: V_{T3}, V_{T5}, V_{T8}, V_{T9}, V_{T10}, V_{T12}, V_{L4}, V_{L5}, V_{L6}, V_{L9}

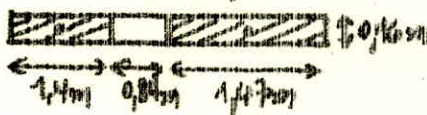
• V_{T3}:



$$2a = 0,84 \text{ m}$$

$$2c = 2,275 \text{ m}$$

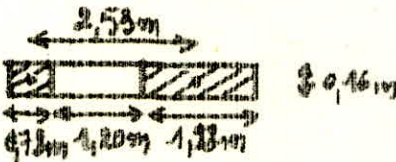
• V_{T5}:



$$2a = 0,84 \text{ m}$$

$$2c = 2,275 \text{ m}$$

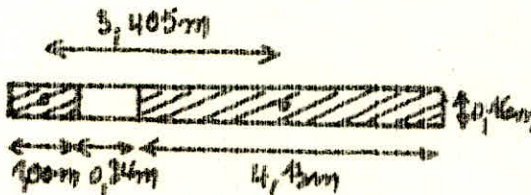
• V_{T8}:



$$2a = 1,20 \text{ m}$$

$$2c = 2,53 \text{ m}$$

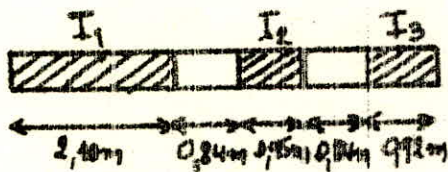
• V_{T9}:



$$2a = 0,84 \text{ m}$$

$$2c = 3,405 \text{ m}$$

Calcul de l'inertie équivalente pour v_{L1} :



$$c_1 = 1,1815m \quad a_1 = 0,42m$$

$$c_2 = 0,8875m \quad a_2 = 0,42m$$

$$\Omega_1 = 0,336m^2$$

$$\Omega_2 = 0,152m^2$$

$$\Omega_3 = 0,1472m^2$$

$$\left. \begin{array}{l} X_1 = 1,05m \\ X_2 = 3,415m \\ X_3 = 5,19m \end{array} \right\} \Rightarrow X_G = \frac{\sum \Omega_i \cdot X_i}{\sum \Omega_i} = \underline{2,575m}$$

$$I_1 = \frac{0,16 \cdot 2,4^3}{12} = 0,1235m^4$$

$$I_2 = 0,0114m^4$$

$$I_3 = 0,0104m^4$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\sum I_i = 0,1453m^4}}$$

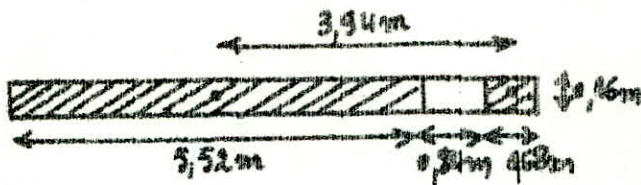
$$I = \sum I_i + \sum \Omega_i \cdot \overline{G_i G}^2 = 0,1453 + 0,336 (1,527)^2 + 0,152 (0,84)^2 + 0,1472 (2,615)^2$$

$$\boxed{I = 2,0405m^4}$$

$$w^2 = \frac{6}{l \cdot \sum I_i} \cdot \sum \frac{i_i^2 c_i^2}{a_i^3} = 1,724 \Rightarrow \alpha = 50,168 \Rightarrow \gamma_0 = 0,66$$

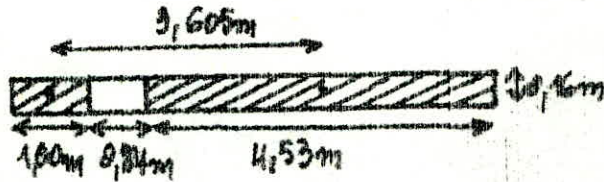
$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I_i} \left(\frac{\gamma_0'}{\alpha/2} + 1 \right)} = \underline{\underline{1,982m^4}}$$

• V_{T40}



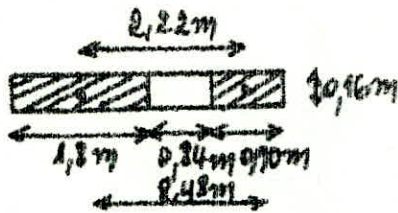
$$\frac{2a}{2c} = \frac{0,84}{3,94}$$

• V_{T42}



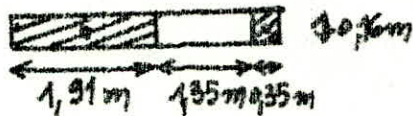
$$\frac{2a}{2c} = \frac{0,84}{3,605}$$

• V_{L4}



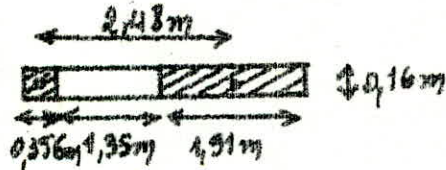
$$\frac{2a}{2c} = \frac{0,84}{2,22}$$

• V_{L5}



$$\frac{2a}{2c} = \frac{1,35}{2,48}$$

• V_{L6}



$$\frac{2a}{2c} = \frac{1,35}{2,48}$$

• V_{L9}



$$\frac{2a}{2c} = \frac{1,2}{2,18}$$

V_{in}	b_1	b_2	I_1	I_2	$I_1 + I_2$	$\Omega_{1,2}$	$\Omega_{2,2}$	a	c	m	I	R	i_c	w	α	ψ_0	I_{e_c}	α_6
V_{12}	1.4	1.47	0,0226	0,0423	0,0799	0,124	0,2352	0,42	$\frac{2,275}{2}$	0,261	0,5727	0,81	0,0071	1,9200	55,872	0,66	0,6643	1,865
V_{16}	1.4	1.47	0,0226	0,0423	0,0799	0,124	0,2352	0,42	$\frac{2,275}{2}$	0,261	0,5727	0,81	0,0071	1,9200	55,872	0,66	0,6643	1,865
V_{18}	0,78	1,82	$6,3 \cdot 10^{-3}$	0,0916	0,0949	0,1248	0,3008	0,60	$\frac{2,535}{2}$	0,226	0,6617	1,81	0,079	4,2300	112,22	0,66	0,6605	2,1781
V_{19}	1,00	4,13	0,0133	0,9993	0,9526	0,1600	0,6608	0,42	$\frac{3,405}{2}$	0,226	2,446	0,81	0,0071	0,9913	28,872	0,66	2,4243	3,2412
V_{10}	5,52	0,68	2,2497	0,0042	2,2469	0,8832	0,1088	0,42	$\frac{3,94}{2}$	0,386	9,7506	0,81	0,0071	0,9126	26,942	0,66	3,721	3,1921
V_{14}	5,77	0,68	2,5640	0,0042	2,5655	0,9232	0,1088	0,42	$\frac{4,065}{2}$	0,386	4,1736	0,81	0,0071	0,9087	26,443	0,66	4,1658	3,2135
V_{122}	1,00	4,53	0,0183	1,2395	1,2578	0,16	0,7148	0,42	$\frac{3,605}{2}$	0,226	2,9560	0,81	0,0071	0,9430	17,441	0,66	2,9308	3,4531
V_{144}	1,30	0,36	0,0718	0,0419	0,0896	0,238	0,1526	0,42	$\frac{2,22}{2}$	0,226	0,5833	0,81	0,0071	1,7817	52,138	0,66	0,5777	1,6722
V_{15}	1,91	0,35	0,0929	0,00037	0,0935	0,306	0,056	0,675	$\frac{2,48}{2}$	0,174	0,3846	0,81	0,0071	2,0718	60,289	0,66	0,3830	1,3326
V_{16}	0,33	1,91	0,00057	0,0929	0,0935	0,056	0,306	0,675	$\frac{2,48}{2}$	0,174	0,3846	0,81	0,0071	2,0718	60,289	0,66	0,3830	1,3326
V_{13}	1,2	0,76	0,0230	0,0058	0,0288	0,192	0,1216	0,6	$\frac{2,13}{2}$	0,165	0,3808	1,81	0,079	6,44	187,40	0,66	0,3802	1,445

-189-

Vorles	b_i	z_i	Ω_i	X_i	I_i	$\Omega_i X_i$	X_G	XX_G	$\Omega \frac{X_G^2}{m}$	I	w	α	ψ	I_e
V_{L_1}	2,10	2,365	0,336	1,05	0,1235	0,3521		1,525	0,7818					
	0,95		0,152	3,45	0,0114	0,5191		0,8396	0,1071					
	0,92		1,775	0,1472	5,10	0,0104	0,7640		2,6146	1,0063				
			0,6352		0,1453	1,6353	2,575		1,295	2,04	1,724	50,163	0,66	1,982
V_{L_2}	0,4	3,765	0,064	0,2	0,00085	0,0128		3,213	0,6892					
	0,502		0,272	3,465	2,1584	3,4575		0,482	0,2026					
	0,4		0,064	7,93	0,00085	0,0128		-4,247	1,154					
			1,00		2,1601	3,483	3,483		2,0467	4,2068	0,805	23,4307	0,66	4,1424
V_{L_3}	0,92	1,775	0,1472	0,46	0,0104	0,0677		2,7988	1,2370					
	0,95		0,152	2,235	0,0114	0,5337		1,1233	0,1730					
	2,11		0,372	4,605	0,1252	1,7315		1,2461	0,5840					
			0,6362		0,1490	2,1329			2,0128	2,16	1,716	43,95	0,66	2,077
V_{L_4}	0,1	2,00	0,016	0,05	0,000013	$8 \cdot 10^{-5}$		3,4	0,1851					
	2,22		0,3552	2,00	0,1459	0,7104		1,451	0,7478					
	2,16		0,3456	5,03	0,1344	1,7556		1,6225	0,9165					
			0,7168		0,2903	2,474	3,451		1,8495	2,13	1,524	44,35	0,66	2,087

CALCUL DU CENTRE DE TORSION
DE L'ETAGE COURANT

1) Éléments transversaux:

noées	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}	V _{T8}	V _{T9}	V _{T10}	V _{T11}	V _{T12}	V _{T13}	V _{T14}
I _x m ⁴	0,4662	0,6809	0,6643	0,4004	0,6643	0,6809	0,3802	0,6605	2,4249	3,734	4,1581	2,9308	0,9189	0,321
X _m	0,08	3,77	6,700	10,46	14,22	17,01	20,84	1,21	4,97	8,73	12,19	15,95	19,11	22,27
I _x · X _m	0,0372	2,569	4,4508	4,1953	9,462	11,623	20,129	0,7992	12,048	32,598	50,691	46,746	17,569	23,118
Σ	Σ I _x = 20,4 m ⁴		Σ I _x X = 236,296		⇒ X _T = $\frac{\sum I_x X}{\sum I_x} = 11,583$ m									

2) Éléments longitudinaux:

noées	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{L7}	V _{L8}	V _{L9}
I _{ay} m ⁴	1,982	4,1424	1,095	0,5777	0,3830	0,3830	2,087	0,7088	0,3802
Y _m	7,52	7,52	7,52	6,44	5,84	5,84	6,44	2,58	2,18
I _{ay} · Y _m	14,9046	31,1508	15,7544	3,7124	2,2367	2,2367	13,4402	1,8217	0,8318
Σ	Σ I _y = 12,738 m ⁴		Σ I _y · Y = 95,930		Y _T = 6,746 m				

Les coordonnées du centre de torsion de l'étage courant sont:

X _T = 11,583 m
Y _T = 6,746 m

CALCUL DU CENTRE DE MASSE

ETA GE COURANT

a) Elements Verticaux

Element	M (t)	X (m)	Y (m)	M · X (t.m)	M · Y (t.m)
V ₁	4,621	3,805	7,52	17,8600	34,115
V ₂	7,275	10,997	7,52	80,0032	54,708
V ₃	4,633	17,089	7,52	79,1733	34,1133
V ₄	3,213	2,9622	6,44	9,5175	20,689
V ₅	2,630	6,3826	5,84	16,802	15,359
V ₆	2,630	14,541	5,84	38,2437	15,359
V ₇	5,215	18,117	6,44	91,4480	33,583
V ₈	4,316	1,88	2,53	8,1280	11,2900
V ₉	2,181	17,315	2,11	39,495	4,913
V ₁₀	3,806	0,08	9,075	0,5045	34,5100
V ₁₁	4,318	9,77	9,155	12,2790	40,827
V ₁₂	3,340	6,70	9,305	22,3820	31,0787
V ₁₃	3,62	10,46	9,155	37,8650	33,141
V ₁₄	3,806	14,22	9,305	54,1210	31,0787
V ₁₅	4,318	17,08	9,155	73,7500	40,817
V ₁₆	4,877	20,84	8,65	101,6400	42,012
V ₁₇	3,056	1,21	4,6781	9,7160	14,4134
V ₁₈	5,971	4,97	3,8012	29,6770	22,6970
V ₁₉	7,216	8,73	3,5911	63,0030	25,9206
V ₂₀	7,506	12,13	3,4735	91,5200	26,0721
V ₂₁	6,447	15,95	3,6031	102,669	23,1211
V ₂₂	4,772	19,11	4,8100	91,2000	20,569
V ₂₃	4,97	22,27	4,8870	110,68	21,795

$\Sigma M = 104,907 \text{ (t)}$
 $X_G = 11,235 \text{ m}$
 $Y_G = 6,020 \text{ m}$
 $\Sigma M \cdot X = 1118,639 \text{ (t.m)}$
 $\Sigma M \cdot Y = 633,706 \text{ (t.m)}$

b) Élément horizontal (Jalles)

Jalles	E_i (m ²)	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$ (t·m)	$M_i Y_i$ (t·m)
1	11,1960	6,1776	1,96	9,155	15,166	61,500
2	10,0170	6,0102	5,27	9,455	31,673	56,1264
3	11,1960	6,1776	9,58	9,155	57,697	61,500
4	11,1960	6,1776	12,24	9,155	82,1915	61,500
5	10,0170	6,0102	15,65	9,455	94,060	56,1264
6	11,1960	6,1776	11,96	9,155	127,365	61,500
7	2,9440	1,7664	3,56	6,980	6,288	12,319
8	5,4720	3,2832	6,85	6,450	21,490	21,116
9	5,4720	3,2832	14,07	6,450	46,190	21,116
10	4,4528	2,6710	17,72	6,980	47,130	18,643
11	13,3560	8,0130	9,09	4,505	24,160	36,098
12	18,9560	11,2530	6,85	3,155	74,017	35,503
13	20,1960	12,1176	14,07	2,805	110,190	33,91
14	12,3300	7,3980	17,53	5,815	129,687	43,019
15	12,3300	7,3980	20,69	5,815	153,064	43,019
P_1	6,0720	1,5210	10,46	5,600	36,140	19,720
P_2	4,6530	2,6580	10,46	3,005	28,120	8,107
b_1	7,8960	5,1710	3,01	1,450	15,160	7,498
b_2	6,7130	4,4410	11,575	1,050	78,030	4,662

$$\sum M_i = 111,904 \text{ t}$$

$$\sum M_i X_i = 1142,828 \quad \sum M_i Y_i = 664,951 \text{ (t·m)}$$

$$\Rightarrow X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 11,106 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 5,939 \text{ m}$$

$$G + P/5 = 0,6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{localiers : } 4,5 + 0,08 = 0,58 \text{ t/m}^2$$

$$\text{balcons : } 0,655 \text{ t/m}^2$$

a) Façades :

	M_i (t)	X_i (m)	Z (m)	$M_i X_i$ (t.m)	$M_i Y_i$ (t.m)
F_1	2,7127	0,5969	10,715	1,6526	30,0112
F_2	3,2956	1,2810	10,715	17,4006	35,5430
F_3	2,6845	8,9322	10,715	23,9785	21,9520
F_4	2,6845	11,9818	10,785	32,1813	21,9520
F_5	3,2956	19,66	10,785	51,6091	35,3130
F_6	2,7827	1,1713	10,785	6,0504	30,0114
F_7	2,3553	6,7816	0,475	15,8370	1,1013
F_8	2,5208	13,9954	0,075	35,8796	0,1890
F_9	2,2450	20,9389	2,175	26,5797	4,8176
F_{10}	1,3422	4,3450	0,475	5,1519	0,6373
F_{11}	1,3122	16,5750	0,075	22,1409	0,1007

$$\sum M_i = 27,284$$

$$\sum M_i X_i = 251,6076 \quad \sum M_i Y_i = 199,8467$$

$$X_G = 9,475 \text{ m}$$

$$Y_G = 7,170 \text{ m}$$

En supposant que les masses sont concentrées au niveau des planchers.
On détermine le centre de gravité par rapport au plancher courant.

	Plancher	Σ mur inférieur	Σ mur supérieur	façade	Σ
$M_i^{(p)}$	111,904	52,4535	52,4535	27,2811	244,092
$X_i^{(m)}$	11,106	11,235	11,235	9,473	
$Y_i^{(m)}$	5,939	6,0407	6,0407	7,170	
$M_i X_i^{(p)}$	1242,8058	589,315	589,315	258,4476	2679,88
$M_i Y_i^{(p)}$	664,5978	316,855	316,855	195,8667	1494,176

$$X_G = 6,12 \text{ m}$$

$$Y_G = 10,318 \text{ m}$$

1) ACROÏÈRE

CALCUL DU CENTRE DE
AU NIVEAU DE LA TERRASSE

Acroïète	M _i (t)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i X _i (t.m)	M _i Y _i (t.m)
Av1	1,1079	0,08	9,075	0,0866	10,0542
Av2	0,2025	3,835	10,930	0,7766	2,2133
Av3	0,2025	6,700	10,930	1,3567	2,2133
Av4	0,2025	14,210	10,930	2,8795	2,2133
Av5	0,2025	17,1080	10,930	3,4587	2,2133
Av6	1,4141	20,810	6,000	19,4698	9,7572
Av7	0,1472	2,09	6,910	0,3076	1,0274
Av8	1,3061	1,210	4,585	1,5803	5,9884
Av9	0,0720	4,115	8,395	0,2962	0,6044
Av10	0,4380	1,213	0,800	0,5339	0,3504
Av11	0,0720	1,712	0,375	0,1232	0,027
Av12	0,2400	17,995	1,35	1,314	0,324
Av13	1,6811	22,270	4,205	37,438	7,1362
AH1	0,5760	1,960	10,710	1,1289	6,1689
AH2	0,4320	5,270	11,905	2,2700	4,8837
AH3	0,5760	8,560	10,710	4,9305	6,1689
AH4	0,5760	12,340	10,710	7,1078	6,1689
AH5	0,4320	15,650	11,310	6,7608	4,8859
AH6	0,5760	18,960	10,710	10,9209	6,1689
AH7	0,213	0,960	7,320	0,3660	2,1673
AH8	0,1485	1,490	6,440	0,2212	0,9563
AH9	0,4860	20,910	6,440	10,1622	3,1298
AH10	0,4400	2,505	1,075	1,1022	0,4730
AH11	0,1616	4,315	0,625	0,7086	0,010
AH12	0,5760	8,650	0,625	4,9824	0,3600
AH13	0,2800	10,250	1,450	2,8700	0,4060
AH14	0,5760	12,910	0,075	7,4360	0,0432
AH15	0,1616	15,370	0,075	2,4837	0,0121
AH16	0,3014	16,820	0,075	5,0863	0,0227
AH17	0,4800	19,430	2,035	9,3264	0,9720

$$\sum M_i = 14,4455t, \quad \sum M_i X_i = 160,48t (t.m), \quad \sum M_i Y_i = 87,97 (t.m)$$

$$X_G = 11,1098m$$

$$Y_G = 6,085m$$

2°) Éléments Horizontaux - Dalles

Dalles	F _i (m ²)	M _i (t)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i X _i (t.m)	M _i Y _i (t.m)
1	11,196	9,080	1,96	9,155	17,797	83,1274
2	10,017	8,120	5,27	9,455	42,812	76,7746
3	11,196	9,080	8,58	9,155	82,906	83,1274
4	11,196	9,080	12,24	9,155	111,139	83,1274
5	10,017	8,120	15,65	9,455	127,137	76,7746
6	11,196	9,080	18,96	9,155	172,156	83,1274
7	2,944	2,390	3,56	6,980	8,500	16,6822
8	5,472	4,440	6,85	6,450	30,399	28,6380
9	5,472	4,440	14,07	6,450	62,440	28,6380
10	4,4528	3,640	17,72	6,980	63,991	25,1978
11	13,356	10,830	5,09	4,505	33,470	48,7892
12	18,756	15,210	6,85	3,155	104,196	47,9876
13	20,196	16,380	14,07	2,805	230,452	45,9459
14	12,330	10,000	17,53	5,815	175,294	58,1500
15	12,330	10,000	20,69	5,815	208,192	58,1500
16	16,962	13,760	10,46	4,870	143,890	67,0112
17	2,350	1,910	11,36	4,875	21,650	3,5813
18	5,830	5,190	8,11	4,885	42,128	9,7832
		$\Sigma = 150,72$			$\Sigma 1674,248$	$\Sigma 9241,613$

$$G + P/5 = 0,791 + 0,1/5 = 0,811 \text{ t/m}^2$$

$$X_G = 11,108 \text{ m}$$

$$Y_G = 6,13 \text{ m}$$

Ets	M _i (t)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i X _i (t.m)	M _i Y _i (t.m)
Blancher	150,72	11,108	6,13	1674,248	924,613
Σ mar 1/2	51,552	11,235	6,0407	579,1894	311,1102
Σ 1/2 Façade	13,406	9,473	7,17	126,9370	96,1223
Acrotère	14,4455	11,1098	6,025	160,487	87,91
	Σ = 230,1235 ^(t)			Σ = 2540,9214	Σ = 1429,0555

$$X_G = 11,042 \text{ m}$$

$$Y_G = 6,17 \text{ m}$$

En résumé :

$$G_{\text{courant}} = \begin{cases} X_G = 10,978 \text{ m} \\ Y_G = 6,18 \text{ m} \end{cases}$$

$$G_{\text{façade}} = \begin{cases} X_G = 11,04 \text{ m} \\ Y_G = 6,17 \text{ m} \end{cases}$$

$$T_{\text{(Wilson)}} = \begin{cases} X_G = 11,513 \text{ m} \\ Y_G = 6,746 \text{ m} \end{cases}$$

CALCUL DE L'EXCENTRICITÉ POUR L'ÉTAGE COURANT

$e'_x = x_E - x_G = 11,583 - 10,978 = \underline{0,605 \text{ m}}$

$e'_y = y_E - y_G = 6,746 - 6,12 = \underline{0,626 \text{ m}}$

D'après l'article 3.3.5 p. 30 du RPA, on a :

"Pour toutes les structures comportant des planchers dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs.

$e_1 = 5\%$ de la plus grande dimension de bâtiment à ce niveau

$e_2 =$ excentricité théorique résultant du plan.

$e_1 = 5\% \cdot L = 5\% \cdot 22,55 = \underline{1,1175 \text{ m}}$

$e_1 = \begin{Bmatrix} 1,1175 \text{ m} \\ 1,1175 \text{ m} \end{Bmatrix}$ et $e_2 = \begin{Bmatrix} 1,1175 \text{ m} \\ 1,1175 \text{ m} \end{Bmatrix}$

CALCUL DE L'EXCENTRICITÉ TERRASSE

$e'_x = x_E - x_G = 10,313 - 11,042 = \underline{0,541 \text{ m}}$

$e'_y = y_E - y_G = 6,706 - 6,070 = \underline{0,576 \text{ m}}$

Donc l'excentricité $\begin{Bmatrix} 1,1175 \text{ m} \\ 1,1175 \text{ m} \end{Bmatrix}$ car supérieure à (e'_x, e'_y)

DISTRIBUTION DES SOLLICITATIONS

D'ENSEMBLE AUK REFENDS

Les calculs que nous avons fait précédemment ont montré que le séisme est prépondérant par rapport au vent pour cela le ferrailage sera fait à partir des sollicitations dues au séisme.

La distribution de la rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présente pas de variations brusques, et le système de contreventement est conservé d'un étage à un autre, ce qui entraîne un rapport d'inertie constant sur toute la hauteur du bâtiment.

L'effort tranchant total dans chaque plan horizontal sera distribué aux différents éléments de contreventement proportionnellement à leur rigidité.

Pour l'évaluation des sollicitations - efforts tranchants, moments de torsion, forces axiales - dans les éléments de la structure, on prend comme modèle, un modèle élastique linéaire.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être pris en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés - (article 3.35 du R.P.A. page 30.)

La méthode choisie pour le calcul est la méthode du centre de torsion.

METHODE DU CENTRE DE TORSION (calcul dans le cas général)

Le centre de torsion (ou centre élastique) d'un refend est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

1) Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends.

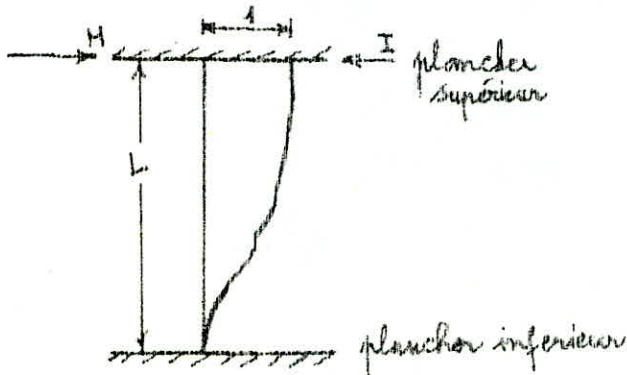
La direction de la translation est parallèle à la direction de la force.

2) Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends.

.../...

Le sens de la rotation est le même que le sens du moment.

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) extérieur H produit une translation (ou une rotation) unitaire, telle qu'elle est représentée sur la figure.



\bar{I} : moment d'inertie

I : rigidité

$$I = \frac{12 \cdot E \cdot \bar{I}}{L^3}$$

rigidité à la flexion
d'un refend.

CALCUL SIMPLIFIÉ

Le calcul simplifié s'applique dans les cas très fréquents où les axes d'inertie principaux de la plupart des refends sont parallèles, ceux disposés selon une autre direction constituant une exception.

De plus les conditions pour effectuer les calculs avec les moments à la place des rigidités sont respectées.

En effet, tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis.

Il est donc possible de simplifier les calculs et remplacer partout la rigidité par le moment d'inertie.

ETAPES DE CALCUL

1) On considère que les axes $x-x$ et $y-y$ (passant par le centre de torsion) du groupe sont parallèles aux axes principaux des refends.

...f...

2) On détermine pour chaque refend I_x et I_y .

3) Les rigidités transversales I_{xy} sont nulles, dans tous les cas. En conséquence, le centre de torsion peut être considéré comme le centre de gravité des moments d'inertie des refends par rapport aux axes arbitraires : $dx = \frac{\sum I_y \cdot x}{I_y}$ et $dy = \frac{\sum I_x \cdot y}{I_x}$

4) la réduction de la force extérieure H par rapport au centre de torsion fournit H_x , H_y et $M = H \cdot e$ (e : excentricité).

5) Les forces provenant des translations :

$$H_x' = \frac{\overline{H_x} \cdot I_y}{\sum I_y} \quad H_y' = \frac{\overline{H_y} \cdot I_x}{\sum I_x} \quad \overline{H} : \text{est due au séisme}$$

6) Les forces provenant des rotations deviennent :

$$H_x'' = \frac{\overline{H_x} \cdot e_y \cdot I_y}{J} \quad H_y'' = \frac{\overline{H_y} \cdot e_x \cdot I_x}{J}$$

$$\text{avec } J = \sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2$$

7) Les forces finales distribuées dans les refends sont en définitive

$$H_x = H_x' + H_x'' \quad H_y = H_y' + H_y''$$

Article 3.3.5 page 30 du RPA / :

Moments de torsion horizontaux :

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte.

Les efforts tranchants négatifs dus à la rotation devront être négligés.

Distributions des efforts tranchants à la base des refends.

Forces dans les refends

Forces dues à la

Forces dues à la				Forces dues à la			
I_y	I_x	X	Y	I_x	I_y	X	Y
m^4	m^4	m	m	m^6	m^6	m	m
V_{L1}	1,4881	0,774	1,187	0,4661	11,505	6,687	7,7398
V_{L2}	4,1484	0,774	2,482	7,843	44,864	11,3043	2,9464
V_{L3}	1,055	0,774	1,885	0,6645	7,885	11,0227	1,7782
V_{L4}	0,3777	0,774	1,054	0,444	4,506	6,6590	0,2469
V_{L5}	0,3330	0,774	0,847	0,6645	4,506	4,0227	0,8603
V_{L6}	0,3830	0,774	0,708	0,6645	4,506	4,0227	0,8603
V_{L7}	2,027	0,774	0,185	0,6645	4,506	4,0227	0,8603
V_{L8}	0,7098	0,774	0,802	0,6645	4,506	4,0227	0,8603
V_{L9}	0,3802	0,774	0,926	0,6645	4,506	4,0227	0,8603

Forces dues à la				Forces dues à la			
I_x	I_y	H_x (e)	H_y (e)	H_x (e)	H_y (e)	H_x (e)	H_y (e)
m^6	m^6	m	m	m	m	m	m
V_{L1}	0,4661	11,505	6,687	11,505	6,687	11,505	6,687
V_{L2}	0,6809	7,843	44,864	7,843	44,864	7,843	44,864
V_{L3}	0,6645	7,885	11,0227	7,885	11,0227	7,885	11,0227
V_{L4}	0,444	4,506	6,6590	4,506	6,6590	4,506	6,6590
V_{L5}	0,6645	4,506	4,0227	4,506	4,0227	4,506	4,0227
V_{L6}	0,6645	4,506	4,0227	4,506	4,0227	4,506	4,0227
V_{L7}	0,9808	4,506	4,0227	4,506	4,0227	4,506	4,0227
V_{L8}	0,6645	4,506	4,0227	4,506	4,0227	4,506	4,0227
V_{L9}	0,6645	4,506	4,0227	4,506	4,0227	4,506	4,0227

$\sum I_y = 12,739 m^6$ $\sum I_x Y^2 = 26,028 m^6$

$\sum I_x = 20,4 m^6$

$\sum I_x X^2 = 664,16 m^6$

$J = 650,314 = \sum I_x^2 + \sum I_y^2$

$\sum I_y^2 = 26,028 m^6$

Distribution des efforts tranchants dans les refends
sur longitudinal

	V_{L1}	V_{L2}	V_{L3}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L6}	V_{L7}	V_{L8}	V_{L9}
10	12,4780	26,3332	13,2204	3,6962	2,4807	2,4087	13,2532	4,8008	2,6447
9	7,6957	16,0841	8,1345	2,2572	1,5148	1,5148	8,7545	2,9375	1,6102
8	6,8406	14,2070	7,2306	2,0068	1,3466	1,3466	7,2484	2,6564	1,4357
7	5,9855	12,5099	6,3268	1,7556	1,1782	1,1782	6,3423	2,3244	1,2563
6	5,1305	10,7227	5,4230	1,5042	1,0099	1,0099	5,4363	1,9923	1,0768
5	4,3997	8,9356	4,5192	1,2547	0,8416	0,8416	4,5303	1,6603	0,8973
4	3,4208	7,1485	3,6153	1,0032	0,6732	0,6732	3,6242	1,3282	0,7179
3	2,5652	5,3613	2,7115	0,7524	0,5049	0,5049	2,7181	0,9962	0,5384
2	1,7101	3,5742	1,8076	0,5016	0,3366	0,3366	1,8122	0,6641	0,3589
1	0,8550	1,7871	0,9038	0,2509	0,1683	0,1683	0,9061	0,3320	0,1794
0	51,0806	406,7591	53,9929	14,9825	10,0552	10,0552	54,1261	19,2366	10,7210

Distribution des efforts tranchants dans les nervures

seu transversal

	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}	V _{T8}	V _{T9}	V _{T10}	V _{T11}	V _{T12}	V _{T13}	V _{T14}
10	2,1067	2,2138	2,6275	7,4780	4,2644	2,9210	3,2433	3,0428	70,0033	12,3879	14,166	7,7333	3,1922	3,5386
9	1,6973	2,2604	2,0334	1,0975	1,7523	1,7967	2,5380	2,2389	7,7337	79,7809	109,557	7,7833	2,4346	2,7352
8	1,5037	2,009	1,8053	0,9756	1,5581	1,5970	2,3004	2,0728	0,9277	9,5815	9,7473	6,9740	2,1532	2,4348
7	1,2002	1,7577	1,5531	0,8536	1,3633	1,3774	2,0725	1,8199	6,0677	2,9257	3,7288	6,9148	1,8750	2,1805
6	1,1316	1,5068	1,3569	0,7348	1,1685	1,1972	2,2253	1,5599	5,1958	7,1872	7,3104	2,1555	1,6464	2,2261
5	0,9430	1,2556	1,1309	0,6092	0,9722	0,9981	1,4278	1,2669	4,3292	5,0893	6,0720	4,2963	1,3070	1,5219
4	0,7544	1,0045	0,9046	0,4878	0,7790	0,7935	1,1502	1,0399	3,4638	4,7775	4,8786	3,4370	1,0776	1,2174
3	0,5657	0,7534	0,6786	0,3659	0,5243	0,5289	0,8627	0,7929	2,5999	3,2904	3,4552	2,5772	0,8022	0,9180
2	0,3771	0,5022	0,4523	0,2439	0,3885	0,3992	0,5751	0,520	1,7374	2,3958	2,4368	1,7185	0,5388	0,6087
1	0,1886	0,2541	0,2262	0,1220	0,1648	0,1656	0,2275	0,2159	0,8259	1,1078	1,1494	0,8593	0,2694	0,3043
0	10,6736	14,2267	12,8069	6,5059	11,0237	11,3043	16,2132	14,7218	49,0366	67,8217	68,9944	48,6570	15,2556	17,2343

- 151 -

Cumules des efforts tranchants dans les refends.

Sens transversal.

	VT ₁	VT ₂	VT ₃	VT ₄	VT ₅	VT ₆	VT ₇	VT ₈	VT ₉	VT ₁₀	VT ₁₁	VT ₁₂	VT ₁₃	VT ₁₄
10	2,193	2,920	2,6297	1,4180	2,264	2,3211	3,3433	3,0224	10,069	13,9266	14,166	9,9905	3,1330	3,5387
9	3,8903	5,1802	4,6651	2,5155	4,0174	4,1178	5,9313	5,3623	17,8628	24,7085	25,1319	17,7238	5,5579	6,2779
8	5,3990	7,1892	6,4744	3,4911	5,5755	5,7148	8,2317	7,4421	24,7905	34,2914	34,879	24,5978	7,7131	8,7127
7	6,7192	8,9471	8,0575	4,3447	6,9328	7,1122	10,2446	9,2620	30,2522	42,6765	43,408	30,6126	9,5981	10,2432
6	7,8508	10,4539	9,4144	5,0765	8,1073	8,3100	11,9699	10,8219	36,048	48,863	50,718	35,7681	11,224	12,6693
5	8,7938	11,7095	10,545	5,6863	9,0211	9,3021	13,4077	12,1218	40,3777	55,253	56,8104	40,0644	12,561	14,1911
4	9,5482	12,714	11,449	6,1741	9,8601	10,1066	14,5579	13,1617	43,841	60,644	61,684	43,5014	13,6391	15,4085
3	10,1139	13,467	12,1284	6,540	10,444	10,7055	15,4206	13,9416	46,4395	64,2381	65,3392	46,0792	14,447	16,3215
2	10,4910	13,9696	12,5807	6,7839	10,8339	11,1047	15,9957	14,4616	48,1709	66,6339	67,7760	47,7977	14,9261	16,9302
1	10,6796	14,2207	12,8069	6,9059	11,0287	11,3043	16,2832	14,7215	49,0368	67,8317	68,9944	48,657	15,2555	17,2345
0	10,6796	14,2207	12,8069	6,9059	11,0287	11,3043	16,2832	14,7215	49,0368	67,8317	68,9944	48,657	15,2555	17,2345

Cumules des efforts tranchants dans les refends
seu longitudinal.

	VL ₁	VL ₂	VL ₃	VL ₄	VL ₅	VL ₆	VL ₇	VL ₈	VL ₉
10	12,6019	26,3327	13,3206	3,6964	2,4211	2,4211	13,3541	4,2942	2,6502
9	20,1737	42,4238	21,4551	5,9536	3,9959	3,9959	21,5086	7,8827	4,2604
8	27,4737	56,7196	28,6257	7,9599	5,2425	5,3425	28,7570	10,5391	5,6961
7	32,7598	67,2277	37,0125	7,7155	6,7207	6,7207	35,0995	12,8635	6,8524
6	39,1203	79,9524	40,4255	11,2203	7,5306	7,5306	40,5356	14,2552	8,0292
5	42,5297	88,8820	44,9547	12,4744	8,3722	8,3722	45,0659	16,5161	8,9265
4	45,5503	96,0365	48,5700	10,4776	9,0434	9,0434	48,6307	17,8443	9,6444
3	48,5155	101,3978	51,2215	14,2300	9,5503	9,5503	51,4078	18,8405	10,1828
2	50,2255	104,9720	53,0291	14,7316	9,8269	9,8269	53,2200	19,5046	10,5417
1	51,0206	106,7591	53,9929	14,9825	10,0552	10,0552	54,1261	19,8366	10,7211
0	51,0206	106,7591	53,9929	14,9825	10,0552	10,0552	54,1261	19,8366	10,7211

CALCULS DES REFENDS

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

1) Les refends sans ouvertures : (Refends pleins)

Les refends pleins sont assimilés à une console soumise aux efforts du séisme. On en déduit le moment fléchissant et l'effort tranchant dans chaque section horizontale du refend.

2) Refends à une file d'ouvertures :

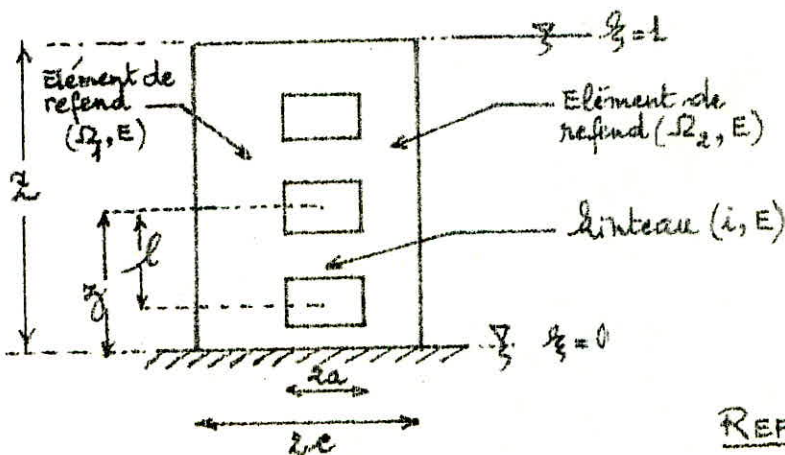
La méthode couramment utilisée est celle de M.M ALBIGES ET GOULET fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure.

Hypothèses:

1°) Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend ("un élément de refend" étant une partie de refend de part et d'autre de la file d'ouverture.

2°) Les éléments de refend subissent le même déplacement horizon- tal au niveau de chaque étage.

Ces 2 hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, à la structure constituée par 2 éléments de refend liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.



REFEND à UNE FILE D'OUVERTURES.

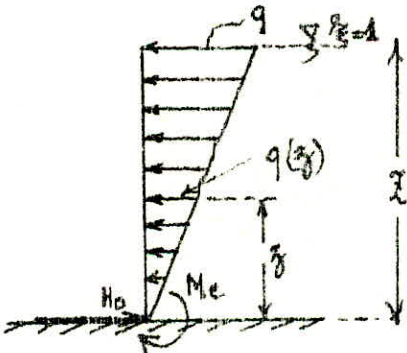
On admettra que :

- la hauteur d'étage est constante.
- Les linteaux qui lient les deux éléments de refend ont tous les mêmes caractéristiques géométriques ;
- Les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de celle de chacun des éléments de refend.

La méthode étudiée dans l'ouvrage de M. Diver, concerne des charges uniformément réparties sur toute la hauteur du bâtiment. alors que dans notre cas, on a considéré une charge de distribution triangulaire sur toute la hauteur de la structure (solicitations dues au séisme).

MM. ALBIGES ET GOULET présentent dans l'ouvrage de M. Diver des abaques de δ et ψ pour une charge de distribution triangulaire.

Il nous suffit donc de déterminer pour faire nos calculs, les formules qui donnent les efforts internes : M_i , N_i et \mathcal{R} .



- Moment d'encastrement M_e .

$$M_e = q \cdot z/2 \cdot 2/3 \cdot z = \boxed{q \cdot \frac{z^2}{3} = M_e}$$

- Effort tranchant à la base H_0 :

$$\boxed{H_0 = q \cdot z/2}$$

- Moment fléchissant dans une section droite :

$$m(z) = H_0 \cdot z - \left(q \cdot \frac{z^2}{3} \right) - \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot z \cdot \frac{1}{3} \cdot z \right)$$

$$\frac{qz}{2} = \frac{z}{z} \quad \text{et} \quad \frac{z}{z} = \frac{z}{z} \Rightarrow qz = q \cdot \frac{z}{z}$$

d'où : $m(z) = H_0 \cdot z - q \cdot \frac{z^2}{3} - \frac{1}{6} \cdot q \cdot \frac{z^3}{z}$

$m(z) = \frac{1}{2} \cdot q \cdot z \cdot z - q \cdot \frac{z^2}{3} - \frac{q}{6} \cdot \frac{z^3}{z}$

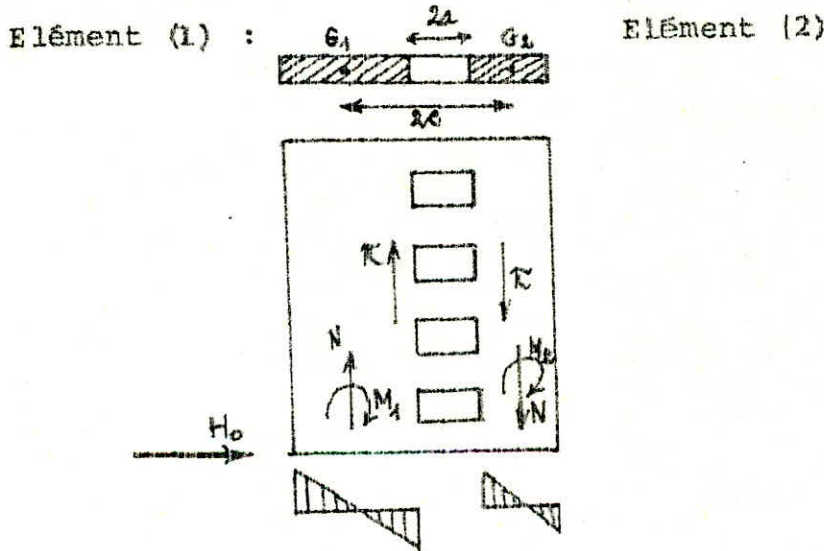
$m(z) = \frac{1}{2} q \cdot z \cdot \left[z/2 - \frac{2}{3} - \frac{1}{3} \cdot \frac{z^3}{z^3} \right] \times z$

$m(z) = H_0 \cdot z \left(\frac{z}{2} - \frac{2}{3} - \frac{1}{3} \frac{z^3}{z^3} \right) = H_0 \cdot z \left(\frac{z}{2} - \frac{2}{3} - \frac{z^3}{3} \right)$

On a : $M(z) = -m(z)$

$$M(z) = H_0 \cdot z \left(\frac{z^3}{3} - \frac{2}{3} z + 2 \right)$$

Cas général :



I : inertie totale du refend

$E = E'$: coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend et le linteau.

Ω_1, Ω_2 : aires des éléments du refend 1 et 2.

m : moment statique de chacun/au c.d.g. de l'ensemble.

K : effort tranchant dans le linteau.

l : hauteur d'un étage.

Z : hauteur du bâtiment.

N : effort normal dans chaque élément de refend.

Les efforts internes seront calculés à partir des formules suivantes :

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l \cdot \phi}{I}$$

ϕ est donné par l'abaque dans l'ouvrage de (M.Diver B.23.a).

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 Z \left[\frac{\phi^3 - 3\phi + 2}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

(ψ : cf. abaque B.23.b).

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot H_0 Z \left[\frac{\phi^3 - 3\phi + 2}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

avec I_1 et I_2 , inerties des éléments de refend 1 et 2.

$$N = \sum_{i=0}^{n} \pi_i$$

$\sum \pi_i$ est la somme des efforts π_i à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré).

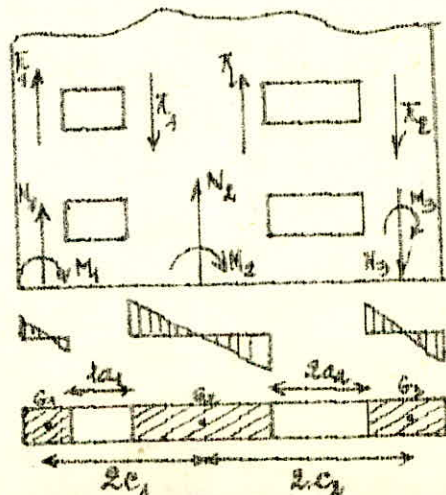
VERIFICATION :

Il est conseillé d'effectuer à la base du refend, une vérification de l'équilibre extérieur : $M = M_1 + M_2 + 2 NC$

M : est le moment d'ensemble distribué au refend pris en considération ; les valeurs M_1 , M_2 et N sont celles calculées à la base du refend.

3) REFENDS A PLUSIEURS FILES D'OUVERTURES :

La méthode utilisée pour le calcul d'une file d'ouverture peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refend.



Les efforts internes seront calculés avec les formules suivantes :

$$\pi_i = H_0 l \frac{i_i l_i}{2 a_i^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi$$

ϕ abaques Bess.
 $i_1 = i_2 = \dots$

$$N_1 = \sum \pi \quad N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \quad N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2$$

$\sum \pi_1$ et $\sum \pi_2 \dots$ étant les sommes des efforts π à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

$$M_i = \frac{I_i}{I_1 + I_2 + I_3 + \dots} H_0 l \left[\frac{\xi^3 - 3\xi + 2}{3} - \nu \right]$$

Il est conseillé de vérifier l'équilibre extérieur par la relation :

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(c_1 + c_2 + \dots) + 2N_2(c_2 + c_3 + \dots)$$

seisme TRANSVERSAL

seisme
longitudinal



	VT1		VT2		VT4		VT6		VT8		VT13		VT14		VL8	
	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)
10	2,1530	0	2,920	0	1,418	0	2,3111	0	3,3433	0	3,133	0	3,5387	0	4,8942	0
9	3,9903	6,381	5,1802	8,497	2,5155	4,126	4,1178	6,754	5,9313	9,729	5,5579	9,115	6,2779	10,297	7,8827	14,241
8	5,3990	17,700	7,1892	23,570	3,4911	11,446	5,7148	18,737	8,2317	26,989	7,7131	25,285	8,7127	28,566	10,539	37,178
7	6,7192	33,411	8,9471	44,490	4,3447	21,606	7,1122	35,366	10,2446	50,943	9,5931	47,727	10,8432	53,919	12,8635	67,846
6	7,8508	52,963	10,4339	70,525	5,0765	34,249	8,3100	56,063	11,9699	80,755	11,2145	75,654	12,6693	85,473	14,8558	105,212
5	8,7938	75,808	11,7095	100,945	5,6263	49,021	9,3081	80,244	13,4077	115,588	12,5615	108,285	14,1911	122,340	16,5161	148,507
4	9,5482	101,367	12,7140	135,019	6,1741	65,568	10,1066	107,331	14,5579	154,604	13,6391	144,836	15,4083	163,636	17,8443	196,568
3	10,1139	129,181	13,467	172,016	6,5000	83,535	10,705	136,701	15,4206	196,967	14,4473	184,523	16,3215	208,474	18,8408	248,119
2	10,491	158,612	13,9696	211,205	6,7839	102,566	11,104	167,893	15,9957	241,841	14,9861	226,561	16,9302	255,970	19,5046	303,318
1	10,6796	189,140	14,2207	251,895	6,9059	122,308	11,3043	200,208	16,2832	288,390	15,2555	270,167	17,234	305,230	19,8366	369,07
0	10,6710	220,216	14,2207	293,237	6,9059	142,404	11,3043	233,103	16,2832	335,773	15,2555	314,558	17,2345	355,388	19,8366	417,798

-162-

VT3

stage	β	ϕ	ψ	$\frac{\beta^3 - 3\beta + 2 - 2mc\psi}{3}$	π (t)	$M_{1(tm)}$	$M_{2(tm)}$	N (t)
10	1	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	0,0008	2,6027	0,138	0,1598	2,6027
8	0,8	0,35	0,037	0,0047	5,0608	0,8125	0,9391	7,6035
7	0,7	0,50	0,079	0,0113	7,2298	1,9535	2,2578	14,8933
6	0,6	0,64	0,14	0,0151	9,2541	2,6105	3,0170	24,1474
5	0,5	0,75	0,21	0,0229	10,8447	3,9589	4,5755	34,9921
4	0,4	0,84	0,29	0,0320	12,1460	5,5321	6,3937	47,1381
3	0,3	0,905	0,375	0,0447	13,0859	7,7277	8,9311	60,2240
2	0,2	0,95	0,47	0,0545	13,7366	9,4219	10,8892	73,9606
1	0,1	0,98	0,57	0,0639	14,1704	11,0469	12,7674	88,131
0	0,0	1,00	0,665	0,0797	14,4596	13,7784	15,9242	102,5906

VT5

stage	β	ϕ	ψ	$\frac{\beta^3 - 3\beta + 2 - 2mc\psi}{3}$	π (t)	$M_{1(tm)}$	$M_{2(tm)}$	N (t)
10	1	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	0,0008	2,6027	0,1380	0,1598	2,6027
8	0,8	0,35	0,037	0,0047	5,0608	0,8125	0,9391	7,6635
7	0,7	0,50	0,079	0,0113	7,2298	1,9535	2,2578	14,8933
6	0,6	0,64	0,14	0,0151	9,2541	2,6105	3,0170	24,1474
5	0,5	0,75	0,21	0,0229	10,8447	3,9589	4,5755	34,9921
4	0,4	0,84	0,29	0,0320	12,146	5,5321	6,3937	47,1381
3	0,3	0,905	0,375	0,0447	13,0859	7,7277	8,9311	60,2240
2	0,2	0,95	0,47	0,0545	13,7366	9,4219	10,8892	73,9606
1	0,1	0,98	0,57	0,0639	14,1704	11,0469	12,7674	88,131
0	0,0	1,00	0,665	0,0797	14,4596	13,7784	15,9242	102,5906

V_{T8}

$\delta \text{ deg}$	β	ϕ	ψ	$\frac{\beta^3 \beta + 2 - 2 \cos \beta}{3}$	$\pi (\epsilon)$	$M_1 \epsilon_m$	$M_2 \epsilon_m$	$N (\epsilon)$
10	1,0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	0,0011	2,6057	0,0313	0,4399	2,6057
8	0,8	0,35	0,037	0,0056	5,0667	0,1592	2,2397	7,6724
7	0,7	0,50	0,079	0,0183	7,2381	0,3782	5,3194	14,9105
6	0,6	0,64	0,14	0,0487	9,2648	0,5318	7,4792	24,1753
5	0,5	0,75	0,21	0,0824	10,8572	0,8077	11,3587	35,0825
4	0,4	0,84	0,29	0,0396	12,1600	1,1262	15,8382	47,1925
3	0,3	0,905	0,375	0,0544	13,1010	1,5471	21,7576	60,2935
2	0,2	0,950	0,47	0,0667	13,7524	1,8969	26,6771	74,0459
1	0,1	0,980	0,57	0,0787	14,1867	2,2382	31,4765	88,2326
0	0,0	1,00	0,665	0,0970	14,4762	2,7586	38,7957	102,7088

V_{T9}

$\delta \text{ deg}$	β	ϕ	ψ	$\frac{\beta^3 \beta + 2 - 2 \cos \beta}{3}$	$\pi (\epsilon)$	$M_1 \epsilon_m$	$M_2 \epsilon_m$	$N (\epsilon)$
10	1,0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	0,0035	4,60574	0,0697	4,9247	4,6057
8	0,8	0,35	0,037	0,0147	8,9556	0,2929	20,6836	13,5613
7	0,7	0,50	0,079	0,0327	12,7937	0,6515	46,0104	26,3550
6	0,6	0,64	0,14	0,0532	16,3760	1,0599	74,8549	42,7310
5	0,5	0,75	0,21	0,0801	19,1906	1,5958	112,7045	61,9216
4	0,4	0,84	0,29	0,1109	21,4935	2,2095	156,0416	83,4151
3	0,3	0,905	0,375	0,1467	23,1567	2,9227	206,4189	106,5718
2	0,2	0,950	0,47	0,1823	24,3081	3,6320	256,5048	130,8799
1	0,1	0,980	0,57	0,2190	25,0757	4,3631	308,1435	155,9556
0	0,0	1,00	0,665	0,2606	25,5875	5,1919	366,6767	181,5431

V_{T10}

étage	φ	ϕ	ψ	$\frac{\varphi^3 - 3\varphi + 2}{3} \cdot \frac{2cmV}{I}$	π (t)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	N (t)
10	1,0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	0,0056	3,6150	11,0381	0,1033	3,6150
8	0,8	0,35	0,037	0,0225	7,0291	44,3495	0,4177	10,6441
7	0,7	0,50	0,079	0,0493	10,041	97,1748	0,9153	20,6351
6	0,6	0,64	0,14	0,0825	12,8532	162,6150	1,5317	33,5383
5	0,5	0,75	0,21	0,1241	15,0624	244,6124	2,3041	48,6007
4	0,4	0,84	0,29	0,1717	16,8699	338,4364	3,1278	65,4706
3	0,3	0,905	0,375	0,2253	18,1753	444,0869	4,1230	83,6459
2	0,2	0,95	0,470	0,2809	19,0790	533,6795	5,2153	102,7249
1	0,1	0,98	0,570	0,3385	19,6815	667,214	6,2847	122,4064
0	0,0	1,00	0,665	0,4001	20,0832	788,6336	7,4284	142,4896

V_{T11}

étage	φ	ϕ	ψ	$\frac{\varphi^3 - 3\varphi + 2}{3} \cdot \frac{2cmV}{I}$	π (t)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	N (t)
10	1,0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	0,0058	3,4255	11,6258	0,0190	3,4255
8	0,8	0,35	0,037	0,0230	6,6607	46,102	0,0756	10,0852
7	0,7	0,50	0,079	0,0505	9,5153	101,2247	0,1660	19,6015
6	0,6	0,64	0,14	0,0847	12,1796	169,7769	0,2784	31,7811
5	0,5	0,75	0,21	0,1274	14,2729	255,3669	0,4188	46,0540
4	0,4	0,84	0,29	0,1763	15,9857	358,3845	0,5795	62,0397
3	0,3	0,905	0,375	0,2312	17,2227	463,4288	0,7600	79,2624
2	0,2	0,95	0,47	0,2882	18,0790	577,6824	0,9474	97,3415
1	0,1	0,98	0,57	0,3474	18,6500	696,3458	1,1420	115,9914
0	0,0	1,00	0,665	0,4104	19,0306	822,6262	1,3491	135,022

VT12

stage	f	ϕ	ψ	$f^3 = \frac{3f \pm 1 - 2cm \psi}{3}$	$\pi(t)$	$M_{1(t)}$	$M_{2(t)}$	$N(t)$
10	1,0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	0,0039	4,0739	0,0586	5,4634	4,0739
8	0,8	0,35	0,007	0,0160	7,9214	0,2405	22,4142	11,9953
7	0,7	0,50	0,079	0,0355	11,3163	0,5336	49,7315	23,3116
6	0,6	0,64	0,14	0,0580	14,4849	0,8718	81,2514	37,7965
5	0,5	0,75	0,21	0,0873	16,9745	1,3123	122,2974	54,7710
4	0,4	0,84	0,29	0,1209	19,0114	1,8173	169,3672	73,7824
3	0,3	0,905	0,375	0,1596	20,4825	2,3990	223,5815	94,2649
2	0,2	0,95	0,47	0,1985	21,5010	2,9838	278,0760	115,7659
1	0,1	0,98	0,57	0,2385	22,1800	3,5850	334,1115	137,9459
0	0	1,00	0,665	0,2834	22,6327	4,2600	397,011	160,5786

V_{L4}

Stage	ψ	ϕ	ψ	$\frac{\psi^3 - 3\psi + 2}{8} \frac{2cm}{\tau}$	π (t)	$M_{1(tm)}$	$M_{2(tm)}$	N (t)
10	1	0	0	0	0	0		
9	0,9	0,18	0,01	0,0012	3,0137	0,4543	0,0689	3,0137
8	0,8	0,35	0,037	0,0060	5,8600	2,2714	0,3445	8,8737
7	0,7	0,50	0,079	0,0141	8,3715	5,3378	0,8096	17,2452
6	0,6	0,64	0,14	0,0201	10,7155	7,6093	1,1541	27,9607
5	0,5	0,75	0,21	0,0316	12,5572	11,5843	1,7570	40,5179
4	0,4	0,84	0,29	0,0425	14,0641	16,0893	2,4403	54,5820
3	0,3	0,905	0,375	0,0582	15,1524	22,0323	3,3417	69,7344
2	0,2	0,95	0,47	0,0715	15,9058	27,0679	4,1054	85,6402
1	0,1	0,98	0,57	0,0845	16,4081	31,989	4,8518	102,0483
0	0	1,00	0,665	0,1038	16,7430	39,2958	5,9600	118,7913

V_{L5}
= V_{L6}

Stage	ψ	ϕ	ψ	$\frac{\psi^3 - 3\psi + 2}{8} \frac{2cm}{\tau}$	π (t)	$M_{1(tm)}$	$M_{2(tm)}$	N (t)
10	1	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	0,0021	1,6077	0,6105	0,0037	1,6077
8	0,8	0,35	0,037	0,0013	3,1261	2,7037	0,0166	4,7338
7	0,7	0,50	0,079	0,0212	4,4659	6,1634	0,0378	9,1997
6	0,6	0,64	0,14	0,0327	5,7164	9,5068	0,0583	14,9161
5	0,5	0,75	0,21	0,0493	6,6989	14,3329	0,0879	21,6150
4	0,4	0,84	0,29	0,0684	7,5028	19,8858	0,1220	29,1178
3	0,3	0,905	0,375	0,0918	8,0833	26,6829	0,1637	37,2011
2	0,2	0,95	0,47	0,1135	8,4853	32,9977	0,2025	45,6864
1	0,1	0,98	0,57	0,1355	8,7532	39,3937	0,2417	54,4396
0	0	1,00	0,665	0,1632	8,9319	47,4469	0,2911	63,3715

v_{Lg}

Stage	$\frac{v}{f}$	ϕ	ψ	$\frac{f^2 - 3f + 2}{3} \frac{2 \cos \psi}{f}$	$\pi(L)$	M_{1tm}	M_{2tm}	$N(L)$
10	1	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	0,0004	2,3817	0,0997	0,0251	2,3817
8	0,8	0,35	0,037	0,0031	4,6310	0,7724	0,1948	7,0127
7	0,7	0,50	0,079	0,0079	6,6197	1,9683	0,4963	18,6284
6	0,6	0,64	0,14	0,0092	8,4681	2,2922	0,5780	22,0965
5	0,5	0,75	0,21	0,0142	9,9236	3,5380	0,8922	32,0201
4	0,4	0,84	0,29	0,0199	11,1144	4,9581	1,2503	43,1345
3	0,3	0,905	0,375	0,0289	11,9745	7,2005	1,8158	55,1050
2	0,2	0,95	0,47	0,0348	12,5699	8,6705	2,1865	67,6785
1	0,1	0,98	0,57	0,0400	12,9668	9,9661	2,5132	80,6457
0	0	1,00	0,665	0,0513	13,2314	12,9062	3,2546	93,8771

V_{L1}

Stage	ψ	ϕ	ψ	$\frac{F^3 - 3F + 2}{8} \psi$	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$M_1(tm)$	$M_2(tm)$	$M_3(tm)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$
10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,180	0,010	-0,0003	6,84	5,2896	-0,3790	-0,0350	-0,0319	6,84	-1,55
8	0,8	0,350	0,037	0,0003	12,96	10,0220	0,3790	0,0350	0,0319	13,80	-4,49
7	0,7	0,500	0,079	0,0020	18,36	14,1984	2,5268	0,2332	0,2128	38,16	-8,65
6	0,6	0,640	0,140	-0,0018	23,04	17,8176	-1,6424	-0,1516	-0,1383	61,20	-13,87
5	0,5	0,750	0,210	-0,0017	27,00	20,8200	-2,1478	-0,1982	-0,1908	88,20	-19,99
4	0,4	0,840	0,290	-0,0020	30,24	23,3256	-2,5268	-0,2332	-0,2128	118,44	-26,85
3	0,3	0,905	0,375	0,0007	32,76	25,3344	0,8844	0,0816	0,0745	151,20	-34,27
2	0,2	0,950	0,470	-0,0007	34,56	26,7264	-0,8844	-0,0816	-0,0745	185,76	-42,11
1	0,1	0,980	0,570	-0,0030	35,64	27,5616	-3,7903	-0,3499	-0,3192	221,40	-50,18
0	0	1,000	0,665	0,0017	36,00	27,84	2,1478	0,1982	0,1808	257,4	-58,34

V_{L2}

α	φ	ϕ	ψ	$\frac{E^2}{3} \frac{\varphi}{L^2} - \psi$	π_1 (t)	π_2 (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	M_3 (t.m)	N_1 (t)	N_2 (t)
10	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,180	0,010	-0,0003	1,55	1,196	-0,00037	0,9312	0,0004	1,5500	0,354
8	0,8	0,350	0,037	0,0003	3,1015	2,392	0,00037	0,9312	0,0004	4,6515	1,063
7	0,7	0,500	0,079	0,0020	4,6523	3,588	0,0024	6,2085	-0,0024	9,3038	2,127
6	0,6	0,640	0,140	-0,0013	6,2031	4,784	-0,0016	-4,0355	-0,0016	15,5069	3,5469
5	0,5	0,750	0,210	-0,0017	7,7539	5,98	0,0021	-5,2772	-0,0021	23,2608	5,3208
4	0,4	0,840	0,290	-0,0020	9,3046	7,176	-0,0024	-6,2085	-0,0024	32,5654	7,4494
3	0,3	0,905	0,375	0,0007	10,8554	8,372	0,0008	2,1730	0,0008	43,4208	9,9328
2	0,2	0,950	0,470	-0,0007	12,4062	9,5680	-0,0008	-2,1730	-0,0008	55,817	12,771
1	0,1	0,980	0,570	-0,0030	13,9570	10,7668	-0,0037	-3,3127	-0,0037	69,784	15,9612
0	0	1,000	0,665	0,0017	15,5077	11,96	0,0021	5,2772	0,0021	85,2917	19,5089

-170-

V_{L3}

Case	φ	ϕ	ψ	$\frac{\varphi^3 - 3\varphi + 2}{3}$	$\Pi_1 (\text{t})$	$\Pi_2 (\text{t})$	$M_1 (\text{t.m})$	$H_2 (\text{t.m})$	$M_3 (\text{t.m})$	$N_1 (\text{t})$	$N_2 (\text{t})$
10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	-0,0003	5,8791	5,7854	-0,0333	-0,0365	-0,4014	5,8791	-0,0937
8	0,8	0,35	0,037	0,0003	11,1393	10,9617	0,0333	0,0365	0,4014	11,0184	-0,271
7	0,7	0,50	0,079	0,0020	15,7808	15,5291	0,2223	0,2437	2,6764	32,7592	0,557
6	0,6	0,64	0,140	-0,0013	19,8033	19,4875	0,1445	-0,1534	-1,7396	52,6029	0,5588
5	0,5	0,75	0,240	-0,0017	23,207	22,8369	-0,1829	-0,2071	-2,2749	75,8095	-1,3089
4	0,4	0,84	0,290	-0,0020	25,9919	25,5774	-0,2223	-0,2437	-2,6764	101,8014	-1,6334
3	0,3	0,905	0,375	0,0007	28,7579	27,7088	0,07781	0,0853	0,9367	129,959	-2,0722
2	0,2	0,95	0,470	-0,0007	29,705	29,2313	-0,00781	-0,0853	-0,9367	159,6643	-2,5468
1	0,1	0,98	0,570	-0,0030	30,6333	30,1448	-0,3335	-0,3655	-4,0145	190,297	-3,0341
0	0	1,00	0,605	0,0017	30,94	30,45	0,1829	0,2071	2,2749	221,2376	-3,5247

-171-

V_{L2}

θ	φ	ϕ	ψ	$\varphi^3 - \frac{3\varphi+2}{3} \psi$	$\Pi_1(t)$	$\Pi_2(t)$	$M_1(t)$	$M_2(t)$	$M_3(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$
10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,18	0,01	-0,0003	0,6434	6,3194	-0,00002	-0,2459	-0,2266	0,6434	5,676
8	0,8	0,35	0,037	0,0003	1,2191	11,9736	0,00002	0,2459	0,2266	1,8625	16,431
7	0,7	0,50	0,079	0,0020	1,7270	16,9626	0,00014	1,6397	1,5104	3,5895	31,666
6	0,6	0,64	0,14	-0,0013	2,1672	21,2864	-0,00009	-1,0658	-0,9818	5,7567	50,785
5	0,5	0,75	0,21	-0,0017	2,5397	24,9450	-0,00012	-1,3937	-1,2839	8,2964	73,191
4	0,4	0,84	0,29	-0,0020	2,8445	27,9384	-0,00014	-1,6397	-1,5104	11,1409	98,2845
3	0,3	0,905	0,375	0,0007	3,0816	30,2666	-0,0005	-0,5739	-0,5286	14,2225	125,470
2	0,2	0,95	0,470	-0,0007	3,2509	31,9296	-0,0005	-0,5739	-0,5286	17,4734	154,15
1	0,1	0,98	0,570	-0,0030	3,3763	32,9274	-0,000219	-2,4595	-2,2657	20,8497	183,699
0	0	1,00	0,665	0,0017	3,3863	33,26	0,00012	1,3937	1,2839	24,236	210,593

-172-

Calcul des déformations

CALCUL DES DEFORMATIONS

Dans ce chapitre seront calculés les déformations de la structure étudiée sous l'action horizontale du séisme qui risque de destabiliser l'ouvrage.

Le calcul des déplacements sera effectué à chaque niveau à partir des forces latérales distribuées sur la hauteur du bâtiment.

Déplacement relatif : art. 33.7.1. page 31 du RPA.

Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $\frac{1}{2\beta}$, où $\beta = \frac{1}{3}$ pour obtenir le déplacement relatif.

Le rapport $\frac{1}{2\beta}$ ne doit pas être plus petit que 1,0

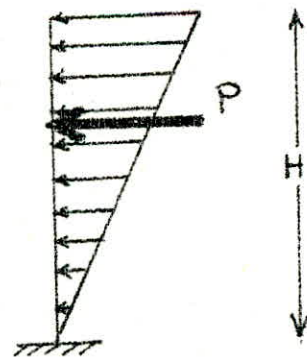
Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Pour la détermination des déplacements, on considère le bâtiment comme étant une console encastrée soumise à une charge triangulaire.

D'après l'article $\boxed{F = 0,0075L}$

$$\boxed{f_i = \frac{P \cdot X_i^2}{60 \cdot E_i \cdot I \cdot H^2} (20H^3 - 10HX_i + X_i^3)}$$

$$\boxed{f_i \text{ relatif} = (f_i - f_{i-1}) \times \frac{1}{2\beta}}$$



$$\beta = 1/3$$

$$P_T = V_T = 338,68t$$

$$P_L = V_L = 328,313t$$

$$h = 2,91 \text{ m}$$

$$E_i = 378.10^4 \text{ t/m}^2$$

$$I_t = 20,4m^4$$

$$I_L = 12,379 \text{ m}^4$$

$$H = 29,1 \text{ m.}$$

$$f = 0,0075 \times 2,91 = 0,0218m = 21,8 \cdot 10^{-3}m$$

$$f_{i \text{ relatif}} : 1,5 (f_i - f_{i-1}) < \bar{f}$$

SENS	SENS LONGITUDINAL		SENS TRANSVERSAL		
	Niveau	f_i ($10^3.m$)	f_i relatif (10^3m)	f_i ($10^3.m$)	f_i relatif (10^3m)
	10	59,6	17,85	37,3	11,10
	9	47,7	16,80	29,9	9,75
	8	36,5	12,90	23,4	6,72
	7	27,9	10,95	17,8	7,20
	6	20,6	9,45	13,0	6,00
	5	14,3	7,65	9,0	4,8
	4	9,2	6,00	5,8	3,75
	3	5,2	4,35	3,3	2,70
	2	2,3	2,55	1,5	1,65
	1°	0,6	0,90	0,4	0,60
	0	0	0	0	0

Ferrailage des Voiles

- Ferrailage des trumeaux.
- Ferrailage des linteaux.
- Chainage.

- 175 -
INTRODUCTION

Les voiles seront calculés en flexion composée.

Chaque voile sera soumise à un moment fléchissant M et à un effort normal N. Le calcul des voiles se fera sous les sollicitations suivantes d'après l'article 3.32.3 page 27 du R.P.A.

$$\begin{array}{ll} G + Q + E & (1) \\ 0,8 G + E & (2) \end{array} \quad \text{où : } \begin{array}{l} G : \text{ charge permanente} \\ Q : \text{ surcharge ou charge d'exploitation.} \\ E : \text{ Effets du séisme} \\ \quad (\text{forces sismiques horizontales}) \end{array}$$

Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite au sujet des effets de l'accélération verticale due au séisme, ses effets sont inclus comme suit :

La combinaison (1) comprend la totalité de la charge de l'exploitation. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale.

La valeur $\pm E$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de traction et de compression.

Notre système de contreventement est composé de 3 types de refends :

- refends pleins
- refends à une file d'ouvertures
- refends à 2 piles d'ouvertures.

I. FERRAILLAGE DES TRUMEAUX

Les trumeaux représentent la partie pleine du refend située d'un côté de l'ouverture.

Les trumeaux seront donc calculés comme des refends pleins en 4 zones:

.../...

- Zône I : Etude du mur entre V.S, le RDC et le 1° étage.
- Zone II : Etude du mur entre 1°, 2°, 3° et 4° étage.
- Zone III : Etude du mur entre 4°, 5°, 6° et 7° étage.
- Zone IV : Etude du mur entre 7°, 8°, 9° étage et la terrasse.

Articles et recommandations

Voiles de contreventement:

4.3.1. Dispositions générales:

4.3.1.1. Ne sont considérés comme voile de contreventement que les voiles satisfaisant aux conditions:

$$l \geq \frac{h_e}{2} \quad \text{et} \quad l \geq 5t$$

$$\Rightarrow l \geq \max\left(\frac{h_e}{2}, 5t\right)$$

4.3.1.3. L'épaisseur minimale des murs de refend doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage: h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

4.3.2. Principe de Calcul:

4.3.2.1. La vérification de la résistance aux sollicitations normales en flexion composée les plus défavorables, doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton sous le premier genre de sollicitations, majorée de 50% au plus. La contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{en} .

4.3.2.2. La vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec

$$\begin{cases} T = 1,4 \text{ fois l'effort tranchant de Calcul.} \\ N = 0 \\ \bar{\tau}_b = 0,12 \cdot \sigma_{28} \\ \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en} \end{cases}$$

4.3.3. Dispositions des armatures:

4.3.3.1. Les armatures de la section transversale

résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{ou} \quad \tau = 1,4 \cdot \frac{T}{t \cdot z}$$

et τ : contrainte de cisaillement

σ_{en} : la limite élastique des aciers en bars

Le pourcentage $\bar{\omega}_t$ (en %) est calculé par rapport à la section totale brute du béton.

Il doit être supérieur à la valeur minimale dans l'article - 4.3.3.2.-

4.3.3.2. Les parties courantes doivent être armées

par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le pourcentage minimum total ci-dessous :

- pour : $\tau_b \leq 0,025 \cdot \sigma'_{28}$: 0,15%	} dans chaque direction.
- pour : $0,025 \cdot \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \cdot \sigma'_{28}$: 0,25%	

4.3.3.3. Lorsqu'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 de 0,5%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,5% de la section horizontale du béton tendu.

4.3.3.4. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (ou) valeurs suivantes:

$$s \leq 1,5t \quad \rightarrow \quad \boxed{s \leq \min(1,5t; 30\text{cm})}$$

ou $s \leq 30\text{cm}$.

4.3.3.5. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au (m^2). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

4.3.3.6. Le diamètre des barres: verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}e$ de l'épaisseur du voile.

4.3.3.7. À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}e$ de la largeur du voile.

4.3.3.8. Les barres verticales: des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

4.3.3.12. La longueur des joints de reprise de coulage: l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule:

$$\boxed{A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{\sigma_{en}}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour l'équilibre des efforts de traction dus aux moments de renversement.

Extrémités des voiles pleins ou des trumeaux

Les extrémités des voiles pleins ou des trumeaux doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimensions: $b \times 1,5b$ où b est l'épaisseur du voile.

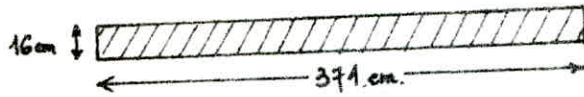
Les dispositions du ferrailage de ces potelets d'extrémités doivent être au moins égales à celles fixées pour les poteaux de rive des ossatures autostables en zone I.

Les armatures verticales de ces potelets peuvent être utilisées pour équilibrer les efforts de traction dans la partie tendue du voile.

Dans ce cas, les longueurs de recouvrement devront être portées à: $70 \times \varnothing$.

Etude du voile (V_{T2}) :

A. Descentes de charges :



Epaisseur du voile du vide sanitaire : 24 cm

Aire	8,08 m ²
Poids propre	4,32 t
S _T	7,43 t
S _T	0,81 t
G _e	7,64 t
S _e	1,41 t
Poids propre vide sanitaire	6,82 t

B. Etude du voile :

1°) Dispositions générales :

En accord avec les articles : (4.3.11) et (4.3.1.3),
Vérifions les conditions géométriques :

$$l = 3,71 \text{ m} > \frac{h_e}{2} = 1,45 \text{ m}$$

$$l = 3,71 \text{ m} > 0,8 \text{ m} = 5t$$

$$l = 0,16 \text{ m} > 0,145 \text{ m}$$

Les conditions étant vérifiées, l'élément considéré est un élément de contreventement.

2°) Efforts revenant à ce voile :

Zones	S (t)	Q (t)	G+Q (t)	0,8G (t)	M (t.m)	T (t)	e ₁ = $\frac{h_e}{6}$ (cm)
V. sanit.	133,35	9,98	142,69	106,17	336,81	14,22	61,8
I	119,39	9,28	128,67	95,51	293,24	14,22	61,8
II	107,43	8,56	115,99	85,94	251,86	14,22	61,8
III	71,55	6,45	78,00	57,24	135,02	12,71	61,8
IV	35,67	3,49	39,16	28,53	44,49	8,95	61,8

a) Etude du voile dans le vide sanitaire:

α) Contraintes dues au seisme:

$$\sigma_E = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad (N \text{ peut changer de signe})$$

$$\sigma_E = 0 \pm \frac{336,81 \cdot 10^5}{1,02131 \cdot 10^8} \cdot \frac{3,71 \cdot 10^2}{2} = \boxed{\pm 61,17 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_E}$$

β) Contraintes dues aux charges verticales:

* Charges permanentes : $\sigma_G = (132,71 \cdot 10^3 / 24371) = 14,90 \text{ kg/cm}^2$

* Charges d'exploitation : $\sigma_Q = \frac{9,98 \cdot 10^3}{24371} = 1,12 \text{ kg/cm}^2$

γ) Vérification si le refend est tendu (sous 0,8G-E)

$$\sigma_T = 0,8 \cdot \sigma_G - \sigma_E = 0,8 \cdot 14,9 - 61,17 = -49,25 \text{ kg/cm}^2$$

Nous avons donc une zone tendue avec : $N = 0,8G - E$

$$N = 0,8 \cdot 132,71 - 0 = 106,17 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{336,81}{106,17} = 3,17 \text{ m} > \frac{ht}{6} = 61,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_0 = 3,17 \text{ m} > \frac{ht}{6} = 0,618 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

La zone tendue s'étend sur une distance : $\frac{3,71}{2} \cdot x$ où x est donnée par l'équation suivante : $-\frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot x + 0,8 \cdot \sigma_G = 0 \Rightarrow x = \left(\frac{0,8 \cdot \sigma_G \cdot I}{M} \times I \right) - \left(\frac{N \cdot I}{S \cdot M} \right)$

$$x = \frac{106,17 \cdot 10^3 \cdot 1,0213 \cdot 10^8}{0,8904 \cdot 10^4 \cdot 336,81 \cdot 10^5} = 36,16 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur de la zone tendue : } \frac{371}{2} - 36,16 = 149,34 \text{ cm}$$

δ) Vérification des contraintes sous G+Q+E :

$$\sigma = \sigma_E + \sigma_G + \sigma_Q = 77,19 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_c = 101,25 \text{ kg/cm}^2$$

θ) Ferrailage :

1°) Armatures Verticales en zone tendue :

$$\sigma_T = 0,8 \sigma_G - \sigma_E = -49,25 \text{ kg/cm}^2$$

suite →

$$\sigma_{T2} = \frac{\sigma_{T1} \left(l - \frac{x}{2} - 1 \right)}{\left(l - \frac{x}{2} \right)} = \frac{49,25 \cdot 49,34}{149,34} = 16,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot b \cdot 100 = \frac{49,25 + 16,27}{2} \cdot 24 \cdot 100 = 78,62 \text{ t.}$$

d'où : $A_1 = 18,72 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$$F_2 = \frac{\sigma_2}{2} \cdot b \cdot 100 = 19,52 \text{ t} \quad \text{d'où } A_2 = \frac{F_2}{\sigma_2} = 4,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\sum A_i = 18,72 + 2,29 = 21,01 \text{ cm}^2$$

Pourcentage : $\bar{w} = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{21,01}{24 \cdot 149,34} = 0,59\%$.

D'après l'article 4.3.3.3. du R.P.A., le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.

Le pourcentage trouvé est donc suffisant. $A = 21,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times (10T12)$

2°) Armatures verticales en zone non tendue :

D'après l'article 4.3.3.2. du R.P.A., on a pour :

pour $\tau_b \leq 0,025 \cdot \sigma'_{28} = 6,88 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 0,15\%$ } dans chaque
 pour $0,025 \cdot \sigma'_{28} < \tau_b \leq 0,12 \cdot \sigma'_{28} = 33,02 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 0,25\%$ } direction.

$$\text{calcul de } \tau_b = \frac{1,1 \cdot 1,4 T}{t \cdot y} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 14,22 \cdot 10^3}{24 \cdot \frac{7}{8} \cdot 371} = 2,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 2,81 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \cdot \sigma'_{28} = 6,88 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{le pourcentage est de } \underline{0,15\%}$$

$$A_{1c} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\text{tot}} = 2,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times (3T10)$$

$$Z_c = 72,32 \text{ cm.} \Rightarrow \text{l'espacement } s = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,5t \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

donc dans la zone courante : $s = 16 \text{ cm}$, et dans la zone tendue $s = 20 \text{ cm}$ (avec $s = 10$ en about)

D'après l'article (4.3.3.7), à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur $1/10^e$ de la largeur du voile. Donc aux extrémités du voile, nous avons $s = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de $\frac{3,71}{10} \text{ m} = 37,1 \text{ cm}$.

3) formatures horizontales

En accord avec l'article 4.3.3.1. on a :

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec } \tau = \frac{1,1 \cdot 1,4 T}{t \cdot g}$$

$$\tau = 2,81 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow w_t = \frac{2,81 - 8}{4200} \times 100 = -0,12 < 0$$

Il faut prendre le ferrailage minimum : $A = \frac{0,15}{100} \times 16 = \underline{2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

Nous adoptons 5 TG/ml / face espacés de 20 cm.

4) Le long des joints de reprise de coulage, nous ajoutons aux sections d'aciers tendus :

$$A_{vy} = \frac{1,1 \cdot T}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot T}{\sigma_{en}} = \underline{5,21 \text{ cm}^2}$$

C. Vérifications : Au niveau du vide sanitaire.

1) Vérifications des contraintes :

a) Contrainte du béton :

$A = A'$ et $d = d'$. Détermination du centre de gravité des aciers.

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{9,04 \cdot 1,85 + 13,56 \cdot 103,5}{22,6} = 69,5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 3,17 \text{ m}$; on a : $|e| = e_0 - \frac{ht}{2} = 317 - \frac{371}{2} = 131,5 \text{ cm}$

soit $N' = G + Q + E$: effort de compression.

soit c : la distance du point de passage de N' à l'arête la plus comprimée :

$$|c| = e_0 - \frac{ht}{2} = 131,5 \text{ cm} \Rightarrow \underline{c = 131,5 \text{ cm}}$$

Appelons :

y_2 : la distance de l'axe neutre au point c .

y_1 : la distance de l'axe neutre à l'arête la plus comprimée

On a : $y_1 = y_2 + c$.

on a : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

ou : $p = -3c^2 + \frac{6nA}{b}(-2c + ht) = -3(131,5)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 226}{24} [2 \cdot 131,5 + 371]$

$p = +1854,75$

$q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}(c-d)^2 - \frac{6nA''}{b}(ht-d-c)^2$

$= -2(131,5)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot (22,6)}{24} [(-131,5 - 69,5)^2 + (371 - 69,5 + 131,5)^2]$

$q = -14765815,75$

On note : $y_2 = nt$, ceci nous donne : $t^3 + \frac{p_1}{n^2} + \frac{q_1}{n^3} = 0$
 On prend : $n = 120 \Rightarrow p_1 = 0,1288$ et $q_1 = -8,5500$.

Pour la détermination de t , on utilise l'abaque "0" page 632 de Calcul et vérifications des ouvrages en Béton Armé - Pierre Charon.

$$t = 2,05, \quad y_2 = nt = 2,05 \cdot 120 = \underline{246}$$

$$y_1 = y_2 + c = \underline{114,5}$$

Détermination de K :

$$K = \frac{N' y_e}{I} \left. \begin{array}{l} N' = G + Q + E = 142,69t \\ I = 1,021 \cdot 10^8 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow K = \frac{142,69 \cdot 246 \cdot 10^3}{1,021 \cdot 10^8} = \underline{0,3437}$$

d'où : $\sigma'_b = K y_1 = 0,3437 \cdot 114,5 = 39,35 \text{ kg/cm}^2$.

$$\underline{\underline{\sigma'_b = 39,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ kg/cm}^2}}$$

b) Contrainte d'acier :

$$\sigma'_a = n \cdot K \cdot (y_1 - d') = 15 \cdot 0,3437 \cdot (114,5 - 69,5) = \underline{232 \text{ kg/cm}^2} < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n \cdot K \cdot (h_f - d - y_1) = 15 \cdot 0,3437 \cdot (371 - 69,5 - 114,5) = \underline{964,08 \text{ kg/cm}^2} < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

2°) Vérification au flambement :

$l_e = 0,7 \cdot l_0$: longueur de flambement.

$$l_0 = 3,064 \text{ m}$$

$$l_e = 2,145 \text{ m}$$

calcul de l'élanement : $\lambda = \frac{l_e}{i}$

$$I = \frac{h_f \cdot b^3}{12} \text{ et } B = h_f \cdot b$$

$$i : \text{rayon de giration} = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{48} = 6,928 \Rightarrow \lambda = \frac{214,5}{6,93} = \underline{30,9}$$

d'où : $\lambda = 31 < 50$ donc pas de risque de flambement, on ne tient pas compte du flambement.

b. Etude du voile dans la zone I :

α) Contraintes dues au séisme :

$$\sigma_E = \pm \frac{293,24}{0,6808 \cdot 10^8} \cdot 10^5 \cdot \frac{3,71}{2} \cdot 10^2 = \underline{\pm 79,89 \text{ kg/cm}^2}$$

B) Contraintes dues aux charges verticales:

* Charges permanentes: $\sigma_G = \frac{119,39 \cdot 10^3}{16 \cdot 371} = 20,11 \text{ kg/cm}^2$.

* Charges d'exploitation: $\sigma_Q = \frac{9,28 \cdot 10^3}{16 \cdot 371} = 1,58 \text{ kg/cm}^2$.

δ) Vérification si le refend est tendu sous: 0,8G - E:

$\sigma_T = -63,80 \text{ kg/cm}^2 < 0 \Rightarrow$ il existe une zone tendue avec:

$N = 0,8G - E = 95,51 \text{ t.}$

• $e_0 = \frac{M}{N} = 3,07 \text{ m} > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée (S.P.C)

La zone tendue s'étend sur une distance: $\frac{3,71}{2} - x = L$

$x = \frac{I}{e_0 \cdot A} = 37,36 \text{ cm} \Rightarrow L = 148,14 \text{ cm.}$

ε) Vérifications des contraintes sous G + Q + E:

$\sigma'_G = 101,58 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_G = 202,5 \text{ kg/cm}^2$.

θ) Ferrailage:

a) Armatures verticales tendues:

$\left. \begin{array}{l} \sigma_{T_1} = 63,80 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{T_2} = 20,73 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} F_1 = 67,62 \text{ t.} \\ F_2 = 16,58 \text{ t.} \end{array} \right.$

d'où: $\left. \begin{array}{l} A_1 = 16,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = 3,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \Rightarrow \underline{\Sigma A_i = 18 \text{ cm}^2}$.

Pourcentage \Leftarrow On adopte: $2 \times (12T10)$
 $w = 0,76\% > w_{\text{mini.}}$

b) Armatures verticales en zones non tendue:

$\sigma_b = 4,22 \text{ kg/cm}^2 < 6,88 \text{ kg/cm}^2$ d'où: $w = 0,15\%$.

c) Armatures comprimées:

$\left. \begin{array}{l} \text{Zone comprimée} = 74,72 \text{ cm.} \\ A_{Ac} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\text{total}} = 1,79 \text{ cm}^2$, on adopte: $2 \times (4T6)$

Les espacements: En zone courante: $s = 15 \text{ cm.}$
En zone tendue: $s = 8 \text{ cm en about.}$
 $s = 16 \text{ cm.}$

- 187 -

d) Formatures horizontales :

En accord avec l'article (4.3.3.1) du R.P.A. on a : $\bar{w}_t = -0,09 < 0$;
il faut prendre le ferrailage minimum : $\bar{w} = 0,15\%$

$A = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Nous adopterons 5T6/ml/face
espacées de 20 cm.

e) Le long des joints de reprise de coulage :

$$A_v = 5,21 \text{ cm}^2.$$

C. Etude du voile dans les zones II, III et IV :

Mêmes étapes de Calcul. (voir page -188 -)

D. Vérifications :

Nous effectuerons les vérifications au niveau de
la zone I.

1) Vérification des contraintes :

a) Contraintes du béton :

$$d = \frac{7,8 \cdot 19,5 + 10,92 \cdot 99,5}{18,72} = 66,17 \text{ cm}.$$

$$e_0 = 307 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad |c| = 307 - \frac{371}{2} = 121,5 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \underline{c = -121,5 \text{ cm}}.$$

$$\left. \begin{array}{l} p = 20367,45 \\ q = -19260482,71 \end{array} \right\} \quad y_2^3 + p y_2 + q = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{On pose : } y_2 = nt \Rightarrow \\ p_1 = \frac{p}{n^2} \\ q_1 = \frac{q}{n^3} \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} \text{On prend : } n = 130 \\ \Rightarrow p_1 = 1,205 \\ q_1 = -8,77 \end{array} \right\} \Rightarrow \underline{t = 1,85}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_2 = nt = 1,85 \cdot 130 = 240,5 \\ y_1 = y_2 + c = 119 \end{array} \right.$$

Détermination de K :

$$K = \frac{N' y_2}{I} = \frac{128,67 \cdot 240,5 \cdot 10^3}{0,6809 \cdot 10^8} = 0,4545.$$

$$\sigma'_b = K \cdot y_1 = 0,4545 \cdot 119 = 54,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Contraintes d'acier :

$$\sigma'_a = n \cdot K \cdot (y_1 - d') = 15 \cdot 0,4545 \cdot (119 - 66,17) = 360,2 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n \cdot K \cdot (ht - d - y_1) = 15 \cdot 0,4545 \cdot (371 - 119 - 66,17) = 1266,90 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

2°) Vérification au flambement.

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

$$l_e = 0,7 \cdot 2,91 = 2,037m$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{3,71 \cdot 0,16^4}{12 \times 3,71 \times 0,16}} = 0,046.$$

$$\lambda = \frac{203,7 \cdot 10^{-2}}{0,046} = 44 < 50 \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

On ne tient pas compte du flambement.

Zones	II	III	IV
M (t.m)	251,86	135,02	44,49
N _{min} (t)	85,94	57,24	28,53
e ₀ (m)	2,93 > e ₁	2,35 > e ₁	1,56 > e ₁
N.S	S.P.C.	S.P.C.	S.P.C.
X (cm)	39,15	48,51	73,55
L (cm)	146,35	136,99	111,95
Z.C (cm)	78,30	97,02	147,10
σ ₁ (kg/cm ²)	54,14	27,14	7,31
σ ₂ (kg/cm ²)	17,15	7,33	0,78
F ₁ (t)	57,03	27,58	6,47
F ₂ (t)	13,72	5,86	0,62
A ₁ (cm ² / _{ml})	13,58	6,57	1,54
A ₂ (cm ² / _{ml})	3,26	1,39	0,15
Σ A _i (cm ²)	15,09	7,97	1,56
w _{Z-T}	0,64%	0,36% < 0,5%	0,09% < 0,5%
T (t)	14,22	12,71	8,95
τ ₀ (kg/cm ²)	4,22 < 6,88	3,77 < 6,88	2,65 < 6,88
w _{Z-c}	0,15%	0,15%	0,15%

Zones	II	III	IV
A _{Z-c}	1,88	2,34	3,53
w _{Ah}	-0,09 < 0	-0,10 < 0	-0,13 < 0
w _{Ah}	0,15%	0,15%	0,15%
A _{Ah} (cm ² / _{ml})	2,40	2,40	2,40
A _{Vg}	5,21	4,66	3,28

Zones	II	III	IV
A _v Zône tendu	2x(10T10)	2x(4T8)	2x(8T8)
s	s=9 en about s=20	s=8 en about s=17	s=20
A _v Zône non tendue	2x(4T6)	2x(4T8)	2x(8T8)
s	s=14	s=19	s=16
A _h	5TG/ml/face	5TG/ml/face	5TG/ml/face
s	s=20	s=20	s=20

Etude du voile V_{T1}:

A) Descentes de charges



Aire revenant à cet élément:
 $A = 3,98 \text{ m}^2$

Poids propre du voile : $3,81 \text{ t}$

a) Terrasse: Plancher terrasse : $0,491 \times 3,98 = \underline{3,15 \text{ t}}$
 Acrotère : $1,69 \text{ t}$
 $4,84 \text{ t}$

Surcharge : $S = 0,100 \times 3,98 = \underline{0,40 \text{ t}}$

b) Etage Courant:

Plancher : $0,575 \times 3,98 = \underline{2,28 \text{ t}}$
 Façade : $0,175 \times 3,98 = \underline{0,70 \text{ t}}$

B) Etude du voile:

1°) Dispositions générales : En accord avec les art. (4.3.1.1) et

(4.3.1.3). Vérifions les conditions géométriques:

- a) $l = 3,27 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = 1,455 \text{ m}$.
- b) $l = 3,27 \text{ m} > 5t = 0,80 \text{ m}$.
- c) $l = 0,16 \text{ m} > \frac{h_e}{20} = 0,146 \text{ m}$.

Les conditions étant vérifiées, l'élément considéré est un élément de contreventement.

2°) Efforts revenant à ce voile:

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 54,50 \text{ cm}.$$

(cf. tableau page suivante).

	G(t)	Q(t)	M(t.m)	0,8G + E(t)	e ₀ (mm)	G+Q (t)	T(t)
I	81,55	4,60	220,22	65,24	3,376 > e ₁	86,15	10,68
II	73,45	4,25	189,14	58,76	3,22 > e ₁	77,70	10,68
III	49,15	3,20	101,37	39,32	2,58 > e ₁	52,35	9,45
IV	24,85	1,73	33,41	19,88	1,68 > e ₁	26,58	6,72

	I	II	III	IV
N.S	S.P.C.	S.P.C.	S.P.C.	S.P.C.
X (cm)	26,40	27,67	34,50	53,04
L (cm)	137,10	135,83	129,00	110,46
Z.c (cm)	52,80	55,34	69,00	106,08
σ ₁ (kg/cm ²)	64,76	55,10	28,04	7,92
σ ₂ (kg/cm ²)	17,52	14,53	6,30	0,75
F ₁ (t)	65,83	55,70	27,48	6,94
F ₂ (t)	14,02	11,62	5,04	0,60
A ₁ (cm ² /ml)	15,67	13,26	6,54	1,65
A ₂ (cm ² /ml)	3,24	2,77	1,20	0,14
ΣA _i (cm ² /ml)	16,91	14,25	6,89	1,66
w _{ET}	0,77%	0,66%	0,33% < 0,5%	0,09% < 0,5%
T (t)	10,68	10,68	9,45	6,72
C _b (kg/cm ²)	3,59 < 6,88	3,59 < 6,88	3,18 < 6,88	2,26 < 6,88
w _{EC} (%)	0,15%	0,15%	0,15%	0,15%
A _{EC} (cm ²)	1,27	1,33	1,66	2,55
w _{Ab} (%)	-0,11 < 0	-0,11 < 0	-0,12 < 0	-0,14 < 0
w _{Ab} (%)	0,15%	0,15%	0,15%	0,15%
A _{Ab} cm ² /ml	2,40	2,40	2,40	2,40
A _{Vy} cm ²	3,92	3,82	3,47	2,64

S.P.C: section partiellement comprimée.

D'après art. 4.33.e.

D'après article 4.33.f.

$$X = \frac{I}{A \cdot e_0}$$

Ferraillage des voiles V_{T1} :

Zônes	A_v Zone tendue	Zone non tendue	Armatures horizontales
I	$2 \times (9T12)$ $s = 10$ en about $s = 20$ cm	$2 \times (3T8)$ $s = 15$	5T6/ml/face.
II	$2 \times (9T12)$ $s = 10$ en about $s = 20$ cm	$2 \times (3T8)$ $s = 15$	5T6/ml/face.
III	$2 \times (8T10)$ $s = 10$ cm $s = 20$ cm	$2 \times (5T8)$ $s = 15$	5T6/ml/face.
IV	$2 \times (7T10)$ $s = 11$ en about $s = 22$ cm	$2 \times (7T8)$ $s = 15$	5T6/ml/face.

Ferraillages des autres voiles pleins - cf. page suivante -

Voles plains

Traces	Section	$V_{T4} (l=3,4m)$	$V_{T6} (l=3,7m)$	$V_{T7} (l=4,13m)$	$V_{T13} (l=4,13m)$	$V_{T14} (l=4,27m)$	$V_{L8} (l=3,6m)$
V.S.	A_{Vr}	$2 \times (8T10)$ $s=9$ $s=18$	$2 \times (10T10)$ $s=18$	—	$2 \times (11T12)$ $s=20$	—	—
	A_{Ve}	$2 \times (5T10)$ $s=18$	$2 \times (5T10)$ $s=18$	—	$2 \times (3T10)$ $s=21$	—	—
	A_h	5T8/ml $s=20$	5T8/ml/face	—	5T8/ml/face	—	—
	$A_{Vy}^{cm^2}$	2,53 cm ²	4,14 cm ²	—	5,59 cm ²	—	—
I	A_{Vr}	$2 \times (7T10)$ $s=20$	$2 \times (9T10)$ $s=20$	$2 \times (10T12)$ $s=22$	$2 \times (12T10)$ $s=18$	$2 \times (10T12)$ $s=24$	$2 \times (10T14)$ $s=20$
	A_{Ve}	$2 \times (6T10)$ $s=20$	$2 \times (4T10)$ $s=20$	$2 \times (3T10)$ $s=20$	$2 \times (3T8)$ $s=20$	$2 \times (3T10)$	$2 \times (2T10)$ $s=23$
	A_h	5T6/ml/face $s=20$	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face
	$A_{Vy}^{cm^2}$	2,53 cm ²	4,14 cm ²	5,97 cm ²	5,59 cm ²	6,39 cm ²	7,09 cm ²
II	A_{Vr}	$2 \times (6T10)$ $s=20$	$2 \times (8T10)$ $s=22$	$2 \times (10T12)$ $s=22$	$2 \times (10T10)$ $s=20$	$2 \times (10T12)$ $s=24$	$2 \times (11T12)$ $s=18$
	A_{Ve}	$2 \times (7T8)$ $s=20$	$2 \times (5T8)$ $s=20$	$2 \times (3T10)$ $s=20$	$2 \times (4T6)$ $s=21$	$2 \times (3T10)$ $s=22$	$2 \times (2T10)$ $s=21$
	A_h	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face
	$A_{Vy}^{cm^2}$	2,53 cm ²	4,14 cm ²	5,97 cm ²	5,59 cm ²	6,39 cm ²	7,09 cm ²
III	A_{Vr}	$2 \times (6T10)$ $s=20$	$2 \times (8T10)$ $s=22$	$2 \times (9T10)$ $s=24$	$2 \times (9T10)$ $s=22$	$2 \times (10T10)$ $s=22$	$2 \times (10T10)$ $s=24$
	A_{Ve}	$2 \times (7T8)$ $s=20$	$2 \times (5T8)$ $s=20$	$2 \times (4T8)$ $s=20$	$2 \times (5T8)$ $s=20$	$2 \times (4T8)$ $s=22$	$2 \times (2T10)$ $s=19$
	A_h	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face
	$A_{Vy}^{cm^2}$	2,26 cm ²	3,71 cm ²	5,34 cm ²	5,00 cm ²	5,65 cm ²	6,54 cm ²
IV	A_{Vr}	$2 \times (5T8)$ $s=20$	$2 \times (7T8)$ $s=18$	$2 \times (8T10)$ $s=24$	$2 \times (8T10)$ $s=22$	$2 \times (9T10)$ $s=22$	$2 \times (8T10)$ $s=24$
	A_{Ve}	$2 \times (9T6)$ $s=20$	$2 \times (5T10)$ $s=22$	$2 \times (6T10)$ $s=21$	$2 \times (7T8)$ $s=23$	$2 \times (5T10)$ $s=22$	$2 \times (4T10)$ $s=21$
	A_h	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face	5T6/ml/face
	$A_{Vy}^{cm^2}$	1,59 cm ²	2,61 cm ²	3,71 cm ²	3,52 cm ²	3,97 cm ²	4,71 cm ²

Zones	I	II	III	IV
G (t)	71,82	64,55	42,74	20,93
Q (t)	5,39	4,98	3,75	2,03
E (t)	102,59	88,13	47,14	14,89
G+Q+E (t)	179,80	157,66	93,63	37,85
0,8G - E (t)	-45,13	-36,49	-12,95	1,85
M (t.m)	13,78	11,05	5,53	1,95
T (t)	6,25	6,25	5,59	3,93
G (t)	37,43	33,76	22,75	11,74
Q (t)	3,94	3,64	2,74	1,48
E (t)	102,59	88,13	47,14	14,89
G+Q+E (t)	143,96	125,53	72,63	28,11
0,8G - E (t)	-72,65	-61,12	-28,94	-5,50
M (t.m)	15,92	12,77	6,39	2,26
T (t)	6,56	6,56	5,86	4,13

a) Etude de l'élément ①

$$e_1 = \frac{kt}{6} = \frac{140}{6} = 23,33 \text{ cm}$$

Trées	I	II	III
e_{min}	$30,53 > e_1$	$30,28 > e_1$	$42,70 > e_1$
N.S	S.P.C	S.P.C	S.P.C
X (cm)	-53,50	-53,94	-38,25
L (cm)	123,50	123,94	108,25
Z_e (cm)	16,50	16,06	31,75
σ_1 (kg/cm ²)	46,51	37,43	16,36
σ_2 (kg/cm ²)	8,85	7,23	1,25
F_1 (t)	44,29	35,73	14,09
F_2 (t)	7,08	5,78	1,00
A_1 (cm ² /ml)	10,55	8,51	3,35
A_2 (cm ² /ml)	1,69	1,38	0,24
ΣA_i (cm ²)	10,95	8,84	3,37
w %	0,55% > 0,5%	0,45% < 0,5%	0,2% < 0,5%
n°	2x(8T10)	2x(8T10)	2x(8T10)
δ (cm)	$\delta = 11$ en about $\delta = 22$	$\delta = 11$ $\delta = 22$	$\delta = 11$ $\delta = 22$
γ_b (kg/cm ²)	4,91 < 6,88	4,91 < 6,88	4,39 < 6,88
w_{Ac} %	0,15%	0,15%	0,15%
A_{Ac} (cm ²)	0,40	0,39	0,76
\bar{w} %	-0,07 < 0	-0,07 < 0	-0,08 < 0
w_{Ah} %	0,15%	0,15%	0,15%
A_{Ah} cm ² /ml.	2,40	2,40	2,40
n°	5TG/ml/face	5TG/ml/face	5TG/ml/face
δ (cm)	20	20	20
A_{Vg} (cm ²)	2,29 4T10	2,29 4T10	2,05 4T10

$$X = \frac{I}{e.A}$$

d'après l'article 4.3.3.1.

d'après l'article 4.3.3.1

d'après l'art. 4.3.3.12.

Zone IV

$$0,8 \cdot G - E = 1,85 \text{ t}$$

$$M = 1,95 \text{ t.m.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,95}{37,85} = -5,15 \text{ cm} < e_1 \rightarrow \text{Section entièrement comprimée: SEC.}$$

$w = 0,004$, $R = 4,878$, $K = 0,893$, tableau II de la page 238 de "Calcul et vérifications des ouvrages en béton armé". P. CHARON.

$$\sigma_1' = \frac{N}{b \cdot h_f} \left(K + \frac{e_0 \cdot R}{h_f} \right) = 18,12 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_b' = 108,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2' = \frac{N}{b \cdot h_f} \left(K - \frac{e_0 \cdot R}{h_f} \right) = 12,05 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

a) Armatures verticales:

$$A' = w^2 \cdot b \cdot h_f = 0,004 \cdot 16 \cdot 140 = 8,96 \text{ cm}^2.$$

b) Vérifications des contraintes sous G+Q+E:

$$\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_E = 20,63 \text{ kg/cm}^2 < 108,7 \text{ kg/cm}^2.$$

c) Armatures horizontales:

$$\tau = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{\sigma_{en}} = 1,1 \cdot \frac{3,93 \cdot 1,4 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 140} = 3,09 \text{ kg/cm}^2.$$

$$w = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \times 100 = -0,12 < 0 \Rightarrow A_{\tau} = 0,15 \cdot 16 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

d) La largeur des joints de reprise de coulage:

$$A_{vy} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{\sigma_{en}} = 1,44 \text{ cm}^2.$$

b) Élément ② du voile V_{T3} :

$$e_1 = 24,5 \text{ cm} = \frac{ht}{6} = \frac{147}{6}$$

	I	II	III
M (t.m)	15,92	12,77	6,39
N (t)	72,65	61,62	28,94
e_0 (cm)	21,91 < e_1	20,72 < e_1	22,08 < e_1
$\sigma_T = 0,86 \sigma_c - \sigma_E$	58,52 < 0	-48,15 < 0	-23,38 < 0
N.S	S.E.T	S.E.T	S.E.T
\bar{x} (cm)	117,60	117,60	117,60
$l_1 = \frac{x}{2} + e_0$	80,71	79,52	80,88
$l_2 = \frac{x}{2} - e_0$	36,89	38,08	36,72
A_1 (cm ²)	11,87	9,92	4,74
A_2 (cm ²)	5,43	4,75	0,22
w %	0,70%	0,53%	0,25%
$n\emptyset$	2x(4T8)	2x(4T8)	2x(4T8)
\bar{c} (kg/cm ²)	4,91	4,91	4,39
\bar{w} %	-0,07 < 0	-0,07 < 0	-0,09 < 0
w %	0,15%	0,15%	0,15%
A_{Ac} (cm ²)	2,40	2,40	2,40
$n\emptyset$	2T10	2T10	2T10
A_V (cm ²)	2,41	2,41	2,15
A_{Ac} (cm ²)	—	—	—

	IV
M (t.m)	2,26
N (t)	5,50
e_0 (cm)	41,09 > e_1
$\sigma_T = 0,86 \sigma_c - \sigma_E$	-158
N.S	S.P.C
\bar{x} (cm)	43,82
L (cm)	29,68
\bar{z}_c (cm)	87,64
σ_1 (kg/cm ²)	6,26
σ_2 (kg/cm ²)	—
A_1 (cm ²)	1,19
A_2 (cm ²)	—
$\sum A_i$ (cm ²)	1,19
w %	0,07%
$n\emptyset$	4T10
\bar{c}_b (kg/cm ²)	3,09 < 6,88
w_{Ac} %	0,15%
A_{Ac} (cm ²)	2,10
$n\emptyset$	8T6

c) Etude du voile (V₁₂) au niveau du vide sanitaire :

longueur : $L = 3,71 \text{ m}$.

A) Contraintes dues au séisme :

$$\sigma_{E,1,2} = \pm 55,00 \text{ kg/cm}^2.$$

B) Contraintes dues aux charges verticales :

- charges permanentes : $\sigma_G = 13,43 \text{ kg/cm}^2$.

- charges d'exploitation : $\sigma_Q = 1,13 \text{ kg/cm}^2$.

c) Vérification si le refend est tendu sous : 0,8G - E :

$$\sigma_T = 0,8\sigma_G - \sigma_E = -44,25 \text{ kg/cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{il existe une zone tendue.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 3,17 \text{ m}.$$

$$\text{Longueur de la zone tendue : } \frac{371}{2} - X = L \quad \text{avec : } X = \frac{I}{e_0 \cdot A}.$$

$$X = 36,18 \text{ cm} \quad \text{d'où : } L = 149,32 \text{ cm}.$$

$$\text{Longueur de la zone comprimée : } L' = 371 - 2 \cdot 149,32 = 72,36 \text{ cm}.$$

D) Ferraillage :

1. Armatures verticales :

• zone tendue :

$$\sigma_{T1} = 44,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{T2} = \sigma_{T1} \cdot \frac{L-1}{L} = 14,62 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{T1} = 44,25 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{T2} = \sigma_{T1} \cdot \frac{L-1}{L} = 14,62 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} F_1 = 70,64 \text{ t} \\ F_2 = 17,54 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{d'où : } \left. \begin{array}{l} A_1 = 16,82 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = 4,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \Rightarrow \sum A_i = 18,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow w = 0,53\% > 0,5\%$$

$$\text{On adoptera : } \underline{2 \times (12 \text{ T}10)} \quad \text{avec } \underline{s = 15 \text{ cm}} \\ \underline{s = 8 \text{ cm}} \quad (\text{en about})$$

2. Armatures horizontales :

$$w_t = -0,13 < 0 \Rightarrow \text{on prend le ferraillage minimum.}$$

suite

$$\underline{A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Nous adopterons 5 T6/ml / face espacés de 20 cm

3- Armatures le long des joints de reprise de coulage
qu'on rajoute aux sections d'aciers tendus :

$$\underline{A_{vy} = 4,70 \text{ cm}^2}$$

Voile à 1 file d'ouvertures.

Voile (V_{T5})

Voile (V_{T6})

n° Jones	sections	TRI		TR II	
		TRI	TR II	TRI	TR II
V.S	A _{V_T}	2 x (11 T 10) s = 16 cm			—
	A _{V_c}	2 x (5 T 10) s = 18 cm			—
	A _h	5 T 8 / ml / face			—
	A _{V_Tcm²}	4,04			—
I	A _{V_T}	2 x (7 T 10) s = 22	2 x (7 T 8) s = 11 abnt s = 23	2 x (7 T 12) s = 14	2 x (8 T 12) s = 20
	A _{V_c}	2 x 1 T 10 s = 11	—	—	2 x (3 T 8) s = 20
	A _h	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face
	A _{V_Tcm²}	1,97 cm ²	2,07 cm ²	1,20 cm ²	2,90 cm ²
II	A _{V_T}	2 x (7 T 10) s = 22	2 x (9 T 10) s = 20	2 x 7 T 10 s = 14	—
	A _{V_c}	2 x (1 T 10) s = 11	—	—	—
	A _h	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face
	A _{V_Tcm²}	1,97 cm ²	2,07 cm ²	1,20 cm ²	2,90 cm ²
III	A _{V_T}	2 x (6 T 10) s = 22	2 x 8 T 10 s = 23	2 x (7 T 8) s = 14	2 x (8 T 10) s = 22
	A _{V_c}	2 x (2 T 8)	—	—	2 x (2 T 8)
	A _h	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face
	A _{V_Tcm²}	1,76 cm ²	1,85 cm ²	1,07 cm ²	2,58 cm ²
IV	A _{V_T}	2 x (8 T 10) s = 20	2 x (6 T 10) s = 11 ab s = 23	2 x (7 T 8) s = 14	2 x (7 T 10) s = 22
	A _{V_c}	—	2 x (1 T 10)	—	2 x (3 T 8)
	A _h	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face	5 T 6 / ml / face
	A _{V_Tcm²}	0,71 cm ²	1,30 cm ²	0,76 cm ²	1,82 cm ²

Voile (V_{T9})

Voile (V_{T12})

Zones	sections	TR I	TR II	TR I	TR II
V.S	A_{VT}	$2 \times (17T12)$	$s = 17 \text{ cm}$	$2 \times (13T12)$	$s = 24 \text{ cm}$
	A_{Ve}	$2 \times (5T8)$	$s = 17 \text{ cm}$	$2 \times (10T8)$	$s = 21 \text{ cm}$
	A_h	5T8/ml/face		5T8/ml/face	
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	17,98 cm^2		17,84 cm^2	
I	A_{VT}	$2 \times (7T14)$ $s = 16$	$2 \times (15T14)$ $s = 20$	$2 \times (6T14)$ $s = 20$	$2 \times (14T12)$ $s = 18$
	A_{Ve}	—	$2 \times (8T8)$ $s = 20$	—	$2 \times (1T12)$ $s = 16$
	A_h	5T6/ml/face		5T8/ml/face	
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	0,68 cm^2	2,92 cm^2	3,98 cm^2	13,86 cm^2
II	A_{VT}	$2 \times (6T14)$ $s = 20$	$2 \times (17T12)$ $s = 18$	$2 \times (6T12)$ $s = 20$	$2 \times (12T12)$ $s = 22$
	A_{Ve}	—	$2 \times 8T8$ $s = 18$	—	$2 \times (2T12)$ $s = 16$
	A_h	5T6/ml/face		5T8/ml/face	
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	0,68 cm^2	2,92 cm^2	3,98 cm^2	13,86 cm^2
III	A_{VT}	$2 \times (6T10)$ $s = 20$	$2 \times (13T12)$ $s = 22$	$2 \times (6T8)$ $s = 20$	$2 \times (11T10)$ $s = 24$
	A_{Ve}	—	$2 \times 8T8$ $s = 22$	—	$2 \times (1T12)$ $s = 18$
	A_h	5T6/ml/face		5T8/ml/face	
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	0,61 cm^2	2,52 cm^2	3,56 cm^2	12,39 cm^2
IV	A_{VT}	$2 \times (6T10)$ $s = 20$	$2 \times (11T10)$ $s = 24$	$2 \times (6T8)$ $s = 20$	$2 \times (24T10)$ $s = 23$
	A_{Ve}	—	$2 \times (9T8)$ $s = 24$	—	$2 \times (1T12)$ $s = 18$
	A_h	5T6/ml/face		5T8/ml/face	
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	0,43 cm^2	1,77 cm^2	2,50 cm^2	8,72 cm^2

Voile: V_{10}

Voile: V_{14}

Voile	Sections	TRI	TRII	TRI	TRII
V5	A_{VT}	$2 \times (22T12)$	$\delta = 8$ en about $\delta = 16$ cm	$2 \times (20T12)$	$\delta = 9$ en about $\delta = 19$ cm.
	A_{Ve}	$2 \times (8T8)$	$\delta = 15$ cm	$2 \times (9T8)$	$\delta = 14$ cm.
	A_h	5T10 /ml /face		5T10 /ml /face	
	$A_{V_y} \text{ cm}^2$	24, 87 cm ²		25, 30	
I	A_{VT}	$2 \times (25T16)$ $\delta = 8$ about $\delta = 18$	$2 \times (6T16)$ $\delta = 14$	$2 \times (25T16)$	$2 \times (6T14)$ $\delta = 7$ about $\delta = 14$
	A_{Ve}	—		—	
	A_h	5T8 /ml /face		5T8 /ml /face	
	$A_{V_y} \text{ cm}^2$	20, 97 cm ²	3, 89 cm ²	21, 48 cm ²	3, 82 cm ²
II	A_{VT}	$2 \times (28T14)$ $\delta = 8$ about $\delta = 16$	$2 \times (6T14)$	$2 \times (28T14)$	$2 \times (6T12)$
	A_{Ve}	—		—	
	A_h	5T8 /ml /face		5T8 /ml /face	
	$A_{V_y} \text{ cm}^2$	20, 97 cm ²	3, 89 cm ²	21, 48 cm ²	3, 82 cm ²
III	A_{VT}	$2 \times (32T10)$ $\delta = 7$ about $\delta = 14$	—	$2 \times (32T10)$	—
	A_{Ve}	—	$2 \times (5T12)$ $\delta = 8$	—	$2 \times (5T12)$
	A_h	5T8 /ml /face		5T8 /ml /face	
	$A_{V_y} \text{ cm}^2$	18, 76 cm ²	3, 47 cm ²	19, 20 cm ²	3, 41 cm ²
IV	A_{VT}	$2 \times (39T8)$ $\delta = 6$ $\delta = 12$	—	$2 \times (39T8)$	—
	A_{Ve}	—	$2 \times (5T12)$	—	$2 \times (5T12)$
	A_h	5T8 /ml /face		5T8 /ml /face	
	A_{V_y}	13, 20 cm ²	2, 44 cm ²	13, 52 cm ²	2, 40 cm ² .

Voile (V_{L4})

Voile (V_{L5}) et (V_{L6})

A Zones	Sections	TRI	TR II	TRI	TR II
V.S	A_{VT}	$2 \times (10T12) \quad s = 18 \text{ cm}$	$s = 18 \text{ cm}$	$2 \times (11T10) \quad s = 18 \text{ cm}$	$s = 18 \text{ cm}$
	A_{Ve}	$2 \times (1T8)$	$s = 18 \text{ cm}$	$2 \times (2T10) \quad s = 22 \text{ cm}$	$s = 22 \text{ cm}$
	A_h	$5T8/\text{ml}/\text{face} \quad s = 20 \text{ cm}$	$s = 20 \text{ cm}$	$5T8/\text{ml}/\text{face} \quad s = 20 \text{ cm}$	$s = 20 \text{ cm}$
	$A_{V_y} \text{ cm}^2$	$5,49 \text{ cm}^2$		$3,69 \text{ cm}^2$	
I	A_{VT}	$2 \times (10T12) \quad s = 18$	$2 \times (6T14) \quad s = 24$	$2 \times (8T10) \quad s = 18$	$2 \times (3T12) \quad s = 14$
	A_{Ve}	$2 \times (1T10)$	—	$2 \times (3T10) \quad s = 18$	—
	A_h	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$
	$A_{V_y} \text{ cm}^2$	$5,49 \text{ cm}^2$	$5,49 \text{ cm}^2$	$3,69 \text{ cm}^2$	$3,69 \text{ cm}^2$
II	A_{VT}	$2 \times (7T12) \quad s = 18$	$2 \times (6T12) \quad s = 24$	$2 \times (7T10) \quad s = 22$	$2 \times (3T12) \quad s = 14$
	A_{Ve}	$2 \times (1T10)$	—	$2 \times (3T10) \quad s = 20$	—
	A_h	$5T6/\text{ml}/\text{face} \quad s = 20$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$
	$A_{V_y} \text{ cm}^2$	$5,49 \text{ cm}^2$	$5,49 \text{ cm}^2$	$3,69 \text{ cm}^2$	$3,69 \text{ cm}^2$
III	A_{VT}	$2 \times (11T8) \quad s = 16$	$2 \times (6T10) \quad s = 24$	$2 \times (6T10) \quad s = 24$	$2 \times (3T8) \quad s = 14$
	A_{Ve}	$2 \times (2T8)$	—	$2 \times (3T10) \quad s = 20$	—
	A_h	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$
	$A_{V_y} \text{ cm}^2$	$4,94 \text{ cm}^2$	$4,94 \text{ cm}^2$	$3,32 \text{ cm}^2$	$3,32 \text{ cm}^2$
IV	A_{VT}	$2 \times (9T8) \quad s = 16$	$2 \times (6T10) \quad s = 24$	$2 \times (6T10) \quad s = 24$	$2 \times (3T8) \quad s = 14$
	A_{Ve}	$2 \times (2T10) \quad s = 16$	—	$2 \times (3T10) \quad s = 20$	—
	A_h	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$	$5T6/\text{ml}/\text{face}$
	$A_{V_y} \text{ cm}^2$	$3,56 \text{ cm}^2$	$3,56 \text{ cm}^2$	$2,39 \text{ cm}^2$	$2,39 \text{ cm}^2$

Voile : V_{19}

Zones	sections	TRI	TRII
V.S	A_{VT}	$2(1T12)$ $s=12$ en about $s=24$ cm	
	A_{Ve}	$2 \times (3T10)$ $s=17$ cm	
	A_h	5T8/ml/face	
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	3,93 cm ²	
I	A_{VT}	$2 \times (8T12)$ $s=18$	$2 \times (5T12)$ $s=20$
	A_{Ve}	/	/
	A_h	5T6/ml/face	5T6/ml/face
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	3,93 cm ²	3,93 cm ²
II	A_{VT}	$2 \times (8T10)$ $s=18$	$2 \times (6T10)$ $s=8$ about $s=18$
	A_{Ve}	/	/
	A_h	5T6/ml/face	5T6/ml/face
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	3,93 cm ²	3,93 cm ²
III	A_{VT}	$2 \times (4T8)$ $s=18$	$2 \times (6T8)$ $s=18$
	A_{Ve}	/	/
	A_h	5T6/ml/face	5T6/ml/face
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	3,53 cm ²	3,53 cm ²
IV	A_{VT}	$2 \times (4T8)$ $s=18$	$2 \times (6T8)$ $s=18$
	A_{Ve}	/	/
	A_h	5T6/ml/face	5T6/ml/face
	$A_{Vg} \text{ cm}^2$	2,55 cm ²	2,55 cm ²

Boile: (VL₁)

Sections	TRI	TR II	TR III.
V _{San}	A _{VT}	2 x (16 T 12)	$s = 9$ en about $s = 19$ cm
	A _{VC}	2 x (3 T 8)	$s = 22$ cm
	A _H	5 T 8 / ml / face espacées de 20 cm.	
	A _{VY}	18,73 cm ²	
I	A _{VT}	2 x (12 T 12) $s = 11$ en about $s = 22$ cm	2 x 6 T 10 $s = 20$ cm
	A _{VC}	—	2 x (7 T 14) $s = 12$
	A _H	5 T 8 / ml / face	5 T 8 / ml / face
	A _{VY}	6,96 cm ²	3,15 cm ²
II	A _{VT}	2 x (11 T 12) $s = 11$ en about $s = 23$ cm	2 x (6 T 10) $s = 20$ cm
	A _{VC}	—	2 x (7 T 14) $s = 12$ cm
	A _H	5 T 8 / ml / face	5 T 8 / ml / face
	A _{VY}	6,96 cm ²	3,15 cm ²
III	A _{VT}	2 x (11 T 10) $s = 11$ about $s = 23$	2 x (6 T 10) $s = 20$ cm
	A _{VC}	—	2 x (7 T 14) $s = 12$ cm
	A _H	5 T 8 / ml / face	5 T 8 / ml / face
	A _{VY}	6,26 cm ²	2,83 cm ²
IV	A _{VT}	2 x (11 T 10) $s = 11$ about $s = 23$	2 x (6 T 10) $s = 20$ cm
	A _{VC}	—	2 x (7 T 14) $s = 12$ cm
	A _H	5 T 8 / ml / face $s = 20$ cm	5 T 8 / ml / face $s = 20$ cm
	A _{VY}	4,49 cm ²	2,04 cm ²

Voile: $\textcircled{VL2}$

Zones	sections	TR I	TR II	TR III
V.S	Av _T	2x(18T10)	s = 8 about s = 16 cm	
	Ave	2 x (16 T 8)	s = 19 cm	
	A _h	5 T 8 / ml / face		s = 20 cm
	Av _y	38,87 cm ²		
I	Av _T	/	/	/
	Ave	2x(4T16)	2x(23T10) s = 24	2x(3T8) s = 10
	A _h	5T6/ml/face	5T8/ml/face	5T6/ml/face.
	Av _y	1,98 cm ²	26,86 cm ²	1,98 cm ² .
II	Av _T	/	/	/
	Ave	2x(4T16) s = 10	2x(23T10) s = 24	2x(3T8) s = 10
	A _h	5T6/ml/face	5T8/ml/face	5T6/ml/face.
	Av _y	1,98 cm ²	26,86 cm ²	1,98 cm ²
III	Av _T	/	/	/
	Ave	2x(4T16) s = 10	2x(23T10) s = 24	2x(3T8) s = 10
	A _h	5T6/ml/face	5T8/ml/face	5T6/ml/face
	Av _y	1,78 cm ²	24,16 cm ²	1,78 cm ²
IV	Av _T	/	/	/
	Ave	2x(4T16) s = 10	2x(23T10) s = 24	2x(3T8) s = 10
	A _h	5T6/ml/f		5T6/ml/face
	Av _y	1,28 cm ²	17,41 cm ²	1,28 cm ² .

Voile : (V₃)

A Zones	sections	TRI	TR II	TR III
V.S.	A _{VT}	2 x (16 T10)	s = 16 cm	
	A _{VE}	2 x (6 T10)	s = 20 cm	
	A _H	5 T8 / par ml / face		
	A _{Vy}	19,80 cm ² .		
I	A _{VT}	2 x (8 T14) s = 14	—	2 x (15 T10) s = 8 about s = 16
	A _{VE}	—	2 x (7 T8) s = 18 cm	—
	A _H	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face
	A _{Vy}	4,69 cm ²	6,26 cm ²	8,85 cm ²
II	A _{VT}	2 x (7 T14) s = 17	—	2 x (13 T10) s = 18 cm
	A _{VE}	—	2 x (7 T8) s = 18 cm	—
	A _H	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face
	A _{Vy}	4,69 cm ²	6,26 cm ²	0,85 cm ² .
III	A _{VT}	—	—	2 x (11 T8) s = 10 about s = 22 cm
	A _{VE}	2 x (7 T12) s = 17	2 x (7 T8) s = 18 cm	—
	A _H	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face
	A _{Vy}	4,22 cm ²	5,63 cm ²	7,96 cm ²
IV	A _{VT}	—	—	2 x (11 T8) s = 10 about s = 22 cm
	A _{VE}	2 x (7 T12) s = 17	2 x (7 T8) s = 18 cm	—
	A _H	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face
	A _{Vy}	3,04 cm ²	4,06 cm ²	5,74 cm ²

Voile: V_{LT}

Étages	Sections	TR I	TR II	TR III
V.S.	Avr	$2 \times (20T10)$	$s=16$ $s=8$ about	
	Ave	$2 \times (4T8)$	$s=18$	
	Ah	5 T6 / ml / face		
	Avy	19,85 cm ²		
I	Avr	—	$2 \times (14T10)$ $s=9$ about $s=19$ cm	$2 \times (16T10)$ $s=8$ about $s=16$ cm
	Ave	$2 \times (2T8)$	—	—
	Ah	1 cadre Ø8	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face
	Avy	1,68 cm ²	9,86 cm ²	8,31 cm ² .
II	Avr	—	$2 \times (12T10)$ $s=10$ about $s=21$ cm	$2 \times (14T10)$ $s=9$ about $s=19$
	Ave	$2 \times (2T8)$	—	—
	Ah	1 cadre Ø8	5 T8 / ml / façade	5 T8 / ml / façade
	Avy	1,68 cm ²	9,86 cm ²	8,31 cm ²
III	Avr	—	$2 \times (18T8)$ $s=7$ cm $s=14$ cm	$2 \times (18T8)$ $s=7$ about $s=14$ cm
	Ave	$2 \times (2T8)$	—	—
	Ah	1 cadre Ø8	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face.
	Avy	1,51 cm ²	8,87 cm ²	7,48 cm ²
IV	Avr	—	$2 \times (18T8)$ $s=7$ about $s=14$ cm	$2 \times (18T8)$ $s=7$ about $s=14$ cm
	Ave	$2 \times (2T8)$	—	—
	Ah	1 cadre Ø8	5 T8 / ml / face	5 T8 / ml / face
	Avy	1,09 cm ²	6,39 cm ²	5,39 cm ²

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dans le sens

Les vérifications à la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts tranchants les plus défavorables doivent être effectuées avec :

$T = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul.

M calculé à partir de la valeur ci-dessus de T .

$$\bar{\sigma}_b = 0,75 \cdot \sigma_{28}' \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 0,75 \cdot 270 = 202,5 \text{ bars} = \underline{206,55 \text{ kgf/cm}^2}$$

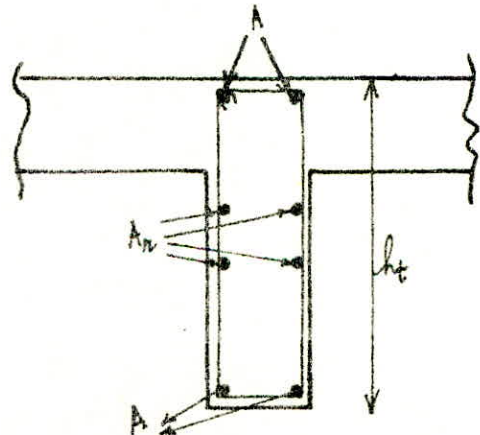
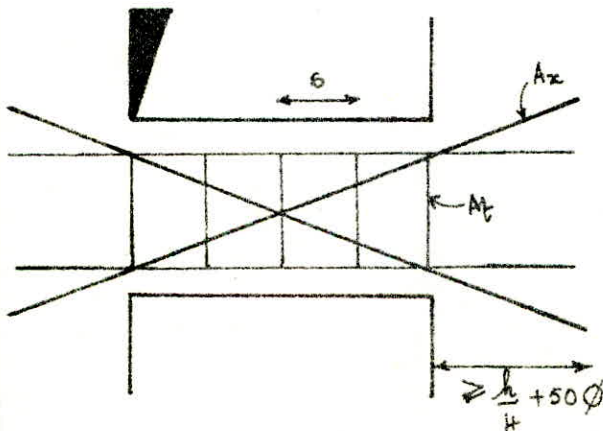
$$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot \sigma_{28}' \Rightarrow \bar{\tau}_b = 0,12 \cdot 270 = 32,4 \text{ bar} = \underline{33,02 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{ca} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{ca} = \underline{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

Pour τ_{ℓ} (contrainte de cisaillement dans les linteaux) supérieurs ou égal à $0,06 \cdot \sigma_{28}'$, des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant la figure ci-dessous :

$$\tau_{\ell} = \frac{1,4 \cdot T}{b_0 \cdot z}$$

$$\bar{\tau}_{\ell} = 0,06 \cdot \sigma_{28}' \Rightarrow \bar{\tau}_{\ell} = 0,06 \cdot 270 = 16,20 \text{ bar} = \underline{16,51 \text{ kgf/cm}^2}$$



$$A \geq 0,0015 b_0 \cdot h_t$$

$$A_n \geq 0,0020 b \cdot h_t$$

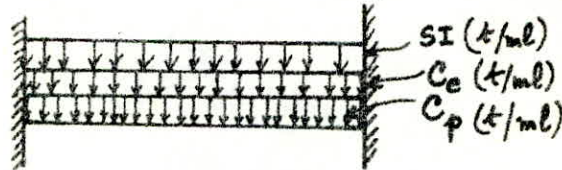
$$\underline{A_t \geq 0,0025 b \cdot s}$$

$$S = \min \left(\frac{h_t}{14} ; 12 \phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$\underline{A_x \geq 0,0015 \cdot h_t \cdot b_0}$$

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 et également au séisme.

Pour le calcul, nous nous intéresserons aux linteaux les plus sollicités qui se trouvent en général au rez de chaussée.



LINTEAUX:

Linteau du voile (VT₃):

épaisseur: $b_0 = 0,16 \text{ m}$

hauteur: $h_t = 0,81 \text{ m}$

longueur: $l = 0,84 \text{ m}$

Longueur de la dalle qui revient au linteau: $\frac{3,6+2,7}{2} + 0,16 = \underline{3,31 \text{ m}}$

Poids propre de la retombeée du linteau: $2,5 \times 0,16 \times 0,65$

charges permanentes: $G = (2,5 \times 0,16 \times 0,65) + (3,31 \times 0,575) = 2,16 \text{ t/ml}$.

surcharges: $P = 0,175 \times 3,31 = 0,58 \text{ t/ml}$.

Effort tranchant dans le linteau, dû au séisme: $\pi = \underline{14,46 \text{ t}}$.

* Efforts tranchants et moments:

$$T_G = \frac{G \cdot l}{2} \Rightarrow T_G = 2,16 \times \frac{0,84}{2} = \underline{0,91 \text{ t}}$$

$$M_G = \frac{G \cdot l^2}{12} \Rightarrow M_G = 2,16 \times \frac{0,84^2}{12} = \underline{0,13 \text{ t.m.}}$$

$$T_P = \frac{P \cdot l}{2} \Rightarrow T_P = 0,58 \times \frac{0,84}{2} = \underline{0,25 \text{ t.}}$$

$$M_P = \frac{P \cdot l^2}{12} \Rightarrow M_P = 0,58 \times \frac{0,84^2}{12} = \underline{0,034 \text{ t.m.}}$$

$$T_S = 1,4 \pi \Rightarrow T_S = 1,4 \cdot 14,46 = \underline{20,44 \text{ t.}}$$

$$M_S = T_S \cdot \frac{l}{2} \Rightarrow M_S = 20,44 \cdot \frac{0,84}{2} = \underline{8,58 \text{ t.m.}}$$

* Combinaison des efforts avec G+Q+E: (Rem: $T_S \Leftrightarrow T_E$)

$$T = T_G + T_Q + T_E = 0,91 + 0,25 + 20,44 = \underline{21,6 \text{ t}}$$

$$M = M_G + M_Q + M_E = 0,13 + 0,034 + 8,58 = \underline{8,74 \text{ t.m.}}$$

* Armatures longitudinales:

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{\pi \cdot \bar{\sigma}_b}{\pi \cdot \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} \Rightarrow \alpha = \frac{15 \times 206,35}{15 \cdot 206,35 + 4200} = 0,4243.$$

$$\gamma = \frac{\pi}{h} = 1 - \frac{\alpha}{3} \Rightarrow \gamma = 1 - \frac{0,4243}{3} = 0,8586$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot b_0 \cdot h^2 \Rightarrow M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot 206,35 \cdot 0,4243 \cdot 0,8586 \cdot 16 \cdot 81^2 = 39,46 \text{ t.m.}$$

$$\underline{M_{RB} = 39,46 \text{ t.m.}}$$

donc : $M_{RB} > M = 8,74 \text{ t.m.}$

$$\text{d'où : } A = \frac{M}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{8,74 \cdot 10^5}{0,8586 \cdot 81 \cdot 4200} = 2,99 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimum : $A \geq 0,0015 b_0 h_f = 0,0015 \cdot 16 \cdot 81 = 1,94 \text{ cm}^2$.

$A > A_{\min}$, donc on adopte : 3T14 ($\Rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$) filantes supérieures et inférieures.

Vérification de la contrainte.

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b_0 h_f} = \frac{100 \cdot 3,39}{16 \times 81} = 0,261 \Rightarrow \begin{aligned} \epsilon &= 0,9188 \\ K &= 46,60. \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot a} = \frac{8,74 \cdot 10^5}{0,9188 \cdot 78 \cdot 3,39} = 3597,5 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{3597,5 \text{ kg/cm}^2}{46,60} < \bar{\sigma}_b' = 206,35 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{vérifiés}$$

Vérification à la fissuration :

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot \bar{\omega}_f}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \bar{\omega}_f}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\begin{aligned} \phi &= 12 \\ k &= 1,5 \cdot 10^6 \\ \bar{\omega}_f &= 1,6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\omega}_f &= \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} = \frac{A}{b_f} = \frac{3,39}{2 \cdot 3 \cdot 16} = 0,035 \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{0,035}{1 + 10 \cdot 0,035} = 5185,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } \bar{\sigma}_2 = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot 5,9} \times 2,4 = 2607,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 5185,19 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

donc il n'y a pas risque de fissuration.

* Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} \Rightarrow \tau_b = \frac{21,6 \cdot 10^3}{16 \cdot 78 \cdot 0,9188} = 18,84 \text{ kg/cm}^2 < 33,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$s \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi, 30\text{cm}\right) ; s \leq \min\left(\frac{81}{4}, 14, 14, 30\text{cm}\right) = 14\text{cm}.$$

$$A_t = \frac{s \cdot T}{E \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{14 \times 21,6 \cdot 10^3}{0,9188 \cdot 78 \cdot 4200} = 1,00\text{cm}^2.$$

Ferraillage minimal transversal, $A_t \geq 0,0025 b_o s = 0,56\text{cm}^2$.

On adoptera un cadre T8 + 1 épingle T8

* Armatures de répartition:

$$A_r \geq 0,002 \cdot b_o \cdot h_t = 0,002 \cdot 16 \cdot 81 = \underline{2,59\text{cm}^2}.$$

On adopte 4T10, armatures filantes $\rightarrow A = \underline{3,14\text{cm}^2}$.

* Armatures d'angles:

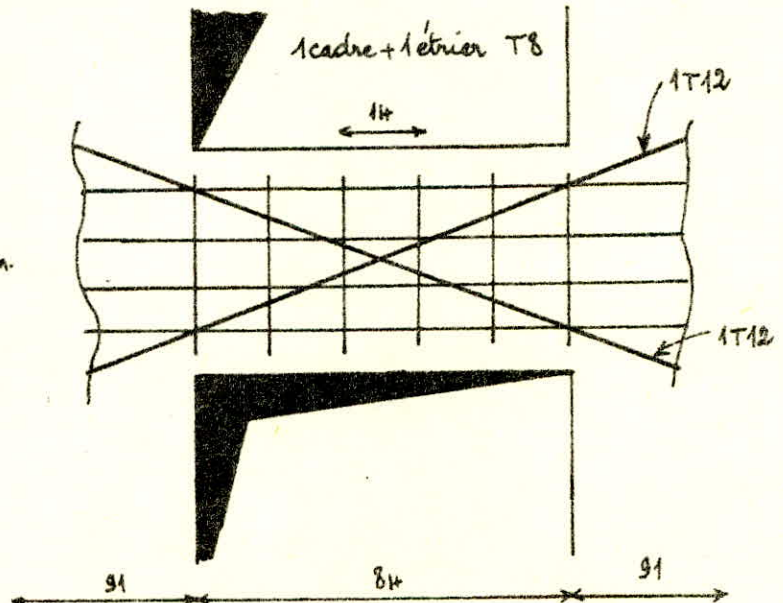
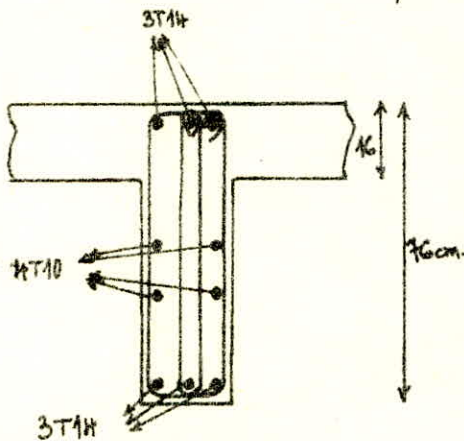
$$\bar{\sigma}_l = \frac{1,4T}{b_o \cdot h \cdot h} = \frac{1,4 \cdot 21,6 \cdot 10^3}{16 \cdot 0,9188 \cdot 78} = \underline{26,37\text{kg/cm}^2}.$$

$$\bar{\sigma}_l = 0,06 \cdot \sigma_{28}^2 = 0,06 \cdot 270 = 16,2\text{bar} = \underline{16,51\text{kg/cm}^2}.$$

$\bar{\sigma}_l = 16,51\text{kg/cm}^2 < \sigma_l = 26,37\text{kg/cm}^2 \Rightarrow$ d'où des armatures d'angles sont nécessaires.

$$A_x \geq 0,0015 \cdot b_o \cdot h_t = \underline{1,94\text{cm}^2}.$$

On adopte : 2T12 ($A = 2,26\text{cm}^2$)



Linteau du voile (VT5):

Épaisseur: $b_0 = 0,16 \text{ m}$

hauteur: $h_f = 0,81 \text{ m}$

longueur: $l = 0,84 \text{ m}$

Longueur de la dalle qui revient au linteau: $\frac{3,60 + 2,70}{2} + 0,16 = 3,31 \text{ m}$

Charge permanente: $G = (2,5 \cdot 0,16 \cdot 0,65) + (3,31 \cdot 0,575) = 2,16 \text{ t/ml}$.

$T_G = 0,91 \text{ t}$ et $M_G = 0,13 \text{ t.m}$.

Surcharges d'exploitation: $P = 0,175 \cdot 3,31 = 0,58 \text{ t/ml}$.

$T_P = 0,25 \text{ t}$ $M_P = 0,034 \text{ t.m}$.

Séisme: (Effort tranchant = $\pi = 14,46 \text{ t}$)

$T_S = 1,4 \pi = 1,4 \cdot 14,46 = 20,24 \text{ t}$.

$M_S = 1,4 \cdot \pi \cdot \frac{l}{2} = 20,24 \cdot \frac{0,84}{2} = 8,50 \text{ t.m}$

Combinaison des Efforts sous G+Q+E:

$T = T_G + T_P + T_S = 0,91 + 0,25 + 20,24 = 21,40 \text{ t}$.

$M = M_G + M_P + M_S = 0,13 + 0,03 + 8,50 = 8,66 \text{ t.m}$.

Formatures longitudinales:

$M_{RB} = 39,46 \text{ t.m}$. (déjà calculé)

$M < M_{RB}$ d'où: $A = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{M}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{8,66 \cdot 10^5}{0,8586 \cdot 81 \cdot 4200} = 2,96 \text{ cm}^2$.

On adopte: 3T12 ($A = 3,39 \text{ cm}^2$).

Vérifications des contraintes:

$\bar{\sigma}_0 = 0,261 \Rightarrow E = 0,9188$ et $K = 46,60$ d'où:

$\bar{\sigma}_a = 3564,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (= Gen pour ce cas: G+Q+E - S_B-)

$\bar{\sigma}_b = 76,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 206,35 \text{ kg/cm}^2$ ($= 1,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 137 = 206,35 \text{ kg/cm}^2$ 44. SP₂)

Vérification à la fissuration:

$\sigma_1 = 5185,19 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_2 = 2607,07 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Sup}(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$
(= 5185,19 kg/cm²)

Formatures transversales:

$$\tau_b = 18,66 \text{ kg/cm}^2 < 33,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}\right) = 14 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,99 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte 1 cache T8 et une épingle T8.

Formatures de répartition:

$$A_x = 2,59 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 filantes avec A = 3,14 cm².

Formatures d'angles:

$$\tau_l = \frac{1,4 \cdot 21,6}{16 \cdot 0,9188 \cdot 78} = 26,37 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_l = 16,51 \text{ kg/cm}^2$$

d'où les armatures d'angles sont nécessaires

$$A_x \geq 0,0015 h_f \cdot b = 1,94 \text{ cm}^2$$

On adopte: 2T12.

Linteau du voile (VT8):

A.) Descentes de charges:

h_t (m)	l (m)	G (t/m)	T_0 (t)	M_{0e} (t.m)	P (t/m)	T_P (t)	M_{Pe} (t.m)	R_{tr}	T_S (t)	M_{Se} (t.m)	T (t)	M (t.m)
1,81	1,20	1,54	0,92	0,19	0,34	0,20	0,25	14,48	20,27	12,16	21,40	12,6

Combinaison des Efforts avec: G+Q+E

$$T = 21,40 \text{ t} \quad \text{et} \quad M = 12,60 \text{ t.m.}$$

B.) Formatures longitudinales:

M_{0e} (t.m)	M (t.m)	A (cm ²)	$n\phi$	σ_a (kg/cm ²)	σ_b (kg/cm ²)
86,60	12,60 < M_{0e}	4,31	3T14	3741,48	60,8

C.) Vérification des contraintes :

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,160 \Rightarrow E = 0,9346 \text{ et } K = 61,50.$$

$$\bar{\sigma}_a = 3741,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{ca} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ss. SP2)}.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 60,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,35 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ss. SP2)}$$

vérifiées

D.) Vérification à la fissuration :

$$\sigma_1 = 5569,62 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 2413,67 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a < \sup(\sigma_1, \sigma_2).$$

$$4200 < 5569 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiées

E.) Armatures transversales :

$$\tau_b = 8,04 \text{ kg/cm}^2 < 33,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 16 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1,12 \text{ cm}^2 > 0,56 \text{ cm}^2.$$

On adopte 1 cadre T8 + 1 épingle T8.

F.) Armatures de répartition :

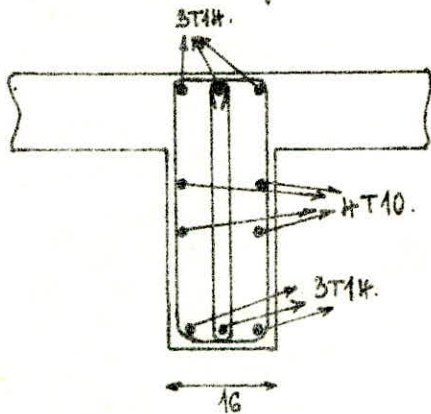
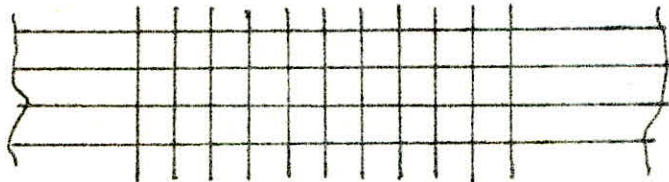
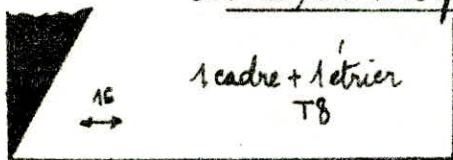
$$A_r = 0,002 \cdot 16 \cdot 120 = 3,84 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4T12 (A = 4,52 cm}^2)

Armatures d'angles :

$$\tau_l = 11,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_l = 16,51 \text{ kg/cm}^2.$$

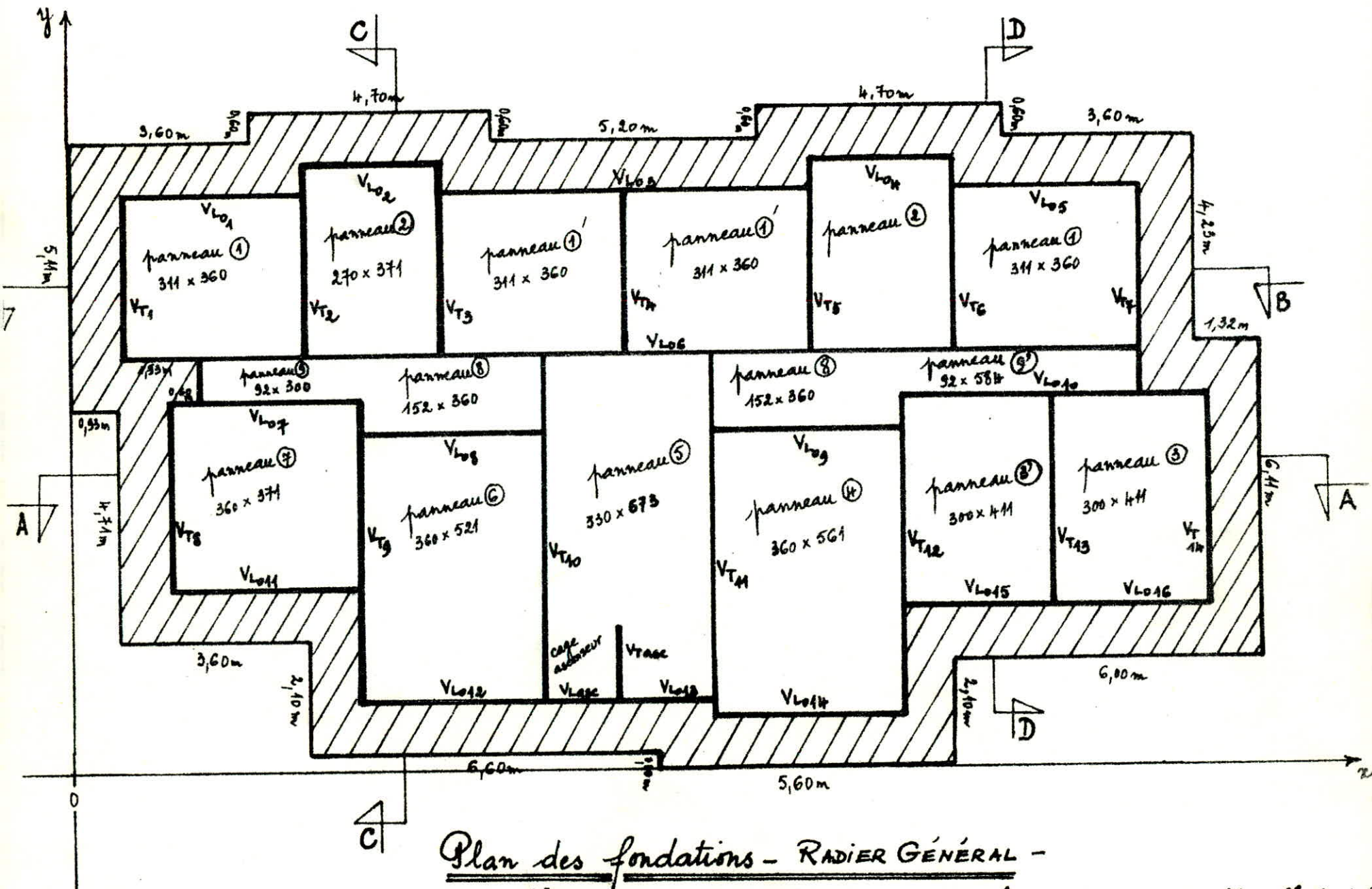
d'où, on n'a pas besoin d'armatures d'angles.



Voile	Niveau	l (cm)	M (t.m)	T (t)	Al	At cadre	δ (cm)	An	Ax
V _{T9}	l ₁ (V _{T9})	84	15,22	37,12	4 T14	2 T8	16	4T10	2 T12
V _{T10}	l ₁ (V _{T10})	84	12,10	29,35	4 T12	2 T8	14	4T10	2 T12
V _{T11}	l ₁ (V _{T11})	84	11,45	27,88	3 T14	1 cadre T8 + 1 épingle T8	16	4T10	2 T12
V _{T12}	l ₁ (V _{T12})	84	14,38	32,89	4 T14	2 T8	16	4T10	2 T12
V _{L1}	l ₁ (V _{L1})	84	18,14	43,20	4 T16	2 T12	19	4T10	2 T12
V _{L1}	l ₂ (V _{L1})	84	16,48	38,97	4 T14	2 cadres T10	19	-	-
V _{L2}	l ₁ (V _{L2})	84	9,25	22,60	3 T12	1 cadre T8 + 1 épingle T8	14	4T10	2 T12
V _{L2}	l ₂ (V _{L2})	84	7,14	17,54	3 T12	1 cadre T8 + 1 épingle T8	14	4T10	2 T12
V _{L3}	l ₁ (V _{L3})	84	15,70	37,93	4 T16	2 T10	19	-	-
V _{L3}	l ₂ (V _{L3})	84	15,46	37,38	4 T16	2 T10	19	-	-
V _{L4}	l ₁ (V _{L4})	84	9,97	24,33	3 T12	1 cadre T8 + 1 épingle T8	14	4T10	2 T12
V _{L5}	l ₁ (V _{L5})	134	8,80	15,87	3 T14	1 cadre T8 + 1 épingle T8	16	4T10	2 T12
V _{L6}	l ₁ (V _{L6})	134	8,84	14,55	3 T14	1 cadre T8 + 1 épingle T8	16	4T10	2 T12
V _{L7}	l ₁ (V _{L7})	84	9,25	22,66	3 T12	1 cadre T8 + 1 épingle T8	14	4T10	2 T12
V _{L7}	l ₂ (V _{L7})	84	7,17	17,69	3 T12	1 cadre T8 + 1 épingle T8	14	4T10	2 T12

Calcul des Fondations

- Choix du type de fondation
- Dimensionnement et stabilité des fondations.
- Calcul et Ferrailage.



Plan des fondations - RADIER GÉNÉRAL -

- Débordement en console de 1m sur le pourtour du Radier (hachures)
- Tous les voiles intermédiaires ont une épaisseur de 24cm.
- Tous les voiles périphériques ont une épaisseur de 20cm.

Choix du type de fondations
Vérification préliminaire

Pour le besoin de s'en assurer, nous prédimensionnons les semelles "isolées sous mur" continues de 2 voiles voisins :

Soient : V_{L06} : longueur = 20,07 m.
 $G + 1,2P = 450 t.$

V_{L07} : longueur = 3,60 m.
 $G + 1,2P = 95 t.$

Entre-axes V_{L06} et $V_{L07} = 0,92 m.$

Charge par mètre linéaire pour V_{L06} : $q_1 = \frac{450}{20,07} = \underline{22,42 t/ml.}$

Charge par mètre linéaire pour V_{L07} : $q_2 = \frac{95}{3,6} = \underline{26,39 t/ml.}$

$\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars} = 15 t/m^2.$ Les largeurs des semelles sous murs respectifs sont :

$$B_1 = \frac{q_1}{1m \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{22,42 \cdot 10^3}{100 \cdot 1,5} = \underline{149,4 \text{ cm.}}$$

$$B_2 = \frac{q_2}{1m \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{26,39 \cdot 10^3}{100 \times 1,5} = \underline{175,9 \text{ cm}}$$

Vu l'entre-axe de 0,92 m \approx 92 cm, nos 2 semelles se chevauchent

$\left(\frac{149,4 + 175,9}{2} = 162,6 \text{ cm} \right.$ est l'entre axe minimum pour que nos 2 semelles ne se chevauchent pas. $\left. \right)$



CALCUL DES FONDATIONS.

1°) Introduction:

Le sol sur lequel repose notre bâtiment a une contrainte admissible de 1,5 bars. ($\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ b} = 15 \text{ t/m}^2$).

La descente de charges de l'ensemble de la structure au niveau des fondations a donné: une charge permanente: $G = 2870,414 \text{ t}$

une surcharge d'exploitation: $S = 267,308 \text{ t}$

Le calcul préliminaire a montré que l'adoption des semelles filantes (isolées) pour notre fondation d'ouvrage conduit à l'occupation totale de l'espace constitué par la zone inter-axiale des voiles, surtout pour les voiles: V_{106} et V_{107} ; V_{106} et V_{108} et V_{109} ; V_{110} et V_{111} .

Heu vu: 1°)* de l'importance de la charge totale transmise au sol par les différents éléments porteurs de notre bâtiment

2°)* Le nombre élevé de voiles dans les 2 sens.

3°)* Le rapprochement de certains sinon la plupart des voiles trop chargés.

4°)* La portance assez faible du sol: $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars}$.

5°)* Des désordres ultérieurs qui peuvent résulter des tassements éventuels.

Le type de fondation retenu est le radier général car:

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

2°)* Un radier est capable de réduire les désordres dus aux divers tassements.

Il sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable du point de vue calcul à un plancher renversé soumis aux forces de réactions du sol agissant de bas vers le haut d'une manière uniforme.

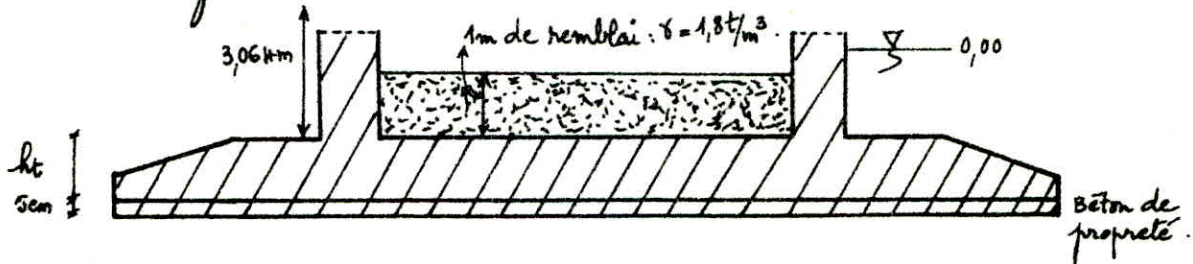


Schéma en coupe du RADIER.

- 1) Hypothèse de Calcul : Le Radier sera considéré comme infiniment rigide.
- 2) Descente de Charges : $G = 2870,414 \text{ t} + 1 \text{ m de remblai } (\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3)$
 $P = 267,308 \text{ t}.$

Le poids total de la construction sera donné par la combinaison du 1^{er} genre : $N = G + 1,2 P = 2870,414 + 267,308 = \underline{\underline{3191,18 \text{ t}}}$

2) Dimensionnement du Radier :

a) Détermination de la surface de radier nécessaire.

On doit avoir : $\sigma = \frac{N}{S_{\text{néc}}} + \gamma \cdot h \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S_{\text{néc}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s - \gamma \cdot h}$

S_{nécessaire} $\geq \frac{3191,18}{15 - 1,8 \cdot 1} = \frac{3191,18}{13,2} = \underline{\underline{241,75 \text{ m}^2}}$

surface du Radier sans débord : $S_0 = 255,92 \text{ m}^2$.

Nous constatons que : $S_{\text{néc}} \sim S_0$ \rightarrow la solution du radier est un choix judicieux.

Etant donné que le débord est obligatoire pour un radier et que le règlement prescrit un débordement au moins égal (i.e. supérieur à 30 cm ; nous en adopterons un de 1,00 m.

b) Surface du radier avec débord :

$$S_{rad} = S_0 + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 255,92 + 59,6 = 315,52 \text{ m}^2.$$

$$\underline{\underline{S_{rad} = 315,52 \text{ m}^2.}}$$

c) La pression sous le radier sans tenir compte du poids du radier

$$P_{rad} = \frac{N}{S_{rad}} + \gamma \cdot h = \frac{3191,18}{315,52} + 1,8 \times 1 = 10,11 + 1,8 = \underline{\underline{11,91 \text{ t/m}^2}}$$

d) L'épaisseur du radier :

Elle ne doit jamais être inférieure à 25 cm et elle sera déterminée en fonction de :

d.1) Condition de cisaillement :

$$\text{On doit avoir : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$T_{max} = q \times \frac{l}{2} = \frac{11,91 \times 5,60}{2} = \underline{\underline{33,34 \text{ t/ml}}}$$

l: portée libre = 5,60 m.

$$q = P_{rad} = 11,91 \text{ t/m}^2.$$

On fera le calcul pour une bande de 1 mètre linéaire de large;

$$\text{On doit avoir : } z \geq \frac{T_{max}}{1,15 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b} = \frac{33,34 \cdot 10^3}{1,15 \times 5,9 \times 100} = \underline{\underline{49,13 \text{ cm}}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ bars} \\ h = \frac{1}{0,9} z \end{array} \right\} \Rightarrow h \geq \frac{z}{0,9} = \frac{49,13}{0,9} = \underline{\underline{54,6 \text{ cm}}}$$

$$\underline{\underline{h \geq 54,6 \text{ cm}}} \Rightarrow h_t = 54,6 \text{ cm} + 6 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{h_t = 60 \text{ cm}}}$$

d.2) Condition forfaitaire :

Pour que le radier joue efficacement son rôle de répartiteur de charges, il faut qu'il soit assez rigide vis à vis du sol sous-jacent. D'une manière générale, on peut se fixer en première approximation : $h_t \geq \frac{l}{10}$ où : l = portée libre, entre nus des appuis.

$$l = 5,60 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{5,60}{10} = 0,56 \text{ m} \Rightarrow \underline{\underline{h_t \geq 56 \text{ cm}}}$$

Finalemant, on adoptera la valeur maximum des 2 conditions suivantes: $h_t = \max(56 \text{ cm}, 60 \text{ cm})$

$\underline{\underline{h_t = 60 \text{ cm}}}$; En effet un radier de 60 cm d'épaisseur est considéré comme rigide.

3) Vérification au poinçonnement :

Conformément au C.C.B.A. 68 - art. 39.54., on fera une vérification au poinçonnement :

Nous la ferons avec un des voiles, les plus chargés

par exemple : (V_{T011}) : longueur : 7,20 m

$$\text{charge par mètre linéaire : } N = \frac{236,173}{7,2} = \underline{\underline{32,80 \frac{\text{t}}{\text{ml}}}}$$

Vérifions alors que :

$$\tau_{\text{max}} = \frac{N}{p_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

p_c : périmètre du contour parallèle au contour de la surface d'impact à la distance de $\frac{h_t}{2}$ (Périmètre cisaille).

h_t : hauteur totale du radier.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible de référence de traction du béton.

$$\underline{\underline{h_t = 60 \text{ cm.}}}$$

$$p_c = 2(u' + v')$$

$$\left. \begin{array}{l} u = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm} \\ v = 2,4 \text{ cm} \\ 2 \cdot \frac{h_t}{2} = 60 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} u' = 100 + 60 = 160 \text{ cm.} \\ v' = 2,4 + 60 = 84 \text{ cm.} \end{array} \right\} \Rightarrow p_c = 2 \cdot (160 + 84) = \underline{\underline{488 \text{ cm}}}$$

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

$$\tau_{\text{max}} = 1,5 \cdot \frac{32800}{488 \times 60} = \underline{\underline{1,68 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\underline{\underline{\tau_{\text{max}} = 1,68 \text{ kg/cm}^2}} < \underline{\underline{\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2}} \quad \text{vérifié.}$$

4°) Stabilité du Radier:

a) Sollicitation du 1° genre:

$$\begin{aligned} \text{Poids du radier} &= S_{\text{rad}} \times h_f \times 2,5 \\ &= 315,52 \times 0,6 \times 2,5 \\ &= \underline{473,28 t} \end{aligned}$$

$$\rightarrow N = G + 1,2.P = (2870,414 + 473,28) + 1,2 \cdot 267,308 = \underline{3664,463 t}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \gamma \cdot h = \frac{3664,463}{315,52} + 1,8 \times 1 = 13,41 \text{ t/m}^2 = 1,34 \text{ bars}$$

$$\underline{\sigma_s = 1,34 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars}}$$

b) Sollicitation du 2° genre:

Nous vérifierons la stabilité du radier en calculant les contraintes sous celui-ci dans ce cas de sollicitation.

Il est sollicité par les effets du moment de renversement M et de l'effort normal N qui agissent au niveau de sa base.

Nous devons éviter un décollement excessif des extrémités de ce dernier susceptible d'altérer sa stabilité.

Le diagramme suivant sous le radier est à éviter:



Pour les sollicitations du 2° genre, la combinaison à considérer est la suivante: $G + P + E$ (qui est plus défavorable que $0,8 G + E$)

G : poids et charges propres.

P : surcharges d'exploitation

E : Effets du séisme (pris dans les 2 sens et les 2 directions principales).

Sous cette sollicitation du 2° genre, il y aura à vérifier 2 cas: la rotation autour de $x-x$ et la rotation autour de $y-y$.

$$\sigma_1 = \left(\frac{N_{max}}{S_{rad.}} + \delta \cdot h \right) - \frac{M \cdot v}{I} = \left(\frac{G+P}{S_{rad.}} + \delta \cdot h \right) + \frac{M \cdot v_1}{I}$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{N_{max}}{S_{rad.}} + \delta \cdot h \right) + \frac{M \cdot v}{I} = \left(\frac{G+P}{S_{rad.}} + \delta \cdot h \right) - \frac{M \cdot v_2}{I}$$

$$\delta \cdot h = 1,8 \times 1 = \underline{1,8 \text{ t/m}^2}$$

$$G = 2870,414 + 473,28 = \underline{3343,69 \text{ t}}$$

$$P = \underline{267,308 \text{ t}}$$

$$S_{rad.} = \underline{315,52 \text{ m}^2}$$

$$I_{xx} = \underline{6430,16 \text{ m}^4}$$

$$I_{yy} = \underline{12482,019 \text{ m}^4}$$

$$x_G = \underline{10,9 \text{ m}}$$

$$y_G = \underline{7,06 \text{ m}}$$

$$M = \frac{2}{3} \cdot H \cdot V = \frac{2}{3} \cdot (30,64 + 3,064 + 0,6) \times \begin{cases} 338,68 & = \underline{7745,38 \text{ t.m.} = M_{trans.}} \\ 328,31 & = \underline{7508,23 \text{ t.m.} = M_{long.}} \end{cases}$$

H: force sismique horizontale ; Dans le sens transversal : $H_T = 338,68 \text{ t}$.
 Dans le sens longitudinal : $H_L = 328,31 \text{ t}$.

V: hauteur totale du bas du radier au sommet du batiment

b.1) Rotation autour de $x_G x_G$:

$$\left. \begin{matrix} v_1 = 5,30 \text{ m} \\ v_2 = 6,36 \text{ m} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \sigma_1 = \left(1,8 \times 1 + \frac{3343,69 + 267,308}{315,52} \right) - \frac{7745,38}{6430,16} \times 5,30$$

$$\sigma_1 = \underline{6,86 \text{ t/m}^2} = \underline{0,686 \text{ kg/cm}^2}$$

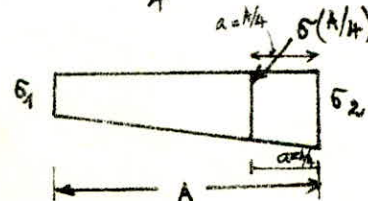
$$\sigma_2 = \left(1,8 \times 1 + \frac{3343,69 + 267,308}{315,52} \right) + \frac{7745,38}{6430,16} \cdot 6,36$$

$$\sigma_2 = \underline{20,90 \text{ t/m}^2} = \underline{2,09 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 = 0,686 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,09 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \sigma(A/4) = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{3 \cdot 2,09 + 0,686}{4} = \underline{1,739 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma(A/4) = \underline{1,74 \text{ kg/cm}^2}$$

verifiée.



b.2) Rotations autour de y-y:

$$\left. \begin{array}{l} v_1 = 10,77 \text{ m} \\ v_2 = 11,22 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow$$

$$\bar{\sigma}_1 = 1,8 \times 1 + \frac{3343,69 + 267,308}{315,52} - \frac{7508,23}{12482,019} \cdot 10,77$$

$$\bar{\sigma}_1 = 6,76 \text{ t/m}^2 = 0,676 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_2 = 1,8 \times 1 + \frac{3343,69 + 267,308}{315,52} + \frac{7508,23}{12482,019} \cdot 11,22$$

$$\bar{\sigma}_2 = 19,99 \text{ t/m}^2 = 1,99 \approx 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 6,76 \text{ t/m}^2 = 0,676 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 19,99 \text{ t/m}^2 = 2 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma(A/4) = \frac{3\bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_1}{4} = 1,66 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiée

b.3) Vérifications:

On doit avoir : $\sigma(A/4) < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,33 \times 1,5 = 1,995 \approx 2 \text{ kg/cm}^2$

et $\bar{\sigma}_1 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kg/cm}^2.$

$\bar{\sigma}_2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kg/cm}^2.$

Rotation autour de z-z:

$$\sigma(A/4) = 1,74 \text{ kg/cm}^2 < 2,00 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_1 = 0,686 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2.$$

et $\bar{\sigma}_2 = 2,09 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2.$

vérifiéesRotation autour de y-y:

$$\sigma(A/4) = 1,66 \text{ kg/cm}^2 < 2,00 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_1 = 0,676 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2.$$

et $\bar{\sigma}_2 = 1,99 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2.$

vérifiées

Détermination des contraintes sollicitant les divers panneaux du radier

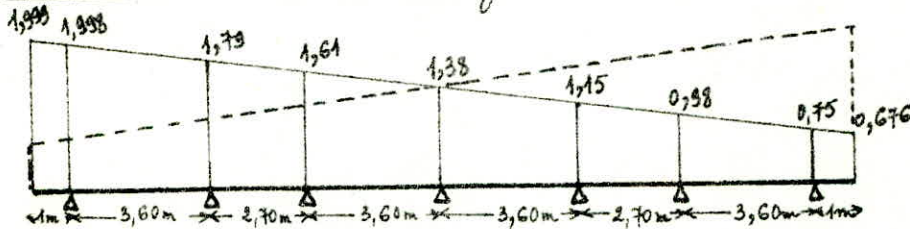
1°) Sous les sollicitations du 1^{er} genre:

Tous les panneaux sont sollicités sous: $G + 1,2 P$;

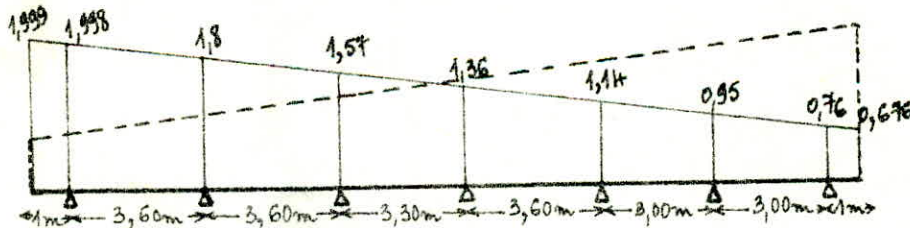
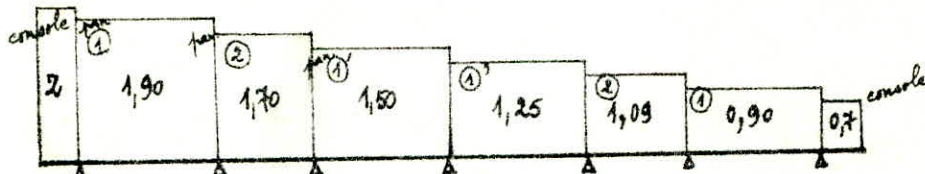
$$q = \frac{3191,183}{315,52} + \frac{473,28}{315,52} + 1,8 = 11,6 + 1,8 = \underline{13,4 \text{ t/m}^2}$$

$$\underline{q = 1,34 \text{ kg/cm}^2}$$

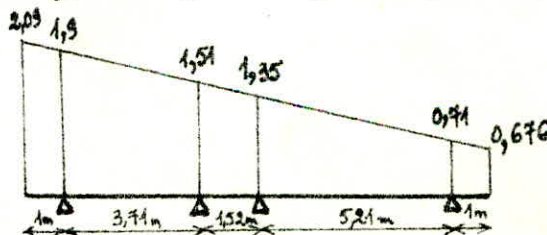
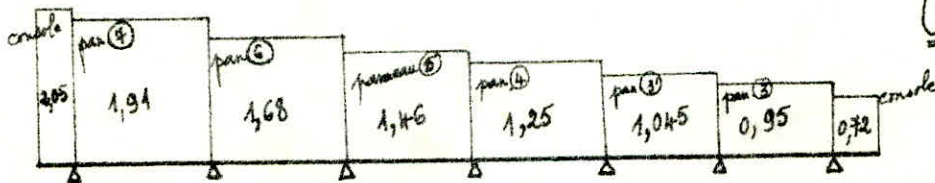
2°) Sous les sollicitations du 2^o genre:



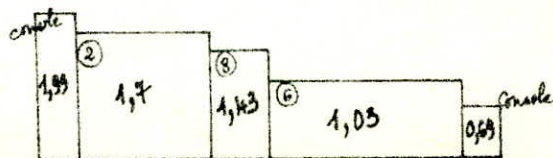
Coupe B-B



Coupe A-A



Coupe C-C



Conclusion: Les panneaux seront calculés sous les sollicitations du 2° genre avec les contraintes déduites des diagrammes ci-avant.

panneau ①: $q = 1,99 \text{ kg/cm}^2 \approx 2,0 \text{ kg/cm}^2$.

panneau ②: $q = 1,70 \text{ kg/cm}^2$.

panneau ③: $q = 1,75 \text{ kg/cm}^2$.

panneau ④: $q = 1,90 \text{ kg/cm}^2$.

panneau ⑤: $q = 1,75 \text{ kg/cm}^2$.

panneau ⑥: $q = 1,50 \text{ kg/cm}^2$.

panneau ⑦: $q = 1,50 \text{ kg/cm}^2$.

panneau ⑧: $q = 1,70 \text{ kg/cm}^2$.

panneau ⑨: $q = 1,95 \text{ kg/cm}^2$.

Toutes les consoles seront étudiées sous: $q = 2,0 \text{ kg/cm}^2$.

panneaux ⑧, ⑨ et ⑩: $q = 1,6 \text{ kg/cm}^2$.

Remarque: Pour le ferrailage de ces panneaux, nous aurons à considérer que:

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{ pour le calcul sous les sollicitations du } \underline{1^\circ \text{ genre}}.$$

et

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{ca} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{ pour le calcul sous les sollicitations du } \underline{2^\circ \text{ genre}}.$$

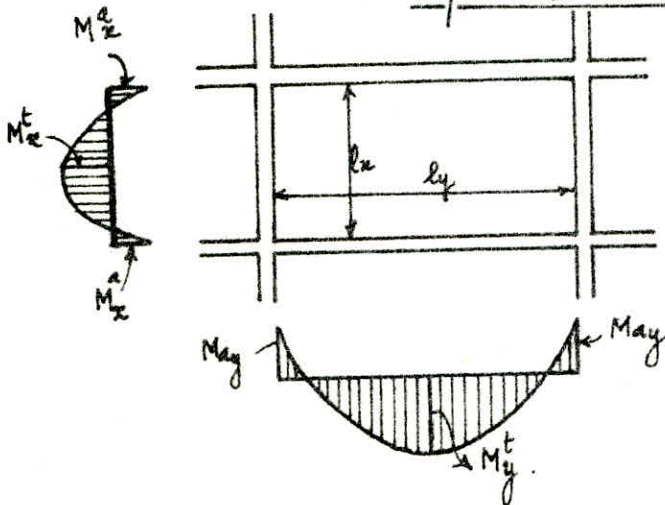
A cet effet (Ferrailage), nous aurons pour chaque panneau, le calcul des armatures sous les sollicitations du 2° genre (G+P+E) et nous effectuerons une vérification sous les sollicitations du 1° genre (G+1,2P). A l'issue des 2 calculs nous prendrons la plus grande valeur ^{des} ferrailages.

Détermination des efforts et des ferraillages dans les panneaux

Le radier sera calculé en considérant tous les types de panneaux sous les différentes charges uniformément réparties

Panneau ①

Exposé de la méthode de M. PIGEAUD :



$l_x < l_y$
 soit P (kg/cm^2) ou en (t/m^2) la charge uniformément répartie adoptée pour le calcul du panneau.

soit $\nu = 0,15$: c'est le coefficient de Poisson dans le cas du béton armé.

$$M_0 = (M_1 + \nu M_2) \cdot P \quad \text{où } P \text{ est la charge totale en tonnes sur l'ensemble du panneau: } P = P \times l_x \times l_y.$$

$$M_1 = fct \left(\frac{l_x}{l_y} = \rho \right) \quad \text{lue sur l'abaque de M. PIGEAUD.}$$

$$M_2 = fct \left(\frac{l_y}{l_x} = \frac{1}{\rho} \right) \quad \text{lue sur l'abaque de M. PIGEAUD.}$$

M_0 serait le moment en travée si le panneau était simplement appuyé sur ses 4 cotés. (i.e. le moment aux appuis est alors nul.)

Dans notre cas tous les panneaux sont semi-encastrés sur les 4 cotés (appuis).

A cet effet les prescriptions du C.C.B.A. 68 relatives au calcul des planchers prévoient des réductions et la répartition du moment M_0 entre les appuis et la travée de manière forfaitaire grâce à la condition :

$$M_t + \frac{M_{\text{app}} + M_c}{2} \geq 1,15 M_0$$

ainsi pour un panneau intermédiaire (ou travée intermédiaire)

$$M_t = 0,75 M_0 \quad \text{et} \quad M_{\text{appui}} = 0,5 M_0$$

pour un panneau de rive (ou travée de rive)

$$M_t = 0,85 M_0 \quad \text{et} \quad M_{\text{appui}} = 0,4 M_0$$

$l_x = 3,11$
 $l_y = 3,60$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,11}{3,60} = 0,863 \Rightarrow M_1 = f(0,863) = 0,0425$

$\frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3,60}{3,11} = 1,157 \Rightarrow M_2 = f(1,157) = 0,0310$

$p = 20 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \Phi = p \cdot l_x \cdot l_y = 20 \times 3,11 \times 3,60 = 223,92 \text{ t.}$

$\Rightarrow M_x^a = 0,4 \cdot (0,0425 + 0,15 \cdot 0,0310) \times 223,92 = 4,223 \text{ t.m}$

$M_y^a = 0,4 \cdot (0,0310 + 0,15 \cdot 0,0425) \times 223,92 = 3,347 \text{ t.m}$

$M_x^t = 0,85 \cdot (0,0425 + 0,15 \cdot 0,0310) \times 223,92 = 8,974 \text{ t.m}$

$M_y^t = 0,85 \cdot (0,0310 + 0,15 \cdot 0,0425) \times 223,92 = 7,113 \text{ t.m}$

Ferraillage du panneau ① sous G+Q+E: ($\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$) - SP2 -

$A_x^e = \frac{M_x^a}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{4,223 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 2,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$

où $\gamma = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 55 = 48,125$

$A_y^a = \frac{M_y^a}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{3,347 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 1,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_x^t = \frac{M_x^t}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{8,974 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 4,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Remarque: Le ferraillage se fera sous SP1 car plus important dans ce cas - voir ci-dessous.

$A_y^t = \frac{M_y^t}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{7,113 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Verifications du panneau ① sous G+1,2P: ($\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$) - SP1 -

$p = 1,34 \text{ bars} = 13,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \Phi = 13,4 \times 3,11 \times 3,60 = 150,02 \text{ t.}$

$M_x^a = 0,4 (M_1 + \nu M_2) \cdot \Phi = 0,4 \cdot (0,0425 + 0,15 \cdot 0,031) \cdot 150,02 = 2,830 \text{ t.m}$

$M_y^a = 0,4 (M_2 + \nu M_1) \cdot \Phi = 0,4 \cdot (0,031 + 0,15 \cdot 0,0425) \cdot 150,02 = 2,242 \text{ t.m}$

$M_x^t = 0,85 (M_1 + \nu M_2) \cdot \Phi = 0,85 \cdot (0,0425 + 0,15 \cdot 0,031) \cdot 150,02 = 6,012 \text{ t.m}$

$M_y^t = 0,85 (M_2 + \nu M_1) \cdot \Phi = 0,85 \cdot (0,031 + 0,15 \cdot 0,0425) \cdot 150,02 = 4,766 \text{ t.m}$

$A_x^a = \frac{M_x^a}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{2,830 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{A_x^a = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T8/\text{ml}}$

$A_y^a = \frac{M_y^a}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{2,242 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 1,66 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T8/\text{ml}}$

$A_x^t = \frac{M_x^t}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{6,012 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 4,16 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{A_x^t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T12/\text{ml}}$

$A_y^t = \frac{M_y^t}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{4,766 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 3,53 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{A_y^t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T12/\text{ml}}$

Panneau (1)

$$\begin{aligned} l_x &= 3,11 \text{ m} & \Rightarrow & \rho = \frac{3,11}{3,60} = 0,863 & \Rightarrow & M_1 = 0,0425 \\ l_y &= 3,60 \text{ m} & \Rightarrow & \frac{1}{\rho} = \frac{3,60}{3,11} = 1,157 & \Rightarrow & M_2 = 0,031 \end{aligned}$$

$$p = 17 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \Phi = 17 \times 3,11 \times 3,60 = \underline{190,33 \text{ t}}$$

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0,4 (0,0425 + 0,15 \cdot 0,031) \cdot 190,33 = \underline{3,589 \text{ t.m.}} \\ M_y^a &= 0,5 (0,031 + 0,15 \cdot 0,0425) \cdot 190,33 = \underline{3,556 \text{ t.m.}} \\ M_x^t &= 0,85 (0,0425 + 0,15 \cdot 0,031) \cdot 190,33 = \underline{7,623 \text{ t.m.}} \\ M_y^t &= 0,75 (0,031 + 0,15 \cdot 0,0425) \cdot 190,33 = \underline{5,335 \text{ t.m.}} \end{aligned}$$

Ferraillage du panneau (1) sous G+Q+E (S.P2) :

$$\begin{aligned} A_x^a &= \frac{3,589 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{1,77 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_y^a &= \frac{3,556 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{1,76 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_x^t &= \frac{7,623 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{3,77 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_y^t &= \frac{5,335 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{2,64 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{aligned}$$

Vérifications du panneau (1) sous G+1,2P (S.P1)

$$p = 13,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \Phi = 13,4 \times 3,11 \times 3,60 = \underline{150,02 \text{ t}}$$

$$\begin{aligned} M_x^a &= \underline{2,830 \text{ t.m.}} \quad (\text{cf. panneau (1)}) \\ M_y^a &= 0,5 \cdot (0,031 + 0,15 \cdot 0,0425) \cdot 150,02 = \underline{2,803 \text{ t.m.}} \\ M_x^t &= \underline{6,012 \text{ t.m.}} \quad (\text{cf. cas du panneau (1)}) \\ M_y^t &= 0,75 (0,031 + 0,15 \cdot 0,0425) \cdot 150,02 = \underline{4,205 \text{ t.m.}} \end{aligned}$$

$$A_x^a = \frac{2,830 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = \underline{2,40 \text{ cm}^2/\text{ml}} \Rightarrow \underline{A_x^a = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T8/\text{ml}}$$

$$A_y^a = \frac{2,803 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = \underline{2,08 \text{ cm}^2/\text{ml}} \Rightarrow \underline{A_y^a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10/\text{ml}}$$

$$A_x^t = \frac{6,012 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = \underline{4,46 \text{ cm}^2/\text{ml}} \Rightarrow \underline{A_x^t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T12/\text{ml}}$$

$$A_y^t = \frac{4,205 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = \underline{2,12 \text{ cm}^2/\text{ml}} \Rightarrow \underline{A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10/\text{ml}}$$

Rem : Ferraillage sous SP1, car plus important que sous SP2 :

Panneau ②:

$$l_x = 2,70 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,70}{3,71} = 0,727 \Rightarrow \underline{M_1 = 0,0475}$$

$$l_y = 3,71 \text{ m} \quad \frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3,71}{2,70} = 1,374 \Rightarrow \underline{M_2 = 0,023}$$

$$p = 17,5 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \mathcal{P} = p \cdot l_x \cdot l_y = 17,5 \cdot 2,70 \cdot 3,71 = \underline{175,29 \text{ t}}$$

$$M_x^a = 0,5 \cdot (0,0475 + 0,15 \cdot 0,023) \cdot 175,29 = \underline{4,465 \text{ t.m}}$$

$$M_y^a = 0,4 \cdot (0,023 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 175,29 = \underline{2,112 \text{ t.m}}$$

$$M_x^t = 0,75 \cdot (0,0475 + 0,15 \cdot 0,023) \cdot 175,29 = \underline{6,698 \text{ t.m}}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot (0,023 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 175,29 = \underline{4,488 \text{ t.m}}$$

Ferraillage du panneau ② sous SP2:

$$A_x^a = \frac{4,465 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{2,21 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_y^a = \frac{2,112 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{1,04 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_x^t = \frac{6,698 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{3,31 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_y^t = \frac{4,488 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{2,22 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Vérifications du panneau ② sous G+1,2P (SP1):

$$p = 13,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \mathcal{P} = 13,4 \times 2,70 \times 3,71 = \underline{134,22 \text{ t}}$$

$$M_x^a = 0,5 \cdot (0,0475 + 0,15 \cdot 0,023) \cdot 134,22 = \underline{3,419 \text{ t.m}}$$

$$M_y^a = 0,4 \cdot (0,023 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 134,22 = \underline{1,617 \text{ t.m}}$$

$$A_x^t = 0,75 \cdot (0,0475 + 0,15 \cdot 0,023) \cdot 134,22 = \underline{5,128 \text{ t.m}}$$

$$A_y^t = 0,85 \cdot (0,023 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 134,22 = \underline{3,436 \text{ t.m}}$$

$$A_x^a = \frac{3,419 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = \underline{2,53 \text{ cm}^2/\text{ml}} \Rightarrow \underline{A_x^a = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T10/\text{ml}}$$

$$A_y^a = \frac{1,617 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = \underline{1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}} \Rightarrow \underline{A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T8/\text{ml}}$$

$$A_x^t = \frac{5,128 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = \underline{3,80 \text{ cm}^2/\text{ml}} \Rightarrow \underline{A_x^t = 5,92 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T10/\text{ml}}$$

$$A_y^t = \frac{3,436 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = \underline{2,55 \text{ cm}^2/\text{ml}} \Rightarrow \underline{A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10/\text{ml}}$$

Rem: Le ferraillage se fera sous SP1 car il est plus important que sous SP2.

Panneau ③:

$$l_x = 3,00 \text{ m} \rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,00}{4,11} = 0,729 \rightarrow M_1 = 0,0468$$

$$l_y = 4,11 \text{ m} \quad \rho = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4,11}{3,00} = 1,370 \rightarrow M_2 = 0,0225$$

$$p = 19 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \Phi = 19 \times 3,00 \times 4,11 = 234,27 \text{ t}$$

$$M_x^a = 0,4 (0,0468 + 0,15 \cdot 0,0225) \cdot 234,27 = 4,701 \text{ t.m.}$$

$$M_y^a = 0,4 (0,0225 + 0,15 \cdot 0,0468) \cdot 234,27 = 3,766 \text{ t.m.}$$

$$M_x^t = 0,85 (0,0468 + 0,15 \cdot 0,0225) \cdot 234,27 = 9,991 \text{ t.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 (0,0225 + 0,15 \cdot 0,0468) \cdot 234,27 = 5,878 \text{ t.m.}$$

Ferraillage du panneau ③ sous SP2:

$$A_x^a = \frac{4,701 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 2,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^a = \frac{3,766 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 1,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x^t = \frac{9,991 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 4,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^t = \frac{5,878 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 2,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifications du panneau ③ sous G+1,2P (S.P1)

$$p = 13,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \Phi = 13,4 \times 3,00 \times 4,11 = 165,22 \text{ t.}$$

$$M_x^a = 0,4 (0,0468 + 0,15 \cdot 0,0225) \cdot 165,22 = 3,316 \text{ t.m.}$$

$$M_y^a = 0,4 (0,0225 + 0,15 \cdot 0,0468) \cdot 165,22 = 1,951 \text{ t.m.}$$

$$M_x^t = 0,85 (0,0468 + 0,15 \cdot 0,0225) \cdot 165,22 = 7,046 \text{ t.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 (0,0225 + 0,15 \cdot 0,0468) \cdot 165,22 = 4,146 \text{ t.m.}$$

$$A_x^a = \frac{3,316 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 2,46 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_x^a = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T8/\text{ml}$$

$$A_y^a = \frac{1,951 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T8/\text{ml}$$

$$A_x^t = \frac{7,046 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 5,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_x^t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T12/\text{ml}$$

$$A_y^t = \frac{4,146 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 3,07 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10/\text{ml.}$$

Rem: Le Ferraillage se fera sous SP1. car il est plus important que sous S.P2.

Panneau (3):

$$l_x = 3,00 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,00}{4,11} = 0,729 \Rightarrow \underline{M_1 = 0,0468}$$

$$l_y = 4,11 \text{ m} \Rightarrow \frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4,11}{3,00} = 1,370 \Rightarrow \underline{M_2 = 0,0225}$$

$$p = 17,5 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \mathcal{P} = 17,5 \times 3,00 \times 4,11 = \underline{215,77 \text{ t}}$$

$$M_x^a = 0,5 \cdot (0,0468 + 0,15 \cdot 0,0225) \cdot 215,77 = \underline{5,413 \text{ t.m.}}$$

$$M_y^a = 0,4 \cdot (0,0225 + 0,15 \cdot 0,0468) \cdot 215,77 = \underline{2,547 \text{ t.m.}}$$

$$M_x^t = 0,75 \cdot (0,0468 + 0,15 \cdot 0,0225) \cdot 215,77 = \underline{8,119 \text{ t.m.}}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot (0,0225 + 0,15 \cdot 0,0468) \cdot 215,77 = \underline{5,414 \text{ t.m.}}$$

Ferraillage du panneau (3) sous SP2:

$$A_x^a = \frac{5,413 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{2,68 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

$$A_y^a = \frac{2,547 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{1,26 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

$$A_x^t = \frac{8,119 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{4,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

$$A_y^t = \frac{5,414 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = \underline{2,68 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

Vérifications du panneau (3) sous SP1:

$$p = 13,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \mathcal{P} = 13,4 \times 3,00 \times 4,11 = \underline{165,22 \text{ t.}}$$

$$M_x^a = 0,5 \cdot (0,0468 + 0,15 \cdot 0,0225) \cdot 165,22 = \underline{4,145 \text{ t.m.}}$$

$$M_y^a = 0,4 \cdot (0,0225 + 0,15 \cdot 0,0468) \cdot 165,22 = \underline{1,951 \text{ t.m.}}$$

$$M_x^t = 0,75 \cdot (0,0468 + 0,15 \cdot 0,0225) \cdot 165,22 = \underline{6,217 \text{ t.m.}}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot (0,0225 + 0,15 \cdot 0,0468) \cdot 165,22 = \underline{4,145 \text{ t.m.}}$$

$$A_x^a = \frac{4,145 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 3,07 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{A_x^a = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T10/\text{ml.}}$$

$$A_y^a = \frac{1,951 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T8/\text{ml.}}$$

$$A_x^t = \frac{6,217 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 4,61 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{A_x^t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T12/\text{ml.}}$$

$$A_y^t = \frac{4,145 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 3,07 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10/\text{ml.}}$$

Remarque: Le ferraillage se fera sous SP1 car il est plus important que sous SP2.

Panneau (4) :

$$l_x = 3,60 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,60}{5,61} = 0,641 \Rightarrow M_1 = 0,0483$$

$$l_y = 5,61 \text{ m} \quad \frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{5,61}{3,60} = 1,558 \Rightarrow M_2 = 0,017$$

$$p = 15 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \Phi = 15 \times 3,60 \times 5,61 = 302,94 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_x^a &= 0,5 (0,0483 + 0,15 \cdot 0,017) \cdot 302,94 = 7,702 \text{ t.m.} \\ M_y^a &= 0,4 (0,017 + 0,15 \cdot 0,0483) \cdot 302,94 = 2,938 \text{ t.m.} \\ M_x^t &= 0,75 (0,0483 + 0,15 \cdot 0,017) \cdot 302,94 = 11,553 \text{ t.m.} \\ M_y^t &= 0,85 (0,017 + 0,15 \cdot 0,0483) \cdot 302,94 = 6,243 \text{ t.m.} \end{aligned} \right.$$

Ferrailage du panneau (4) sous SP₂ :

$$A_x^a = \frac{7,702 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 3,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^a = \frac{2,938 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x^t = \frac{11,553 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 5,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^t = \frac{6,243 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifications du panneau (4) sous SP₁ :

$$p = 13,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \Phi = 13,4 \times 3,60 \times 5,61 = 270,62 \text{ t}$$

$$M_x^e = 0,5 (0,0483 + 0,15 \cdot 0,017) \cdot 270,62 = 6,881 \text{ t.m.}$$

$$M_y^e = 0,4 (0,017 + 0,15 \cdot 0,0483) \cdot 270,62 = 2,624 \text{ t.m.}$$

$$M_x^t = 0,75 (0,0483 + 0,15 \cdot 0,017) \cdot 270,62 = 10,321 \text{ t.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 (0,017 + 0,15 \cdot 0,0483) \cdot 270,62 = 5,577 \text{ t.m.}$$

$$A_x^a = \frac{6,881 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_x^a = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5 \text{ T}12/\text{ml}$$

$$A_y^a = \frac{2,624 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4 \text{ T}8/\text{ml}$$

$$A_x^t = \frac{10,321 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 7,659 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_x^t = 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5 \text{ T}14/\text{ml}$$

$$A_y^t = \frac{5,577 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 4,138 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_y^t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4 \text{ T}12/\text{ml}$$

Remarque : Le ferrailage sera celui sous SP₁ car il est plus important que celui sous SP₂.

Panneau ⑥

$$l_x = 3,60 \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,60}{5,21} = 0,69 \Rightarrow M_1 = 0,0475$$

$$l_y = 5,21 \quad \frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{5,21}{3,60} = 1,447 \Rightarrow M_2 = 0,0195$$

$p = 17 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P = 17 \times 3,6 \times 5,21 = 318,85 \text{ t.}$

$$M_x^a = 0,5(0,0475 + 0,15 \cdot 0,0195) \cdot 318,85 = 8,039 \text{ t.m.}$$

$$M_y^a = 0,4(0,0195 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 318,85 = 3,395 \text{ t.m.}$$

$$M_x^t = 0,75(0,0475 + 0,15 \cdot 0,0195) \cdot 318,85 = 12,058 \text{ t.m.}$$

$$M_y^t = 0,85(0,0195 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 318,85 = 7,216 \text{ t.m.}$$

Ferraillage du Panneau ⑥ sous SP2 :

$$A_x^a = \frac{8,039 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 3,97 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_y^a = \frac{3,395 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_x^t = \frac{12,058 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 5,96 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_y^t = \frac{7,216 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 3,57 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Vérifications du Panneau ⑥ sous SP1 :

$p = 13,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P = 13,4 \times 3,6 \times 5,21 = 251,33 \text{ t.}$

$$M_x^a = 0,5(0,0475 + 0,15 \cdot 0,0195) \cdot 251,33 = 6,336 \text{ t.m.}$$

$$M_y^a = 0,4(0,0195 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 251,33 = 2,676 \text{ t.m.}$$

$$M_x^t = 0,75(0,0475 + 0,15 \cdot 0,0195) \cdot 251,33 = 9,505 \text{ t.m.}$$

$$M_y^t = 0,85(0,0195 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 251,33 = 5,688 \text{ t.m.}$$

$$A_x^a = \frac{6,336 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow \underline{\underline{A_x^a = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T12/\text{ml.}}}$$

$$A_y^a = \frac{2,676 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow \underline{\underline{A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T8/\text{ml.}}}$$

$$A_x^t = \frac{9,505 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 7,05 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow \underline{\underline{A_x^t = 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T14/\text{ml.}}}$$

$$A_y^t = \frac{5,688 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 4,22 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow \underline{\underline{A_y^t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T12/\text{ml.}}}$$

Remarque : Le Ferraillage sera sous SP1 car il est plus important que sous SP2.

Panneau ⑦

$$l_x = 3,60 \text{ m} \Rightarrow \rho = l_x / l_y = \frac{3,60}{3,71} = 0,97 \Rightarrow M_1 = 0,037$$

$$l_y = 3,71 \text{ m} \Rightarrow \frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3,71}{3,60} = 1,03 \Rightarrow M_2 = 0,0355$$

$$p = 19,5 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P = 19,5 \times 3,60 \times 3,71 = 260,442 \text{ t}$$

$$\begin{cases} M_x^a = 0,4 (0,037 + 0,15 \cdot 0,0355) \cdot 260,442 = 4,409 \text{ t.m.} \\ M_y^a = 0,4 (0,0355 + 0,15 \cdot 0,037) \cdot 260,442 = 4,276 \text{ t.m.} \\ M_x^t = 0,85 (0,037 + 0,15 \cdot 0,0355) \cdot 260,442 = 9,369 \text{ t.m.} \\ M_y^t = 0,85 (0,0355 + 0,15 \cdot 0,037) \cdot 260,442 = 9,087 \text{ t.m.} \end{cases}$$

Ferraillage du Panneau ⑦ sous SP₂

$$\begin{cases} A_x^a = \frac{4,409 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 2,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^a = \frac{4,276 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 2,12 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_x^t = \frac{9,369 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 4,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^t = \frac{9,087 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 4200} = 4,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Verifications du Panneau ⑦ sous SP₁

$$p = 13,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P = 13,4 \times 3,60 \times 3,71 = 178,97 \text{ t}$$

$$\begin{cases} M_x^a = 0,4 (0,037 + 0,15 \cdot 0,0355) \cdot 178,97 = 3,029 \text{ t.m.} \\ M_y^a = 0,4 (0,0355 + 0,15 \cdot 0,037) \cdot 178,97 = 2,938 \text{ t.m.} \\ M_x^t = 0,85 (0,037 + 0,15 \cdot 0,0355) \cdot 178,97 = 6,438 \text{ t.m.} \\ M_y^t = 0,85 (0,0355 + 0,15 \cdot 0,037) \cdot 178,97 = 6,244 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^a = \frac{3,029 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{\underline{A_x^a = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T8/\text{ml}}} \\ A_y^a = \frac{2,938 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 2,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{\underline{A_y^a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10/\text{ml}}} \\ A_x^t = \frac{6,438 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 4,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{\underline{A_x^t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T12/\text{ml}}} \\ A_y^t = \frac{6,244 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 55 \cdot 2800} = 4,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \underline{\underline{A_y^t = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T14/\text{ml}}} \end{cases}$$

Remarque: Ferraillage sera sous SP₁ car plus important que SP₂.

Panneaux ⑧ :

$$l_x = 1,52 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,52}{3,60} = 0,422 \quad \rightarrow \quad M_1 = 0,045.$$

$$l_y = 3,60 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3,60}{1,52} = 2,368 \quad \rightarrow \quad M_2 = 0,055.$$

$$p = 16 \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \mathcal{D} = 16 \times 1,52 \times 3,60 = 87,552 \text{ t}$$

$$M_x^a = 0,5 \cdot (0,045 + 0,15 \cdot 0,055) \cdot 87,552 = 2,331 \text{ t.m.}$$

$$M_y^a = 0,5 \cdot (0,055 + 0,15 \cdot 0,045) \cdot 87,552 = 2,703 \text{ t.m.}$$

$$M_x^t = 0,75 \cdot (0,045 + 0,15 \cdot 0,055) \cdot 87,552 = 3,496 \text{ t.m.}$$

$$M_y^t = 0,75 \cdot (0,055 + 0,15 \cdot 0,045) \cdot 87,552 = 4,054 \text{ t.m.}$$

Ferraillage du panneau ⑧ sous SP₂

$$A_x^a = \frac{2,331 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_y^a = \frac{2,703 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_x^t = \frac{3,496 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_y^t = \frac{4,054 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Vérifications du panneau ⑧ sous SP₁:

$$p = 13,4 \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \mathcal{D} = 13,4 \times 1,52 \times 3,60 = 73,32 \text{ t.}$$

$$M_x^a = 0,5 \cdot (0,045 + 0,15 \cdot 0,055) \cdot 73,32 = 1,950 \text{ t.m.}$$

$$M_y^a = 0,5 \cdot (0,055 + 0,15 \cdot 0,045) \cdot 73,32 = 2,260 \text{ t.m.}$$

$$M_x^t = 0,75 \cdot (0,045 + 0,15 \cdot 0,055) \cdot 73,32 = 2,924 \text{ t.m.}$$

$$M_y^t = 0,75 \cdot (0,055 + 0,15 \cdot 0,045) \cdot 73,32 = 3,391 \text{ t.m.}$$

$$A_x^a = \frac{1,95 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \Rightarrow \quad \underline{A_x^a = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5 \text{ T8/ml}}$$

$$A_y^a = \frac{2,26 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \Rightarrow \quad \underline{A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4 \text{ T8/ml}}$$

$$A_x^t = \frac{2,924 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 2,16 \text{ cm}^2/\text{ml} (= 2,17 \text{ cm}^2) \quad \Rightarrow \quad \underline{A_x^t = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5 \text{ T8/ml.}}$$

$$A_y^t = \frac{3,391 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \Rightarrow \quad \underline{A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4 \text{ T10/ml}}$$

Remarques :

- ① Les panneaux ⑦, ⑧ et ⑨ sont ferrailés en conséquence du panneau ⑧.
- ② Le ferraillage à prendre sera celui sous SP₁ car il est plus important que celui sous SP₂.

Balcul de la console de 1 m

Se calcul comme une poutre de largeur unitée (1,00 m) en console sur le voile périphérique.

Ferraillage sous SP_2 : $p = 20 \text{ t/m}^2 \Rightarrow p' = 20 \text{ t/ml}$.

$$\Rightarrow M_E = \frac{p'l^2}{2} = \frac{20 \times 1^2}{2} = 10 \text{ t.m.} \quad (\text{à l'encastrement.})$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{ca} = 4200 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{d'où: } A = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_{ca}} = \frac{10 \cdot 10^5}{1,8 \cdot 55 \cdot 4200} = 4,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ferraillage sous SP_1 : $p = 13,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow p' = 13,4 \text{ t/ml}$.

$$\Rightarrow M_E \text{ (moment à l'encastrement)} = \frac{13,4 \times 1^2}{2} = 6,70 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{ca}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{d'où: } A = \frac{6,70 \cdot 10^5}{1,8 \cdot 55 \cdot 2800} = 4,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans le sens x-x: $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5T12/\text{ml}$

ou le sens y-y: $A = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T14/\text{ml}$

Rem: nous ferrailurons sous SP_1 , de ce cas aussi car légèrement plus grand que celui sous SP_2 .

Vérifications des contraintes pour la console:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 6,15}{100 \cdot 55} = 0,111 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9445 \\ K = 75 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{6,70 \cdot 10^5}{6,15 \cdot 0,9445 \cdot 55} = 2097,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2097,17}{75} = 27,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

Vérification à la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k_D}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} = \frac{1,6 \times 1,5 \cdot 10^6}{14} \cdot \frac{0,00615}{1 + 0,0615} = 993,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{où: } \bar{\omega} f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2d \cdot b} = \frac{6,15}{2,5 \cdot 100} = 0,00615$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k_D}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{14} \cdot 5,9} = 3413 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3413 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié

Tous ferons les vérifications courantes pour le Panneau ① :

Condition de non fragilité :

$$\text{sur } l_x: A_x = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right)$$

$$A_x = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 55 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,863}{2}\right)$$

$$\underline{A_x = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 3,030 \text{ cm}^2} \quad \underline{\text{vérifiée}}$$

$$\text{sur } l_y: A_y = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{1 + 0,863}{4}\right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 55 \cdot \frac{5,9}{4200} (0,465)$$

$$\underline{A_y = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 2,48 \text{ cm}^2} \quad \underline{\text{vérifiée}}$$

Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 55} = 0,102 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9465 \\ K = 78,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{6,012 \cdot 10^5}{5,65 \cdot 0,9465 \cdot 55} = 2044 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{vérifiée}}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2044}{78,5} = 26,038 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{vérifiée}}$$

Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k_2}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{0,00565}{1 + 10 \cdot 0,00565} = 1069 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{5,65}{2 \cdot 100 \cdot 5} = 0,00565$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_2}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot 5,9} = 3107 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3107 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2} \quad \underline{\text{vérifiée}}$$

Remarque : Les vérifications pour les autres panneaux sont les mêmes. (analogues).

ÉTANCHEITÉ DU RADIER (Risque de ^{remontée de} nappe phréatique).

Pour assurer l'étanchéité du radier, on peut, soit le recouvrir intérieurement d'un enduit au ciment lissé ou d'une couche étanche, soit ce qui est préférable, exécuter avant-radier en béton maigre (sable très fin tamisé) et des avant-murs que l'on recouvre d'une couche plastique imperméable (asphalte) et sur laquelle on coule le radier.

Etude du voile périphérique

Nous avons un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier dans notre cas) et le niveau du premier plancher au dessus du sol extérieur qui est le niveau : 0.00 (par convention). Ce voile assure à la fois un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

Dimensions du voile :

épaisseur : 20 cm , hauteur : 3,064 m

Il sera ferrillé forfaitairement d'après l'article 3.385. page:33 du règlement parasismique Algérien. RPA 83.

1) Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures :

$A \geq 0,20\%$ de la section totale transversale du béton, avec recouvrements de 50ϕ , en sautoir de renforcement dans les angles.

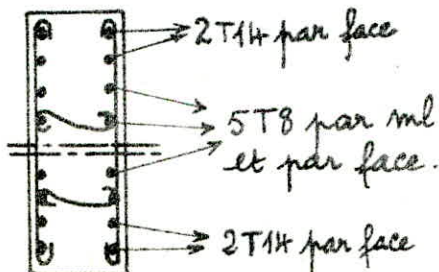
$$A \geq \frac{0,2}{100} \cdot b \cdot h_f = \frac{0,2}{100} \cdot 20 \cdot 306,4 = \underline{\underline{12,25 \text{ cm}^2}}$$

On adoptera $2 \times (4T14) = 2 \times 6,15 = 12,30 \text{ cm}^2$. i.e. 4T14 par partie supérieure et inférieure.

2) Armatures longitudinales de peau :

$A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur.

On adoptera : $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$ par mètre linéaire et par face.



Bibliographie

- Règles techniques CCBA 68. Ed. Eyrolles.
- Règles parasismiques P.S. 69. Ed. Eyrolles.
- Règles Neige et Vent N.V. 65. Ed. Eyrolles.
- Règlement parasismiques Algérien - RPA 81 - (version 83) - C.T.C.
- Compléments du C.T.C. aux règles P.S. 69. C.T.C.
- Structures résistantes au séisme - Radu Petrovici.
- Cours de Béton III, II, I - E.N.P.A.
- Calcul et vérification des ouvrages en Béton Armé - P. Charon. Ed. Eyrolles.
- Exercices résolus de Béton Armé - P. Charon. Ed. Eyrolles.
- Calcul des tours en Béton Armé - M. Diver. Ed. Dunod.
- Contreventement des bâtiments - théorie + exemple - M.M. ALBIGES et GOULET.
- Ossatures des bâtiments en Béton Armé - A. Fuentes - Ed. Eyrolles.
- Calcul des Dalles - BAREË - Ed. Dunod.
- Calcul des Dalles - Shaker - El - Bukhairi -
- Aide - mémoire de Béton Armé - Ed. Dunod.
- Aide - mémoire R.D.M. Ed. Dunod.
- Traité de Béton Armé - Tomes 2, 4 et 5. A. Guérin - Ed. Dunod.
- Calcul des bâtiments en zone sismique - CAPRA et DAVIDOVICI - Ed. Eyrolles
- Manuel de description et d'utilisation du programme SAP IV -
Programme de Calcul statique et Dynamique de structures
à comportement linéaire par: KLAUS - JÜRGEN BATHE.
EDWARD. L. WILSON.
FRED. E. PETERSON.

Dossier

Plans - Exécution

Béton - Armé.

(ci-joint)

