

102
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: Genie-Civil

المكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Batiment à usage d'habitation

R+8

Proposé par :

ERCA

Etudié par :

Abbas. A

Djebbari. A

Dirigé par :

Abdelguerfi

PROMOTION : Juin 85

Remerciements

Nous remercions cordialement:

MR. FARSI, pour sa disponibilité et son aide.

M. ABDELGUERFI, notre promoteur pour ses conseils profitables.

MM. IRKI et EL-BEY, pour leurs services rendus.

M. AMEUR, pour son aide amicale.

MM. BEZZOU et BOUKHEDOUNI, pour leurs aides techniques.

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

M. OUAZIT, pour son aide efficace.

Dedicaces

A:

- ma mère et mon père pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
 - mes frères et sœurs.
 - mes frères croyants.
 - tous mes amis et ceux qui me sont chers
- Je dédie ce modeste travail.

Azzedine

Je dédie cette thèse à :

- mon beau père BOUZAD Abdallah, en guise d'esquisse à une gratitude éternelle.
- ma mère pour sa tendresse, son affection et son sacrifice.
- mes frères et sœurs surtout Mounir, Amel et Hamid
- M. CHITROUB, A. CHENNOUFI, M.T. MESBAHI.
- mes frères des massadjids: "الرحمة" و "النصر"
- et à tous les miens.

Abdelkader

ministere de l'enseignement superieur
ecole nationale polytechnique

departement : GENIE-CIVIL
promoteur : ABDELGUERFI
eleve-ingenieur : ABBAS AZZEDINE
DJEBBARI ABDELKADER

الموضوع : هذا المشروع يتناول حساب العناصر المقاومة لهجرة موجهة للسكان
الملخص : تحتوي على طابق أرضي وثمانية طوابق علوية ، يتم إنجازها بالجزائر
العاصمة التي تقع في المنطقة المتوسطة الزلزال .

Résumé : Ce projet consiste à calculer les éléments résistants d'un
batiment à usage d'habitation en voile : (R+8).
Ce batiment sera implanté à Alger, zone de moyenne sismicité.
Le calcul a été fait suivant les règles parasismiques Algeriennes
(RPA 81)

Abstract : This project consists in designing the resisting elements
of a residential building (R+8).
This building will be set up in Algiers which is an area
of average seismicity.
The design has been made according to the Algerian
seismic rules (RPA 81)

INTRODUCTION

Presentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à étudier l'ossature d'un bâtiment à usage d'habitation faisant partie d'un ensemble de logements qui sera implanté à Alger (les Halles) zone de moyenne sismicité (Zone II).

Le bâtiment comporte 9 niveaux :
un rez de chaussée et 8 étages.

Caracteristiques geometriques : dimensions :

Les dimensions en plan du bâtiment sont:

- Longueur : 25,80 m
- Largeur : 10,00 m
- Hauteur : 28,58 m
- Acrotère : 1,06 m

La hauteur d'étage est de 3,01 m, sauf pour le R-D-C qui est de 4,50 m

ossature :

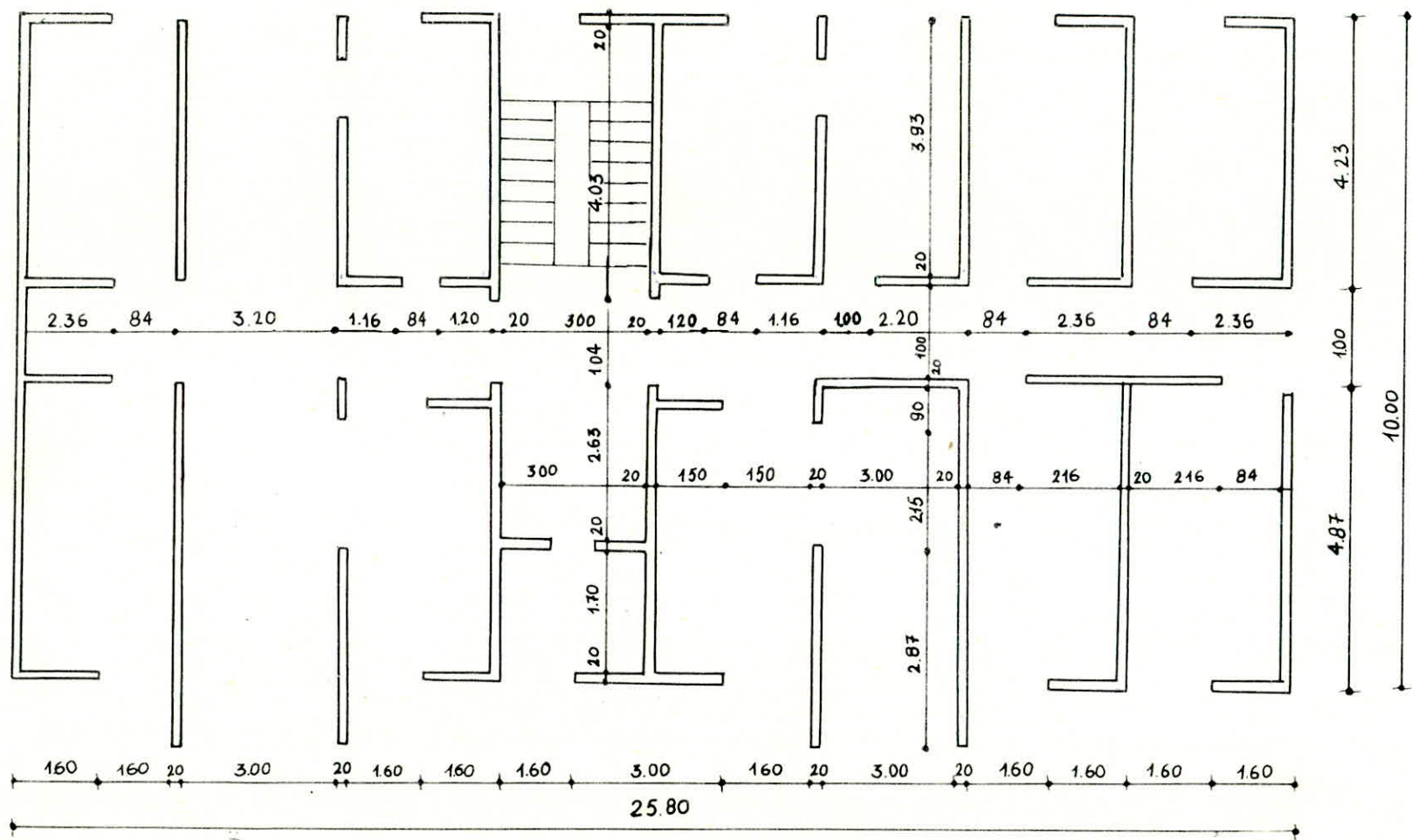
Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles dans les deux sens et d'épaisseur 20 cm.

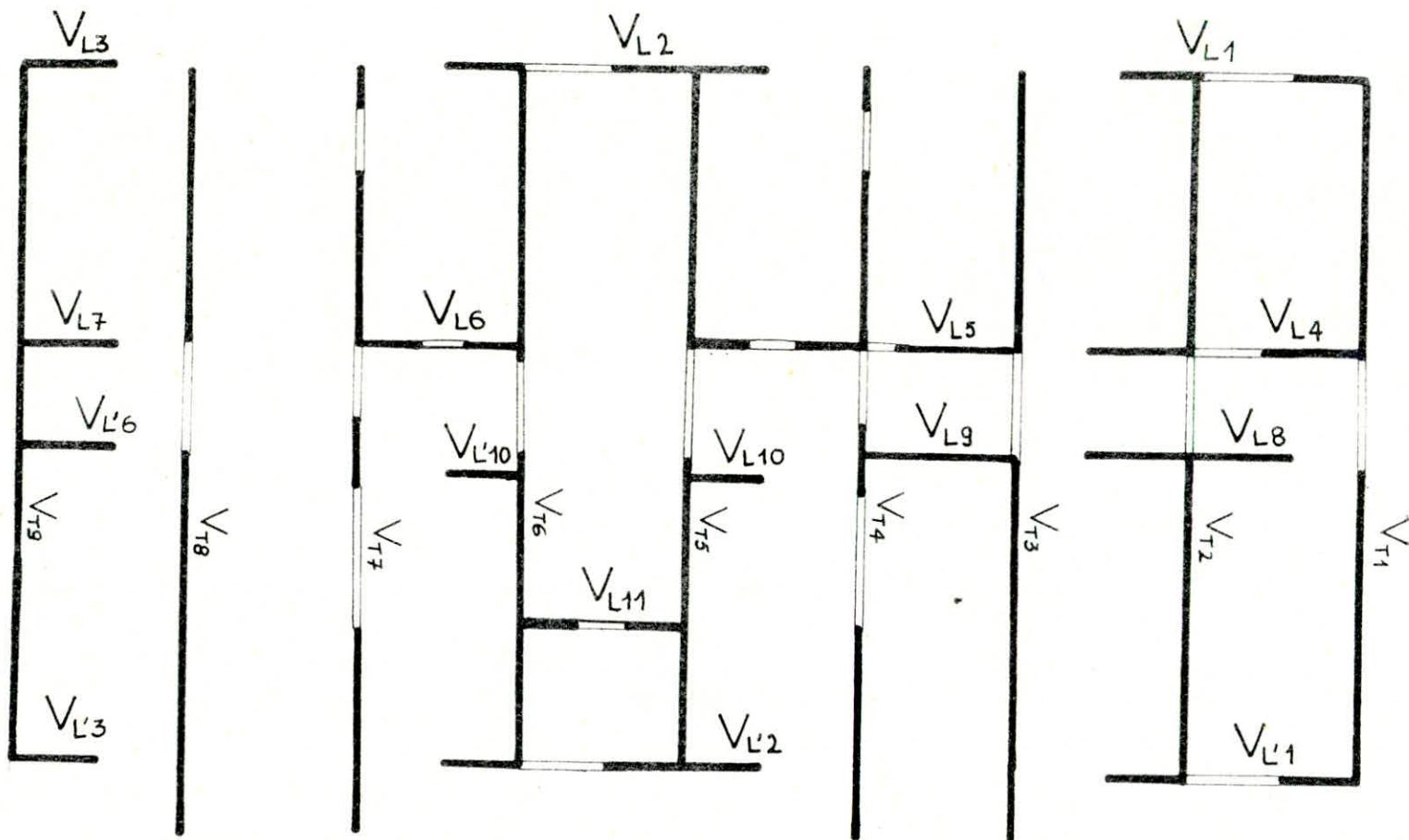
nature du sol :

Le sol sur lequel repose le bâtiment est constitué d'une couche de sable reposant sur une couche de marne.

La contrainte admissible est de 1,9 bars.

Le coffrage utilisé est du type "tunnel"





Identification des voiles

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Béton

Le béton est dosé à 350 Kg/m^3 de CPA 325 avec contrôle atténué.

Contraintes de compression admissibles :

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

α : dépend de la classe du ciment utilisé : CPA 325 $\rightarrow \alpha = 1$.
 β : dépend de l'efficacité du contrôle : Contrôle atténué $\rightarrow \beta = 5/6$.
 γ : dépend de l'épaisseur relative (h_m) des éléments de construction et des dimensions des granulats (c_g).

Dans notre cas l'épaisseur du refend est de 20cm.
 donc $\frac{h_m}{4c_g} = \frac{20}{4 \times 2,5} = 2 > 1 \rightarrow \gamma = 1$.

δ : dépend de la nature de la sollicitation.

$\delta = 0,3$ en compression simple.

$\delta = 0,6$ en flexion simple ou composée lorsque l'effort normal est une traction.

$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3(1 + \frac{e_0}{e_1}) \\ 0,6 \end{array} \right\}$ en flexion composée si l'effort normal est une compression.

$$e_0 = \frac{M}{N} ; e_1 = \frac{h_t}{6}$$

Remarque : les valeurs de δ seront multipliées par 1,5 pour les sollicitations du second genre . c.à.d : $\delta(SP_2) = 1,5 \delta(SP_1)$.

ε : dépend de la forme de la section et de la sollicitation.

$\varepsilon = 1$: dans le cas de la compression simple et cela quel que soit la forme de la section, et en flexion simple pour une sect. rectangulaire.

$0 \leq \varepsilon \leq 1$: dans les autres cas.

Contraintes de traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \theta = 0,0258$$

Les contraintes dans le tableau suivant :

sollicitations contr. adm. →	Compression Simple	flexion simple	Traction.
SP ₁	$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,75 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$
SP ₂	$\bar{\sigma}'_{b0} = 103,1 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_b = 206,3 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$

2. Les Aciers

* Aciers à haute adhérence (Fe E 40)

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm.}$$

Contraintes admissibles ($\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$)

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \left\{ \begin{array}{l} 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 2667 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm} \end{array} \right\} : \text{SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = \left\{ \begin{array}{l} 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm} \end{array} \right\} : \text{SP2.}$$

* Aciers ronds lisses (Fe E 24)

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous SP1).}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous SP2).}$$

* Contraintes admissibles d'adhérence : $\bar{\sigma}_d$ (art 30.2 ccBA68)

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \bar{\sigma}_b : \text{ dans la zone d'ancrage normale.}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b : \text{ dans les zones d'ancrage en pleine masse.}$$

$$\psi_d = 1,5 \text{ pour les H.A.}$$

$$\psi_d = 1 \text{ pour les Adx.}$$

$$\text{Ancrage normal : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_d = 16,59 \text{ Kg/cm}^2 : \text{ Aciers H.A.} \\ \bar{\sigma}_d = 7,38 \text{ Kg/cm}^2 : \text{ Aciers Adx} \end{array} \right.$$

$$\text{Ancrage en pleine masse : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2 : \text{ Aciers HA.} \\ \bar{\sigma}_d = 11,8 \text{ Kg/cm}^2 : \text{ Adx.} \end{array} \right.$$

PREDIMENSIONNEMENT

VOILES

Vis à vis du RPA81 et selon l'article 4.3.1.2 l'épaisseur des voiles est prise égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{3,01}{20} = 16,05 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$.

PLANCHER

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de limitation de la flèche. Cette condition est importante car elle est à la base des fissurations naissantes dans les revêtements et cloisons légères. En considérant le cas le plus défavorable avec $(G+1,2Q)$ et de portée (l).

La condition de la flèche se traduit par :

$$f_{\max} \leq \frac{l}{500}$$

$$\frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{500} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 500 \times q \cdot l^3}{384 E}$$

$$I = \frac{b \cdot e^3}{12} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12I}{b}}$$

$$E = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 628} = 7000 \sqrt{1,2 \times 275} = 128520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Pour une bande de } 1\text{m} : G+1,2Q = (681 + 1,2 \times 100) = 801 \text{ Kg/ml}$$

$$I \geq \frac{5 \times 500 \times 801 \times 3,40^3}{384 \times 128520 \times 100} = 15948,04 \text{ cm}^4$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 15949}{100}} = 12,42 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur : $e = 14 \text{ cm}$.

DESCENTE DE CHARGES

1. Charge permanente

- Plancher terrasse :

1. Gravillons (Protection) -----	80 Kg/m ²
2. Etoncheité multicouche -----	10 Kg/m ²
3. Isolation thermique -----	10 Kg/m ²
4. Divers : - Papier craft -----	50 Kg/m ²
- Film de Polyane -----	50 Kg/m ²
5. Forme de Pente -----	110 Kg/m ²
6. Dalle pleine en béton armé -----	0,14 x 2500 = 350 Kg/m ²
7. Enduit et plâtre -----	21 Kg/m ²
	<u>681 Kg/m²</u>

$G = 681 \text{ Kg/m}^2$

- Plancher courant :

1. Revêtement : carrelage -----	40 Kg/m ²
2. Sable + mortier de pose -----	80 Kg/m ²
3. Isolation -----	10 Kg/m ²
4. Dalle pleine -----	350 Kg/m ²
5. Plafond (Plâtre + enduit) -----	21 Kg/m ²
6. Cloisons -----	75 Kg/m ²
	<u>576 Kg/m²</u>

$G = 576 \text{ Kg/m}^2$

- Escaliers :

- Volée :-

Dalle inclinée d'épaisseur 13 cm.
 $\alpha = 32^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,848$; $h = 16,72 \text{ cm}$.

1. Poids propre de la paillasse -----	$\frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = 350 \text{ Kg/m}^2$
2. Poids propre des marches -----	$\frac{1}{2} \cdot 2200 \cdot 0,16 = 176 \text{ Kg/m}^2$
3. Mortier de pose -----	40 Kg/m ²
4. Revêtement (3cm) -----	66 Kg/m ²
5. Garde-corps -----	100 Kg/m ²
	<u>732 Kg/m²</u>

$G = 732 \text{ Kg/m}^2$

- Palier :

1. Carrelage -----	40 Kg/m ²
2. Mortier de pose + sable -----	80 Kg/m ²
4. Dalle pleine (16cm) -----	350 Kg/m ²
	<u>470 Kg/m²</u>

$G = 470 \text{ Kg/m}^2$

Acrotère :

$e = 20 \text{ cm}$, $h = 1,06 \text{ m}$
 $G = 530 \text{ Kg/ml}$

Façade :

$e = 20 \text{ cm}$, $h = 3,00 \text{ m}$
 $G = 2500 \cdot 0,2 \cdot 3 = 1,5 \text{ t/ml}$

Surcharges d'exploitation

- Terrasse (non accessible) - - - - -	100 Kg/m ²
- Plancher courant - - - - -	175 Kg/m ²
- Escalier - - - - -	250 Kg/m ²
- Loggia - - - - -	350 Kg/m ²
- Plancher R.D.C - - - - -	400 Kg/m ²
- Acrotère - - - - -	100 Kg/m ²

Les charges et surcharges revenant à chaque voile et en chaque niveau sont regroupées dans les tableaux ci-après : ..

		V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}	V _{T8}	V _{T9}	V _{L1}	V _{L1}	V _{L2}
T	G	10,61	10,62	13,64	15,17	13,94	13,94	18,79	17,01	10,61	6,56	6,56	8,26
	Q	0,78	1,56	2,00	2,23	2,05	2,05	2,76	2,50	0,78	0,45	0,45	0,45
8	G	28,61	33,11	40,84	43,00	39,61	39,61	49,69	46,39	30,10	19,05	19,05	15,67
	Q	2,14	4,29	6,40	7,02	6,03	6,03	8,48	7,76	2,14	1,24	1,24	1,24
7	G	46,60	55,59	68,05	70,83	65,27	65,27	80,59	75,78	49,60	31,55	31,55	23,04
	Q	3,74	6,75	10,36	11,33	9,62	9,62	13,63	12,50	3,74	1,95	1,95	1,95
6	G	64,59	78,08	90,54	98,66	90,93	90,93	111,49	105,16	69,09	44,04	44,04	30,43
	Q	4,46	8,93	13,87	15,16	12,81	12,81	18,21	16,71	4,46	2,58	2,58	2,58
5	G	82,58	100,57	113,03	126,49	116,60	116,60	142,39	134,55	88,58	56,53	56,53	37,83
	Q	5,42	10,84	16,95	18,52	15,61	15,61	18,91	20,39	5,422	3,13	3,13	3,13
4	G	100,58	123,05	135,51	154,32	142,26	142,26	173,28	163,94	108,08	69,02	69,02	45,22
	Q	6,24	12,48	19,59	21,39	18,00	18,00	22,34	23,55	6,24	6,73	6,73	6,73
3	G	118,59	145,54	157,6	182,15	167,93	167,93	204,18	193,32	127,57	81,51	81,51	52,61
	Q	6,92	13,84	21,79	33,79	19,99	19,99	25,21	16,18	6,92	7,12	7,12	7,12
2	G	136,56	168,02	180,48	209,98	193,59	193,59	235,08	224,71	147,06	94,00	94,00	60,00
	Q	7,60	15,21	24,00	26,18	21,99	21,99	28,07	28,81	7,60	7,52	7,52	7,52
1	G	154,55	190,51	207,69	237,81	219,25	219,25	265,98	252,09	166,55	106,50	106,50	67,42
	Q	8,22	16,57	26,18	28,58	23,98	23,98	30,93	31,44	8,28	7,91	7,91	7,91
R.D.C	G	179,30	219,75	242,74	273,14	251,67	251,67	304,38	288,98	193,55	123,94	123,94	77,21
	Q	11,41	22,81	34,19	37,49	32,17	32,17	41,97	41,43	11,41	9,71	9,71	9,71

		V _{L3}	V _{L'3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{L8}	V _{L9}	V _{L7}	V _{L'6}	V _{L10}	V _{L'10}	V _{L'2}	V _{L11}
T	G	3,33	3,33	4,10	5,25	2,68	4,10	2,56	2,56	2,56	2,68	2,68	10,74	--
	Q	0,22	0,22	0,60	0,77	0,39	0,60	0,38	0,38	0,38	0,39	0,39	0,81	—
8	G	7,33	7,33	14,78	13,14	8,70	14,78	8,48	8,48	8,48	8,70	8,70	22,64	3,99
	Q	0,62	0,62	1,66	2,12	1,08	1,66	1,03	1,03	1,03	1,08	1,08	2,24	0,39
7	G	11,32	11,32	25,45	21,03	14,72	25,45	14,39	14,39	14,39	14,71	14,71	34,54	7,99
	Q	0,97	0,97	2,61	3,33	1,70	2,61	1,62	1,62	1,62	1,70	1,70	3,52	0,75
6	G	15,32	15,32	36,12	28,92	20,37	36,12	20,31	20,31	20,31	20,73	20,73	14,44	11,99
	Q	1,29	1,29	3,45	4,41	2,25	3,45	2,15	2,15	2,15	2,25	2,25	4,67	1,06
5	G	19,32	19,32	46,80	36,81	26,75	46,80	26,22	26,22	26,22	26,75	26,75	58,33	15,98
	Q	1,56	1,56	4,19	5,36	2,74	4,19	2,61	2,61	2,61	2,73	2,73	5,67	1,34
4	G	23,31	23,31	57,47	44,70	32,77	57,47	32,77	32,14	32,14	32,77	32,77	70,23	19,98
	Q	1,80	1,80	4,82	6,16	3,15	4,82	3,01	3,01	3,01	3,15	3,15	6,52	1,57
3	G	27,31	27,31	68,14	52,59	38,79	68,14	38,06	38,06	38,06	38,79	38,79	82,13	23,98
	Q	2,00	2,00	5,35	6,84	3,49	5,35	3,34	3,34	3,34	3,49	3,49	7,24	1,77
2	G	31,30	31,30	78,82	60,48	44,81	78,82	43,97	43,97	43,91	44,81	44,81	94,03	27,97
	Q	2,19	2,19	5,88	7,51	3,84	5,88	3,66	3,66	3,66	3,84	3,84	7,95	1,97
1	G	35,30	35,30	89,49	68,37	50,82	89,49	49,90	49,90	49,90	50,82	50,82	105,92	31,97
	Q	2,38	2,39	6,41	8,19	4,18	6,41	3,99	3,99	3,99	4,18	4,18	8,66	2,17
P.D.C	G	40,65	40,65	103,76	77,98	58,72	103,76	57,68	57,68	57,68	58,72	58,72	121,42	37,31
	Q	2,39	2,39	8,82	11,27	5,76	8,82	5,50	5,50	5,50	5,76	5,76	11,92	3,07

9

ETUDE

DYNAMIQUE

INERTIE EQUIVALENTE

INTRODUCTION

Un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures est un ensemble de trumeaux liés entre eux au niveau de chaque plancher par des linteaux. Pour la détermination des efforts internes dans les refends avec ouvertures on doit introduire la notion de l'inertie équivalente qui permet d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend linéaire plein fictif qui soumis au même effort horizontal, réparti uniformément sur la hauteur du bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

1. Refend à une file d'ouverture :-

La flèche au sommet d'un refend plein est : $f_0 = \frac{11}{60} \frac{H_0 \cdot Z^3}{E \cdot I_e}$

Pour un refend à 1 file d'ouverture :

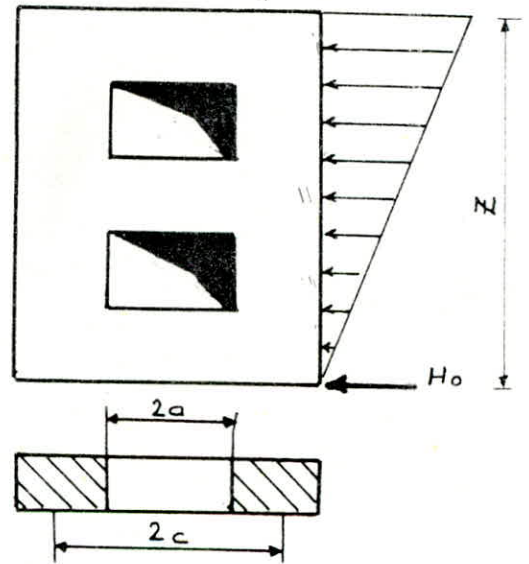
$$f = H_0 Z^3 \left(\frac{11}{60EI} + \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2)} \right)$$

En égalisant : $f = f_0$ on aura :

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

avec : $m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$

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



Notations utilisées :-

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

$2c_i$: distance entre les centres de gravités des trumeaux i et $i+1$.

Ω_i : Aire de la section horizontale du trumeau i .

i : Inertie du trumeau i .

$E (E')$: Module de young des trumeaux (linteaux). On a : $E = E'$

l : hauteur d'un étage.

Z : hauteur totale du bâtiment.

m : moment statique.

α : coefficient de monolithisme : $\alpha = \omega \cdot Z$

ψ_0 : coefficient lu sur abaque en fonction de α et pour $f=0$ (M. Diver pro)

I : inertie totale du refend : $I = \sum I_i + 2 \sum m_i c_i$

Refend à plusieurs files d'ouvertures

La flèche d'un refend à plusieurs files d'ouverture est donnée par:

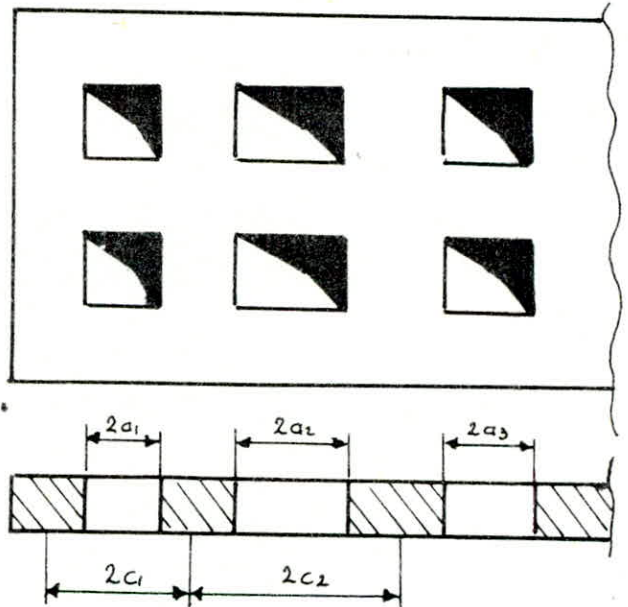
$$f_1 = H_0 Z^3 \left(\frac{11}{60} \cdot \frac{1}{EI} + \frac{\psi_0}{a^2} + \frac{1}{E(I_1 + I_2 + \dots + I_n)} \right)$$

en égalisant $f_1 = f_0$

on aura:

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{EI} \cdot \frac{\psi_0}{a^2} + 1}$$

avec: $\omega^2 = \frac{6E'}{E l (\sum I_i)} \left(\frac{z_1 c_1}{a_1^3} + \frac{z_2 c_2}{a_2^3} + \dots + \frac{z_n c_n}{a_n^3} \right)$



Exemple de Calcul

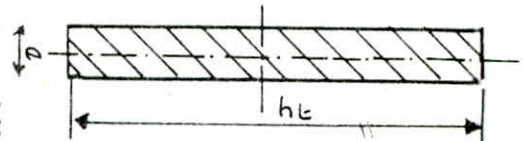
a. Refend plein

L'inertie sera calculée comme pour une section rectangulaire par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

$$I = \frac{e h_e^3}{12}$$

V_{TG} : $e = 0,20 \text{ m}$; $h_e = 10,00 \text{ m}$

$$I = \frac{0,20 \times 10^3}{12} = 16,66 \text{ m}^4$$



b. Refend à deux files d'ouvertures

$$\Omega_1 = 2,87 \times 0,2 = 0,574 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 1,1 \times 0,2 = 0,22 \text{ m}^2$$

$$\Omega_3 = 4,13 \times 0,2 = 0,826 \text{ m}^2$$

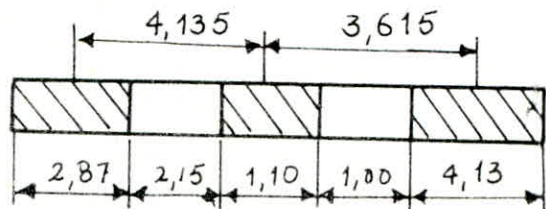
$$\Omega_0 = \Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3 = 1,62 \text{ m}^2$$

$$I_1 = 0,2 \times \frac{2,87^3}{12} = 0,394 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,2 \times \frac{1,1^3}{12} = 0,022 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0,2 \times \frac{4,13^3}{12} = 1,174 \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 + I_3 = 1,59 \text{ m}^4$$



$$2c_1 = 4,135 \text{ m} ; 2a_1 = 2,15 \text{ m}$$

$$2c_2 = 3,615 \text{ m} ; 2a_2 = 1,00 \text{ m}$$

$$D = \frac{1}{\Omega_0} \left[\sum_{i=2}^{n+1} \Omega_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right) \right] = \frac{1}{1,62} \left[0,22 \times 4,135 + 0,826 (3,615 + 4,135) \right]$$

$$D = 4,513 \text{ m}$$

$$m_1 = \Omega_1 D = 2,590 \text{ m}^3$$

$$m_2 = m_1 + \Omega_2 (D - 2c_1) = 2,673 \text{ m}^3$$

$$m_3 = m_2 + \Omega_3 (D - 2c_1 - 2c_2) = 0$$

$$I = I_0 + \sum 2c_i m_i = 1,59 + 2,59 \times 4,135 + 2,673 \times 3,615$$

$$I = 21,963 \text{ m}^4$$

$$z_1 = z_2 = 0,0082$$

$$\omega^2 = \frac{3}{2lI_0} \sum \frac{z_i (2c_i)^2}{a_i^3} = \frac{3 \times 0,0082}{2 \times 3,01 \times 1,59} \left[\frac{4,135^2}{(1,075)^3} + \frac{3,615^2}{(0,5)^3} \right] = 0,304$$

$$\omega = 0,551 \Rightarrow \alpha = 15,76 \rightarrow \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{I}{1 + \frac{60}{11} \cdot \frac{I \cdot \psi_0}{\alpha^2 I_0}} = \frac{21,963}{1 + \frac{60}{11} \cdot \frac{21,963 \times 0,66}{15,76^2 \times 1,59}}$$

$$I_e = 18,30 \text{ m}^4$$

Les autres inerties sont données dans le tableau suivant .../...

N° Voile	nbre d'ouvertures	L (m)	2c (m)	2a (m)	m (m ³)	I _i (m ⁴)	I (m ⁴)	ω	α	ψ	I _e (m ⁴)
V _{T1} V _{T2}	1	10,00	5,5	1,00	2,458	1,925 1,174	16,618	0,171	4,88	0,47	11,307
V _{T3} V _{T8}	1	11,25	6,125	1,00	3,021	3,82 1,174	23,498	0,150	4,31	0,44	15,90
V _{T4} V _{T7}	2	11,25	4,135 3,615	2,15 1,00	.	0,394 0,022 1,174	21,963	0,551	15,76	0,66	18,30
V _{T5} V _{T6}	1	10,00	5,52	1,04	2,465	1,764 1,261	16,632	0,634	18,15	0,63	15,886
V _{T9}	0	10,00	16,66
V _{L1} V _{L'1}	1	4,8	3,2	1,6	0,512	0,068 0,068	1,774	0,534	15,27	0,66	1,394
V _{L2} V _{L'2}	1	6,2	3,9	1,6	0,814	0,068 0,45	3,693	0,346	9,886	0,565	2,876
V _{L3} V _{L'3}	0	0,068
V _{L5}	2	6,6	2,12 2,68	0,84 1,00	.	0,0288 0,026 0,1775	3,843	1,41	20,21	0,66	3,646
V _{L4}	1	5,56	3,2	0,84	0,755	0,219 0,219	2,854	1,234	35,27	0,66	2,788
V _{L6}	1	3,4	2,12	0,84	0,269	0,026 0,045	0,642	1,984	56,68	0,66	0,632
V _{L7} V _{L'6}	0	2,36	0,219
V _{L8}	0	4,52	1,539
V _{L9}	0	3,40	0,655
V _{L10} V _{L'10}	0	1,70	0,0319
V _{L11}	1	3,40	2,3	1,2	0,253	.	0,604	1,784	50,98	0,66	0,511

Inerties équivalentes:-

CALCUL DE PERIODES

BUT:

Le but de l'étude est de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin de pouvoir examiner son comportement ou plus exactement la réponse de la structure c.à.d. les déplacements qui en résultent sous un séisme.

MODELE DYNAMIQUE

La modélisation de notre structure sera représentée par une console verticale rigidement encastrée au niveau du rez de chaussée, où les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle au niveau des planchers. Ce choix est justifié du fait que notre structure (les voiles) forme une boîte rigide.

Nous admettons que le seul degré de liberté est le déplacement dans la direction de la vibration donc nous négligerons une éventuelle rotation autour de l'axe vertical.

METHODE DE CALCUL

Pour le calcul nous avons opté la méthode de Rayleigh.

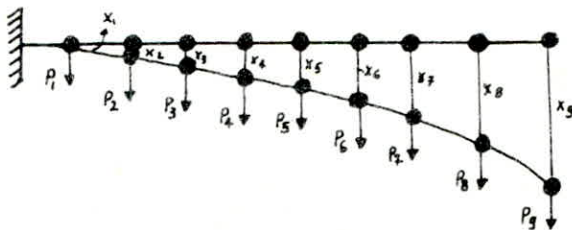
Elle est basée sur la conservation d'énergie, elle suppose donc les systèmes non amortis conservatifs. Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des pulsations propres, elle peut-être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Notons que cette méthode est très pratique pour un système ayant un grand nombre de degrés de liberté.

Schema de calcul

On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur, celle-ci est sollicitée par les forces ($P_i = m_i g$) agissant dans la direction du degré de liberté et soient : $x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_n$ les déplacements statiques résultants.

La méthode de Rayleigh suppose que la déformée du 1^{er} mode est assimilable à la déformée statique produite par les forces P_i .



Les forces extérieures sont reliées aux déplacements par la relation matricielle suivante : $[P] = [K][D]$

donc : $[D] = [K^{-1}][P]$

$[P]$: vecteur colonne des forces.
 $[K]$: matrice de rigidité de la console.
 $[D]$: vecteur colonne des déplacements.

On prend $[S] = [K^{-1}]$: matrice de souplesse de la console.

d'où : $[D] = [S] \cdot [P]$

$$[P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix} ; [D] = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} ; [S] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1j} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2j} & \dots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{i1} & \delta_{i2} & \dots & \delta_{ij} & \dots & \delta_{in} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nj} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix}$$

d'où : $x_i = \sum_{j=1}^n P_j \delta_{ij}$

Calcul des coefficients de la matrice de souplesse :

Ces coefficients se calculent par l'évaluation des déplacements pour que toutes les forces soient nulles sauf une qu'on prend comme unitaire ($P_j = 1$).

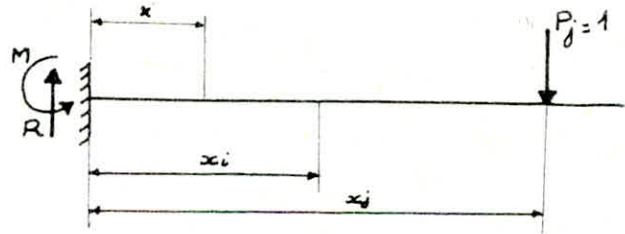
$$M = P_j x_j ; R = P_j$$

$$M(x) = -P_j x_j + P_j \cdot x$$

$$\text{d'où : } M(x) = -x_j + x$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{-M(x)}{EI} = \frac{x_j - x}{EI}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left[x x_j - \frac{x^2}{2} \right] + C$$



$$x=0 \rightarrow y'(0) = 0 \rightarrow C = 0$$

$$y = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_i^2}{2} (x_j - \frac{x_i}{3}) \right] + C'$$

$$x=0 \rightarrow y(0) = 0 \rightarrow C' = 0$$

donc : $\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_i^2}{2} (x_j - \frac{x_i}{3}) \right]$ avec : $j \geq i$

D'après la théorie de réciprocité de Maxwell-Betti : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$
 δ_{ij} : déplacement en i dû à une force unitaire en j .

La période est calculée d'après la formule :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \sum P_i x_i}}$$

F_{ij}	$j=1$	$j=2$	$j=3$	$j=4$	$j=5$	$j=6$	$j=7$	$j=8$	$j=9$
$i=1$	30,375	60,750	91,328	121,804	152,280	182,75	213,233	243,709	274,185
$i=2$	60,750	141	226,164	311,047	395,929	480,811	565,811	650,575	735,457
$i=3$	91,328	226,164	338,08	554,643	721,202	887,761	1054,320	1220,878	1387,437
$i=4$	121,804	311,047	554,643	825,26	1101,11	1376,618	1652,125	1927,631	2203,138
$i=5$	152,280	395,929	721,202	1101,11	1508,337	1920,062	2331,788	2743,513	3155,238
$i=6$	182,750	480,811	887,761	1376,618	1920,062	2490,814	3066,028	3641,243	4216,458
$i=7$	213,233	565,693	1054,32	1652,125	2331,788	3066,028	3641,241	4593,306	5352,281
$i=8$	243,709	650,575	1220,878	1927,631	2743,153	3641,243	4593,306	5572,876	6556,883
$i=9$	274,185	735,457	1387,437	2203,138	3155,238	4216,458	5359,281	6556,883	7781,537

DEPLACEMENTS Unitaires

DEPLACEMENT STATIQUE

Sens longitudinal:

$$\sum I_y = 19,88 \text{ m}^4$$

$$E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$x_i = \sum_j P_j \delta_{ij}$$

Donc:

$$\sum P_i x_i = 193,694 \text{ t.m}$$

$$\sum P_i x_i^2 = 18,22 \text{ t.m}^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \sum P_i x_i}}$$

$$T = 0,615 \text{ s}$$

Niveau	Poids de niv. (t)	x_i (m)	$P_i x_i$ (t.m)	$P_i x_i^2$ (t.m ²)
9	287,018	0,1372	39,3920	5,4046
8	337,242	0,11775	39,7103	4,6759
7	337,242	0,09835	33,1674	3,2620
6	337,242	0,07935	26,7618	2,1236
5	337,242	0,06656	22,4470	1,4940
4	337,242	0,043879	14,7978	0,6493
3	337,242	0,02849	9,6080	0,2737
2	337,242	0,01559	5,2576	0,0820
1	425,387	0,006	2,5523	0,0153

Sens transversal:

$$\sum I_x = 174,082 \text{ m}^4$$

$$E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$x_i = \sum_j P_j \delta_{ij}$$

Donc:

$$\sum P_i x_i = 21,724 \text{ t.m}$$

$$\sum P_i x_i^2 = 0,229 \text{ t.m}^2$$

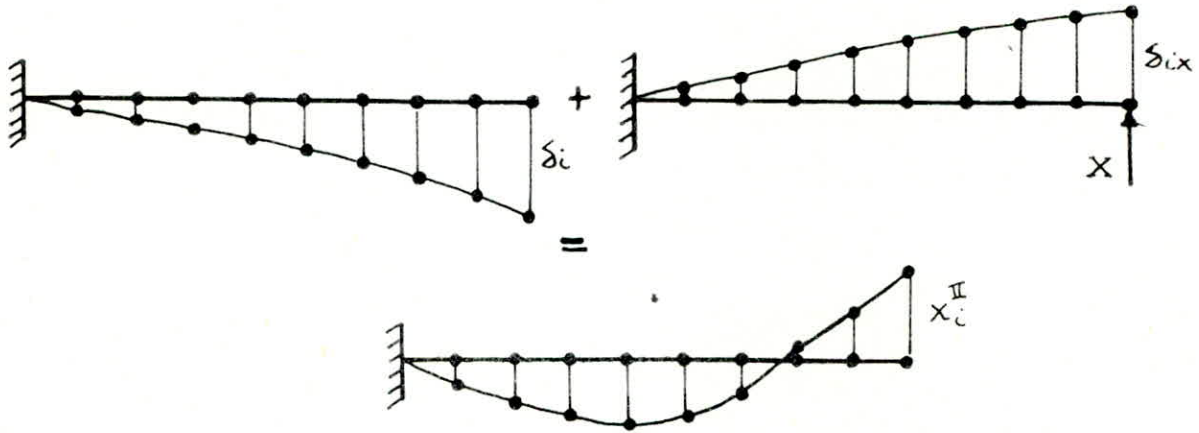
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \sum P_i x_i}}$$

$$T = 0,206 \text{ s}$$

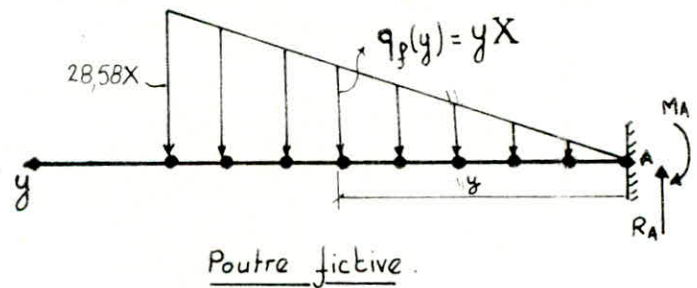
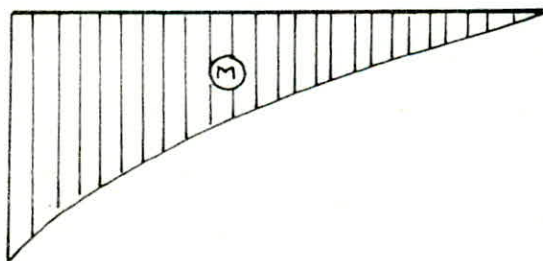
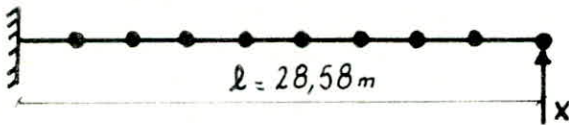
Niveau	Poids de niv. (t)	x_i (m)	$P_i x_i$ (t.m)	$P_i x_i^2$ (t.m ²)
9	287,018	0,0156	4,4775	0,0698
8	337,242	0,0134	4,5190	0,0606
7	337,242	0,0112	3,7771	0,0423
6	337,242	0,0090	3,0352	0,0273
5	337,242	0,0069	2,3270	0,016
4	337,242	0,0050	1,6862	0,0084
3	337,242	0,0018	1,0792	0,0035
2	337,242	0,0018	0,607	0,0011
1	425,38	0,00064	0,2159	0,00014

2^e Mode

La déformée du 2^e mode est obtenue en ajoutant les déformations provoquées par une force X (à déterminer) aux déformations du 1^{er} mode.



Calcul des déformations sous X :



Soit la force X appliquée au dernier niveau d'où le diagramme des moments ci-dessus. Pour la détermination de l'équation du moment on applique la méthode de la poutre auxiliaire.

$$\text{On a : } q_f(y) = y \cdot X \quad ; \quad R_A = X \frac{l^2}{2} \quad ; \quad M_A = -X \cdot \frac{l^3}{3}$$

$$M_z(y) = M_A + R_A \cdot y - q_f(y) \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{y}{3}$$

$$M_z^f(y) = -X \frac{l^3}{3} + X \frac{l^2}{2} y - \frac{X}{6} y^3$$

$$M_z^f(y) = X \left(-\frac{l^3}{3} + \frac{l^2}{2} y - \frac{y^3}{6} \right)$$

D'après le principe d'orthogonalité des modes :

$$\sum m_i X_i^I \cdot X_i^II = 0$$

$$X = \frac{\sum_{i=1}^9 m_i (x_i^I)^2}{\sum_{i=1}^9 m_i x_i^I \delta_i}$$

On a : $X_i^II = X_i^I - \delta_i X$

Calcul des déplacements :

On a : $\delta_{ix} = \frac{1}{EI} \cdot M_f(y_i)$ avec : $y_i = 28,58 - h_i$

$E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$, $I = 19,88 \text{ m}^4$

$y_1 = 24,08 \text{ m}$	$\rightarrow \delta_{1x} = (3,6487 \cdot 10^{-6}) X$	$\rightarrow X_1^II = 0,000895$
$y_2 = 21,07 \text{ m}$	$\rightarrow \delta_{2x} = (9,7857 \cdot 10^{-6}) X$	$\rightarrow X_2^II = 0,01559 - 0,01369 = 0,0019$
$y_3 = 18,06 \text{ m}$	$\rightarrow \delta_{3x} = (1,8463 \cdot 10^{-5}) X$	$\rightarrow X_3^II = 0,02849 - 0,02849 = 0,0027$
$y_4 = 15,05 \text{ m}$	$\rightarrow \delta_{4x} = (2,9318 \cdot 10^{-5}) X$	$\rightarrow X_4^II = 0,04388 - 0,0410 = 0,0029$
$y_5 = 12,04 \text{ m}$	$\rightarrow \delta_{5x} = (4,1987 \cdot 10^{-5}) X$	$\rightarrow X_5^II = 0,06656 - 0,0587 = 0,0028$
$y_6 = 9,03 \text{ m}$	$\rightarrow \delta_{6x} = (5,6108 \cdot 10^{-5}) X$	$\rightarrow X_6^II = 0,07935 - 0,0785 = 0,00085$
$y_7 = 6,02 \text{ m}$	$\rightarrow \delta_{7x} = (7,1318 \cdot 10^{-5}) X$	$\rightarrow X_7^II = 0,09835 - 0,0998 = -0,00145$
$y_8 = 3,01 \text{ m}$	$\rightarrow \delta_{8x} = (8,7253 \cdot 10^{-5}) X$	$\rightarrow X_8^II = 0,11775 - 0,1221 = -0,00435$
$y_9 = 0,00 \text{ m}$	$\rightarrow \delta_{9x} = (1,0355 \cdot 10^{-4}) X$	$\rightarrow X_9^II = 0,1372 - 0,1448 = -0,0076$

avec : $\sum m_i (x_i^I)^2 = 18,22$
 $\sum m_i x_i^I \delta_i = 0,013$ } $\rightarrow X = 1399,1$

Calcul de la période :

$$T_{II} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^{II^2}}{g \sum P_i x_i^II}}$$

$\sum P_i x_i^{II^2} = 9,9636 \text{ t} \cdot \text{m}$

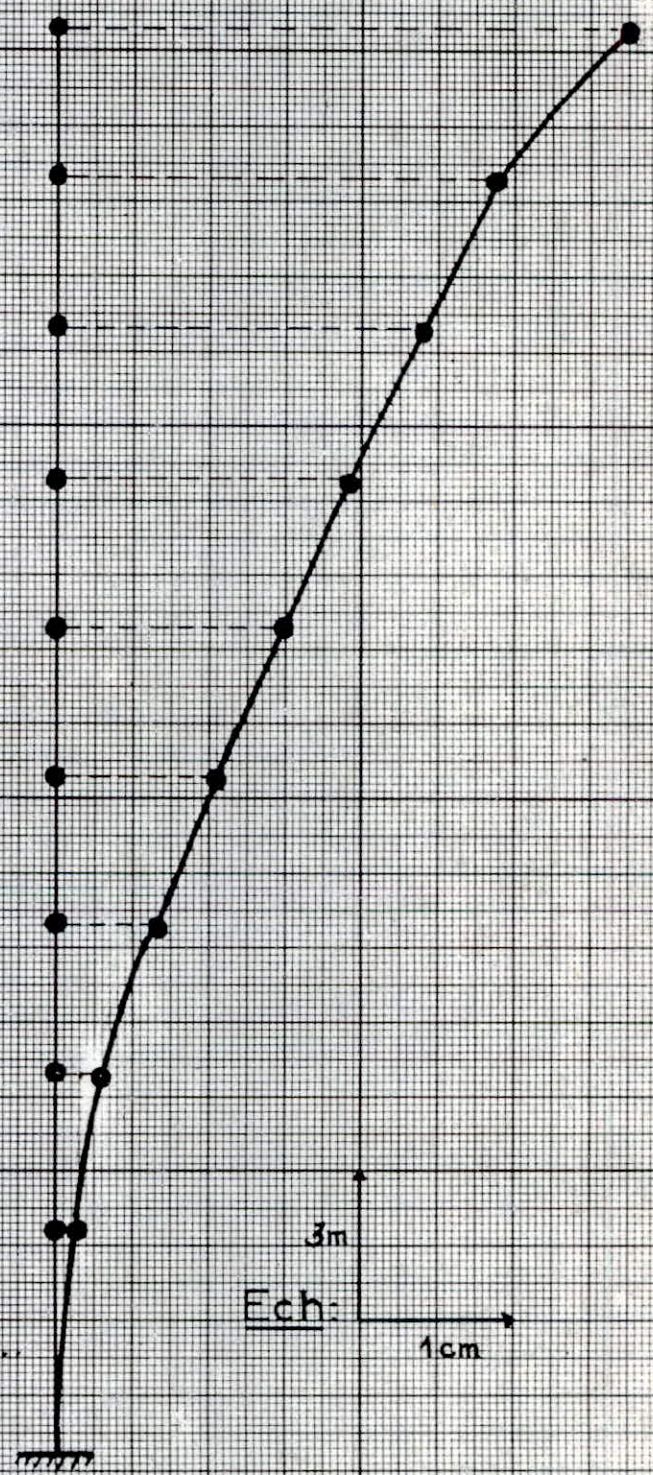
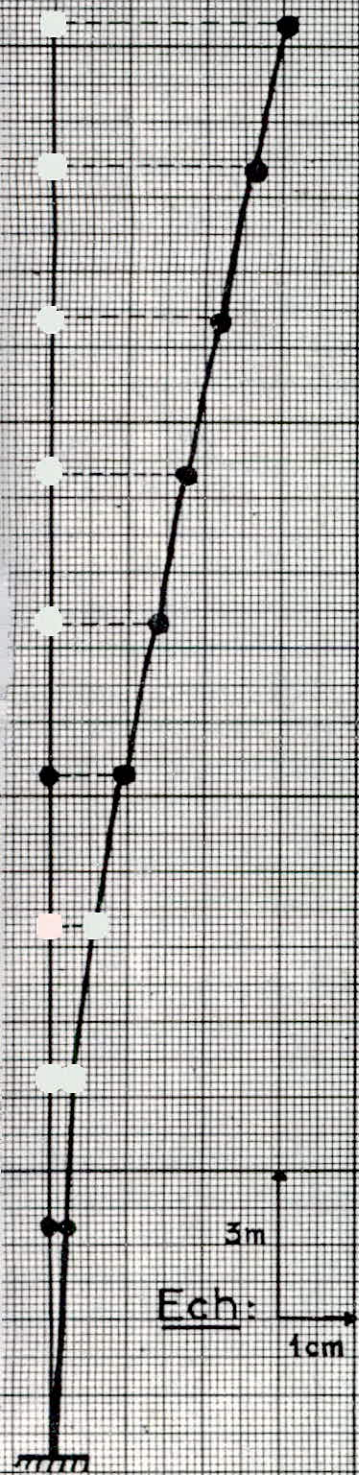
$\sum P_i x_i^II = 0,0451 \text{ t} \cdot \text{m}^2$

donc : $T_{II} = 0,105 \text{ s}$

1^{er} MODE

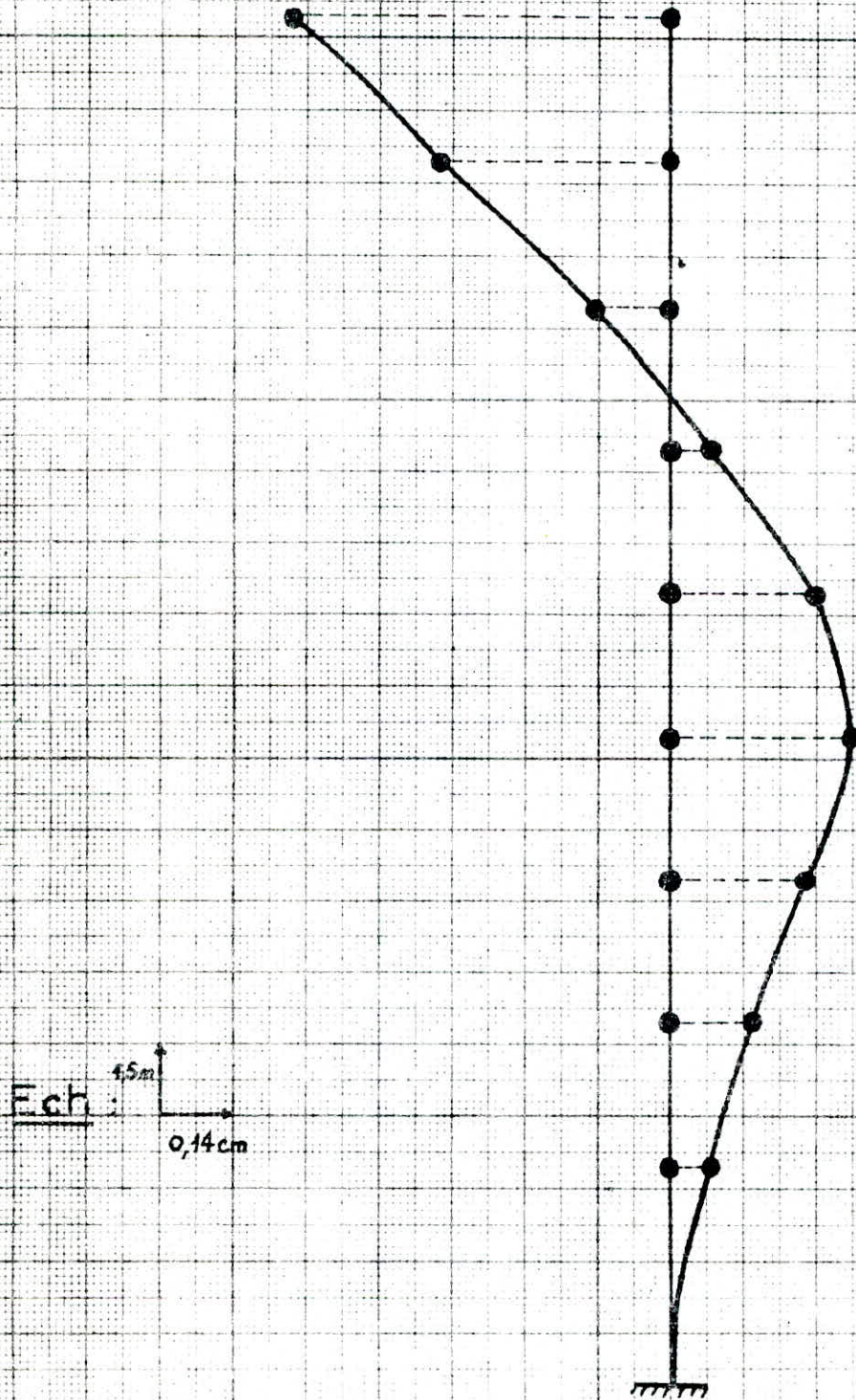
Sens Transversal

Sens Longitudinal



2^{ème} MODE

Sens Longitudinal



**ETUDE
AU
VENT**

INTRODUCTION

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

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

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

Cette résultante se décompose en 3 composantes:

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

$$\text{donc: } \vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont :-

- Grand côté de la base : $a = 25,50 \text{ m}$.
- Petit côté de la base : $b = 10 \text{ m}$.
- Hauteur totale offerte au vent : $h = 28,58 \text{ m}$.

1. FORCE DE TRAÎNÉE T

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

$$T = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d$$

a - Coefficient de traînée C_t :

Ce coefficient dépend de la forme de la section transverse de l'ouvrage et de son élanement.

Puisque notre ouvrage est prismatique à base rectangulaire alors: $C_t = 1,3 \delta_0$
 δ_0 : dépend des rapports de dimensions (donné par le diagramme (R III 5 NV 65))

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = \frac{h}{a} = 1,1 \\ \lambda_b = \frac{h}{b} = 2,86 \end{array} \right\} \frac{b}{a} = 0,39 \rightarrow \delta_0 = 1$$

b. Coefficient de majoration dynamique (β) :

Dépend de la période propre de résonance lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la construction et du niveau.

$$\beta = (1 + \xi \zeta) \cdot \theta$$

ξ : coefficient de réponse : en fonction de la période.

ζ : coefficient de pulsation : dépend du niveau considéré.

θ : coefficient global : dépend de la côte H_s du sommet du bâtiment.

On prend : $\beta = \max(\beta_{\text{cal}}, 1)$

Exemple de calcul : $H_s = h = 28,58 \text{ m} < 30 \text{ m} \Rightarrow \theta = 0,70$

Pour $h = 28,58 \text{ m} \rightarrow \zeta = 0,339$ (R III 4 NV65)

Longitudinalement : $T_L = 0,615 \text{ s} \rightarrow \xi_L = 0,4$ (R III 3 NV65)

donc $\beta_L = (1 + 0,4 \times 0,339) \cdot 0,70 = 0,79 \Rightarrow \beta_L = 1$

transversalement : $T_T = 0,232 \text{ s} \rightarrow \xi_T = 0,25$

$\beta_T = (1 + 0,25 \times 0,339) \cdot 0,70 = 0,76 \Rightarrow \beta_T = 1$

c. Coefficient de réduction δ :

Tient compte de l'effet de dimension.

$\left. \begin{array}{l} h = 28,58 \text{ m} \\ a = 25,50 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \delta = 0,775$ (R III 2 NV65)

d. Pression du vent : $q = K_s K_m q_H$

K_s : effet du site . site exposé . Region II $\rightarrow K_s = 1,3$

K_m : effet du masque . $K_m = 1$

q_H : Pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol.

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

q_{10} : Pression dynamique de base.

$q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$ pour la région II.

Ex : $H = 28,58 \text{ m}$. $q_H = 70 \times \frac{2,5(28,58 + 18)}{(28,58 + 60)} \rightarrow q_H = 92 \text{ Kg/m}^2$

Donc : $q_n = K_s K_m q_H = 1,3 \times 1 \times 92 = 119,6 \text{ Kg/m}^2$

On doit avoir : $30 \leq \delta \cdot q_n \leq 170$ (Tableau V NV65)

$\delta q_n = 0,775 \times 119,6 = 92,7 \text{ Kg/m}^2$

e. Largeur du maître couple d

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

transversal : $d = a = 25,50 \text{ m}$

longitudinal : $d = b = 10,00 \text{ m}$

Enfin on aura l'effort de trainée pour le niveau $H = 25,58\text{m}$:

Dans le sens longitudinal: $T_{rL} = C_{tL} \cdot \beta_e \cdot \delta \cdot q_n \cdot b = 1,3 \times 1 \times 92,7 \times 10 = 1205,1 \text{ Kg/ml}$
 Dans le sens transversal: $T_{rE} = C_{tE} \cdot \beta_e \cdot \delta \cdot q_n \cdot a = 1,3 \times 1 \times 92,7 \times 25,5 = 3083 \text{ Kg/ml}$

L'effort de trainée extrême est donné par: $T_r^e = 1,75 \cdot T_r$
 Les efforts sont donnés dans les tableaux I, II.

2. FORCE DE DERIVE: L

L'effort de dérive est une action perpendiculaire au vent. La force de dérive L prend en compte l'action du tourbillon de (KARMAN) qui provoque des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent, mais ces vibrations n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles ($v \leq 25 \text{ m/s}$).

La théorie de Karman montre que la période des tourbillons est donnée par: $T_k = \frac{d}{SV}$

V : vitesse du vent.

d : largeur du maître couple.

S : nombre de Strouhal. Pour les bâtiments à base prismatique donc $0,25 \leq S \leq 30$

Il y'a résonance lorsque: $T = T_k$
 donc: $V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$

D'où: Sens longitudinal: $T_L = 0,615 \text{ s}$
 $S = 0,25$
 $d = 25,5 \text{ m}$ } $\Rightarrow V_{cr} = \frac{25,5}{0,25 \times 0,615} = 166 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

Sens transversal: $T_E = 0,232 \text{ s}$
 $S = 0,25$
 $d = 10 \text{ m}$ } $\Rightarrow V_{cr} = \frac{10}{0,25 \times 0,232} = 172,4 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

Donc il est inutile de faire le calcul à la résonance.

3. PORTANCE DE DERIVE: U

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

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

C_i : coefficient de succion intérieure sur la terrasse.

$$\mu < 5 \rightarrow C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) \quad (\text{NV65 2.1.4.1})$$

$$\gamma_0 = 1 \Rightarrow C_i = 0,3$$

C_e : coefficient de dépression extérieur sur la terrasse.

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0,5 \quad (\text{R III 6 NV 65}).$$

donc: $C_u = 0,3 + 0,5 \rightarrow C_u = 0,8$

b. Coefficient de dimension: $\delta = 0,775$

c. Surface de la terrasse: $S_u = 255 \text{ m}^2$

d. Pression du vent: $q_n = 119,6 \cdot 10^{-3} \text{ t/m}^2$

donc: $U_n = C_u \cdot \delta \cdot q_n \cdot S_u = 0,8 \times 0,775 \times 119,6 \cdot 10^{-3} \times 255 = 18,91 \text{ t}$.

Portance extrême: $U_e = 1,75 U_n = 33,1 \text{ t}$

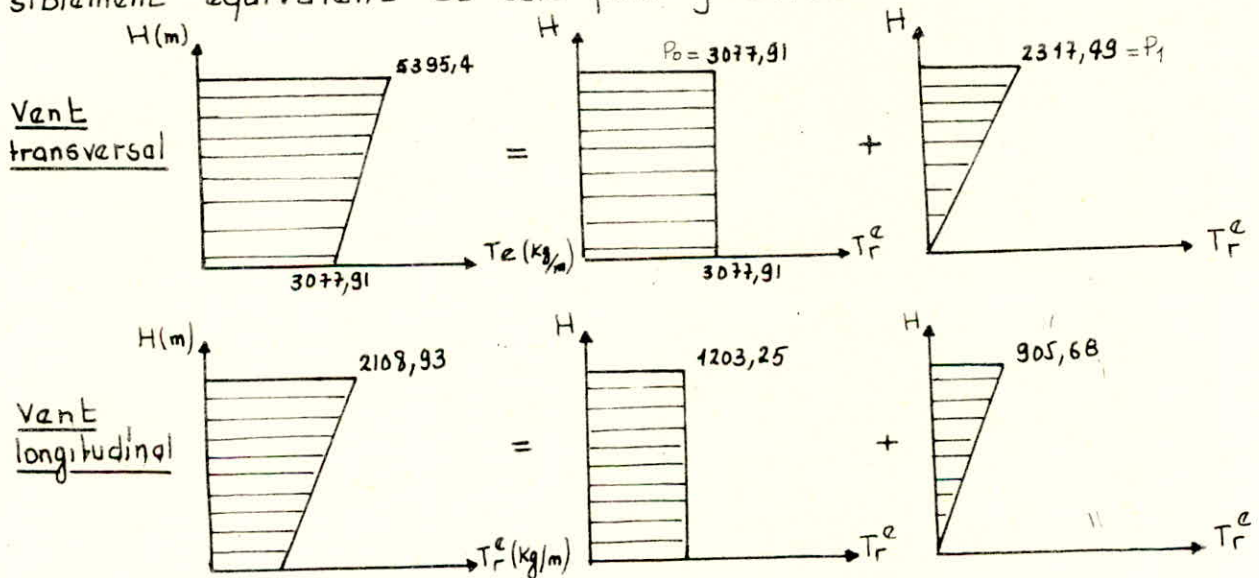
Le poids de structure: $w = 3857 \text{ t}$

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

Les actions du vent sont matérialisées par l'effort de trainée.

4. CALCUL DES EFFORTS

Le diagramme donnant $T_e = f(H)$ est remplacé par un diagramme sensiblement équivalent et cela pour faciliter le calcul.



Effort résultant pour les niveaux: Tableau III

Ex: RDC (niveau 0): vent transversal:

$$H_e = H_{e0} + H_{e1} = P_0 h + P_1 \frac{h}{2} = h \left(P_0 + \frac{P_1}{2} \right) = 28,58 \left(3077,91 + \frac{2317,49}{2} \right) = 121,1 \text{ t}$$

$$M_e = M_{e0} + M_{e1} = P_0 \frac{h^2}{2} + P_1 \frac{h^2}{3} = h^2 \left(\frac{P_0}{2} + \frac{P_1}{3} \right) = 28,58 \left(\frac{3077,91}{2} + \frac{2317,49}{3} \right) = 1888,03 \text{ t.m}$$

TABLEAU I : Effort de trainee

Niveau	Trans versalement					longitudinalement				
	q (kg/m ²)	Δq (kg/m ²)	d (m)	Tr (kg/ml)	Tr ^e (kg/ml)	q (kg/m ²)	Δq (kg/m ²)	d (m)	Tr (kg/ml)	Tr ^e (kg/ml)
0	68,25	52,89	25,50	1758,8	3077,91	68,25	52,89	10,00	687,57	1203,25
5	80,50	62,39	25,50	2074,63	3630,61	80,50	62,39	10,00	811,07	1419,37
10	91,00	70,53	25,50	2345,24	4104,17	91,00	70,53	10,00	916,89	1604,56
15	100,10	77,58	25,50	2579,76	4514,58	100,10	77,58	10,00	1008,54	1764,95
20	108,10	83,75	25,50	2784,97	4873,70	108,10	83,75	10,00	1088,75	1905,31
25	115,10	89,19	25,50	2966,00	5190,56	115,10	89,19	10,00	1159,47	2029,10
28,58	119,63	92,70	25,50	3083	5395,4	119,63	92,70	10,00	1205,10	2108,93

$$\begin{aligned}
 f &= 0,4 & ; & \quad f_e = 0,25 \\
 c &= 0,36 \\
 \theta &= 0,70 \\
 \therefore \beta_e &= 1 & ; & \quad \beta_e = 1 \\
 \beta_s &= 0,775 \\
 K_s &= 1,3
 \end{aligned}$$

Tableau II : EFFORTS Résultants

niveau	Transversal		longitudinal	
	He (t)	Me (t.m)	He (t)	Me (t.m)
0	121,08	1888,03	47,33	738
5	106,42	1336,42	41,60	522,40
10	88,45	856,99	34,45	335
15	67,29	470,43	26,30	183,89
20	44,05	192,19	17,22	75,13
25	18,95	34,14	7,41	13,34
28,58	0	0	0	0

**ETUDE
AU
S'EISME**

INTRODUCTION

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

Toutes les conditions requises par le RPA pour l'application de la méthode statique étant satisfaites, nous pouvons substituer aux forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE

La force latérale est donnée par la formule :

$$V = ABDQW \quad (\text{Art 33.1 RPA81})$$

A : Coefficient d'accélération des zones :

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

B : facteur de comportement de la structure :

Dépend du type et de la nature des contreventements de la structure ; voiles porteur $\rightarrow B = 1/4$

D : facteur d'amplification dynamique :

sa valeur sera déterminée d'après la nature du sol et en fonction de la période T du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sol meuble} \\ T_{\text{longitudinal}} \\ T_{\text{transversal}} \end{array} \right\} \rightarrow D_L = 1,42$$
$$\rightarrow D_T = 2$$

Q : facteur de qualité :

Il est donné par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

- | | |
|---|----------------------------|
| 1. Conditions minimales des files porteuses | $P_q = 0$ (observé). |
| 2. Surabondance en plan | $P_q = 0$ |
| 3. Symétrie en plan | $P_q = 0$ |
| 4. Régularité en élévation | $P_q = 0$ |
| 5. Contrôle de qualité des matériaux | $P_q = 0,1$ (non observé). |
| 6. Contrôle de la qualité de construction | $P_q = 0,1$ |

donc : $Q = 1 + 0,1 + 0,1 \rightarrow Q = 1,2$

W: Poids de la structure :

La valeur de W comprend de la totalité des charges permanentes.
donc: $W = 3073 \text{ t}$

d'où: $V_L = 0,15 \times 1,42 \times 0,25 \times 1,2 \times 3073 \rightarrow V_L = 196,37 \text{ t}$

$V_E = 0,15 \times 2 \times 0,25 \times 1,2 \times 3073 \rightarrow V_E = 276,57 \text{ t}$

Distribution des forces laterales :

La force laterale totale V doit être distribuée sur toute la hauteur du bâtiment selon la formule :

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

F_E : force concentrée au sommet de la structure.

$F_E = 0$ car $T < 0,7 \text{ s}$.

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

$$F_k = \frac{V W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

1. Sens transversal :

Niveau	H_k (m)	W_k (t)	$W_k H_k$ (t.m)	F_k (t)	F_k cumulé (t)	M (t.m)
Ter	28,58	287,018	8202,97	46,15	46,15	0
8	25,57	337,242	8623,28	48,51	94,66	138,92
7	22,56	337,242	7608,18	42,83	137,49	423,84
6	19,55	337,242	6593,13	37,08	174,57	837,68
5	16,54	337,242	5577,98	31,38	205,95	1363,14
4	13,53	337,242	4562,88	25,67	231,62	2060,31
3	10,52	337,242	3547,79	19,96	251,58	2817,57
2	7,51	337,242	2532,69	14,24	265,82	3650,11
1	4,50	425,387	1914,24	10,77	276,59	4482,66
0	0		0	0	276,59	5727,3

$\sum W_k H_k = 49163,1$

Sens longitudinal

Niveau	$W_k (t)$	$H_k (m)$	$W_k \cdot H_k (t \cdot m)$	$F_k (t)$	$F_{k, \text{cumulé}} (t)$	$M (t \cdot m)$
Ter	287,018	28,58	8202,97	22,80	22,80	0,00
8	337,242	25,57	8623,28	34,48	57,28	68,628
7	337,242	22,56	7608,18	30,42	87,70	241,040
6	337,242	19,55	6593,10	26,36	114,06	505,010
5	337,242	16,54	5577,98	22,31	136,37	848,340
4	337,242	13,53	4562,88	18,24	154,61	1258,810
3	337,242	10,5	3547,79	14,18	168,79	2232,250
2	337,242	7,51	2532,69	10,13	178,92	2770,790
1	337,242	4,50	1914,24	7,65	186,57	3332,360
0		0	0	0	186,57	4171,930

$$\Sigma W_k H_k = 49163,1$$

CONCLUSION

A partir de cette étude au seisme et celle faite précédemment pour le vent on s'aperçoit que le seisme est plus défavorable que le vent.

**ETUDE
AU
(C)NTREVENTEMENT**

CENTRE DE MASSE

C'est la centre de gravité de chaque élément soumis aux efforts sismiques que l'on suppose concentrés au niveau des planchers, pour cela on calcule le C.d.g de chaque plancher en prenant une origine et deux axes orthonormés comme repère.

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

avec: $m_i = \text{surf} \times (G + \frac{1}{5}P)$

$x_i =$ abscisse de l'élément i (origine extrémité du voile V_{T1}).

$y_i =$ ordonnée de l'élément i (origine extrémité du voile V_{L1}).

n° de plancher	A_i (m^2)	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$
1	11,19	7,84	1,700	2,065	13,328	16,190
2	11,19	7,84	1,700	2,065	36,848	16,190
3	11,79	8,26	7,700	1,965	63,602	16,231
4	11,19	7,84	10,700	2,065	83,888	16,190
5	23,70	16,61	13,700	4,050	227,557	67,271
6	11,19	7,84	16,700	2,065	130,928	16,190
7	33,75	23,66	19,700	5,625	466,102	133,088
8	11,19	7,84	22,700	2,065	177,968	16,190
9	3,00	2,10	22,700	4,630	47,670	9,723
10	4,50	3,15	16,700	4,880	52,605	15,372
11	4,50	3,15	10,700	4,880	33,705	15,372
12	8,60	6,03	4,500	4,630	27,135	27,919
13	13,41	9,40	1,700	7,565	15,980	71,111
14	13,41	9,40	4,700	7,565	44,180	71,111
15	17,01	11,92	7,700	8,165	59,444	97,327
16	11,91	8,35	10,700	9,800	89,345	81,830
17	5,10	3,58	13,700	8,950	49,046	32,041
18	11,91	8,35	16,700	9,800	139,445	81,830
19	13,41	9,40	22,700	7,565	213,38	71,111

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = \frac{1972,156}{162,56} = 12,13 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = \frac{872,287}{162,56} = 5,37 \text{ m}$$

PLANCHER COURANT:

no de pili	$A_i (m^2)$	$M_i (t)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$
1	11,19	6,84	1,700	2,065	11,628	14,125
2	11,19	6,84	4,700	2,065	32,148	14,125
3	6,84	4,18	7,700	2,790	32,186	11,662
3'	4,95	3,15	7,700	0,825	24,255	2,599
4	11,19	6,84	10,700	2,065	73,188	14,125
5	12,90	7,88	13,700	5,950	107,956	46,886
5'	7,20	5,63	13,70	2,600	77,131	14,638
5''	3,60	1,87	13,700	0,800	25,619	1,496
6	11,19	6,84	16,700	2,065	114,228	14,125
7	22,80	13,93	19,700	5,450	274,421	75,919
7'	4,95	3,15	19,700	0,825	62,055	2,599
7''	6,00	3,82	19,700	10,250	75,254	39,155
8	11,19	6,84	22,700	2,065	155,268	14,125
9	3,00	1,83	22,700	4,630	41,541	8,473
10	4,50	2,75	16,700	4,880	45,925	13,420
11	4,50	2,75	10,700	4,880	29,425	13,420
12	8,60	5,25	4,500	4,630	23,625	24,308
13	13,41	8,19	1,700	7,565	13,923	61,957
14	13,41	8,19	4,700	7,565	38,493	61,957
15	11,01	6,73	7,700	7,166	51,821	48,220
15'	6,00	3,82	7,700	10,25	29,414	39,155
16	11,91	7,28	10,700	9,800	77,896	71,344
17	5,10	3,12	13,700	8,950	42,744	27,924
18	11,91	7,28	16,700	9,800	121,576	71,344
19	13,41	8,19	22,700	7,565	185,913	61,957

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{1724,89}{140,07} = 12,31m$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = \frac{741,134}{140,07} = 5,29m$$

Centre de gravité des éléments verticaux : Etage courant.

Voiles	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$F_i x_i$	$F_i y_i$
VT1	13,545	0,100	5,041	1,355	68,280
VT2	13,545	3,300	5,041	44,669	68,280
VT3	15,426	6,500	5,722	100,269	88,268
VT4	12,266	9,700	5,269	118,980	64,630
VT5	13,485	12,900	5,041	133,957	67,978
VT6	13,485	16,100	5,041	217,109	67,978
VT7	12,266	19,300	5,269	236,734	64,630
VT8	15,426	22,500	5,722	347,085	88,268
VT9	15,050	25,700	5,000	386,785	75,250
VL1	4,816	2,400	0,100	11,558	0,482
VL2	6,923	14,257	0,100	47,535	0,692
VL3	2,408	25,000	0,100	60,2	0,241
VL4	13,966	6,042	4,030	84,383	56,283
VL5	3,552	17,793	4,030	63,201	14,315
VL7	3,251	24,770	4,030	80,527	13,102
VL9	11,619	5,994	5,230	69,644	60,767
VL10	2,258	12,050	5,790	27,209	13,074
VL11	2,709	14,500	8,000	39,281	21,672
VL'10	2,258	16,950	5,790	38,273	13,074
VL'6	3,251	24,770	5,230	80,527	17,003
VL'1	4,816	2,400	9,900	11,558	47,678
VL'2	6,923	14,257	9,900	98,701	68,538
VL'3	2,408	25	9,900	60,200	23,839

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{2330,126}{195,652} = 11,91 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = \frac{1004,322}{195,652} = 5,13 \text{ m}$$

Centre de gravité du plancher terrasse :

élément	M _i (t)	x _i (m)	y _i (m)	M _i x _i	M _i y _i
Plancher	162,56	12,13	5,37	191,853	872,947
$\frac{1}{2}$ mur	97,826	11,91	5,13	1165,108	501,847
Acrotère	42,404	12,78	5,66	541,898	239,995

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{3678,859}{302,788} = 12,15 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = \frac{1614,789}{302,788} = 5,33 \text{ m}$$

Centre de gravité d'un plancher courant :

élément	M _i (t)	x _i (m)	y _i (m)	M _i x _i	M _i y _i
Plancher	140,07	12,31	5,29	1724,262	740,97
Mur	195,652	11,91	5,13	2330,215	1003,695

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{4054,477}{335,722} = 12,08 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = \frac{1744,665}{335,722} = 5,20 \text{ m}$$

Centre de gravité du plancher 1^{er} étage

élément	M _i (t)	x _i (m)	y _i (m)	M _i x _i	M _i y _i
Plancher	140,07	12,31	5,29	1724,262	740,970
$\frac{1}{2}$ mur inf	146,251	11,91	5,13	1741,849	750,268
$\frac{1}{2}$ mur sup	97,826	11,91	5,13	1165,108	501,847

$$x_G = \frac{4631,219}{384,147} = 12,06 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{1992,817}{384,147} = 5,19 \text{ m}$$

CENTRE DE TORSION

On procede de la même manière que pour le centre de gravité, mais cette fois avec les inerties de chaque élément.

$$\begin{aligned} x_T &= \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i} \\ y_T &= \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i} \end{aligned}$$

element	$I_i (m^4)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$I_i x_i$	$I_i y_i$
V_{L1}	1,394		0,100		0,139
V_{L2}	2,876		0,100		0,288
V_{L3}	0,068		0,100		0,007
V_{L4}	2,788		4,030		11,236
V_{L5}	3,646		4,030		14,693
V_{L6}	0,632		4,030		2,547
V_{L7}	0,219		4,030		0,883
V_{L8}	1,539		5,230		8,049
V_{L9}	0,655		5,230		3,426
V_{L10}	0,082		5,790		0,475
V_{L11}	0,511		8,000		4,088
$V_{L'10}$	0,082		5,790		0,475
$V_{L'6}$	0,219		5,230		1,145
$V_{L'1}$	1,394		9,900		13,801
$V_{L'2}$	2,876		9,900		28,472
$V_{L'3}$	0,068		9,900		0,673

élément	$I_i (m^4)$	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$I_i x_i$	$I_i y_i$
V _{T1}	11,307	0,1		1,131	
V _{T2}	11,307	3,300		37,313	
V _{T3}	15,900	6,500		103,350	
V _{T4}	7,628	9,700		73,992	
V _{T5}	15,886	12,900		204,929	
V _{T6}	15,886	16,100		255,765	
V _{T7}	7,628	19,300		147,220	
V _{T8}	15,900	22,500		357,570	
V _{T9}	16,667	25,700		428,342	

$$x_T = \frac{\sum I_{xi} x_i}{\sum I_{xi}} = \frac{1603,992}{118,409} = 13,60 \text{ m}$$

$$y_T = \frac{\sum I_{yi} y_i}{\sum I_{yi}} = \frac{90,397}{19,049} = 5,63 \text{ m}$$

EXCENTRICITES :

Sens transversale : $e_x = x_G - x_T$

Sens longitudinale : $e_y = y_G - y_T$

Excentricité théorique :

	Terrasse	Etage courant	1 ^{er} étage
x_G	12,15	12,08	12,06
y_G	5,33	5,20	5,19
e_x	1,48	1,55	1,57
e_y	0,30	0,43	0,44

D'après le RPA art 3.3.5 :

La résultante des forces horizontales appliquée au centre de masse par rapport au centre de torsion est égale à la plus grande valeur des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment (e_a)
- Excentricité théorique.

$$e_a = \frac{25,80 \times 5}{100} = 1,29 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } e_x = \max(1,57; 1,29) \rightarrow e_x = 1,57 \text{ m}$$

$$e_y = \max(0,44; 1,29) \rightarrow e_y = 1,29 \text{ m.}$$

Nota: D'après le même article 3.3.5 RPA 81 énoncé "les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés."

Repartition des forces sismiques sur les voiles :

Le problème posé pour cette étape de calcul est qu'on ne connaît pas les efforts extérieurs qui agissent au niveau de chaque étage et on veut déterminer la répartition entre les différents éléments de contreventement qui peuvent être étudiés comme des systèmes isolés.

Etapes de calcul

- Soit $x'-x'$ et $y'-y'$ les axes parallèles aux refends passant par le centre de torsion.
- La force extérieure H appliquée au centre de gravité de l'ensemble se réduit à H_x , H_y et $M = H \cdot e$.
- Les forces provenant des translations deviennent :

$$H'_x = \frac{I_x}{\sum I_x} \cdot H_x \quad , \quad H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} \cdot H_y$$

- Les forces provenant des rotations deviennent :

$$H''_x = \frac{M \cdot x' \cdot I_x}{J} \quad , \quad H''_y = \frac{M \cdot y' \cdot I_y}{J}$$

avec :

$$J = \sum I_x \cdot x'^2 + \sum I_y \cdot y'^2$$

x', y' : distance du centre de torsion aux axes principaux d'inertie de chaque élément. ($x' = x - x_T$; $y' = y - y_T$).

- Les forces finales distribuées dans les refends sont :

$$H_x = H'_x + H''_x$$

$$H_y = H'_y + H''_y$$

Pour le calcul des efforts dans les voiles on prendra une force horizontale $H = 100 \text{ t}$ et on tire l'effort réel par une règle de trois.

Exemple de calcul

$$V_{L1} : H'_x = \frac{I_x \cdot H_x}{\sum I_x} = \frac{1,39 \cdot 100}{18,99} = 7,32 \text{ t}$$

$$H''_x = \frac{M \cdot x' \cdot I_x}{J} = \frac{100 \cdot (-5,53) \cdot 1,39}{4959,16} = -0,155 \text{ t} \quad (\text{négligé})$$

$$H_x = H'_x + H''_x = 7,32 \text{ t}$$

	$I x_i$	x'_i	$x_i'^2$	$I x_i \cdot x_i'^2$	$I x_i \cdot x_i'$
V_{L1}	1,39	-5,53	30,58	42,63	-7,71
V_{L2}	2,88	-5,53	30,58	87,95	-15,90
V_{L3}	0,07	-5,53	30,58	2,08	-0,38
V_{L4}	2,79	-1,6	2,56	7,14	-4,46
V_{L5}	3,65	-1,6	2,56	9,33	-5,83
V_{L6}	0,63	-1,6	2,56	1,62	-1,01
V_{L7}	0,22	-1,6	2,56	0,56	-3,35
V_{L8}	1,54	-0,4	0,16	0,25	-0,62
V_{L9}	0,65	-0,4	0,16	0,10	-0,26
V_{L10}	0,08	0,16	0,03	0,002	0,01
V_{L11}	0,51	2,37	5,62	2,87	1,21
$V_{L'10}$	0,08	0,16	0,03	0,002	0,01
$V_{L'6}$	0,22	-0,4	0,16	0,04	1,09
$V_{L'1}$	1,39	4,27	18,23	25,42	5,95
$V_{L'2}$	2,88	4,27	18,23	52,44	12,28
$V_{L'3}$	0,07	4,27	18,23	1,24	0,29

	$I y_i$	y'_i	$y_i'^2$	$I y_i \cdot y_i'^2$	$I y_i \cdot y_i'$
V_{T1}	11,31	-13,50	182,25	2060,70	-152,64
V_{T2}	11,31	-10,30	106,09	1199,56	-116,46
V_{T3}	15,90	-7,10	50,41	801,52	-112,89
V_{T4}	18,30	-3,90	15,21	278,34	-71,37
V_{T5}	15,89	-0,70	0,49	7,78	-11,12
V_{T6}	15,89	2,50	6,25	99,28	39,72
V_{T7}	18,30	5,70	32,49	247,83	43,48
V_{T8}	15,90	8,90	79,21	1320,19	148,33
V_{T9}	16,67	12,10	146,41	2440,09	201,67

	V_{L1}	V_{L2}	V_{L3}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L6}	V_{L7}	V_{L8}
H'_x	7,32	15,10	0,36	14,64	19,14	3,32	1,15	8,08
H''_x	-0,155	-0,320	-0,007	-0,090	-0,118	-0,020	-0,067	-0,001
H_x	7,32	15,10	0,36	14,64	19,14	3,32	1,15	8,08

	V_{L9}	V_{L10}	V_{L11}	$V_{L'10}$	$V_{L'6}$	$V_{L'1}$	$V_{L'2}$	$V_{L'3}$
H'_x	3,44	0,43	2,68	0,43	1,15	7,32	15,10	0,36
H''_x	-0,005	0	0,024	0	0,022	0,120	0,25	0,006
H_x	3,44	0,43	2,71	0,43	1,17	7,44	15,35	0,36

	V_{T1}	V_{T2}	V_{T3}	V_{T4}	V_{T5}	V_{T6}	V_{T7}	V_{T8}	V_{T9}
H'_y	9,57	9,57	13,46	15,49	13,45	13,45	6,46	3,46	14,11
H''_y	-3,77	-2,88	-2,79	-0,74	-0,27	0,98	1,07	0,33	0,35
H_y	9,57	9,57	13,46	15,49	13,45	14,43	7,53	3,94	14,46

		V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{L7}	V _{L8}
8	H(t)	4,19	8,648	0,20	8,38	10,96	1,90	0,55	4,68
	M(L.m)	5,02	10,36	0,24	10,04	13,13	2,27	0,66	5,54
7	H(t)	6,42	13,24	0,31	12,83	16,78	2,91	1,01	7,08
	M(L.m)	17,64	36,39	0,86	35,28	46,13	8,00	2,77	19,47
6	H	8,34	17,22	0,41	16,69	21,83	3,78	1,31	9,21
	M	36,96	76,24	1,80	73,91	96,66	16,76	5,81	40,80
5	H	9,98	20,59	0,49	19,96	26,10	4,52	1,57	11,01
	M	62,08	128,08	3,03	124,16	162,37	28,15	9,75	68,50
4	H	11,31	23,34	0,55	22,63	29,59	5,13	1,77	12,49
	M	92,12	190,05	4,49	184,23	240,93	41,77	14,47	101,70
3	H	12,35	25,84	0,60	24,70	32,30	5,60	1,94	13,63
	M	100,57	207,49	4,90	201,13	263,03	45,59	15,80	111,02
2	H	13,09	27,01	0,64	26,18	34,24	5,93	2,06	14,45
	M	202,76	418,33	9,88	405,21	530,32	91,92	31,85	223,85
1	H	13,65	28,17	0,66	24,70	32,30	6,19	2,14	15,07
	M	243,86	503,11	11,89	441,24	577,02	110,56	38,31	269,22
R.D.C	H	16,38	33,80	0,80	29,64	38,77	7,43	2,57	18,09
	M	305,30	629,87	14,89	552,41	722,40	138,41	47,96	337,05

		V _{L9}	V _{L10}	V _{L11}	V _{L10}	V _{L'6}	V _{L'1}	V _{L'2}	V _{L'3}
8	H(L)	1,97	0,25	1,55	0,25	0,67	4,26	8,79	0,21
	M(L.m)	2,36	0,30	1,86	0,30	0,80	5,10	10,53	0,25
7	H	3,02	0,38	2,37	0,38	1,03	6,52	13,46	0,32
	M	8,29	1,04	6,53	1,04	2,83	17,93	36,99	0,87
6	H	3,92	0,49	3,09	0,49	1,34	8,48	17,51	0,41
	M	17,36	2,17	13,67	2,17	5,92	37,56	77,51	1,83
5	H	4,69	0,59	3,69	0,59	1,60	10,14	20,93	0,49
	M	29,16	3,64	22,97	3,64	9,94	63,10	130,20	3,08
4	H	5,32	0,66	4,18	0,66	1,81	11,50	23,73	0,56
	M	43,27	5,41	34,07	5,41	14,75	93,63	193,19	4,57
3	H	5,80	0,73	4,57	0,73	1,98	12,55	25,90	0,61
	M	47,25	5,91	37,20	5,91	16,10	102,22	210,91	5,00
2	H	6,15	0,77	4,84	0,77	2,10	13,31	27,46	0,65
	M	92,25	1,91	75,00	11,91	32,47	206,10	452,24	10,05
1	H	6,41	0,80	5,05	0,80	2,19	13,88	28,63	0,68
	M	114,56	14,33	90,20	14,33	39,06	247,86	511,42	12,09
P.D.C	H	7,70	0,80	6,06	0,80	2,62	16,65	34,37	0,81
	M	143,43	17,93	112,92	17,93	48,90	310,31	640,27	15,14.

		V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}	V _{T8}	V _{T9}
8	H(t)	9,06	9,06	12,74	6,11	12,74	13,66	7,13	13,06	13,69
	M(t.m)	13,30	13,30	18,70	8,97	18,68	20,05	10,46	19,16	20,09
7	H(t)	13,16	13,16	18,51	8,88	18,49	19,84	10,35	18,96	19,87
	M(t.m)	40,57	40,57	57,05	27,37	57,00	61,15	31,91	58,45	61,26
6	H(t)	16,71	16,71	23,49	11,27	23,48	25,19	13,15	24,08	25,24
	M(t.m)	80,19	80,19	112,75	54,09	112,66	120,88	63,09	115,55	121,11
5	H(t)	19,72	19,72	27,72	13,30	27,70	29,72	15,51	28,41	29,78
	M(t.m)	130,49	130,49	183,48	88,03	183,34	196,72	102,67	188,03	197,08
4	H(t)	22,17	22,17	31,18	14,95	31,15	33,42	17,45	31,95	33,49
	M(t.m)	197,23	197,23	277,32	133,05	277,13	297,32	155,19	284,19	297,87
3	H	24,08	24,08	33,86	16,25	33,84	36,31	18,95	34,70	36,37
	M	269,73	269,73	379,25	181,90	378,96	406,61	212,22	388,66	407,36
2	H	25,45	25,45	35,78	17,17	35,75	38,27	19,97	36,58	38,34
	M	349,42	349,42	491,30	235,71	490,94	525,95	274,52	502,74	526,96
1	H	26,48	26,48	37,23	17,86	37,20	39,91	20,83	38,15	39,99
	M	429,11	429,11	603,35	289,47	602,89	646,89	337,64	618,34	648,10
R.D.C	H	26,48	26,48	37,23		37,20	39,91		38,15	39,99
	M	548,26	548,26	779,87		770,29	826,51		790,03	828,04

Distribution des efforts sur les refends

La méthode utilisée est celle de M. Divers.

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

Les refends pleins ne posent pas de problème, leur calcul est celui d'une section rectangulaires soumise à l'action des sollicitations extérieures M, N, T.

Refends à une file d'ouvertures :

- Hypothèses :
- les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de chaque élément de refend.
 - les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

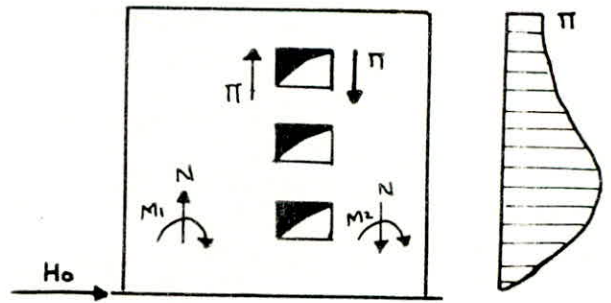
Cas général :

$$\Pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \cdot \phi$$

$$N = \sum \Pi$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot Z \left[\frac{(1-f)^2}{2} - \frac{2m\psi}{I} \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot M_1$$



Les moments donnés par ces formules sont valables pour le cas d'une charge uniforme rectangulaire due au vent, Nous avons donc vu nécessaire de faire des calculs similaires pour une charge triangulaire telle que celle due au seisme.

On a : $M_I = S_T (Z - x - d)$

avec : S_T : surface du trapèze.

d : distance du Cdg à la grande base.

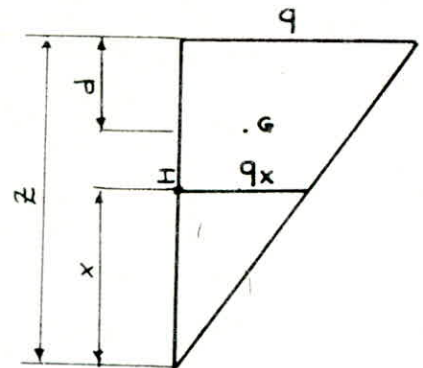
$$S_T = (q + q_x) \left(\frac{Z-x}{2} \right)$$

$$d = \frac{q + 2q_x}{3(q + q_x)} \cdot (Z-x)$$

$$q_x = q \cdot \frac{x}{Z} = q \cdot f \quad \left(f = \frac{x}{Z} \right)$$

$$M_I = (q + qf) \left(\frac{Z-x}{2} \right) \left[Z-x - \frac{(q + 2q \cdot f)}{3(q + qf)} \cdot (Z-x) \right]$$

$$M_I = (Z-x)^2 \cdot q \left[\frac{(1+f)}{2} \cdot \frac{(3 + 3f - 1 - 2f)}{3(1+f)} \right] = q \cdot (Z-x)^2 \cdot \left[\frac{(1+f)}{2} \cdot \frac{(2+f)}{3(1+f)} \right]$$



$$M_I = q \cdot (z-x)^2 \cdot \left(\frac{2+f}{6}\right) = q \cdot z^2 \cdot \left(1-\frac{x}{z}\right)^2 \cdot \left(\frac{2+f}{6}\right)$$

$$M_{II} = q \cdot z^2 \cdot \frac{(1-f)^2 \cdot (2+f)}{6}$$

Pour une charge triangulaire on a : $H_0 = q \cdot \frac{z}{2}$

d'où : $M_{II} = H_0 \cdot z \cdot \frac{(1-f)^2 \cdot (2+f)}{3}$

Le reste du calcul est exposé dans l'ouvrage de MM. M. ALBIGES, J. Goulet
On aura finalement :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_2 + I_3} \cdot H_0 \cdot z \left[\frac{(1-f)^2 \cdot (2+f)}{3} - \frac{2mc}{I} \cdot \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot M_1$$

$$\Pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \cdot \phi$$

$$N = \sum \Pi$$

- Ces formules sont valables pour les refends à moyennes ouvertures ($1 < \alpha < 10$)

- Pour les refends à moyennes ouvertures ($\alpha \gg 10$) : $\phi = (1 - f^2)$

- Pour les refends à grandes ouvertures ($\alpha < 1$) on aura : $\Pi = 0 \Rightarrow N = 0$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot \frac{z}{2}$$

Verification: Il est conseillé d'effectuer à la base du refend une vérification de l'équilibre extérieur : $M = M_1 + M_2 + 2Nc$.

Refend à plusieurs files ouvertures : -

C'est la généralisation du calcul pour les refends à une file d'ouvertures, tout en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les refends.

a/ $\frac{\text{Souvertures}}{\text{S totale du refend}} < 10\%$:

$$\Pi_i = \frac{H_0 \cdot m_i \cdot l}{I} \cdot (1 - f^2)$$

$$N = \sum \Pi_i - \sum \Pi_{i-1}$$

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot H_0 \cdot z \left[\frac{(1-f)^2 \cdot (2+f)}{3} - \psi \right]$$

b/ $10\% \leq \frac{\text{Souvertures}}{\text{S totale du refend}} \leq 25\%$:

$$\Pi_i' = H_0 \cdot l \cdot \frac{i_i c_i}{2 a_i^3 (\sum i_i c_i^2)} \cdot \phi$$

$$\Pi_i'' = \frac{H_0 \cdot m_i \cdot l}{I} (1 - f^2)$$

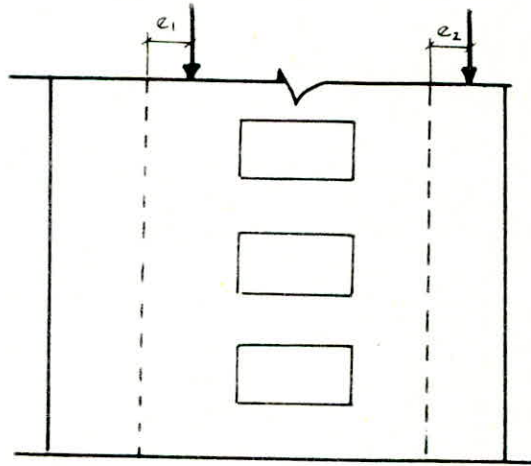
$$\left. \begin{array}{l} \Pi_i' \\ \Pi_i'' \end{array} \right\} \rightarrow \Pi = \frac{\Pi_i' + \Pi_i''}{2}$$

$$N = \sum (\Pi_i - \Pi_{i-1})$$

Verification: $M = \sum M_i + 2N_1(c_1 + c_2 + \dots) + 2N_2(c_2 + c_3 + \dots) + \dots$

Remarque :

Si les ouvertures sont disposées d'une façon symétrique par rapport à leurs axes, alors les charges verticales (G et Q) sont **excentrées** comme l'indique la figure. La redistribution des moments dans les éléments engendre des moments et des efforts normaux, mais puisque ces moments sont négligeables devant les moments dus au séisme, donc on néglige cette excentricité et on ne tient compte que de l'effort normal de compression sur les trumeaux. ($e_1 \approx e_2 \approx 0$)



Les résultats sont donnés sous forme de tableaux.

$$\begin{aligned}
 \sqrt{L_2}: \quad H_0 &= 28,17 \text{ t} & I_2 &= 0,45 \text{ m}^4 \\
 m &= 0,814 \text{ m}^3 & I &= 3,683 \text{ m}^4 \\
 2c &= 3,9 \text{ m} & \alpha &= 9,88 \\
 I_1 &= 0,068 \text{ m}^4 & M &= 629,87 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

niveau	ξ	ϕ	$\frac{(1-\xi)^2}{3}$	$(2+\xi)$	ψ	$\frac{2mc \cdot \psi}{I}$	K	π	M_1	M_2	N
9	1	0,180	0	3	0	0	0	4,037	0	0	4,037
8	0,89	0,250	0,0040	2,89	0,01	0,0258	-0,0142	5,606	-1,800	-11,900	9,643
7	0,79	0,400	0,0147	2,79	0,04	0,0602	-0,0192	8,970	-2,435	-16,114	9,643
6	0,68	0,525	0,0341	2,68	0,09	0,0946	-0,0032	11,773	-0,406	-2,686	30,386
5	0,58	0,650	0,0588	2,58	0,15	0,1548	-0,0036	14,576	0,456	-3,017	44,962
4	0,47	0,750	0,0936	2,47	0,23	0,2064	0,0248	16,819	3,145	20,812	67,781
3	0,37	0,811	0,1323	2,37	0,32	0,2752	0,0384	18,232	4,869	32,22	80,013
2	0,26	0,763	0,1825	2,26	0,41	0,3439	0,0686	17,111	8,698	57,56	97,124
1	0,16	0,740	0,2352	2,16	0,50	0,4127	0,0953	15,909	12,085	79,97	113,033
RDC	0	0	0,3333	2,00	0,65	0,4815	0,1851	0	23,419	154,978	113,033

$$\begin{aligned}
 M_{\text{int}} &= M_1 + M_2 + 2NC = 619,23 \text{ t.m} \\
 e &= 1,69\% \text{ (par excès)}
 \end{aligned}$$

$$V_{TG} : \begin{array}{l} H_0 = 39,92 \text{ t} \\ m = 2,465 \text{ m}^3 \\ 2c = 5,52 \text{ m} \\ I_1 = 1,764 \text{ m}^4 \end{array} \parallel \begin{array}{l} I_2 = 1,261 \text{ m}^4 \\ I = 16,632 \text{ m}^4 \\ \alpha = 18,15 \\ M = 826,51 \text{ t.m} \end{array}$$

niveau	ξ	ϕ	$\frac{(1-\xi^2)}{3}$	$(2+\xi)$	ψ	$\frac{2.m.c}{I} \psi$	K	π	M_1	M_2	N
9	1	.	0	3	0	0	0	0	0	0	0
8	0,89	.	0,004	2,89	0,01	0,0082	0,0034	3,70	2,24	1,60	3,70
7	0,79	.	0,0147	2,79	0,04	0,0327	0,0083	6,69	5,53	3,95	10,39
6	0,68	.	0,0341	2,68	0,09	0,0736	0,0178	9,57	11,84	8,46	19,97
5	0,58	.	0,0588	2,58	0,15	0,1227	0,0290	11,82	19,29	13,79	31,78
4	0,47	.	0,0936	2,47	0,23	0,1881	0,0431	13,87	28,49	20,49	45,66
3	0,37	.	0,1323	2,37	0,32	0,2618	0,0517	15,37	34,59	24,86	61,02
2	0,26	.	0,1825	2,26	0,41	0,3354	0,0770	16,60	51,62	36,62	77,63
1	0,16	.	0,2352	2,16	0,50	0,4090	0,0990	17,35	65,88	47,08	94,98
R.D.C	0	.	0,3333	2	0,65	0,5318	0,1348	17,81	89,67	64,10	112,78

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 776,32 \text{ t.m}$$

$$e = 6,07\% \text{ (Par excès)}$$

SUPERPOSITION des SOLLICITATIONS

Les éléments structuraux doivent-êtré dimensionnés pour les combinaisons des charges verticales et des charges sismiques sur la base du règlement parasismique RPA81.

La combinaison des charges et surcharges dans les voiles à chaque niveau du bâtiment suivant les deux formules .

$$\left\| \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec: G: charge permanente verticale.
Q: surcharge d'exploitation.
E: surcharge due au seisme.

Pour les voiles à une (ou plusieurs) file-d'ouvertures, la distribution des charges verticales se fait proportionnellement à leurs longueurs :

$$V_i = V \frac{l_i}{l}$$

Avec: V = charge verticale qui s'applique sur le voile .
V_i = charge verticale qui revient au trumeau i.
l_i = longueur du trumeau i + $\frac{1}{2}$ de la longueur du linteau.
l = longueur totale du voile.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-après.../...

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
V _{T6} : Trumeau I.	G	20,79	34,27	47,74	61,21	76,69	88,16	101,63	115,11	132,13
	Q	3,68	5,05	6,73	8,19	9,45	10,50	11,54	12,59	16,89
	E	3,7	10,19	19,99	31,78	45,65	61,02	77,62	94,98	112,78
	0,8G + E	20,33	37,81	58,16	80,75	107,01	131,55	158,93	187,06	218,48
	0,8G - E	12,93	17,02	18,23	17,19	15,69	9,51	3,68	-2,89	-7,08
	G + Q + E	28,18	49,71	74,43	101,91	131,79	159,68	190,80	222,67	261,80
	G + 1,2 Q	25,22	40,33	55,81	71,05	88,03	100,76	115,49	130,22	152,39
	M	2,23	5,53	11,84	19,29	28,67	34,39	51,22	65,86	89,67
V _{T6} : Trumeau II.	G	18,81	31,00	43,19	55,38	67,57	79,76	91,96	104,15	119,54
	Q	2,87	4,57	6,08	7,41	8,55	9,50	10,44	11,39	15,28
	E	3,70	10,39	19,39	31,78	45,66	61,02	77,63	94,98	112,78
	0,8G + E	18,75	35,19	54,52	76,09	99,72	124,84	151,19	178,29	208,42
	0,8G - E	11,35	14,41	14,43	12,52	8,40	2,79	4,06	11,66	17,15
	G + Q + E	25,38	45,97	69,25	94,58	121,58	150,29	180,03	210,51	247,61
	G + 1,2 Q	22,25	36,49	50,49	64,28	67,83	91,16	104,49	117,81	137,88
	M	1,60	3,95	8,46	13,79	20,49	25,58	36,62	47,08	64,10

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
V_{L2} : Trumeau I	G	9,59	14,12	18,65	23,18	27,71	32,25	37,77	41,32	47,32
	Q	0,76	1,19	1,58	1,92	4,13	4,34	4,61	4,85	5,95
	E	9,64	18,61	30,38	44,96	67,78	80,01	97,12	113,03	113,03
	0,8G + E	17,32	29,91	45,31	63,51	89,95	105,81	127,34	146,09	150,89
	0,8G - E	-1,97	-7,31	-15,46	-26,41	-45,61	-54,22	-66,90	-79,97	-75,17
	G + Q + E	19,99	33,93	50,62	70,06	99,62	116,59	139,51	159,21	166,31
	G + 1,2Q	10,50	15,55	20,55	25,49	32,66	37,45	43,31	47,14	54,47
	M	-11,90	-16,11	-2,69	-3,02	20,81	32,22	57,56	79,97	154,98
V_{L2} : Trumeau II	G	6,06	8,92	11,78	14,64	17,50	20,37	23,23	26,10	29,89
	Q	0,49	0,75	0,99	1,21	2,60	2,76	2,91	3,06	3,76
	E	9,64	18,61	30,39	44,96	67,78	80,01	97,12	113,03	113,03
	0,8G + E	14,49	25,75	39,81	56,68	81,78	96,31	115,70	133,91	136,94
	0,8G - E	-4,79	-11,48	-20,96	-33,25	-53,78	-63,72	-78,54	-92,16	-89,12
	G + Q + E	16,18	28,29	43,16	60,82	87,89	103,14	123,26	142,19	146,68
	G + 1,2Q	6,63	9,82	12,98	16,10	20,63	23,68	26,72	29,77	34,40
	M	-1,80	-2,43	-0,41	-0,46	3,14	4,87	8,70	12,08	23,42

**FERRELLAGE
DES
VOILES-LINTEAUX**

Ferraillage des voiles

Les voiles seront ferraillés en flexion composée, car ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort normal de compression ou de traction. Ce calcul se fera sous les sollicitations du second genre données par le RPA ($0,8G \pm E$; $G + Q \pm E$).

Le ferraillage se fera avec (M, N_{min}) et la vérification avec $(M, N_{max}), (M, N_{min})$.

Dispositions générales pour le ferraillage (RPA)

- Armatures transversales: doivent être calculées à l'aide de la formule:
$$w_E = \frac{\xi - 8}{8en} \cdot 100 \quad \text{avec: } \xi = \frac{1,4 T}{b \cdot z}$$
- Parties courantes: doivent être armées par un quadrillage d'armatures en doubles nappes dont le pourcentage min. total est donné ci-après:
si $\xi_b \leq 0,028 \delta'_{28}$ alors $w_E = 0,15\%$ dans chaque direction.
si $0,025 \delta'_{28} \leq \xi_b \leq 0,12 \delta'_{28}$ alors $w_E = 0,25\%$ dans chaque direction.
- Parties tendues: L'effort est seulement repris par les aciers, le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de $0,5\%$.
- Mise en place aux extrémités des refends des armatures de renforcement (principales) sous forme de potelets de dimension: $(b * 1,5b)$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au m^2 . (rôle: assurer la fixité des armatures verticales.)
- A l'extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit à $S/2$ sur $1/10 \leq$ de la longueur (l) du voile, avec $s = \min(1,5b, 30cm)$.
- Les armatures horizontales, qui ont pour rôle la tenue au flambement des aciers verticaux, doivent être impérativement placées à l'extérieur.
- Les barres verticales des zones d'about doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à:
 - zone tendue: $l_r = 50\phi$
 - zone comprimée: $l_r = 20\phi$

Méthode de ferraillage

La méthode de calcul du ferraillage des voiles sera celle de M.P. Charron. On remarquera que le ferraillage donné est pour une seule zone, néanmoins le calcul a été fait pour 2 zones (RDC, 5^{ème} étage); mais on a gardé le même ferraillage pour tout le bâtiment (ferraillage min).

Un exemple de calcul sera donné, les autres résultats sont regroupés dans un tableau.

Exemple de calcul

Voile V_{T6}

trumeau 1:

Données: $M = 89,672 \text{ t.m}$

$N_{\min} = -7,081 \text{ t}$

$N_{\max} = 261,80 \text{ t}$

$T = 23 \text{ t}$

$h_t = 4,73 \text{ m}$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{89,67}{7,08} = 12,66 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{2} = \frac{4,73}{2} = 2,37 \text{ m}$$

} Section Partiellement Comprimée.

Le moment fictif s'écrit: $M_{fg} = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right)$
 $d = 1,5 \cdot \frac{b}{2} = 15 \text{ cm}$ donc: $M_{fg} = 89,67 - 7,08 \left(\frac{4,73}{2} - 0,15 \right) = 73,99 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M_{fg}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 73,99 \cdot 10^5}{4200 \times 20 \times 458^2} = 0,0063 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,964 \\ k = 124 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{124} = 33,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

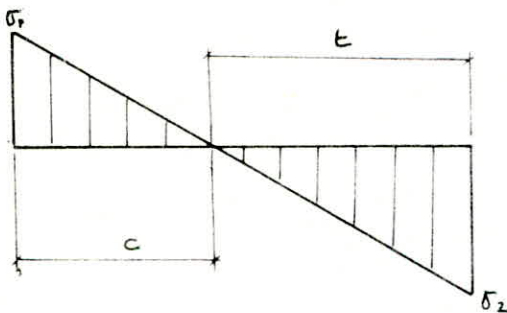
$$A_1 = \frac{M_{fg}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{73,99 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,964 \cdot 458} = 3,99 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 3,99 + \frac{7,08 \cdot 10^3}{4200} = 5,76 \text{ cm}^2$$

Calcul de la zone tendue:

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{N}{b h_t} + \frac{6M}{b h_t^2} = \frac{-7,081 \cdot 10^3}{20 \cdot 473} + \frac{6 \cdot 89,72 \cdot 10^5}{20 \cdot 473^2} = 11,28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{N}{b h_t} - \frac{6M}{b h_t^2} = \frac{-7,081 \cdot 10^3}{20 \cdot 473} - \frac{6 \cdot 89,72 \cdot 10^5}{20 \cdot 473^2} = -12,77 \text{ Kg/cm}^2$$



$$e = h_t \cdot \frac{\bar{\sigma}_2}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2} = 251,19 \text{ cm}$$

$$c = h_t - e = 221,8 \text{ cm}$$

Ferraillage minimum:

$$A_{min} = 0,005 \cdot b \cdot t = 0,005 \cdot 20 \cdot 251,19 = 25,19 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A$, donc une section min de $25,19 \text{ cm}^2$ est exigée dans cette zone.

On adopte: **4 HA 14**
16 HA 12 (les deux nappes).

Calcul de la zone courante:

$$\sigma_b = \frac{1,4 T}{b \cdot \delta} = \frac{1,4 \cdot 23 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 458} = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < 0,025 \cdot \sigma_{28} = 6,87 \text{ Kg/cm}^2$$

donc $A \geq 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit **8 HA 10/ml** (les 2 nappes)

Le trumeau sera ferrailé symétriquement à cause de l'inversion du seisme.

Armatures horizontales:

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\bar{\epsilon} - 8}{\bar{\epsilon}_{en}} \times 100 = \frac{4 - 8}{4200} \times 100 < 0$$

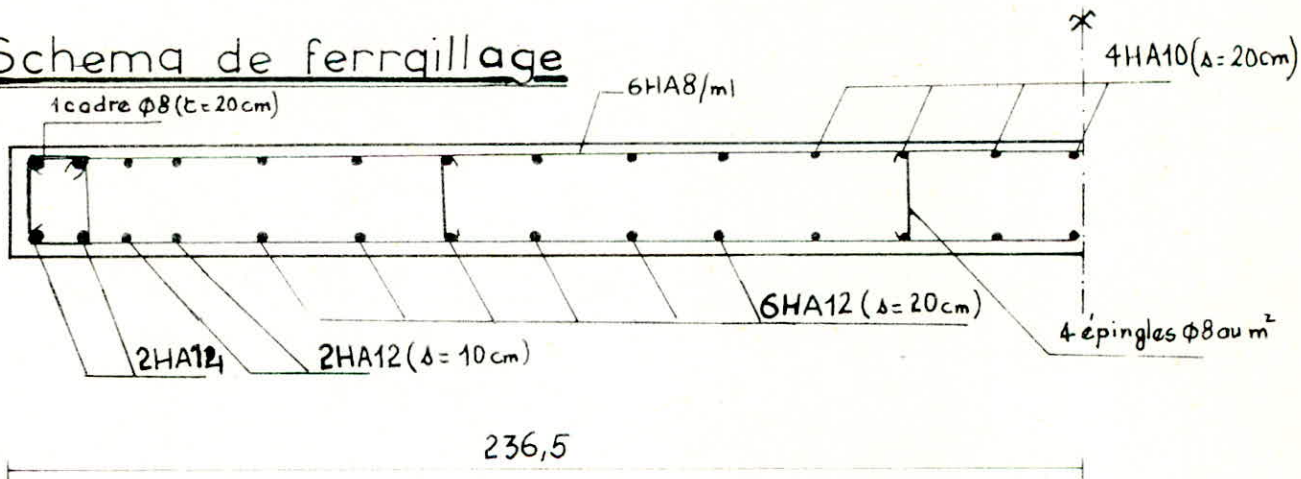
On adopte le ferraillage min exigé par le RPA. ($A \geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

On prendra: **6 HA 8/ml** (par face)

Armatures transversales:

On prendra: - 4 épingles au m^2 .
- 1 cadre ($t = 20 \text{ cm}$).

Schema de ferrailage



La vérification des contraintes est inutile vu qu'on a considéré le ferraillage minimum.

trumeau 2 :

Données : $M = 64,10 \text{ t.m}$
 $N_{\min} = -17,15 \text{ t}$
 $N_{\max} = 247,61 \text{ t}$
 $T = 16,88 \text{ t}$
 $h_t = 4,23 \text{ m}$

$$e_o = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{64,10}{17,15} = 3,74 \text{ m} < \frac{h_t}{2} = 2,11 \text{ m} \quad \text{donc S.P.C}$$

$$M_{\text{eff}} = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 64,10 - 17,15 \left(\frac{4,23}{2} - 15 \right) = 30,41 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 30,41 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot 408^2} = 0,00326 \rightarrow \epsilon = 0,9741$$

$$A_1 = \frac{30,41 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9741 \cdot 408} = 1,82 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } A = 1,82 + \frac{17,15 \cdot 10^3}{4200} = 5,9 \text{ cm}^2$$

calcul de la zone tendue :

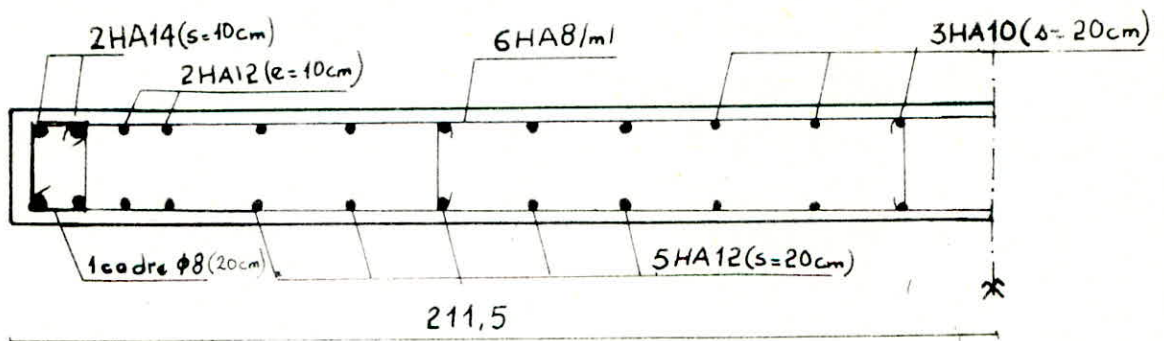
$$\sigma_1 = \frac{-17,15 \cdot 10^3}{20 \times 473^2} + \frac{6 \times 64 \cdot 10^5}{20 \times 473} = 8,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{-17,15 \cdot 10^3}{20 \times 473^2} - \frac{6 \cdot 64,10 \cdot 10^5}{20 \times 473} = -12,77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{12,77}{12,77 \times 8,72} \times 423 = 251,35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 251,35 \times 20 = 23,13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : (4HA14 + 14 HA12)}$$

Pour la zone courante, les armatures horizontales et transversales on prendra la même chose que pour la trumeau 1 (même résultat).



Voiles pleins

Voiles	Nature de sollicitation	zone d'about	zone tendue	espacement (cm)	zone courante /ml	Arm. horiz. /ml
V _{L3}	S.P.C	4HA10	—	20	10HA10'	10HA8
V _{L7}	S.P.C	4HA10	4HA10	20	10HA10	10HA8
V _{L8}	S.P.C	4HA12	8HA10	20	10HA10	10HA8
V _{L9}	S.P.C	4HA12	12HA10	20	10HA10	10HA8
V _{L10}	S.P.C	4HA10	—	20	10HA10	10HA8
V _{L'10}	S.P.C	4HA10	—	20	10HA10	10HA8
V _{L'6}	S.P.C	4HA10	4HA10	20	10HA10	10HA8
V _{L'3}	S.P.C	4HA10	—	20	10HA10	10HA8
V _{T9}	S.P.C	4HA14	26HA12	25	10HA10	10HA8

Voile à deux files d'ouvertures :

Voiles	trumeau	Nature de sollicitation	zone d'about	zone tendue	espacement (cm)	zone courante /ml	Arm. horiz. /ml
V _{L5}	I	S.E.T	4HA16	8HA14	22	—	10HA8
	II	S.E.T	4HA10	4HA10	20	—	10HA8
	III	S.E.T	4HA14	8HA12	20	—	10HA8
V _{T4}	I	S.E.C	4HA10	—	20	10HA10/ml	10HA8
	II	S.E.C	4H10	—	20	10HA10	10HA8
	III	S.E.T	4HA14	10HA10	22	—	10HA8
V _{T7}	I	S.E.C	4HA10	—	20	10HA10	10HA8
	II	S.E.C	4H10	—	20	10HA10	10HA8
	III	S.E.T	4HA14	10HA10	22	—	10HA8

Voiles à une file d'ouvertures

Voiles	trumeau	Nature de sollicitation	zone d'about	zone tendue	espacement	Arm. horiz./ml	zone courante/ml
V _{T1}	I	S.P.C	4 HA14	14 HA10		10 HA8	10 HA10
	II	S.P.C	4 HA14	10 HA10		10 HA8	10 HA10
V _{T2}	I	S.P.C	4 HA14	12 HA12		10 HA8	10 HA10
	II	S.P.C	4 HA14	10 HA12		10 HA8	10 HA10
V _{T3}	I	S.P.C	4 HA14	14 HA12		10 HA8	10 HA10
	II	S.P.C	4 HA14	10 HA12		10 HA8	8 HA10
V _{T5}	I	S.P.C	4 HA12	10 HA10		10 HA8	10 HA10
	II	S.P.C	4 HA14	16 HA12		10 HA8	10 HA10
V _{T6}	I	S.P.C	4 HA14	16 HA12		10 HA8	12 HA10
	II	S.P.C	4 HA14	14 HA12		10 HA8	12 HA10
V _{T8}	I	S.P.C	4 HA14	14 HA12		10 HA8	10 HA10
	II	S.P.C	4 HA14	8 HA12		10 HA8	10 HA10
V _{L1}	I	S.E.T	4 HA12	14 HA10		10 HA8	—
	II	S.E.T	4 HA12	14 HA10		10 HA8	—
V _{L2}	I	S.P.C	4 HA14	14 HA12		10 HA8	10 HA10
	II	S.E.T	4 HA14	10 HA12		10 HA8	—
V _{L4}	I	S.E.T	4 HA14	14 HA12		10 HA8	—
	II	S.E.T	4 HA14	14 HA12		10 HA8	—
V _{L6}	I	S.E.T	4 HA12	14 HA10		10 HA8	—
	II	S.E.T	4 HA12	8 HA10		10 HA8	—
V _{L1}	I	S.E.T	4 HA14	10 HA12		10 HA8	—
	II	S.E.T	4 HA14	10 HA12		10 HA8	—
V _{L2}	I	S.P.C	4 HA14	14 HA12		10 HA8	10 HA10
	II	S.E.T	4 HA14	10 HA12		10 HA8	—
V _{L4}	I	S.E.T	4 HA12	14 HA10		10 HA8	—
	II	S.E.T	4 HA12	14 HA10		10 HA8	—

CALCUL DES LINTEAUX

Les poutres seront calculées comme des poutres encastées à leurs extrémités et seront ferrillées avec l'effort tranchant maximal de la file considérée.

L'action du seisme ayant un sens pouvant alterner, la section d'acier calculée sera symétrique.

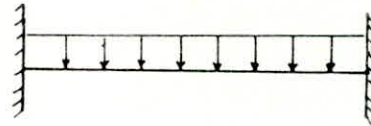
On va exposer un exemple de calcul, les autres sont donnés dans un tableau.

Contraintes admissibles :

$$\begin{aligned} \cdot \bar{\sigma}_b' &= 0,75 \sigma_{28} = 206,25 \text{ Kg/cm}^2 \\ \cdot \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = \sigma_{28} &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \cdot \bar{\sigma}_b &= 0,12 \sigma_{28} = 33 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

linteau V_{L4} :

$$\begin{aligned} \Pi_{\max} &= 18,23 \text{ t.} \\ l &= 2a = 84 \text{ cm.} \\ b &= 20 \text{ cm.} \\ h_L &= 79 \text{ cm.} \end{aligned}$$



$$\sigma_l = \frac{1,4 \Pi}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{1,4 \cdot 18,23 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 76} = 24,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Armatures longitudinales :

Le moment est max au niveau de l'appui : $M = 1,4 \cdot \Pi \cdot a$

$$M = 1,4 \cdot 18,32 \cdot \frac{0,84}{2} = 13,88 \text{ t. m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_{28} \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 13,88 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot 76^2} = 0,00429 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9123 \\ k = 42,3 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{4200}{42,3} = 99,29 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{15 \cdot M}{4200 \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{15 \cdot 13,88 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9123 \cdot 76} = 4,76 \text{ cm}^2$$

donc $A_i, A_s = 4,76 \text{ cm}^2$. On adopte : 3HA14

Le pourcentage min recommandé par le RPA est de : $A_i, A_s \geq 0,0015 b h_L$
 $0,0015 \cdot 20 \cdot 79 = 2,37 \text{ cm}^2$ vérifié

Armatures de répartition :

Le RPA recommande : $A_r \geq 0,002 b h_L = 3,16 \text{ cm}^2$

On prendra : 6HA10

Armatures transversales :

Le RPA recommande: $A_E \geq 0,0025 b \cdot \rho$

ρ : éspacement des barres transversales.

$$\rho \leq \frac{h_t}{4} = \frac{79}{4} = 19,75 \text{ cm} \quad \text{on prendra } \rho = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } A_E \geq 0,0025 \cdot 15 \cdot 20 = 0,75 \text{ cm}^2$$

On prendra (un cadre + un étrier) HA8 ($2,01 \text{ cm}^2$)

Armatures supplémentaires :

Le RPA recommande de prendre des aciers supplémentaires :

$$A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t \quad \text{si } \sigma_l \geq 0,06 \sigma_{28} = 16,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

$$\text{donc } A_x \geq 2,37 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4 \text{ HA10 } (3,14 \text{ cm}^2).$$

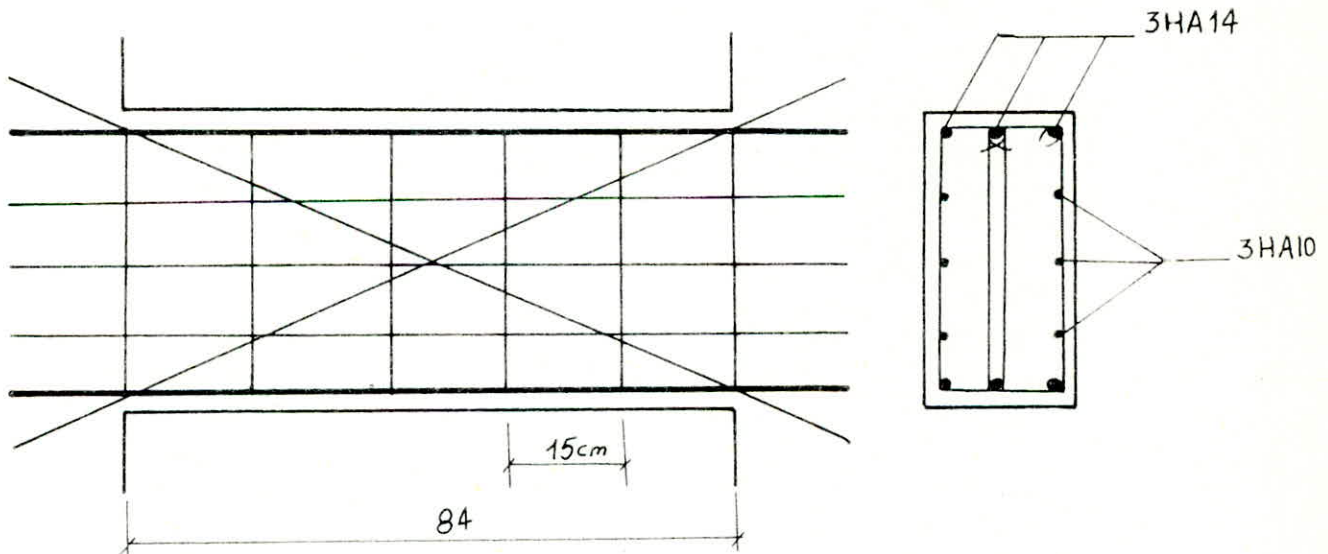
longueur d'ancrage :

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi_{\max} = \frac{79}{4} + 50 \cdot 1,4 = 89,75 \text{ cm} \quad \text{On prend } l_d = 90 \text{ cm.}$$

longueur des barres

$$L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + \frac{2 l_d}{\cos \alpha} \quad \text{avec } \alpha = \arctg \frac{h_t}{l}$$

$$\alpha = \arctg \frac{79}{84} = 43,24 \Rightarrow L = \sqrt{(84)^2 + (79)^2} + \frac{2 \cdot 90}{0,73} = 362 \text{ cm.}$$



Ferraillage des linteaux

		$V_{T1} - V_{T2}$	$V_{T3} - V_{T8}$	$V_{T5} - V_{T6}$	$V_{L1} - V_{L1}$	$V_{L2} - V_{L2}$	V_{L6}
Dimensions	l (cm)	100	100	104	160	160	84
	h_t (cm)	33	33	79	60	60	79
	b (cm)	20	20	20	20	20	20
Efforts	Π (t)	7,662	8,564	16,59	14,99	18,32	9,33
	T (t)	10,73	11,99	23,23	20,98	25,52	13,06
	M (t.m)	5,363	5,99	12,07*	16,79	20,42	5,49
Ferraillage	$A_{i,s}(\text{cm}^2)$ calculée	4,89	5,49	4,12	8,97	9,82	1,82
	$A_{min}(\text{cm}^2)$	0,99	0,99	2,37	1,8	1,8	2,37
	$A_{i,s}(\text{cm}^2)$ adoptée	4HA12	5HA12	4HA12	6HA14	5HA16	4HA10
	l_d (cm)	70	70	80	90	95	70
	$A_r(\text{cm}^2)$ calculée	1,32	1,32	3,16	2,40	2,40	3,16
	$A_r(\text{cm}^2)$ (adoptée)	2HA10	2HA10	4HA10	6HA8	6HA8	6HA10
	ϕ (cm)	8	8	15	15	15	15
	$A_t(\text{cm}^2)$	2 cadres ($\phi 8$)	1 cadre 1 étrier ($\phi 8$)	2 cadres ($\phi 8$)	1 cadre 1 étrier ($\phi 8$)	1 cadre 1 étrier ($\phi 8$)	2 cadres ($\phi 8$)
	Σl ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	20,43	22,84	17,46	21,04	25,59	9,82
	$A_x(\text{cm}^2)$	4HA6	4HA6	4HA10	4HA8	4HA8	—
	L (cm)	253	253		363	361	—

		VL5		VT4		VT7	
		linteau I	linteau II	linteau I	linteau II	linteau I	linteau II
Dimensions	l (cm)	100	84	215	100	215	100
	h_t (cm)	79	79	79	79	79	79
	b (cm)	20	20	20	20	20	20
Efforts	Π (t)	31,007	22,232	2,6	0,6	2,6	0,6
	T (t)	43,41	31,12	3,64	0,84	3,64	0,84
	M (t.m)	21,70	15,56	0,728	0,42	0,728	0,42
Ferrailage	$A_{i,b}(\text{cm}^2)$ calculée	7,60	5,37	1,29	1,00	1,29	1,00
	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	2,37	2,37	2,37	2,37	2,37	2,37
	$A_{i,s}(\text{cm}^2)$ adoptée	5HA14	5HA12	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10
	l_d (cm)	90	80	70	70	70	70
	$A_r(\text{cm}^2)$ calculée	3,04	3,04	3,16	3,16	3,16	3,16
	$A_r(\text{cm}^2)$ adoptée	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	Δ (cm)	15	15	15	15	15	15
	$A_L(\text{cm}^2)$	1cadre 1étrier ($\Phi 8$)	1cadre 1étrier ($\Phi 8$)	1cadre 1étrier	1cadre 1étrier	1cadre 1étrier	1cadre 1étrier
	Σl ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	32,64	23,40	7,20	5,90	7,20	5,90
	$A_x(\text{cm}^2)$	4HA10	4HA10	/	/	/	/
	L (cm)	357	335	/	/	/	/

CALCUL

DES

ELEMENTS

CALCUL DES ESCALIERS

Les escaliers qu'on a prévu pour notre bâtiment sont du type "escalier à paillasse adjacente" constituées de paillasse prefabriquée et de palier intermédiaire. Au niveau de la jonction paillasse-palier il y a un bequet qui assure la liaison par scellement qui s'oppose à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Dimensionnement :

Pour assurer une montée confortable, on vérifie la relation de "Blondel": $0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$ (m)
avec: g : largeur d'une marche. n : nombre de marche.
 h : hauteur d'une contre-marche. n' : nombre des contre-marches.

avec: $2H = 3,01\text{m} \Rightarrow H = 1,505\text{m}$.
Soit 9 marches $\Rightarrow h = \frac{1,505}{9} = 16,72\text{cm}$

On a: $L = 2,40\text{m}$ et $L = g(n'-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n'-1} = \frac{2,40}{9-1} = 0,30\text{m}$

donc: $g = 30\text{cm}$; $n = 8$
 $h = 16,72\text{cm}$; $n' = 9$

d'où: $g + 2h = 30 + 2 \times 16,72 = 0,634$

la relation de Blondel: $0,59 \leq 0,634 \leq 0,66$ vérifiée.

On utilise des volées prefabriquées en béton armé.

Le poids propre d'un m d'escalier est approximativement égal à:

$$P = 2500 \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right)$$

e : épaisseur de la paillasse

α : inclinaison de l'escalier à l'horizontale.

Épaisseur de la paillasse :

Elle est donnée par la relation: $\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$

avec: $l = \frac{L}{\cos \alpha}$ et $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,505}{2,4} = 0,627 \rightarrow \alpha = 32,09$

$l = 2,83\text{m}$

on aura: $0,094 < e < 0,14$ On prend $e = 13\text{cm}$.

$$P = 2500 \cdot \left(\frac{0,13}{0,847} + \frac{0,167}{2} \right) = 592,46 \text{ Kg/m}^2$$

Poids du garde-corps :

$$G = \frac{10 \text{ Kg/m}^2}{1,66} = 602,46 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharges d'escaliers : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

$$G + 1,2Q = 903 \text{ Kg/m}^2$$

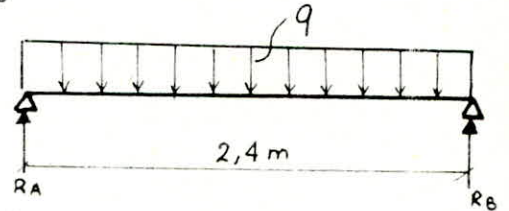
Calcul de la poutre :

la poutre sera calculée en flexion simple pour les charges normales ($G + 1,2Q$) avec une portée : $L = 2,4 \text{ m}$.

La charge en Kg/ml : $q = 903 \times 1,20 = 1083 \text{ Kg/ml}$

$$R_A = R_B = q \cdot \frac{L}{2} = \frac{1083 \cdot 2,4}{2} = 1299,6 \text{ Kg/ml}$$

$$M = q \cdot \frac{L^2}{8} = 1083 \cdot \frac{2,4^2}{8} = 779,76 \text{ Kg.m}$$



FERRAILLAGE

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 78000}{2800 \times 120 \times 11^2} = 0,0288 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9266 \\ k = 53,2 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{78000}{2800 \times 0,9226 \times 11} = 2,73 \text{ cm}^2 \text{ on prendra : } 6 \text{ HA } 8 \text{ (} 3,01 \text{ cm}^2 \text{ ; } t = 20 \text{ cm)}$$

Moment résistant :

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2 \text{ avec : } h = h_e - d = 13 - 2 = 11 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_e} = 0,424 \Rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,8586$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 0,424 \times 0,8586 \times 137,5 \times 11^2 \times 10^{-2} = 3634 \text{ Kg}$$

$$M_{rb} > M_{ext}$$

Donc on a pas besoin d'armatures comprimées $A' = 0$

Armatures de repartition :

$$\frac{A_L}{4} \leq A_r \leq \frac{A_L}{2} \Rightarrow \frac{2,73}{4} \leq A_r \leq \frac{2,73}{2} \Rightarrow 0,753 \leq A_r \leq 1,505$$

On prend : $A_r = 1,13 \text{ cm}^2$ soit 5 HA 6 ($1,41 \text{ cm}^2$; $t = 20 \text{ cm}$).

VERIFICATIONS

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 h b \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 11 \cdot 120 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,28 \text{ cm}^2$$

$A = 3,01 \text{ cm}^2 > 1,28 \text{ cm}^2$ donc la condition est vérifiée.

Verification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 3,01}{120 \times 11} = 0,228 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9235 \\ \kappa = 50,4 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{78000}{3,01 \times 0,9235 \times 11} = 2551 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2551}{50,4} = 50,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

Verification à la fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{\kappa \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{avec: } \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 b d} = \frac{3,01}{2 \times 120 \times 2} = 6,27 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\kappa \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\begin{aligned} \kappa &= 1,5 \cdot 10^6 \\ \eta &= 1,6 \text{ HA} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{6,27 \cdot 10^{-3}}{1 + 6,27 \cdot 10^{-2}} = 1770 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{8}} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3193 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

Verification de la flèche: (CCBA 61.21)

$$\frac{A}{b h} \leq \frac{43}{\sigma_{an}} \Rightarrow \frac{3,01}{120 \cdot 11} = 0,0023 \leq \frac{43}{4200} = 0,0102$$

Cette condition est vérifiée donc la vérification de la flèche est inutile.

Verification de l'effort tranchant:

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1300}{120 \times \frac{7}{8} \times 11} = 11,125 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}'_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Condition de manutention :

La volée d'escalier sera transportée de l'usine au chantier pour cela on prévoit des armatures longitudinales dans la partie supérieure de la paillasse pour éviter tout risque de fissuration due aux augmentations des charges dues aux chocs ou accélérations.

$$\begin{aligned} \text{On prend : } 1,2G &= 1,2(602,4 \times 1,2) = 867,5 \text{ Kg/ml} \\ M_{\max} &= 780 \text{ Kg.m} \\ M_{\text{manut}} &= \frac{867,5 \times (2,4)^2}{8} = 624,63 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

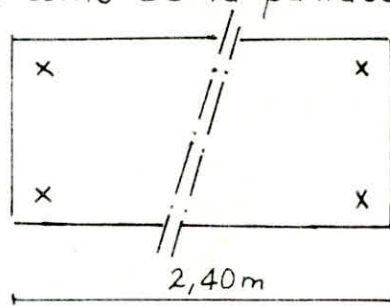
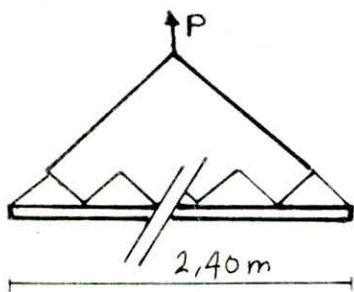
Donc les aciers supplémentaires ne sont pas nécessaires

Calcul des crochets :

Poids propre de la paillasse : $G = 602,46 \times 2,4 \times 1,2 = 1735 \text{ Kg}$.

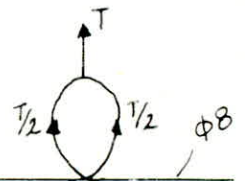
Poids propre majoré : $1,2G = 2082 \text{ Kg}$.

On dispose 4 crochets sur les coins de la paillasse.



$$\text{traction sur chaque crochet : } T = \frac{P}{4} = \frac{2082}{4} = 520,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Contrainte dans l'acier : } \bar{\sigma}_a = \frac{T}{2A} = \frac{520,5}{2 \times \left(\frac{\pi \times 0,8^2}{4}\right)} = 518 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\text{Longueur de scellement droit : } - l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$$

$$\bar{\sigma}_d = 7,38 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow l_d = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{1600}{7,38} = 44 \text{ cm}$$

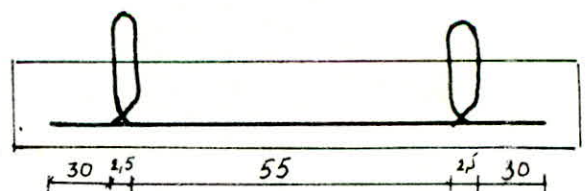
Ancrage :

$$L_1 + 1,89L_3 \geq l_d - 2,21c$$

$$c = 3\phi = 2,4 \text{ cm ; } L_1 = 0$$

$$1,89 \cdot L_3 \geq 44 - 2,21 \times 2,4 \Rightarrow L_3 \geq 21 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_3 = 30 \text{ cm.}$$



CALCUL DES BEQUETS

Chaque bequet doit-être calculée pour une charge lineaire :

$$q' = \delta q \cdot l (G + 1,2 Q)$$

avec: δq : coefficient de comportement experimental = 1,4

$$\text{donc: } q' = 1,4 \times 2,4 \times 1083 = 3639 \text{ Kg}$$

D'après les recommandations du CTC l'épaisseur des bequets des paillasse et des paliers doit-être: -

$$e \geq 7 \text{ cm}$$

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

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

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

$$a = 13 \text{ cm} \rightarrow l = a + 2 = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc: } M = q' \cdot l = 3639 \times 0,15 = 546 \text{ Kg. m/ml.}$$

Ferraillage :

$$\mu = \frac{15 \cdot 546 \cdot 10^2}{2800 \cdot 120 \cdot 6^2} = 0,0677 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8930 \\ k = 31,7 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{31,7} = 88,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{546 \cdot 10^2}{2800 \times 0,893 \times 6} = 3,64 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$t \leq \begin{cases} 2e = 2 \times 7 = 14 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte 8HA8 avec $t = 12 \text{ cm}$.

Armature de repartition :

On choisit cette section de telle maniere à avoir: $\frac{A_L}{4} \leq A_r \leq \frac{A_L}{2}$

$$\frac{5,02}{4} \leq A_r \leq \frac{5,02}{2} \Rightarrow 1,25 \leq A_r \leq 2,51$$

On prend 2HA14

Verification:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{b \cdot z} = \frac{2 \times 1300}{120 \times \frac{7}{8} \times 6} = 4,92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 6,8 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$$

CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

C'est une poutre fictive incorporée dans le palier, elle est calculée comme une poutre encastrée à ces deux extrémités.

Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre :

$$2500 \times 0,16 = 400 \text{ Kg/m}^2$$

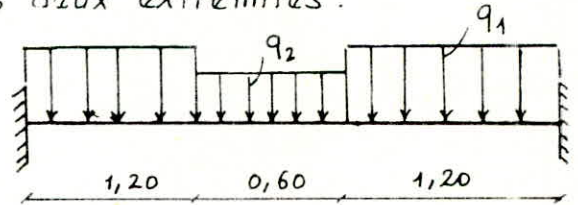
- Mortier de pose : - - - - - 40 Kg/m²

- Revêtement - - - - - 44 Kg/m²

- Garde corps - - - - - 10 Kg/m²

- Enduit - - - - - 21 Kg/m²

$$515 \text{ Kg/m}^2$$



Poids revenant à la poutre par ml : $515 \times 0,3 = 154,5 \text{ Kg/ml}$

Surcharge majorée : $1,2 \times 250 \times 0,3 = 90 \text{ Kg/ml}$

charge due à la réaction : $\frac{T}{20} = \frac{1300}{20} = 1083,3 \text{ Kg/ml}$

$$\text{d'où : } q_1 = 154,5 + 1083,3 + 90 = 1328 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2 = 244,5 \text{ Kg/ml}$$

$$R_A = R_B = 1667 \text{ Kg}$$

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

$$M_{\max} = M\left(\frac{l}{2}\right) = 1055,26 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,8 M_{\max} = 844,21 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0,4 M_{\max} = 422,10 \text{ Kg.m}$$

Ferraillage :

$$\text{En travée : } \mu = \frac{15 \times 844,21}{2800 \times 30 \times 13^2} = 0,0892 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,88 \\ K = 26,65 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{26,65} = 105,18 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{844,21}{2800 \times 0,88 \times 13} = 2,64 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 2 \text{ HA } 14 \text{ (} 3,08 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Sur appui : } \mu = \frac{15 \times 422,10}{2800 \times 30 \times 13^2} = 0,0446 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9108 \\ K = 41 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{41} = 68,21 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{422,10}{2800 \times 0,9108 \times 13} = 1,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 2 \text{ HA } 10 \text{ (} 1,57 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Verification:

* Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 30 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A$$

* Contraintes:

- En travée: $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 3,08}{30 \times 13} = 0,7897 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8726 \\ k = 24,22 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{844 \cdot 21^*}{3,08 \times 0,8726 \times 13} = 2416 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2416}{24,16} = 99,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

- Sur appui:

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \times 1,57}{30 \times 13} = 0,403 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9025 \\ k = 36,3 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{42210}{1,57 \times 0,9025 \times 13} = 2292 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{2292}{36,3} = 63,13 \text{ Kg/cm}^2$$

* Verification à la fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,08}{2 \times 30 \times 3} = 0,0214$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{14} \times \frac{0,0214}{1 + 0,214} = 2975 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{14}} = 2414 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Armatures transversales:

$$\sigma_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1667}{30 \times \frac{7}{8} \times 13} = 4,88 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte admissible des A_t :

$$\bar{\sigma}_{ot} = \rho_{ot} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{en supposant qu'il n'ya pas reprise de betonage}$$

$$\text{donc : } \rho_{ot} = \max \left[\frac{2}{3} ; \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) \right] = \max \left[\frac{2}{3} ; 0,908 \right] = 0,908$$

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

$$\bar{\sigma}_{ot} = 0,908 \times 2400 = 2180 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$t \leq \sup \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 1,3 \cdot 10 \left(1 - 0,3 \frac{4,88}{5,9} \right) = 9,77 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2h = 0,2 \times 13 = 2,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

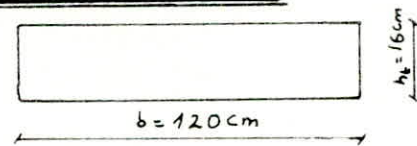
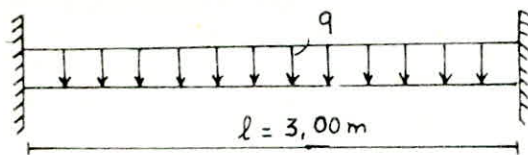
$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{ot}}{T}$$

$$\text{On prend 1 cadre } \phi 6 \Rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{0,56 \cdot 7 \times 13 \times 2180}{1667} = 8,33 \text{ cm}$$

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

CALCUL de la POUTRE PRINCIPALE



Evaluation de la charge q :

- Charge permanente : $515 \times 1,2 = 618 \text{ kg/ml}$
 - Surcharge d'exploitation : $1,2 \times 250 \times 1,2 = 360 \text{ kg/ml}$
- donc : $q = 978 \text{ kg/ml}$

$$\text{Moment en travée : } M_t = q \cdot \frac{\ell^2}{10} = 978 \cdot \frac{3,5^2}{10} = 1198 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = q \cdot \frac{\ell^2}{20} = 978 \cdot \frac{3,5^2}{20} = 599 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Ferraillage

$$\text{- En travée : } \mu = \frac{15 \times 119800}{2800 \times 120 \times 14^2} = 0,0273 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9284 \\ \kappa = 54,55 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{54,55} = 51,33 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{119800}{2800 \times 0,9284 \times 14} = 3,29 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA } 10 \quad (t = 18 \text{ cm})$$

Armature de repartition:

$$\frac{A_L}{4} \leq A_r \leq \frac{A_L}{2} \Rightarrow \frac{3,29}{4} \leq A_r \leq \frac{3,29}{2} \Rightarrow 0,82 \leq A_r \leq 1,65$$

On adopte 4HA6 ($t = 25 \text{ cm}$).

- Sur appui:

$$\mu = \frac{15 \times 59900}{2800 \times 120 \times 14^2} = 0,0136 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9482 \\ k = 81,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{81,5} = 34,35 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{59900}{2800 \times 0,9482 \times 14} = 1,61 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{5HA8} \quad (2,01 \text{ cm}^2)$$

Verification:

* Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1,63 \text{ cm}^2 < A$$

* Verification à la fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{3,51}{2 \times 120 \times 2} = 7,3125 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \times \frac{7,3125 \cdot 10^{-3}}{1 + 7,3125 \cdot 10^{-2}} = 2044,26 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

* Verification au cisaillement:

$$T = q \cdot \frac{l}{2} = 978 \times \frac{3,50}{2} = 1712 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1712}{120 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

donc on n'a pas besoin d'armatures transversales

LIAISON PAILLASSE PALIER

Pour éviter le risque d'effondrement de la paillasse sous les charges verticales et l'action sismique, on doit prévoir une liaison des paillasses avec les paliers par des armatures sortant des extrémités de la paillasse prefabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la volée sur toute la largeur de l'appui.

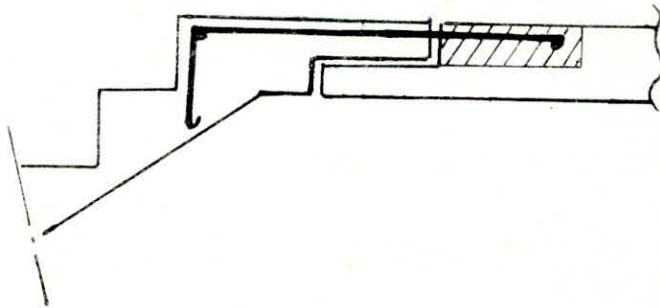
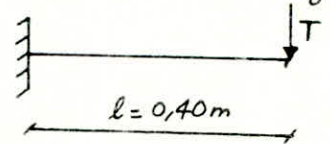
Les armatures en HA sont disposées forfaitairement ancrées au moins 30cm dans le béton du palier sans oublier de mettre des aciers de clavetage.

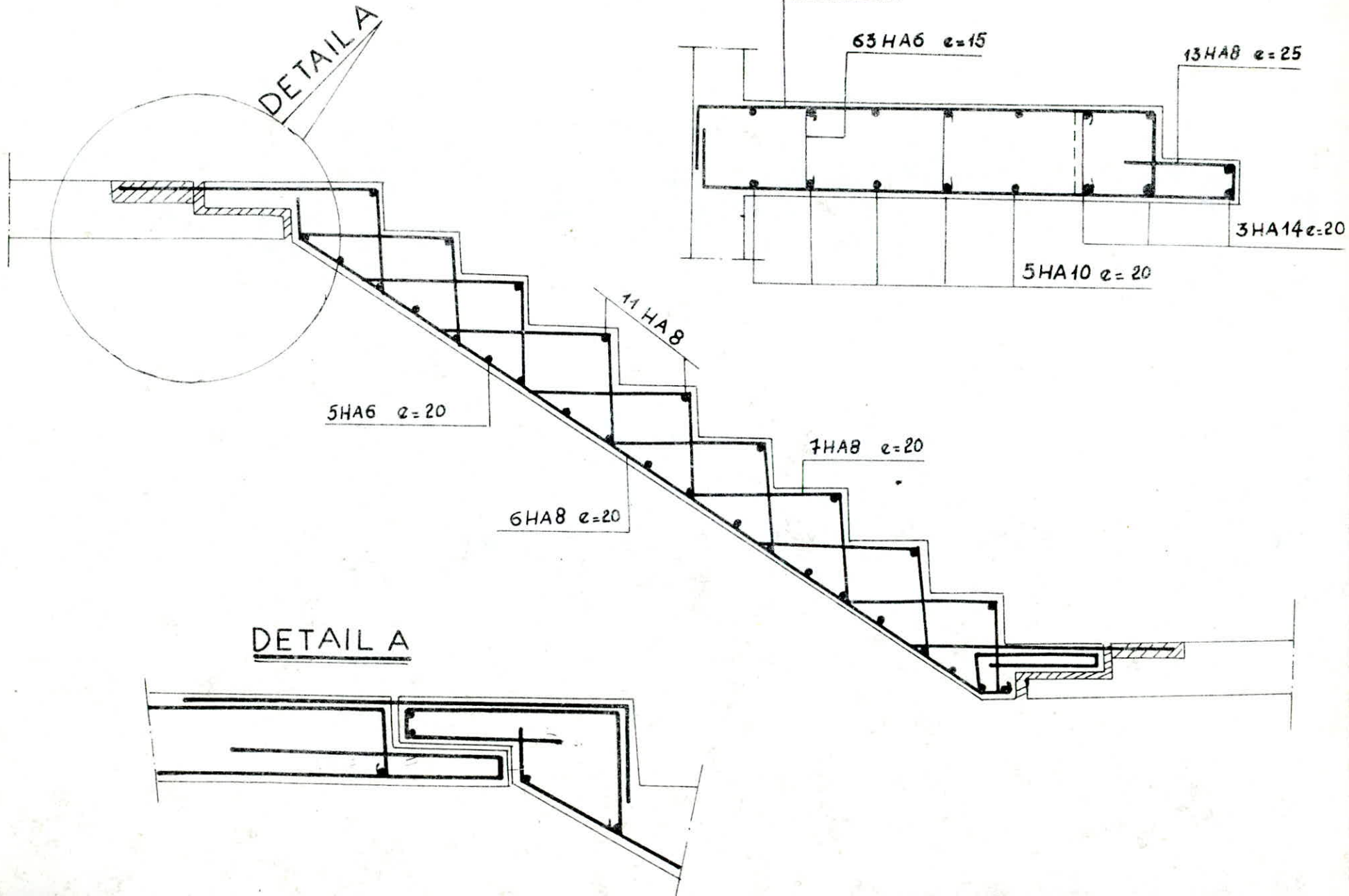
Moment d'encastrement repris par les aciers de clavetage : $M = T \cdot l = 1300 \times 0,40 = 520 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 520 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,0165 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9432 \\ \bullet) k = 73 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{520 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9432 \cdot 13} = 1,52 \text{ cm}^2$$

On adopte 6 HA8 avec un ancrage de 40cm.





PLANCHER R-D-C: PREDALLES

INTRODUCTION

Par définition: une prédalle est un élément préfabriqué en béton armé ou en précontraint d'épaisseur variant de 5cm à 8cm (dans notre cas 7cm) et de largeur standard et ayant des barres d'attente au niveau des appuis.

La prédalle est destinée à servir de coffrage au béton coulé sur chantier, on fera de sorte que sa face supérieure soit assez rugueuse pour permettre un bon accrochage du béton coulé.

Une dalle de répartition est coulé par dessus les prédalles (avec des treillis soudés: pour éviter les fissurations) et après durcissement on aura un fonctionnement monolithique.

La prédalle est adoptée vu l'impossibilité d'utilisation d'un coffrage tunnel pour le plancher R-D-C et pour éviter un coffrage perdu.

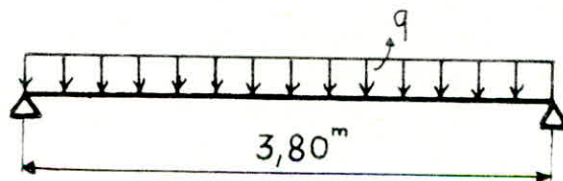
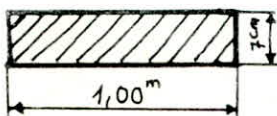
CALCUL DE LA DALLE

Dans le calcul et conformément aux prescriptions du CBA68 (art.22), on aura à considérer les deux phases suivantes:-

1^{ère} Phase: Prédalle soumise à son poids propre, au poids du béton coulé sur chantier et à une surcharge de chantier (100 kg/m^2)

2^{ème} Phase: Prédalle à pleine résistance sous: $G + 1,2 P$

Schema statique:



1^{ère} Phase:

- Poids propre de la predalle: $2500 \times 1 \times 0,07 = 175 \text{ kg/ml}$
 - Surcharge de chantier majorée: $1,2 \times 100 \times 1 = 120 \text{ kg/ml}$
 - Béton coulé en œuvre: $1,2 \times 2500 \times 0,08 = 240 \text{ kg/ml}$
- donc $q = 535 \text{ kg/ml}$

2^{ème} Phase :

- Dalle	-----	2500 x 1 x 0,16 = 400 kg/ml
- Carrelage	-----	40 x 1,00 = 40 kg/ml
- Mortier de pose	-----	40 x 1,00 = 40 kg/ml
- Sable	-----	40 x 1,00 = 40 kg/ml
		<u>G = 520 kg/ml</u>
- Surcharge:	400 x 1 = 400 kg/ml	→ P = 400 kg/ml

$$\text{Donc : } q_2 = G + 1,2P = 1000 \text{ kg/ml}$$

Donc on va ferrailer avec la 2^{ème} Phase (q_2).

$$* \text{ Moment en travée : } M_t = q_2 \frac{l^2}{10} = 1000 \times \frac{3^2}{10} \rightarrow M_t = 900 \text{ kg.m}$$

$$* \text{ Moment sur appui : } M_a = q_2 \frac{l^2}{20} = 1000 \times \frac{3^2}{20} \rightarrow M_a = 450 \text{ kg.m}$$

FERRAILLAGE

1. En travée :

Pour le calcul du ferrailage on utilisera la méthode de M^r. P. Charron.

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 900 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0247 \rightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,9315 \\ R = 58 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{900 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9315 \cdot 14} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{R} = \frac{2800}{58} = 48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifié}$$

On adopte : 5HA8 soit $A = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $t =$

2. Sur appui :

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 450 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0123 \rightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,9505 \\ R = 86 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{450 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9505 \cdot 14} = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{86} = 32,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

on adopte : 5HA6 soit $A = 1,41 \text{ cm}^2$

Verifications

1. Fissuration :

On doit avoir : $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{2 \times 2 \times 100} = 0,00628$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot \frac{0,00628}{1 + 0,628} \rightarrow \sigma_1 = 1773 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

2. Condition de non fragilité :-

$$\text{CCBA 68 art 52 : } A_{\min} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 14 = 1,357 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

3. Cisaillement :-

$$\text{a. A l'appui : } T = T_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = 900 \cdot \frac{3}{2} \rightarrow T = 1350 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1350}{100 \times \frac{7}{8} \times 14} \rightarrow \tau_b = 1,1 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Donc : $\tau_b < \bar{\tau}_b$ les armatures de coutures ne sont pas nécessaires.

b. Appui intermédiaire :-

$$M_a = -450 \text{ Kg.m} ; T = 1350 \text{ Kg}$$

On doit vérifier que la section d'armature traversant l'appui peut équilibrer l'effort : $T + \frac{|M|}{z}$

$$T + \frac{|M_a|}{z} = 1350 - \frac{450 \cdot 10^2}{12,25} < 0 \text{ . Donc pas de vérification à faire.}$$

Armature de répartition :

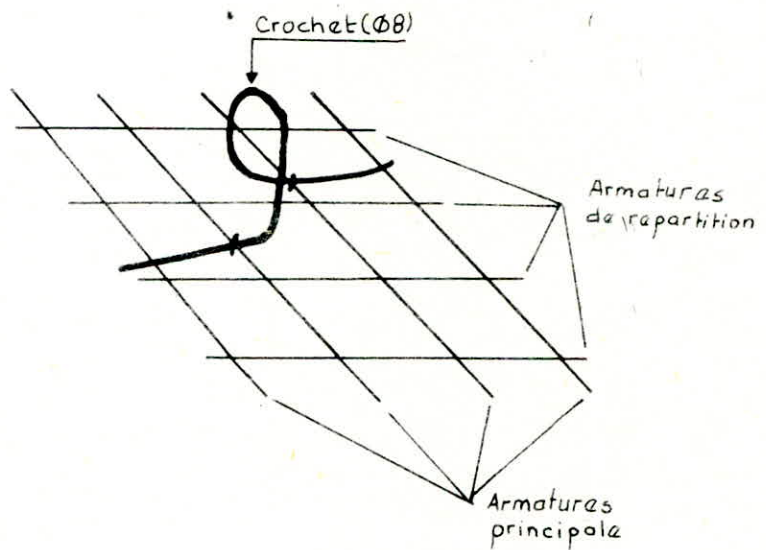
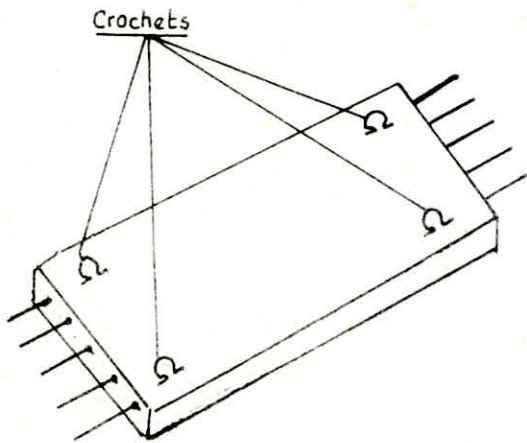
$$A_r = \max(A_{\min}, A/4)$$

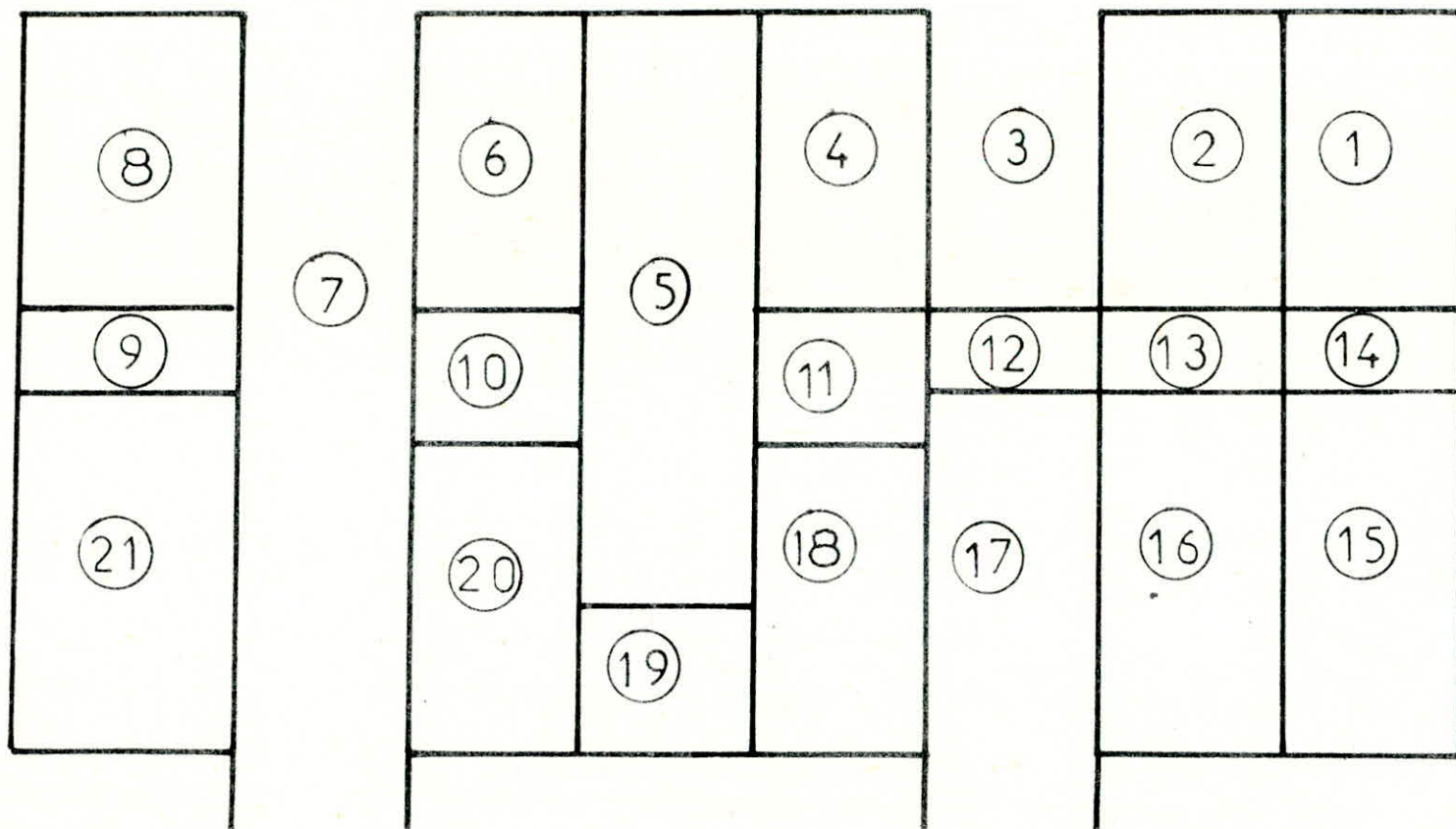
$$A_r = \max(1,36, 0,75) \quad \text{donc } A_r = 1,36 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA6

Levage des prédalles

Pour éviter toute déformation de la prédalle, le système de levage sera assuré par 4 crochets $\phi 8$ incorporés dans la prédalle lors du coulage et rendus solidaires des armatures de l'élément.





Identification des Panneaux

PLANCHER COURANT

Pour l'ossature de notre bâtiment on utilise le coffrage tunnel c'est à dire qu'on coffre le plancher et les murs porteurs (voiles) simultanément ce qui présente une facilité des tâches, une rapidité d'exécution et de plus la rigidité de la structure sera assez importante.

Méthode de calcul

Les dalles sont partiellement encastrées avec les voiles, mais en premier lieu on suppose que ces dalles sont simplement appuyées sur leurs côtés c'est à dire on calcule les moments statiques puis on fera une répartition des moments sur les travées et les appuis suivant les règles CCBA68 art 55. On a trois types de dalles, pour le calcul des efforts et des flèches on utilisera les tables de R. BARES.

- Dalles appuyées sur 4 côtés.
- Dalles appuyées sur 3 côtés.
- Dalles appuyées sur 2 côtés qui seront calculées comme des poutres.

Etapes de calcul:

- * On détermine $\gamma = \frac{a}{b}$ (a: largeur du panneau
b: longueur du panneau)
 - * Pour $\mu = 0,15$: coefficient de poisson pour le béton armé et à partir des tables de BARES on tire:
 - w_s : coefficient de la flèche au milieu de la dalle.
 - w_{bs} : coefficient de la flèche au bord de la dalle
 - M_{xs} : coefficient du moment au milieu de la dalle dans le sens de x.
 - M_{ys} : coefficient du moment au milieu de la dalle dans le sens de y.
 - M_{bas} : coefficient du moment au milieu du bord libre de la dalle.
- d'où les efforts et les flèches:

$$f_s = w_s \cdot \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3}$$

$$f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3}$$

(q: charge en Kg/cm^2)

$$(E = 7000 \sqrt{1,2528} = 128520 \text{ Kg}/\text{cm}^2)$$

$$M_{xs} = M_{xs} \cdot q \cdot a^2$$

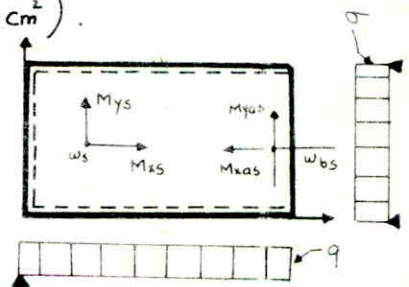
$$M_{ys} = M_{ys} \cdot q \cdot b^2$$

$$M_{xas} = M_{bas} \cdot q \cdot a^2$$

$$M_{yos} = \mu \cdot M_{xas}$$

Calcul des efforts:-

- Plancher terrasse: $G + 1,2Q = 0,681 + 1,2 \times 0,1 = 0,801 \text{ t}/\text{m}^2$
- Plancher courant: $G + 1,2Q = 0,576 + 1,2 \times 0,175 = 0,786 \text{ t}/\text{m}^2$
- Plancher+loggia: $G + 1,2Q = 0,576 + 1,2 \times 0,3 = 0,936 \text{ t}/\text{m}^2$



On fera le calcul des panneaux de l'étage courant et de la terrasse avec la charge la plus défavorable soit: $q = 0,936 \text{ t/m}^2$.
Les résultats sont donnés sous forme de tableau.

Remarque: Pour les panneaux à $\delta < 0,4$ ou $\delta > 2,5$ ou $\delta > 2,5$ alors le calcul se fera comme pour des panneaux appuyés sur deux appuis (poutre de largeur 1m).

Panneaux appuyés sur 4 côtés

Panneau	δ	w_s	f_s	M_{xs}	M_{ys}	M_{xs}	M_{ys}
1;2;4;6;8	0,804	0,0703	0,15	0,0607	511,34	0,0272	354,21
15;16;21	0,671	0,0897	0,19	0,0766	645,28	0,0175	227,89
10;11	0,500	0,1189	0,02	0,0991	208,70	0,0079	66,55
19	0,567	0,1072	0,02	0,0901	243,72	0,0113	95,19
18, 20	0,756	0,0769	0,17	0,0662	557,67	0,0235	306,03

Panneaux appuyés sur 3 côtés

Panneau	δ	w_s	f_s	M_{ys}	M_{xs}	w_s	f_s	M_{xs}	M_{ys}
3	1,31	0,0405	0,25	0,0182	0,0923	0,0559	0,35	0,1224	154,67
5	1,367	0,0354	0,27	0,0166	0,0944	0,0483	0,36	0,1236	156,18
17	1,973	0,0091	0,30	0,0067	0,1107	0,0111	0,36	0,1313	165,91

PANNEAUX 1, 2, 4, 6, 8

$$f_s = 0,804 \quad ; \quad \frac{h_0}{10} = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \phi \leq 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad e \geq 1 \text{ cm}.$$

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

$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 14 - 1 - \frac{0,8}{2} = 12,6 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 12,6 - 0,8 = 11,8 \text{ cm}$$

* Dans le sens x : $M_{0x} = 511,34 \text{ Kg.m}$
 $M_E = 0,85 M_0 = 434,64 \text{ Kg.m}$
 $M_A = 0,50 M_0 = 255,67 \text{ Kg.m}$

Ferraillage:

- En travée : $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 434,64 \cdot 10^3}{2800 \cdot 100 \cdot 12,6^2} = 0,0147 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9462 \\ k = 78 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{78} = 36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{434,64 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9462 \cdot 12,6} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4HA8 (2,01 cm²)

Condition de non fragilité

$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 12,6 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1,0 - \frac{0,804}{2}\right)$

$A_{\min} = 0,73 \text{ cm}^2 < A$ vérifiée.

- Sur appui : $\mu = \frac{15 \cdot 255,67 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12,6^2} = 0,0086 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9582 \\ k = 104,5 \end{cases}$

$A = \frac{255,67 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9582 \cdot 12,6} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 3HA8 (1,50 cm²)

* Dans le sens y : $M_{0y} = 354,21 \text{ Kg.m}$
 $M_{Ay} = 301,08 \text{ Kg.m}$

$M_{Ay} = \dots$

- En travée :

$\mu = 0,0102 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9548 \\ k = 95,5 \end{cases}$

$A = 0,89 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 (2,10 cm²)

- Sur appui : $\mu = 0,006 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9647 \\ k = 126,5 \end{cases}$

$A = 0,52 \text{ cm}^2$ soit 3HA8 (1,50 cm²)

Condition de non fragilité:

$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{5,9}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{1+\rho}{4}\right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 12,6 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+0,804}{4}\right)$

$A_{\min} = 0,55 \text{ cm}^2 < A$ vérifiée.

Ecartement:

$e \leq \begin{cases} \min(3h_e, 33 \text{ cm}) \rightarrow \text{petite portée} \\ \min(4h_e, 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{grande portée} \end{cases}$

$e \leq \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$

Tableau donnant les moments flechissants en travées et sur Appui, le ferrailage ainsi que l'espacement des barres.

Panneau	1; 2; 4; 6; 8	15; 16; 21	10; 11	19	18; 20
M_{tx} (Kg.m/ml)	434,64	548,49	177,40	207,16	474,02
A_{tx} (cm ² /ml) calculée	1,30	1,65	0,52	0,61	1,42
A_{tx} (cm ² /ml) adoptée	4 HA8	4 HA8	4 HA8	4 HA8	4 HA8
Espacement (cm)	25	25	25	25	25
M_{ax} (Kg.m/ml)	255,67	322,60	104,35	121,86	278,84
A_{ax} (cm ² /ml) calculée	0,76	0,96	0,30	0,36	0,83
A_{ax} (cm ² /ml) adoptée	4 HA6	4 HA6	4 HA6	4 HA6	4 HA6
Espacement (cm)	25	25	25	25	25
M_{ty} (Kg.m/ml)	301,08	193,71	56,55	80,91	260,13
A_{ty} (cm ² /ml) calculée	0,89	0,57	0,16	0,23	0,77
A_{ty} (cm ² /ml) adoptée	4 HA6	4 HA6	4 HA6	4 HA6	4 HA6
Espacement (cm)	25	25			
M_{ay} (Kg.m/ml)	177,11	113,95	33,28	47,60	153,02
A_{ay} (cm ² /ml) calculée	0,52	0,33	0,10	0,14	0,45
A_{ay} (cm ² /ml) adoptée	4 HA6	4 HA6	4 HA6	4 HA6	4 HA6
Espacement (cm)	25	25	25	25	25

Panneau	3	5	17
M_{Ex} (kg.m/ml)	876,44	885,03	940,16
A_{Ex} (cm ² /ml) calculée	2,63	2,71	2,89
A_{Ex} (cm ² /ml) adoptée	6HA8	6HA8	6HA8
Espacement (cm)	16	16	16
M_{ax} (kg.m/ml)	515,55	520,61	553,04
A_{ax} (cm ² /ml) calculée	1,55	1,56	1,67
A_{ax} (cm ² /ml) adoptée	4HA8	4HA8	4HA8
Espacement (cm)	25	25	25
M_{Ey} (kg.m/ml)	223,64	222,01	186,81
A_{Ey} (cm ² /ml) calculée	0,67	0,65	0,56
A_{Ey} (cm ² /ml) adoptée	4HA6	4HA6	4HA6
Espacement (cm)	25	25	25
M_{ay} (kg.m/ml)	131,56	130,60	109,89
A_{ay} (cm ² /ml) calculée	0,39	0,38	0,32
A_{ay} (cm ² /ml) adoptée	4HA6	4HA6	4HA6
Espacement (cm)	25	25	25

Panneau 7:

Il sera considéré comme une poutre appuyée sur ces deux extrémités. Pour le calcul on prend une bande de 1m de largeur.

$$\text{Sens porteur: } M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{0,936 \cdot 3^2 \cdot 10^3}{8} = 1053 \text{ Kg.m}$$

$$M_E = 842,4 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = 526,5 \text{ Kg.m}$$

- En travée: $\mu = 0,0284 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9269 \\ k = 53,6 \end{cases}$
 $A = \frac{15.842,4 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 12,6} = 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 6HA8 (3,01 cm²)

- Sur appui: $\mu = 0,0178 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9412 \\ k = 70 \end{cases}$
 $A = 1,59 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 (2,01 cm²)

Armature de répartition:

$$A = \frac{A_t}{4} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5T6/\text{ml} \quad t = 20 \text{ cm}$$

Panneaux 9,12,13,14

$$M_b = \frac{0,936 \cdot 10^3 \cdot \bar{l}^2}{8} = 117 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 93,6 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 58,5 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

- En travée: $\mu = 0,0032 \rightarrow \begin{cases} 0,9741 = \varepsilon \\ k = 178 \end{cases}$

$$A = 0,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit}$$

- Sur appui: $\mu = 0,0020 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9792 \\ k = 225 \end{cases}$

$$A = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 4HA6 (2,01 \text{ cm}^2)$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) = 1,02 \text{ cm}^2 < A \quad \text{vérifiée}$$

Armature de répartition:

$$\text{On prend: } 5T6/\text{ml} \quad t = 20 \text{ cm}$$

Cisaillement:

$$\tau_b = \frac{q \cdot l}{2 \cdot b \cdot z} = \frac{936 \cdot 100 \times 8}{2 \cdot 100 \cdot 7 \times 12} = 0,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification à la fissuration: (Pour tous les panneaux)

$$\bar{w}_f = \frac{A}{2bd} = 0,0075 \quad (\text{max})$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\pi}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10\bar{w}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot \frac{0,0075}{1 + 0,075} = 2090 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

Poutre Noyée

La poutre noyée est au bord de la loggia incorporée dans la dalle et cela pour renforcer le bord de la dalle et assurer la continuité des appuis sera calculée; sera calculée en flexion simple.

Schema statique:

$$l = 3,00 \text{ m}$$

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

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{- Poids du garde corps : } 0,70 \text{ t/ml}$$

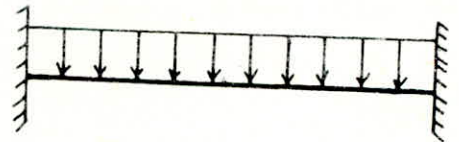
$$\text{- Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,936 \text{ t/ml}$$

$$\text{Charge totale : } q = 0,98 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{980 \cdot 3^2}{8} = 1102,5 \text{ Kg.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_0 = 882 \text{ kg.m.}$$

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 551,25 \text{ kg.m.}$$



En travée:

Moment résistant: $M_{rn} = kbh^2$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b}{n \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137,5}{15 \times 137,5 + 2800} = 0,424 \rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 1 - \frac{0,424}{3} = 0,8586$$

$$k = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \cdot \bar{\alpha} \bar{\gamma} = \frac{1}{2} \cdot 137,5 \cdot 0,424 \cdot 0,8586 = 25,03$$

$$M_{rn} = 25,03 \cdot 30 \cdot 12^2 = 1081,30 \text{ Kg.m} > M_{ex}$$

Donc on a pas besoin d'aciers comprimés.

$$\mu = \frac{15 \cdot 882 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 12^2} = 0,1094 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,8926 \\ \kappa = 23,32 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{882 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8926 \cdot 12} = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}10 \text{ (3,14 cm}^2\text{)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{23,32} = 120 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Sur appui:

$$M_a = 551,25 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0684 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,8926 \\ \kappa = 31,55 \end{array} \right\}$$

$$A = 1,84 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}8 \text{ (2,01 cm}^2\text{)}$$

Verification à la fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{3,14}{2 \cdot 30 \cdot 2} = 0,026$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^5 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,026}{1 + 0,26} = 4980 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Pas de risque de fissuration}$$

Verification à l'effort tranchant

$$T = q \cdot \frac{\ell}{2} = 936 \cdot \frac{3}{2} = 1404 \text{ Kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1404}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 12,6} = 1,27 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Armatures transversales :

sont données par le RPA comme suit : $A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$

$$s \leq \frac{h}{2} = 6 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0,003 \cdot 6 \cdot 30 = 0,54 \text{ cm}^2.$$

On prendra : 2 cadres $\phi 6$ ($1,13 \text{ cm}^2$).

Remarque : Au droit des ouvertures des dalles - pour le passage des gaines on est amené à exécuter un renforcement des contours des trous par des barres de même diamètre.

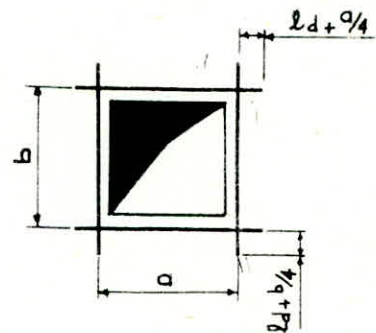
$$l_d = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

gaines d'aération :

$$a = 40 \text{ cm, } b = 40 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{4} + l_d = \frac{40}{4} + 32 = 42 \text{ cm soit } 50 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{4} + l_d = \frac{40}{4} + 32 = 42 \text{ cm soit } 50 \text{ cm.}$$



**CALCUL
DES
FONDITIONS**

CARACTERISTIQUES DU SITE

L'analyse de la carte géologique et coupes de sondages rotatifs a permis de déterminer la géologie du site. Neuf sondages rotatifs ont été réalisés jusqu'à des profondeurs de 9 ÷ 30m. En général ils montrent une géologie assez homogène du site.

La formation du pliocène inférieur est composée de dépôts de marnes grises, cette formation repose à partir de 3,8 à 12m de profondeur et les sondages ne l'ont pas traversé.

Des essais au laboratoire et in-situ ont permis de distinguer deux couches différentes :

I. couche de sables intercalés par grès.

II. couche de sols cohérents (complexe marneux).

Les caractéristiques généralisées des couches en question sont portées dans le tableau suivant :

	Couche I	Couche II	
		Fourchette	Moyenne
Nature du sol.	Sable fin et moyen	Argile, limon argileux, limon argileux-sileux.	
Poids volumique humide: γ_h	1,6	1,88 ÷ 2,25	1,98
Indice de densité: I_d	0,47	—	
Indice de consistance: I_c	—	0,76 ÷ 1,24	0,89
Coefficient de perme: K	0,06 ÷ 0,17	—	
Angle de frottement: ϕ	27°	3,5° ÷ 34°	21°
Cohesion C (bars).	—	0,88 ÷ 4,12	1,89
Coef. de tassement: C_r	—	0,057 ÷ 0,19	0,079
Coef. de gonflement: C_g	—	0,019 ÷ 0,095	0,037
Pression de Consolidation	—	1,2 ÷ 2,7	—

Calcul du taux de travail

D'après les essais au laboratoire (donnés ci-dessus) on peut déterminer la contrainte admissible du sol d'après la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h \cdot D + \frac{0,5B \gamma_h N_\gamma + \gamma_h \cdot D (N_q - 1) + c' N_c}{3}$$

D: profondeur d'encastrement.

N_γ, N_q, N_c : termes de portance en fonction de φ .

Si on admet le cas d'une semelle filante de largeur 2,00m on aura:

$$B = 2,00 \text{ m}$$

$$D = 1,50 \text{ m}$$

$$\varphi = 27^\circ \rightarrow N_\gamma = 13,9, N_q = 13,2, N_c = 24.$$

$$c' = 0 \text{ bars}, \gamma_h = 1,6 \text{ g/cm}^3$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,6 \cdot 10^3 \cdot 150 + \frac{0,5 \cdot 200 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 13,9 + 1,5 \cdot 10^3 \cdot 150 (13,2 - 1)}{3} \text{ donc: } \bar{\sigma}_s = 1,96 \text{ kg/cm}^2$$

Donc notre ouvrage peut-être fondé sur semelle filante encastree à 1,5 ÷ 2,0m avec un taux de travail de **1,9 bars**.

Dans ce cas les tassements différentiels ne sont pas à craindre.

Choix du type de fondation

Le type de fondation choisie est un "radier general" compte tenu de la charge élevée transmise au sol. Ce mode de fondation vise la réalisation d'une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage et qui permet une répartition uniforme des charges tout en résistant à la réaction du sol d'assise.

Justification du choix

On aurait pu envisager des semelles filantes sous murs porteurs, mais on se rend compte que cette solution est écartée pour les raisons suivantes:

- le nombre élevé des voiles introduisant des entres-axes assez faibles et non réguliers.
- Pour la plupart des voiles il y a chevauchement des semelles.
- Facilité d'exécution et économie (diminution des travaux d'excavation et de coffrage).
- Surface nécessaire sur surface d'assise = 76% (calcul dans ce qui suit).

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante et du point de vue contrainte sera considéré comme "rigide".

On admet ainsi une réaction du sol uniforme sur la sous-face due aux charges et surcharges apportées par le bâtiment.

Nous signalerons que le radier sera coulé sur une couche de béton de propreté (5cm d'épaisseur) qui permet d'éviter toute souillure du béton de fondation par les déchets de la terre.

CALCUL DU RADIER

1. Caracteristiques geometriques

	$l_x(m)$	$l_y(m)$	$S(m^2)$	$x(m)$	$y(m)$
1	3,40	1,25	4,25	4,9	10,625
2	3,40	1,25	4,25	17,7	10,625
3	25,80	10,00	258	12,90	5,00

donc :

$$x_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = 12,85 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = 5,18 \text{ m}$$

$$I_x = \sum I_{x_i} = 2403,759 \text{ m}^4$$

$$I_y = \sum I_{y_i} = 14688,77 \text{ m}^4$$

$$G + 1,2P = 3405 + 1,2 \times 376,66 = 3857 \text{ t}$$

Surface nécessaire :

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{3857}{19} = 203 \text{ m}^2$$

dans notre cas : $S = 266,5 \text{ m}^2 > S_{nec}$.

on doit prendre un débord réglementaire de 30 cm qui a pour but de soulager le dernier appui et éviter que le voile d'extrémité subisse un moment trop important donc : $S = 289,9 \text{ m}^2$.

d'où : $I_x = 2902,76 \text{ m}^4$.

$$I_y = 16207,78 \text{ m}^4$$

Pression sous le radier :

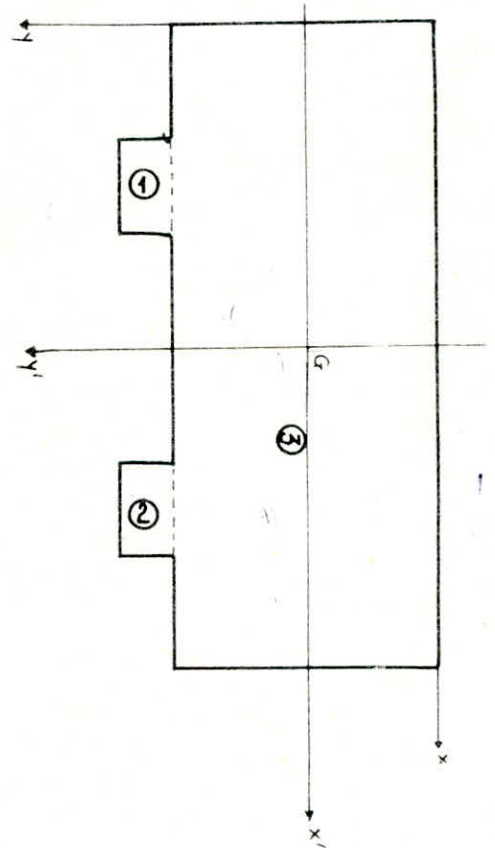
$$P = \frac{N}{S} = \frac{3857}{289,9} = 13,3 \text{ t/m}^2 = 1,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Prédimensionnement de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow z \geq \frac{T_{max}}{1,15 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$T_{max} = q \cdot \frac{l_{max}}{2} = 13,3 \cdot \frac{2,95}{2} = 19,62 \text{ t}$$



donc: $\bar{z} \geq \frac{19,62 \cdot 10^3}{1,15 \times 5,9 \times 100} = 28,92 \text{ cm}$.

$\bar{z} = \frac{7}{8} h \Rightarrow h \geq \frac{8}{7} \bar{z} = 33 \text{ cm}$

On prend: $h = 35 \text{ cm} \rightarrow h_t = 40 \text{ cm}$.

Vérification au poinçonnement:

$N = 3857 + 0,40 \times 289,9 \times 2,9 = 4146,9 \text{ t}$.

Le voile le plus sollicité est V_{Tz} : $G = 304,38 \text{ t}$.

$P = 41,97 \text{ t}$.

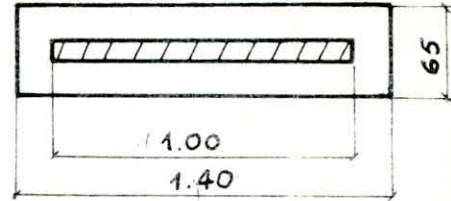
$l = 11,25 \text{ m}$.

$q = \frac{304,38 + 1,2 \cdot 41,97}{11,25} = 31,53 \text{ t/m}$

La condition de non poinçonnement: $\frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$

P_c : Périmètre du contour cisailé sur le Plan moyen de la dalle.

d'où: $1,5 \cdot \frac{31,53 \cdot 10^3}{2(140+65) \cdot 40} = 5,76 \text{ Kg/cm}^2 < 6,7 \text{ Kg/cm}^2$



Vérification au soulèvement:

On doit vérifier que sous l'effet de sous pressions hydrostatiques que le bâtiment ne se soulève pas.

On vérifie que: $P \geq 1,5 \cdot S \cdot \bar{z}$

$P = 3405 \text{ t}$

$1,5 \cdot S \cdot \bar{z} = 1,5 \times 289,9 \times 2 = 869,7 \text{ t} < P$.

donc pas de risque de soulèvement.

Vérification de la stabilité du radier:

$M_x = M_{ox} + H_{ox} \cdot h_e = 4171,93 + 186,57 \times 2,00 = 4545,1 \text{ t} \cdot \text{m}$

$M_y = M_{oy} + H_{oy} \cdot h_e = 5727,30 + 276,59 \times 2,00 = 6280,48 \text{ t} \cdot \text{m}$

On doit vérifier que: $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_s$ et $\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$

$N = G + P + G_{radier} = 3405 + 376,66 + 289,84 = 4071,5 \text{ t}$.

Sens longitudinal:

$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$

$v_x = 5,51 \text{ m}$: $\sigma_{1,2} = \frac{4071,5}{289,9} \pm \frac{6280,48}{2902,76} \cdot 5,51$ $\begin{cases} \sigma_1 = 25,96 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 2,12 \text{ t/m}^2 \end{cases}$

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 20 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 25,27 \text{ t/m}^2$

$\sigma_1 = 25,96 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 28,5 \text{ t/m}^2$.

Sens transversal:

$$v_y = 13,15 \text{ m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{4071,5}{289,9} \pm \frac{4545,1}{16207,81} \cdot 13,15 \quad \begin{cases} \sigma_1 = 17,76 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 10,33 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\cdot \sigma_m = 15,9 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 25,27 \text{ t/m}^2$$

$$\cdot \sigma_1 = 17,76 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 28,5 \text{ t/m}^2$$

La stabilité du radier est donc assurée dans les deux sens.

Verification au renversement:

Sens x : $v_{\min} = 12,85 \text{ m}$

$$M_g = 0,8 \cdot G \cdot v_{\min} = 0,8 \cdot 3405 \cdot 12,85 = 35003,4 \text{ t.m}$$

$$F = \frac{M_s}{M_r} = \frac{35003,4}{4545,1} = 7,7 > 1,5 \quad \text{Pas de renversement.}$$

Sens y : $v_{\min} = 4,82 \text{ m}$

$$M_g = 0,8 \cdot 3405 \cdot 4,82 = 13129,68 \text{ t.m}$$

$$F = \frac{13129,68}{6282,8} = 2,1 > 1,5 \quad \text{Pas de renversement.}$$

Charge à prendre en compte pour le calcul du radier:

La charge à prendre en compte pour le calcul du radier sera égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier.

Charge du radier : $0,4 \times 2,5 = 1 \text{ t/m}^2$

Sollicitation du 2^{ème} genre :

• Sens longitudinal : $q_1 = 25,96 - 1 = 24,96 \text{ t/m}^2$.

$$q_2 = 2,12 - 1 = 1,12 \text{ t/m}^2$$

• Sens transversal : $q_1 = 17,76 - 1 = 16,76 \text{ t/m}^2$.

$$q_2 = 10,33 - 1 = 9,33 \text{ t/m}^2$$

donc : pour sp2 on prend : $q = 24,96 \text{ t/m}^2$.

pour sp1 on prend : $q = 13,3 \text{ t/m}^2$.

Maintenant on doit comparer : $\frac{\bar{\sigma}_a(\text{SP2})}{\bar{\sigma}_a(\text{SP1})}$ avec $\frac{q(\text{SP2})}{q(\text{SP1})}$

$$\frac{\bar{\sigma}_a(\text{SP2})}{\bar{\sigma}_a(\text{SP1})} = \frac{4200}{2800} = 1,5 \quad ; \quad \frac{q(\text{SP2})}{q(\text{SP1})} = 1,87 > 1,5$$

Par conséquent les contraintes du 2^{ème} genre sont plus défavorable. Donc le radier sera calculé comme un plancher renversé sous

$$q = 24,96 \text{ t/m}^2$$

Determination des moments dans les panneaux de dalles :

Les panneaux de dalles sont sollicités par une charge uniformément répartie, on déterminera les moments par la méthode de M^r PIGEAUD.

Les moments au milieu de la dalle dans une bande de 1m de largeur sont :

dans le sens de la petite portée : $M_x = P(M_1 + 0,15 M_2)$.

dans le sens de la grande portée : $M_y = P(M_2 + 0,15 M_1)$.

avec : $P = q \cdot l_x \cdot l_y$ = charge totale appliquée sur la dalle.

M_1, M_2 : moments unitaires pour charge unif. rep. $P=1$. (Abaque de Pigeaud).

On prendra forfaitairement :

- sur appui : $M_{ax} = 0,50 M_x$; $M_{ay} = 0,50 M_y$.

- en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x$; $M_{ty} = 0,85 M_y$.

L'essentiel est de respecter l'inégalité :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_o$$

Remarque : si $\beta < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre de 1m de largeur.

avec : $M = q \frac{l^2}{8}$.

Application :

Panneau 17

$l_x = 2,95 \text{ m}$, $\beta = 0,522$

$l_y = 5,65 \text{ m}$, $1/\beta = 1,980$

$M_1 = 0,0475$

$M_2 = 0,0095$

$P = 24,96 \times 2,95 \times 5,65 = 415,65 \text{ t}$

$M_x = (0,0475 + 0,15 \times 0,0095) \times 415,65 = 20,43 \text{ t.m}$

$M_y = (0,0095 + 0,15 \times 0,0475) \times 415,65 = 6,36 \text{ t.m}$

$M_{tx} = 0,85 M_x = 17,36 \text{ t.m}$, $M_{ax} = 0,5 M_x = 10,22 \text{ t.m}$

$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,81 \text{ t.m}$, $M_{ay} = 0,5 M_y = 3,39 \text{ t.m}$

Ferraillage :

Sens l_x : travée : $\mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 17,36 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 36^2} = 0,0478 \rightarrow \epsilon = 0,9080$

$A = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{17,36 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,908 \cdot 36} = 12,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 4HA 20/ml

Appui : $\mu = 0,028 \rightarrow \epsilon = 0,9275$

$A = 7,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on adopte : 5HA 14/ml

Sens l_y : travée : $\mu = 0,016 \rightarrow \epsilon = 0,9439$

$A = 4,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on adopte : 4HA 12/ml

appui: $\mu = 0,0093 \rightarrow \varepsilon = 0,9565$.
 $A = 2,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 On adopte 5HB/ml

Les autres résultats sont donnés sous forme de tableau.

Dispositions constructives

Espacements:

Sens l_x : $\bar{E} = \min(3h_t, 33 \text{ cm})$

Sens l_y : $\bar{E} = \min(4h_t, 45 \text{ cm})$

longueur d'ancrage:

$l_a = \begin{cases} 40\phi & \text{barres droites} \\ 17\phi & \text{crochet à } 45^\circ \end{cases}$

Chaque barre qui traverse le contour est totalement ancrée au delà de celui-ci à une longueur l_a .

Armatures supérieures:

Quadrillage uniforme sur toute surface.

Une barre sur deux arrêtée à $l_x/10$ avant le nu d'appui.

Armatures inférieures: (chopeaux).

Leur longueur à partir du nu d'appui est égale à $\max(l_d, l_x/5)$.
 On prendra cette longueur égale à $l_x/4$.

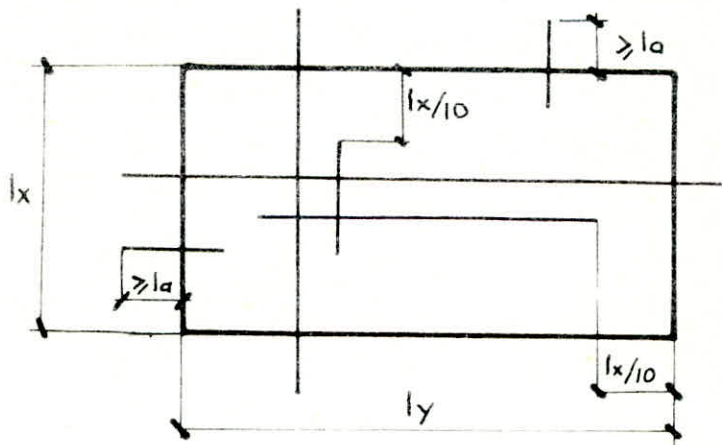
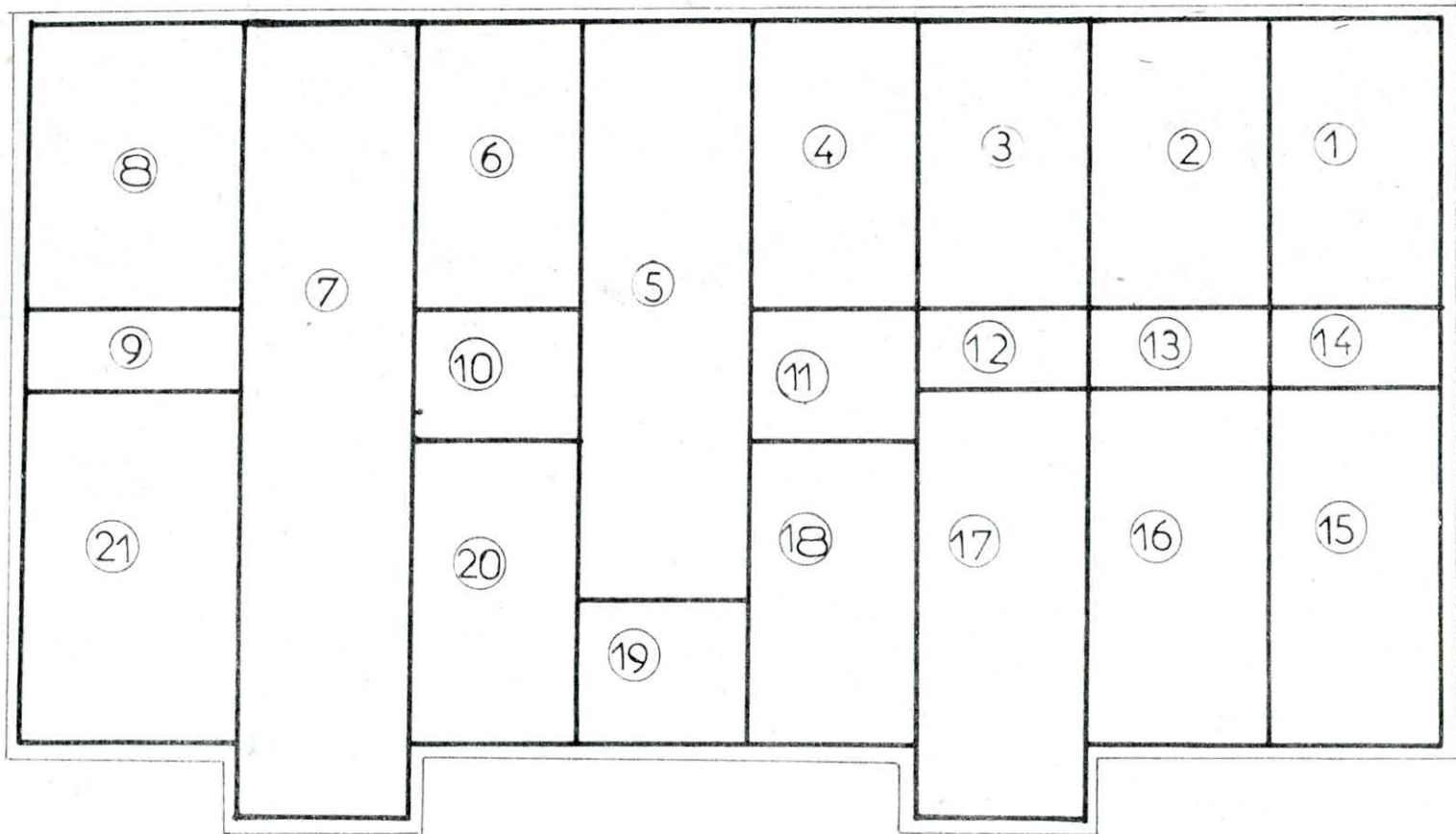


Tableau des moments

	l_x (cm)	l_y (cm)	ρ	$\frac{1}{\rho}$	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	P (t)	M_x (t.m)	M_{tx} (t.m)	M_{ax} (t.m)	M_y (t.m)	M_{ty} (t.m)	M_{ay} (t.m)
1,2,3,4,6,8	2,95	3,68	0,8	1,25	0,0445	0,026	270,96	13,14	11,17	6,57	9,06	7,70	4,53
15, 16, 21	2,95	4,42	0,7	1,50	0,0475	0,019	325,45	16,38	13,92	8,19	8,50	7,23	4,25
9, 10, 11, 14	0,95	2,95	0,3	3,10	0,036	0,003	69,95	2,55	2,17	1,28	0,59	0,50	0,29
12, 13	1,45	2,95	0,5	2,00	0,0475	0,0095	106,77	5,22	4,44	2,61	1,77	1,50	0,88
18, 20	2,95	3,92	0,75	1,33	0,0446	0,025	288,64	13,95	11,86	6,98	9,15	7,78	4,57
19	1,65	2,95	0,56	1,79	0,048	0,0125	121,49	6,06	5,15	3,03	2,39	2,03	1,19
17	2,95	5,64	0,5	2,00	0,0475	0,0095	415,65	20,43	17,36	10,22	6,37	5,81	3,39
5	2,95	7,65	0,4	2,5	0,044	0,004	563,28	25,12	21,35	12,56	5,97	5,07	2,98
7	2,95	10,75	27,15	23,08	13,58	.	.	13,58

Tableau du ferrailage

	Sens : l_x						Sens : l_y					
	Travée			APPUI			TRAVEE			APPUI		
	Panneau f	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté}	t (cm)	A _{calculé} (cm ²)	A _{choisiz}	t (cm)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté}	t (cm)	A _{col} (cm ²)	A _{adopté}
1,2,3,4,6,8	7,99	7HA12	15	4,62	6HA10	15	5,44	5HA12	20	3,14	4HA10	25
15,16,21	10,04	5HA16	20	5,79	4HA14	25	5,09	5HA12	20	2,95	4HA10	25
9,10,11,14	1,49	4HA8	25	0,87	4HA8	25	0,33	3HA6	33	0,19	3HA6	33
12,13	3,09	4HA10	25	1,79	4HA8	25	1,55	4HA8	25	0,59	3HA6	33
18,20	8,50	8HA12	12	4,92	5HA12	20	5,49	5HA12	20	3,18	5HA10	20
19	3,59	5HA10	20	2,09	5HA8	20	1,39	3HA8	33	0,80	3HA6	33
17	12,64	4HA20	25	7,28	5HA14	20	4,07	4HA12	25	2,34	5HA8	20
5	15,70	5HA20	20	9,26	6HA14	15	3,54	5HA10	20	3,2	5HA10	20
7	17,00	9HA16	12	9,79	7HA14	15	.	.	.	9,79	7HA14	15



TECHNOLOGIE

DE

CONSTRUCTION

INTRODUCTION

Le coffrage a une grande importance technique pour obtenir un ouvrage en béton de bonne qualité.

Par ailleurs le coût du coffrage et de la main d'œuvre nécessaire pour le mettre en œuvre représente une proportion importante du coût d'œuvre.

Le coût d'un projet varie suivant son adaptation au type de coffrage que l'on envisage d'utiliser et des moyens pour son exécution.

En tenant compte de l'utilisation des moyens de l'exécution d'une œuvre intelligemment on peut réaliser des économies qui peuvent atteindre jusqu'à 20% du prix prévu; pour cela il faut connaître ces moyens sur le plan technique que sur le plan économique.

CHOIX DU COFFRAGE

Durant cette étude on a eu à calculer une structure à voiles avec comme procédé d'exécution le coffrage tunnel. Ce choix est justifié par l'ampleur du projet total et du fait qu'on a de gros bâtiments répétitifs et qui sont en bandes à refends porteurs. Ce type de coffrage comparé à d'autres tels que tables et banches ou coffrage traditionnel présente des avantages certains, parmi ceux-ci on peut citer :

1. La structure portante est réalisée en un temps assez rapide et avec une bonne organisation des équipes secondaires (maçonnerie, revêtement, peinture etc...) on peut réaliser cette zone d'habitation dans un délai raisonnable.
2. Le coffrage devient facile à manipuler avec des ressources matérielles appropriées (engin de levage par exemple) ceci a pour but de comprimer la main d'œuvre, dont un manque se fait sentir dans notre pays.
3. Le coffrage de constitution métallique a une durée de vie nettement supérieure à celui en bois ce qui permet une utilisation répétée et une économie en matériels d'approvisionnement.
4. L'acier utilisé correspond uniquement aux exigences de résistance c'est à dire que le problème des armatures supplémentaires pour les joints (cas du préfabriqué) ne se pose pas.

5. La qualité du travail est constante et les ouvriers gagnent de l'expérience par les manipulations consécutives.

Ce type de coffrage permet de coffrer simultanément les murs et le plancher supérieur d'une même cellule. La face coffrante est tôle de 3 à 4 mm soudée sur des raidisseurs en U ou en omégas.

Il existe deux types de coffrage tunnel : Le bi-coquille et le mono-coquille. Pour éviter tout problème de décintrage et pour avoir un rythme assez rapide et vu la structure des logements (les retours de façade V_{L1}, V_{L1} par exemple) on a adopté le coffrage tunnel bicoquille.

Le tunnel bi-coquille

Partout où l'évolution démographique nécessite des programmes de construction rapide, le coffrage bi-coquille apporte un procédé rationnel de gros-œuvre.

Quelles que soient les coutumes ou la main-d'œuvre cet outil permet de réduire les coûts et d'établir un rythme de production parfaitement planifié.

Ce type de coffrage présente des avantages et des inconvénients par rapport au mono-coquille.

Avantages

- Il permet d'étayer le plancher avant de décintrer la deuxième coquille, ce qui limite la flèche et les fissures.
- Il permet d'étayer le plancher avant le décintrage de la 2^{ème} coquille.
- Il permet d'utiliser des fonds qui coffreront le 3^{ème} côté de la cellule.
- Il permet l'adaptation à des trames de cellules différentes.
- La souplesse de fonctionnement est mieux adaptée au cycle de travail quotidien.

Inconvénients

- Il risque d'augmenter le nombre de colis à manutentionner pour des trames assez petites.
- Le réglage est parfois complexe.

Néanmoins ce dernier problème et par des manipulations répétées se voit résolu.

Moyen de levage

Parmi les installations clés du chantier on peut citer en 1^{er} lieu l'engin de levage qui est destiné à transporter d'un point à un autre du chantier des objets (matériaux, produits ouvrés, matériels et outillages spéciaux en œuvre...).

La mécanisation du moyen de levage, bien adaptée au travail concerné s'avère toujours source d'économie.

On a choisie une grue à tour qui permet de combiner les deux opérations de manutention horizontale et verticale en balayant une aire de plusieurs dizaines de mètres de rayon.

La grue sera du type G.T.M.R (grue à tour à montage rapide), elle sera à poste fixe vue que l'aire du balayage peut couvrir tout le bâtiment. (voir schéma ci-joint)

Caracteristiques de la grue:

- Distance (flèche) = extrémité la plus éloignée + axe du panneau.
 $d = \sqrt{6^2 + 10^2} + 12,3 + 3 \text{ m (sécurité)} = 22,96 \text{ m.}$

Donc la flèche sera de 25 m.

- Charge: "élément le plus lourd" ≈ 3 tonnes
- Puissance = $3 \cdot 25 = 75 \text{ t.m.}$ (Voir remarque.)
- Position fixe.

Manutention

Il existe pour la manutention plusieurs procédés ayant chacun ces avantages et ces inconvénients, parmi lesquels on peut citer: le palonnier, la passerelle de service, le travail ext...

La solution la plus pratique est qui requiert la grue de plus faible puissance est celle qui consiste à amener chaque demi-coquille sur une passerelle de service et à la manutentionner seule; d'ailleurs c'est la solution la plus utilisée sur nos chantiers.

Remarque: La puissance est une caractéristique mécanique déterminée par le constructeur et ce en fonction de la flèche et de la charge.

Processus d'exécution et rotation

Au fur à mesure de l'arrivée des coquilles, celles-ci sont assemblées bout à bout, quand la deuxième travée de coquilles est maintenue, la hauteur est réglée sommairement pour permettre de verrouiller les demi-coquilles.

On règle ensuite la hauteur du tunnel au moyen des verins de pied, puis l'horizontalité avec des contrefiches obliques.

la ferraille et les réservations du voile sont posées du même côté avant la manutention de la deuxième face du coffrage.

Une fois l'ensemble des coffrages mis en place ainsi que les arrêts de béton, on peut procéder au coulage. Les amorces de voiles de l'étage supérieur sont coulées en même temps que le plancher.

Après durcissement on décolle les coquilles, on les pousse ensuite vers l'extérieur jusque sur la passerelle de service où elle est reprise aux élingues pour être manutentionnée.

Auparavant, elle est grattée et huilée, ce qui permet de la mettre directement en place.

A chaque rotation, il est nécessaire de mettre en place une demi-coquille supplémentaire pour couler le dernier voile (trame tampan).

Notre bâtiment comprend 2 logements et sera réalisé en deux phases.

La première phase consiste à réaliser le premier logement, ainsi les demis-coquilles seront assemblées comme indiqué sur le plan et de telle manière que leurs sorties ne poseront pas de problème.

Pour les panneaux extérieurs on utilisera pour leurs coffrages un ensemble de banches.

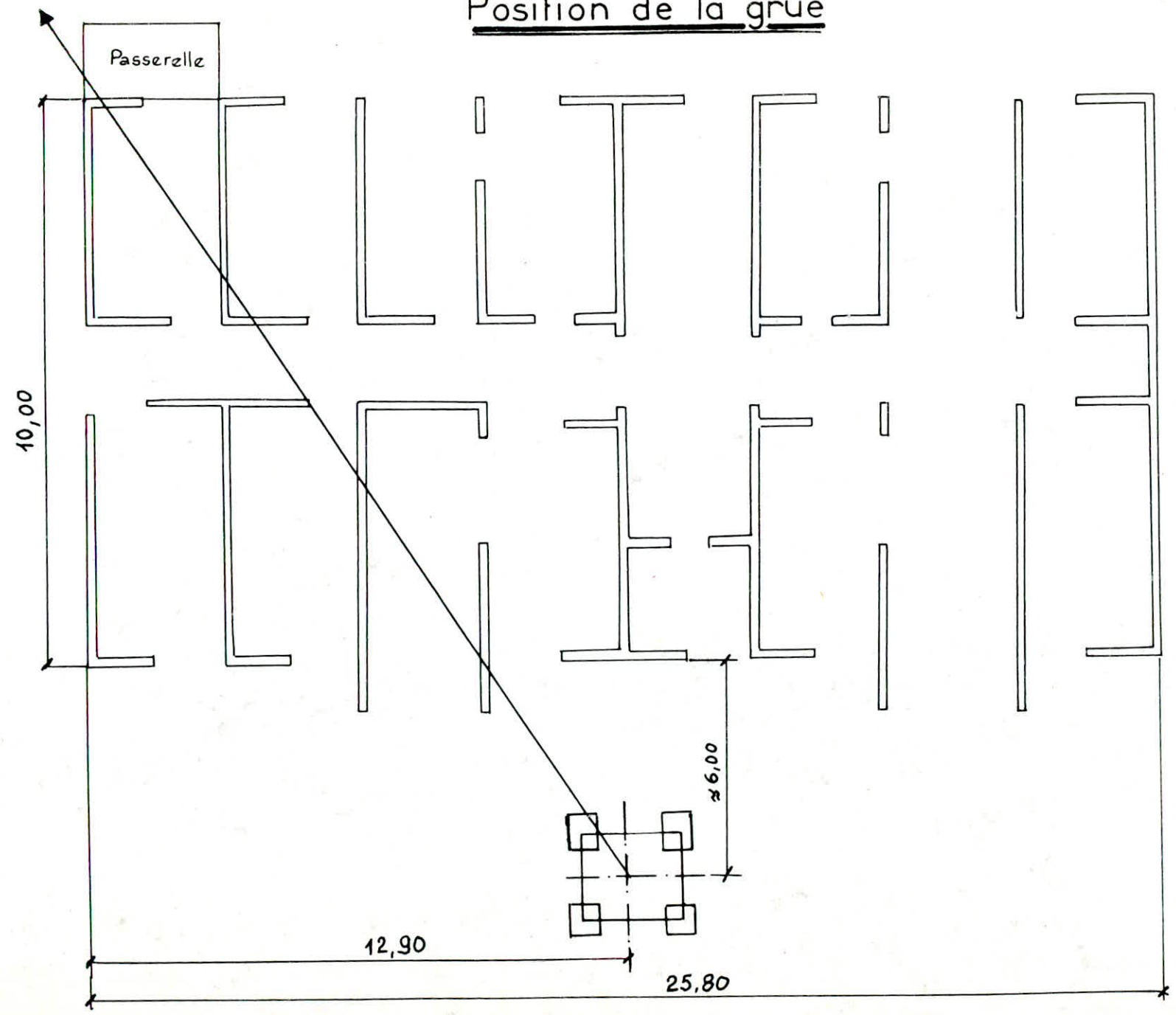
On remarque qu'il existe des refends qu'on ne peut réaliser durant la première phase; ils le seront en deuxième phase, à l'aide de banches, après avoir laissé des réservations.

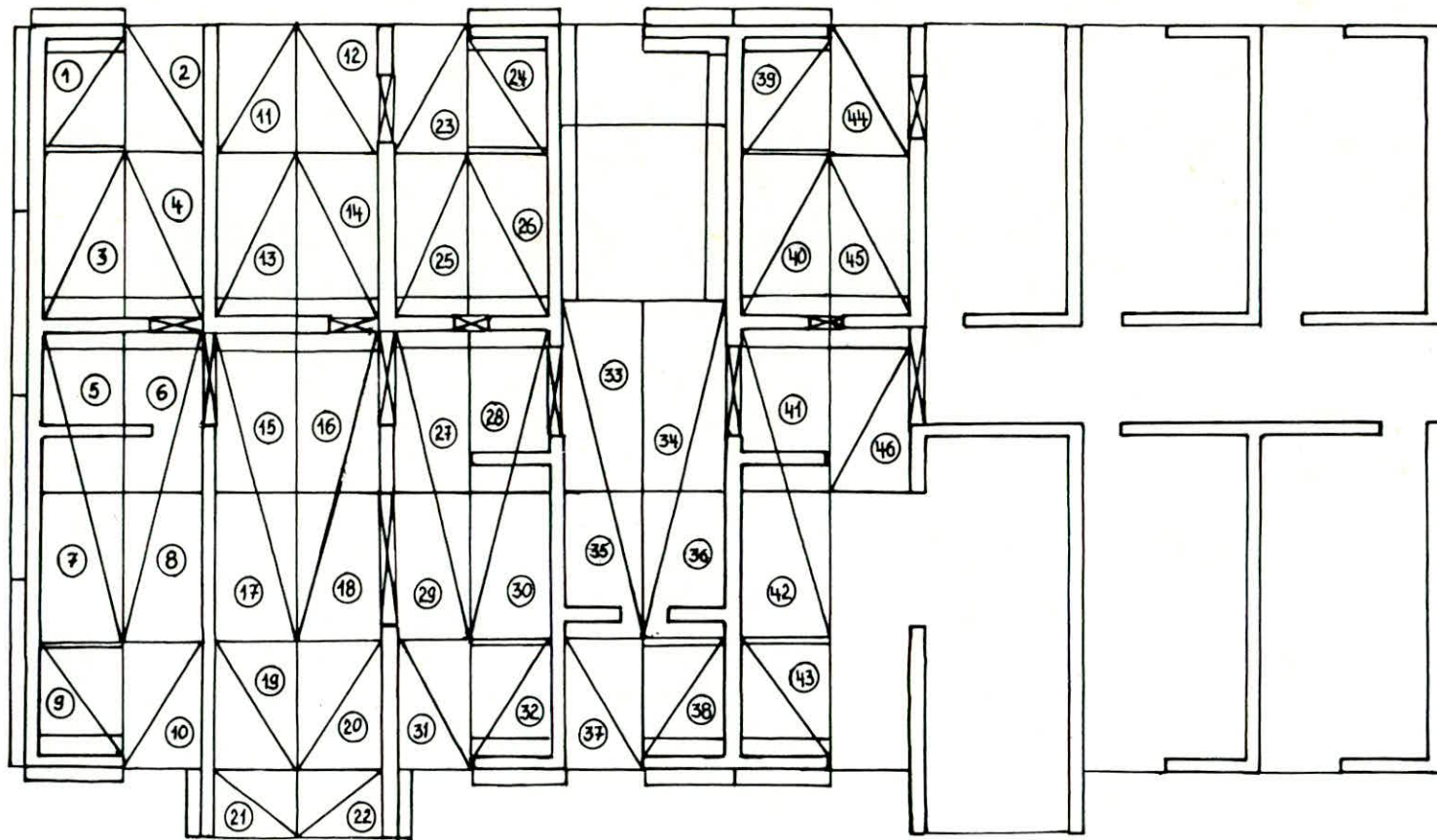
On n'omet pas de dire que des passerelles de service seront indispensable pour la manutention des coquilles.

La deuxième phase est identique à la première et on utilisera le même équipement. (voir plan).

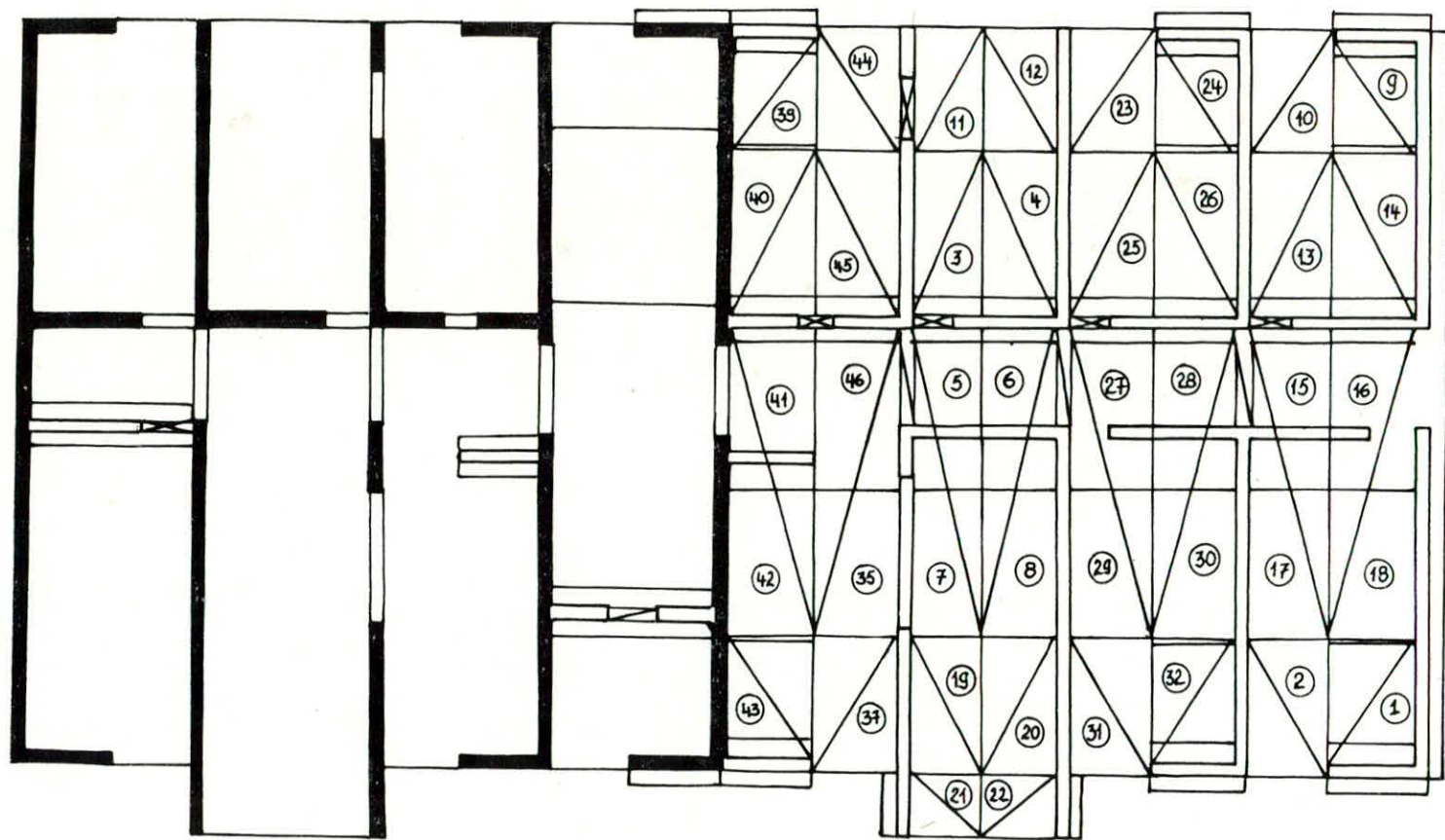
Position de la grue

96





Phase:1



Phase: 2

CALCUL DES DEFORMATIONS

Sous les forces horizontales il y'a lieu d'éviter le heurt entre deux blocs adjacents.

Connaissant les forces sismiques agissant à chaque niveau et la matrice de souplesse - calculées précédemment - on peut calculer les déformations de chaque niveau d'après la formule:-

$$[f_j] = [S][F_j]$$

$[F_j]$: vecteur colonne des forces.

$[S]$: matrice de souplesse.

$[f_j]$: vecteur déplacement absolue.

au niveau j la flèche est : $f_j = \sum_{i=1}^n \delta_{ij} F_i$

Les déplacements relatifs des niveaux adjacents sont donnés par : $\Delta f_{j+1} = f_{j+1} - f_j$. Puis et conformément à l'art. 3.3.7 du RPA81 ces déformations seront multipliées par $(\frac{1}{2B})$ pour tenir compte de la ductilité de la structure.

Enfin on vérifiera que : $\Delta f_i \cdot \frac{1}{2B} < \bar{\Delta f}$

$$\bar{\Delta f} = 0,0075 h = 0,0075 \times 300$$

$$\bar{\Delta f} = 2,25 \text{ cm.}$$

B : facteur de comportement de la structure $B = \frac{1}{4} \Rightarrow \frac{1}{2B} = 2$

FI:	Caractéristique	1	2	3	4	5	6	7	8	9
378.10 ⁴ .19,88	F_i (t)	7,65	10,13	14,18	18,24	22,31	26,36	30,42	34,48	22,80
	f_i (cm)	0,04	0,12	0,22	0,34	0,47	0,65	0,77	0,93	1,10
	Δf_i (cm)	0,04	0,08	0,10	0,12	0,13	0,18	0,12	0,16	0,17
	$\Delta f_i / 2B$ (cm)	0,08	0,16	0,20	0,24	0,26	0,36	0,24	0,32	0,34
378.10 ⁴ .174	F_i (t)	10,77	14,24	19,96	25,67	31,38	37,08	42,83	48,61	46,15
	f_i (cm)	0,007	0,021	0,038	0,059	0,083	0,109	0,135	0,164	0,192
	Δf_i (cm)	0,007	0,014	0,017	0,021	0,024	0,026	0,026	0,029	0,028
	$\Delta f_i / 2B$ (cm)	0,014	0,028	0,034	0,042	0,048	0,052	0,052	0,058	0,056

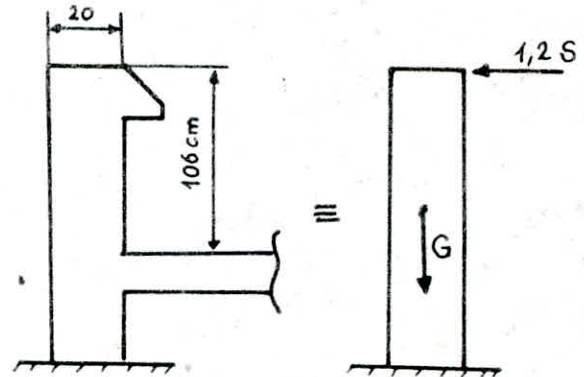
On remarque que tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible $\bar{\Delta f} = 2,55 \text{ cm}$.

ACROTÈRE

On fait le calcul de l'acrotère en la considérant comme une console encastrée au plancher terrasse sous son poids G et la surcharge P ou de la force du seisme S pour une bande de 1m de largeur

Le calcul se fera en flexion composée sous M et N .

On prendra une section rectangulaire de [1,00



Calcul de la force sismique

$$F_p = \alpha I \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{R.P.A art 3.39})$$

$$\begin{aligned} \alpha I &= 0,6 && \text{groupe d'usage 2. zone II.} \\ C_p &= 0,8 && \text{console (tableau 4. RPA).} \\ W_p &= 530 \text{ kg/ml} && \text{Poids de l'acrotère/ml.} \end{aligned}$$

$$\text{donc } F_p = 254,4 \text{ kg/ml} > 100 \text{ kg/ml}$$

Donc le seisme est prépondérant. $N = 530 \text{ kg/ml}$

$$M = 1,2 F_p \cdot 1,06 = 323,62 \text{ kg/ml}$$

Ferraillage:

- éxcentricité: $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{323,62}{530} = 0,61 \text{ m} = 61 \text{ cm.}$

$$e_1 = \frac{h_e}{6} = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1$ donc la section partiellement comprimée.

On applique la méthode du moment fictif explicitée par M. Charron.

$$M = 32362 + 530 = 32404 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h} = \frac{15 \cdot 32404 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,0054 \rightarrow \begin{aligned} \epsilon &= 0,9664 \\ k &= 134 \end{aligned}$$

$$\text{D'où : } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{134} = 20,89 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\epsilon \cdot \bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{32404}{0,9664 \times 2800 \times 18} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,66 - \frac{530}{2800} = 0,47 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4 HA6 avec } t = 25 \text{ cm.}$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 1,74 \text{ cm}^2$$

On prend 4 HA8 (2,01 cm²).

Verification à la fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \begin{array}{l} K = 1,5 \cdot 10^6 : \text{fissuration peu nuisible.} \\ \eta = 1,6 : \text{H.A} \end{array}$$

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

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \times \frac{5,025 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \times 5,025 \cdot 10^{-3}} = 1435,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{8}} = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

Verification à l'effort tranchant :

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

$$T = 305,3 \text{ Kg}$$

$$M = -323,6 \text{ Kg.m}$$

$$T + \frac{M}{z} = 305,3 - \frac{323,6}{\frac{z}{8} \cdot 18} = -1749,43 \text{ Kg}$$

donc les armatures ne sont pas soumis à un effort de traction.

Sommaire

_ PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
_ DESCENTE DE CHARGES	6
_ CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES	10
_ CALCUL DE LA PERIODE D'OSCILLATION	14
_ ETUDE AU VENT	20
_ ETUDE AU SEISME	26
_ ETUDE AU CONTREVENTEMENT	29
_ EFFORTS DANS LES REFENDS	42
_ SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS	47
_ FERRAILLAGE DES VOILES	50
_ FERRAILLAGE DES LINTEAUX	56
_ FERRAILLAGE DES ELEMENTS	
- ESCALIERS	60
- PLANCHERS	70
_ CALCUL DES FONDATIONS	82
_ TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION	92

Bibliographie

- _ TRAITÉ DE BÉTON ARMÉ GUERRIN
- _ REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 81
- _ REGLES NV65
- _ REGLES CCBA 68
- _ CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BETON ARME M. DIVERS
- _ CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME .. P. CHARRON
- _ EXERCICES DE BETON ARME P. CHARRON
- _ DYNAMIQUE DES STRUCTURES CLOUGH
- _ CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS ALBIGES-GOULET
- _ CALCUL DES OSSATURES EN BETON ARME A. FUENTES
- _ TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES ET DES PAROIS R. BARES
- _ DTU 23-1
- _ AIDES MEMOIRE (B.A ET R.D.M)
- _ COURS DE BETON ARME BELAZOUGUI