

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Bâtiment à Usage d'Habitation
(R + 8)

Proposé par : CTC

Etudié par :
ABDUL KHALEK T.
DAHER R.

Dirigé par :
MM. BIOUS
JACIMOVIC

ENP

PROMOTION : JANVIER 85

--- R E M E R C I E M E N T S ---

Nous remercions vivement MM . BLOUD et ZACIMOVIC pour l'aide efficace en vue de la réalisation de cette mémoire.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à Mr.HOUARA Chef du Département technique de la C.T.C.

Nous remercions aussi tous nos Professeurs de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont participé à notre Formation.

Nous remercions enfin l'Etat Algerienne pour nous avoir assuré les conditions nécessaires à notre Formation.

TALAL & RACHID



اهداء

الى ابناء الحياة
الى شهدائنا، طليحة انتصاراتنا
الى العاملين بصمت لعز الامم
الى ابطال المقاومة الوطنية اللبنانية
الى والدي الفاضلين

اهدي هذا العمل .

طلال

Dedicace

je dédie ce travail de fin d'études

à : mes parents

à : mes frères et sœurs

aux amis intimes.

Rachid

S O M M A I R E

/-----/

CHAPITRE I :	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
CHAPITRE II:	EXCENTRICITE	7
	- Calcul des inerties équivalentes	
	- Calcul du Centre de torsion	
	- Calcul du centre de masse	
CHAPITRE III :	Analyse Dynamique	28
CHAPITRE IV :	Etude au Séisme	35
CHAPITRE V :	Etude au Vent	39
CHAPITRE VI :	Calcul de déformations	51
CHAPITRE VII :	Calcul des refends et combinaison des efforts	53
CHAPITRE VIII:	Ferraillage des voiles et des linteaux	77
CHAPITRE IX :	Calcul des éléments	102
	- Plancher courant	
	- Plancher haut sous-sol	
	- Escalier	
	- Acrotère	
CHAPITRE X :	Calcul des fondations : Radier Général.	141

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

P R E S E N T A T I O N D E L ' O U V R A G E

Nous nous proposons dans ce qui suit de faire l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation ; Ce bâtiment fait partie d'ensemble qui sera implanté dans la région de Bouira, correspond à la zone II aussi bien des règlements parasismiques que des règles neige et Vent.

Un sous-sol.

Il présente :-Un Rez de chaussée (usage commercial)
- 8 étages courants
- 1 escalier
- 1 cage d'ascenseur.

I CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES ELEMENTS DE CONSTRUCTIONS :

I.1 Ossature : Le contre-ventement du bâtiment est assuré par des voiles (refends) en béton armé qui constituent toute la structure de l'ouvrage. Les dimensions en plan sont :

- Dans le sens longitudinale : L= 20,47m
- Dans le sens transversale ; L= 18,945m

La hauteur totale de l'ouvrage (acrotère comprise) est : H 25,75m
La hauteur entre deux planchers consécutifs : h = 2,8m.
La hauteur du sous sol est de $\frac{1}{10} \cdot 25,75 = 2,575m$ (Art.0.2
Commentaires R.P.A) donc h = 2,8m.

I.2 Planchers : Tous les planchers d'étages courants et de terrasse seront constitués d'une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur

I.3 Escaliers : L'escalier est du type droit, il sera constitué par 2 volées adjacentes, appuyées sur les 2 paliers.

I.4 Assenseur : Elle est réalisée par des voiles d'épaisseur 20cm dans le sens longitudinale et de 15cm dans l'autre sens

II. CARACTERISTIQUES DU SOL :

La contrainte admissible du sol est de **15** Bars.

III. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

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

La composition de 1 m³ de béton sera :

- 800 Litres de gravillons avec Dg 2,5cm
- 400 Litres de sable avec Ds 0,5cm
- 350 Kg de ciment du type C.P.A.325
- 175 Litres d'eau.

La préparation du béton sera faite mécaniquement.

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

C O N T R A I N T E S A D M I S S I B L E S

I. BETON : Notre batiment étant considéré à usage d'habitation , le béton est dosé à 350kg/m³. En ciment 325 avec contrôle atténué. Les contraintes admissibles pour les sollicitations du 1er genre sont définies aux articles 9,10,11,12, des règles CCBA.68. La résistance nominale constitue la base technique des justifications de sécurité : Elle est designée par :

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

A la traction $\longrightarrow \sigma'_n = 7 + 0,06.T'n = 23,2 \text{ bars } 23,7\text{kg/cm}^2$

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

I.1. CONTRAINTES ADMISSIBLES EN COMPRESSION SIMPLE :

$$\bar{\sigma}'_b = \kappa \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \sigma'_{28} = 1 \times 5 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars } 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

Sous sollicitations du 1er genre : $SP_1 = \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

Sous sollicitations du 2ieme genre : $SP_2 = \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$

I.2 CONTRAINTES ADMISSIBLES EN FLEXION SIMPLE OU EN FLEXION COMPOSEE AVEC TRACTION EN SECTION RECTANGULAIRE :

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

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

I.3 CONTRAINTE DE TRACTION DE REFERENCE :

Art.9.5 CCBA.68

$$\bar{\sigma}_b = \kappa \times \beta \times \gamma \times \epsilon \times \sigma'_{28} = 1 \times 5 \times 1 \times 0,0258 \times 270 = 5,8 \text{ bars.}$$

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

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

II ACIERS :

On distingue 2 catégories d'aciers :

II.1. Aciers doux (Ronds lisses)

Nuance FeE24 \longrightarrow Limite d'élasticité nominale : $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} \times 1 = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_2\text{)}$$

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

Nuance FeE40 \longrightarrow Limite d'élasticité nominale
Pour diamètre \varnothing 20mm \longrightarrow $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Pour diamètre \varnothing 25mm \longrightarrow $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

* Contraintes admissibles :

$$\varnothing \quad 20\text{mm} : \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1.4200 = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_2\text{)}$$

$$\varnothing \quad 25\text{mm} : \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous SP}_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1.400 = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous SP}_2\text{)}$$

C H A R G E S E T S U R C H A R G E S

1. Plancher terrasse :

1.a Charge permanente :

1- Protection gravier (5cm)	0,5x1,8	= 0,09t/m ²
2- Etanchéité		= 0,35t/m ²
3- Liège	0,04x0,25	= 0,01t/m ²
4-Forme de pente	0,09x1,5	= 0,135t/m ²
5-Chappe	0,04x2	= 0,08t/m ²
6-Dalle pleine (15cm)	0,15x2,5	= 0,375t/m ²
7-Enduit et platre	0,01x1,4	= <u>0,014t/m²</u>
		G = 0,739.

1.b Surcharges d'exploitation :

Terrasse (non accessible)	= 0,1t/m ²
Terrasse accessible	= 0,15t/m ²

charge soumise à l'action sismique : $G + \frac{P}{5}$

2. Plancher courant :

2.a Charges permanentes :

1- Carrelage (2cm)	0,02x2	= 0,04t/m ²
2- Mortier de pose	0,02x2	= 0,04t/m ²
3- Sable (3cm)	0,03x1,8	= 0,054t/m ²
4- Dalle pleine (15cm)	0,15x2,5	= 0,375t/m ²
5- enduit + platre (1,5cm)	0,015x1,4	= 0,021t/m ²
6- Cloisons		= <u>0,075t/m²</u>
		G=0,605t/m ²

2.b Surcharges d'exploitation

1- Batiment à usage d'habitation : P = 0,15t/m²

2- Surcharges dûs au plancher bas du R.D.C (usage commercial)
P = 0,4t/m²

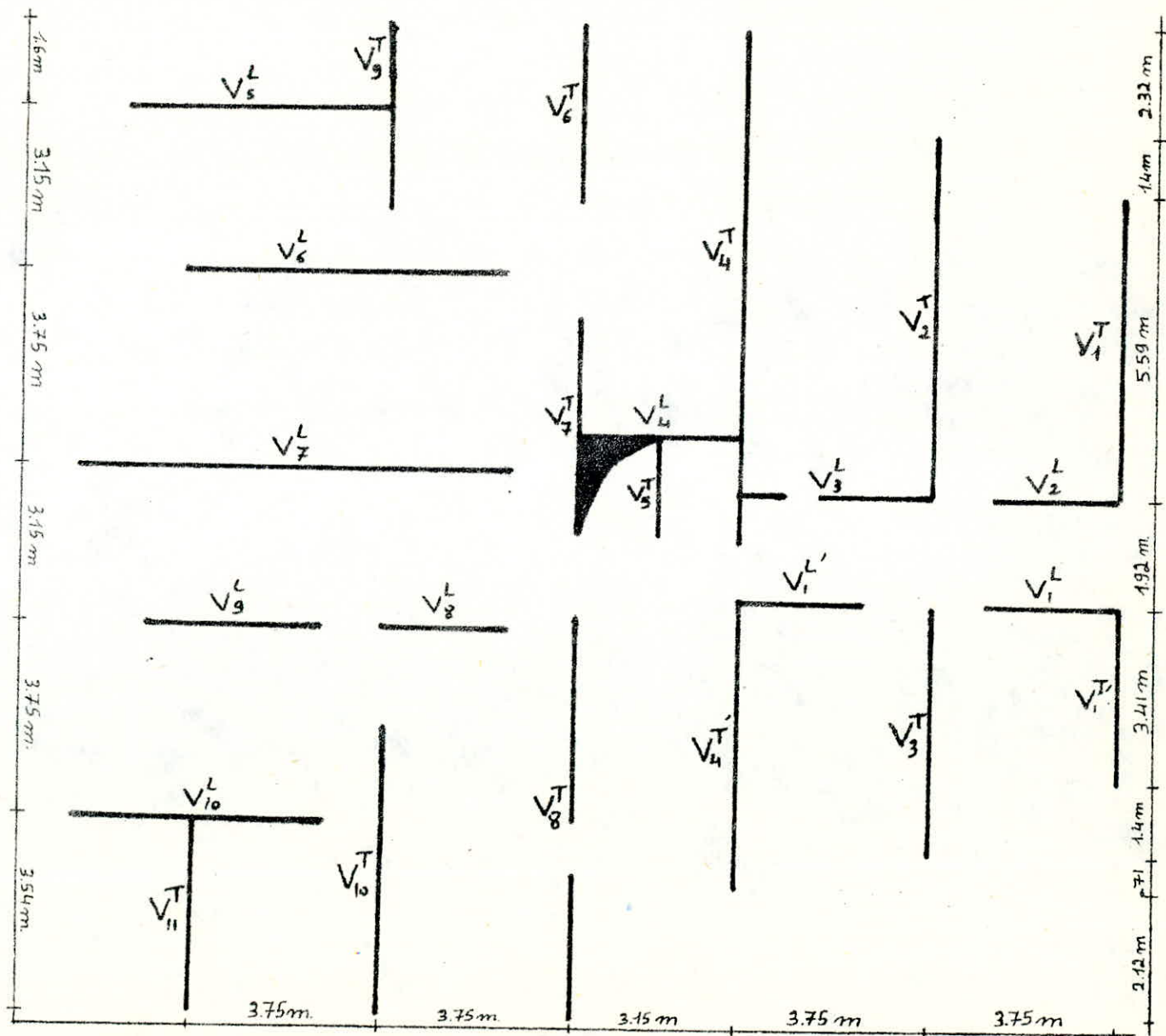
3. Voiles

L'epaisseur 15cm ----- $0,15 \times 2,8 \times 2,5 = 1,05t/m.l$

4. Façades :

- | | |
|---|--------------------------------|
| 1. Briques creuses (15cm) | $0,15 \times 1,4 = 0,21t/m^2$ |
| 2. Briques creuses (7cm) | $0,07 \times 1,4 = 0,098t/m^2$ |
| 3. Enduits exterieur et interieur (2+1) | $0,03 \times 2 = 0,06t/m^2$ |

G = 0,368t/m.l



CHAPITRE II

EXCENTRICITE

- Calcul des inerties équivalentes
- Calcul du centre de torsion
- Calcul du centre de masse

--- E X C E N T R I C I T E ---

INTRODUCTION :

L'excentricité est, par Définition, l'écart qui existe entre le centre de torsion et le centre de masse du bâtiment à chaque niveau. Il est convenable d'avoir les éléments de contreventement disposés symétriquement par rapport au centre de masse. Cela évite d'avoir recours à des efforts grands dûs à la torsion.

Le R.P.A exige que pour les structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leur plan , on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque Direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau

- Excentricité théorique résultants des plans.

et cela tout en ayant une excentricité théorique inférieure à 20%

L'excentricité est donnée par l'expression :

$$e_T = X_T - X_G \quad \text{où } (X_G, Y_G) \text{ coordonnées du centre de}$$

et masse

$$e_L = Y_T - Y_G \quad (X_T, Y_T) \text{ coordonnées du centre de}$$

Torsion

CALCUL DU CENTRE DE TORSION :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{it} \cdot X_i}{\sum I_{it}} ; Y_T = \frac{\sum I_{il} Y_i}{\sum I_{il}}$$

Les résultats figurent dans les tableaux suivants.

Voiles	V^T	$V^{T'}$	V^T	V^T	V^T	$V^{T'}$	V^T	V^T	V^T	V^T	V^T	V^T	V^T	V^T
	1	1	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10	11	
l(m)	5,665	3,485	7,065	4,96	0,155	5,67	2,30	3,70	4,30	X	3,70	5,515	3,615	
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
$I_i (m^4)$	2,273	0,529	4,408	1,525	13,09	2,279	0,152	0,633	0,994	5,264	0,633	2,097	0,591	
$X_i (m)$	2,35	2,35	16,645	16,645	12,895	12,895	11,495	9,745	9,745	9,745	5,995	5,995	2,245	
$I \cdot X_i (m^5)$	46,36	10,79	73,37	25,38	168,80	29,39	1,75	6,17	9,69	51,30	3,79	12,57	1,33	

$$\sum I_i = 34,47 \text{ m}^4$$

$$\sum I_i \cdot X_i = 440,69 \text{ m}^5$$



$$X_p = \frac{\sum I_i \cdot X_i}{\sum I_i} = 12,78 \text{ m}$$

voiles	V^L_1	V^L_1	V^L_2	V^L_3	V^L_4	V^L_5	V^L_6	V^L_7	V^L_8	V^L_9	V^L_{10}
l (m)	2,70	2,70	2,55	x	3,30	5,22	6,22	8,57	2,65	3,32	4,87
e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$I_i (m^4)$	0,246	0,246	0,207	0,652	0,599	1,778	3,008	7,868	0,233	0,457	1,444
$X_i (m)$	7,715	7,715	9,635	9,635	10,985	17,34	14,19	10,44	7,29	7,29	3,54
$I_i \cdot X_i (m^5)$	1,90	1,90	1,99	6,28	6,58	30,83	42,68	82,14	1,70	3,33	5,11

$$\sum I_i = 16,74 \text{ m}^4$$

$$\sum I_i \cdot X_i = 184,44 \text{ m}^5$$

$$y_T = \frac{\sum I_i \cdot X_i}{\sum I_i} = 11,02 \text{ m}$$

CALCUL DU CENTRE DE MASSE :

Le calcul de centre de masse consiste à la détermination du centre de masse de chaque élément existant à chaque niveau. Pour cela, on répartit ses éléments en plusieurs catégories tel que les éléments verticaux (voiles, acrotères, façades) et les éléments horizontaux (dalles, balcons, gardes corps, escaliers).

Le centre de masse est le même pour les niveaux courants ; il change au niveau terrasse. Pour cela, on a à le calculer pour l'étage courant et pour le niveau terrasse.

Elements verticaux :

a) Voiles :

Voile M(t)	X(m)	Y (m)	M.X. (t.m)	M.Y (t.m)
V ₁ ^L	3,045	18,933	7,715	57,65
V ₁ ^{L'}	3,045	14,357	7,715	43,72
V ₂ ^L	2,76	19,77	9,635	54,56
V ₃ ^L	2,278	14,878	9,635	33,89
V ₄ ^L	4,2	11,32	10,985	47,54
V ₅ ^L	5,32	3,385	17,34	18,01
V ₆ ^L	6,951	4,25	14,19	29,54
V ₇ ^L	9,497	4,446	10,44	42,22
V ₈ ^L	3,281	7,53	7,29	24,70
V ₉ ^L	4,426	2,75	7,29	12,17
V ₁₀ ^L	5,483	2,537	3,54	13,91

$$\sum M = 124,402 \text{ t}$$

$$\sum MX = 1299,37 \text{ t.m}$$

$$\sum MY = 1192,7 \text{ t.m}$$

$$X_G = \frac{\sum MX}{\sum M} = 10,44 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum MY}{\sum M} = 9,59 \text{ m}$$

Elements Verticaux : (suite)

a) Voiles :

V ₁ ^T	6,917	20,395	8,675	141,07	60
V ₁ ^{T'}	4,628	20,395	12,467	94,39	57,70
V ₂ ^T	7,418	16,645	5,31	123,47	39,39
V ₃ ^T	5,208	16,645	13,0925	86,69	68,19
V ₄ ^T	10,781	12,895	13,867	139,02	149,5
V ₄ ^{T'}	6,072	12,895	4,955	78,30	30,09
V ₅ ^T	2,205	11,495	9,94	25,34	21,92
V ₆ ^T	4,31	9,745	16,994	42	73,24
V ₇ ^T	4,938	9,745	11,175	48,12	55,18
V ₈ ^T	7,353	9,745	3,98	71,65	29,26
V ₉ ^T	4,31	5,995	16,994	25,84	73,24
V ₁₀ ^T	6,18	5,995	3,21	37,05	19,84
V ₁₁ ^T	3,796	2,245	1,807	8,52	6,86

$$\sum M = 124,402t$$

$$\sum MX = 1299,37 \text{ t.m}$$

$$\sum MY = 1192,7 \text{ t.m}$$

$$X_G = \frac{\sum MX}{\sum M} = 10,44 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum MY}{\sum M} = 9,59 \text{ m}$$

b) Façades :

Façade	M(t)	Xi(m)	Yi(m)	MiXi	Mi Yi
F ₁	2,526	18,52	13,695	46,78	34,594
F ₂	2,195	14,77	15,095	32,42	33,134
F ₃	1,941	11,32	17,415	21,97	33,803
F ₄	2,937	7,87	18,815	23,11	52,26
F ₅	1,61	2,38	15,765	3,83	25,38
F ₆	2,195	2,38	12,315	5,22	27,03
F ₇	1,941	1,53	8,865	2,97	17,21
F ₈	2,195	1,53	5,415	3,36	11,89
F ₉	2,937	4,12	0,130	12,1	0,38
F ₁₀	2,65	7,87	0,130	20,86	0,35
F ₁₁	2,926	11,32	3,650	33,12	10,68
F ₁₂	2,195	14,77	4,360	32,42	9,57
F ₁₃	2,937	18,52	4,360	54,40	12,81

$$\sum Mi = 31,185 \text{ t}$$

$$\sum Mi Xi = 292,563 \text{ t.m}$$

$$\sum Mi Yi = 269,079 \text{ t.m}$$

Plancher terrasse :

c) Acrotères : (suite)

acrotère	M(t)	Xi(m)	Yi (m)	MiXi	Mi yi
A.15	0,419	11,345	2,02	4,75	0,85
A.16	0,098	12,92	2,325	1,26	0,23
A.17	0,502	14,80	2,73	7,43	1,37
A.18	0,193	16,67	3,38	3,21	0,65
A.19	0,502	18,545	4,13	9,31	2,07
A.20	1,512	20,42	9,577	30,88	14,48

$$\sum Mi = 10,66t$$

$$\sum MiXi = 104,515t.m$$

$$\sum MiYi = 100,551t.m$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} Xi &= 9,804m \\ Yi &= 9,433m \end{aligned}$$

Elements horizontaux :

$$G = 0,61 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0,15 \text{ t/m}^2$$

$$\longrightarrow G + \frac{P}{S} = 0,64 \text{ t/m}^2$$

a) Dalles (étages courants)

Dalles	S (m ²)	M (t)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi	MiYi
1	14,81	9,481	18,52	11,768	175,588	111,572
2	19,85	12,707	14,77	12,468	187,682	158,491
3	19,05	12,192	11,32	14,37	138,013	175,199
4	16,85	10,783	7,87	16,605	84,862	179,052
5	11,01	7,05	4,08	15,765	28,785	111,087
6	26,71	17,096	5,96	12,315	101,892	210,537
7	6,37	4,078	18,52	8,675	75,525	35,377
8	6,37	4,078	14,77	8,675	60,232	35,377
9	24,81	15,878	5,54	8,865	87,885	46,631
10	12,28	7,857	18,52	5,935	145,512	46,631
11	12,28	7,857	14,77	5,935	116,048	46,631
12	25,97	16,623	7,87	3,608	130,823	59,976
13	16,27	10,414	3,66	5,415	38,115	56,392
14	12,47	7,98	4,12	1,733	32,878	13,829

Elements horizontaux :

b)

	S (m ²)	M (t)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi	MiYi
Escalier	5,065	3,87	11,32	6,015	43,808	23,278
Palier 1	5,70	2,46	11,32	7,925	27,85	19,50
Palier 2	4,65	1,97	11,32	4,295	22,3	8,46

d) balcons et gardes corps : $G + \frac{P}{5} = 0,69t/m^2$

gardes corps $P = 0,04t/m^2$

balcons	S(m ²)	M(t)	Xi	Yi	MiXi	MiYi	
a	5,04	3,478	0,7	5,415	2,435	18,833	
b	5,04	3,478	0,7	12,315	2,435	42,832	
c	5,04	3,478	14,77	12,468	51,37	43,364	
d	5,04	3,478	18,52	13,168	64,413	45,798	$\sum MiXi = 9,527m$
e	5,04	3,478	14,77	5,235	51,37	18,207	$\sum Mi$
f	4,2	2,898	1,55	8,865	4,492	25,691	$\sum MiYi = 9,636m$
g	4,2	2,898	1,55	15,765	4,492	45,687	$\sum Mi$
h	4,2	2,898	11,32	18,245	32,805	52,874	
i	4,2	2,898	11,32	2,82	32,805	8,172	
G.C.a	/	0,0144	18,52	15,175	0,267	0,218	
G.C.b	/	0,0144	14,77	16,575	0,212	0,238	
G.C.c	/	0,012	11,32	18,895	0,135	10,226	
G.C.d	/	0,012	0,9	15,765	0,010	18,918	
G.C.e	/	0,0144	0,9	12,315	0,013	17,734	
G.C.f	/	0,012	0,05	8,865	$6 \cdot 10^{-4}$	10,638	
G.C.g	/	0,0144	0,05	5,415	0,072	7,798	
G.C.h	/	0,012	11,32	3,59	0,135	4,308	
G.C.i	/	0,0144	14,77	2,88	0,212	4,147	
$\sum M = 183,209$			$\sum MiX = 1765,436$	$\sum MiY = 1745,405$			

c) dalles : (terrasse)

$$G + \frac{1}{5} P = 0,759 \text{ t/m}^2$$

Dalles	S (m ²)	Mi (t)	Xi (m)	Yi (m)	MiXi	MiYi
1	19,854	15,069	18,52	12,467	279,08	187,87
2	24,894	18,895	14,77	13,167	279,08	248,80
3	23,25	17,647	11,32	15,07	199,76	265,94
4	16,488	12,514	7,87	16,605	98,485	207,80
5	15,21	11,544	3,385	15,765	39,08	181,99
6	31,75	24,10	5,26	12,315	126,76	296,80
7	6,37	4,836	18,52	8,675	89,56	41,95
8	6,37	4,836	14,77	8,675	71,43	41,95
9	29,01	22,02	4,835	8,865	106,46	195,20
10	12,276	9,317	18,52	5,935	172,55	55,30
11	17,316	13,143	14,77	5,085	194,12	66,83
12	25,974	19,714	7,87	3,608	155,15	71,13
13	21,312	16,176	2,96	5,415	47,88	87,60
14	16,74	12,706	4,12	1,733	52,35	22,02
15	16,065	12,193	11,32	4,647	138,03	56,67
local machine:	X	18,006	11,17	8,98	201,13	161,70

$$\sum Mi = 232,715 \text{ t}$$

$$\sum MiXi = 2250,905 \text{ t.m}$$

$$\sum MiYi = 2189,523 \text{ t.m}$$

$$Xi = 9,672 \text{ m}$$

$$Yi = 9,409 \text{ m}$$

Terrasse

elements	plancher	1 mur inf	1 façades	Acrotères
Mi (t)	232,715	62,2	15,5925	10,66
Xi (m)	9,672	10,44	9,382	9,804
Yi (m)	9,409	9,59	9,628	9,433
MiXi	2250,82	649,368	146,288	104,511
MiYi	2189,615	596,498	150,124	100,556

$$\sum Mi = 321,168 \text{ t}$$

$$\sum MiXi = 3150,987 \text{ t.m}$$

$$\sum MiYi = 3036,793 \text{ t.m}$$

$$X_G = 9,811 \text{ m}$$

$$Y_G = 9,46 \text{ m}$$

Calcul des exentricités :

$$e_x = X_T - X_G = 12,78 - 9,811 = 2,969 \text{ m}$$

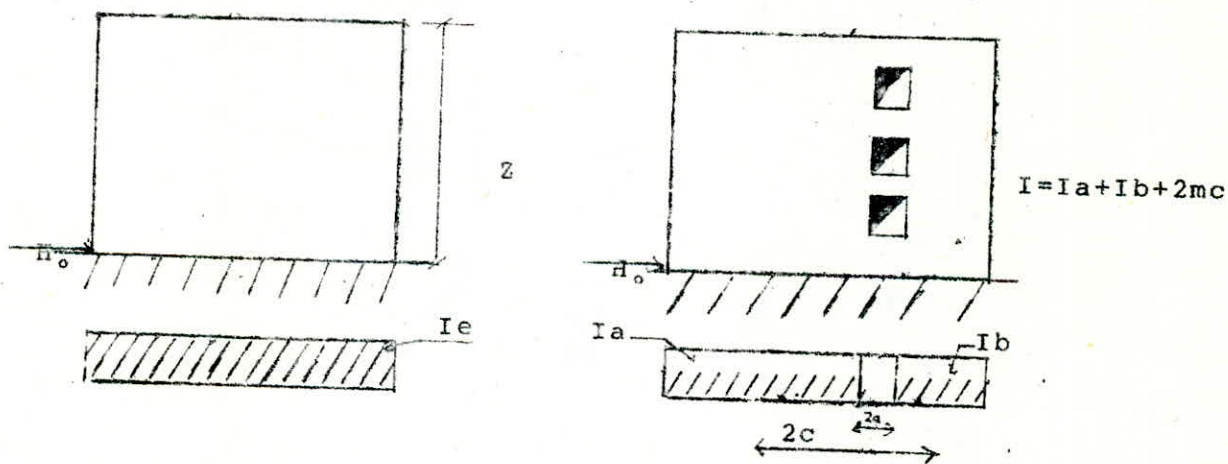
$$e_y = Y_T - Y_G = 11,02 - 9,46 = 1,56 \text{ m}$$

Calcul de l'inertie équivalente

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

Par définition, on appelle " inertie équivalente I_e " du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal, uniformément repart sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

1°) Refend à une file d'ouvertures :



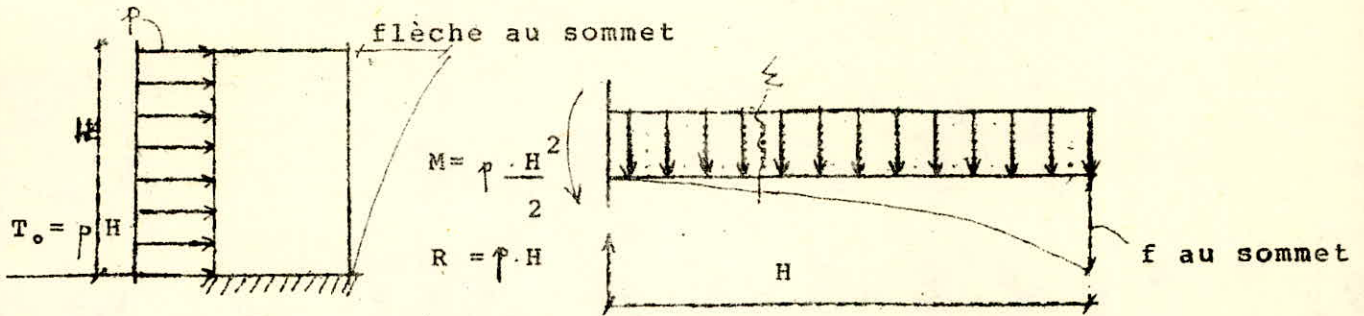
Refend fictif

refend à une file d'ouverture

H_0 = effort tranchant à la base du refend

ETABLISSEMENT DES FORMULES DE L'INERTIE EQUIVALENTE

a) Cas du vent : (chargement uniforme)



$$M(x) = - p \frac{x^2}{2} + p H x - p \frac{H^2}{2}$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{M(x)}{EI_e} = \frac{1}{EI_e} \left(p \frac{x^2}{2} - p H x + p \frac{H^2}{2} \right)$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI_e} \left(p \frac{x^3}{6} - p \frac{Hx^2}{2} + p \frac{H^2}{2} x \right) \quad \text{avec } x = 0 \rightarrow y' = 0$$

$$y = \frac{1}{EI_e} \left(p \frac{x^4}{24} - p \frac{Hx^3}{6} + p \frac{H^2}{4} x^2 \right) \quad \text{avec } x=0 \rightarrow y = 0$$

pour $x = H \rightarrow f = \frac{p \cdot H^4}{8EI_e}$ donc soit pour $T_o = p H \rightarrow f = \frac{T_o \cdot H^3}{8 EI_e}$

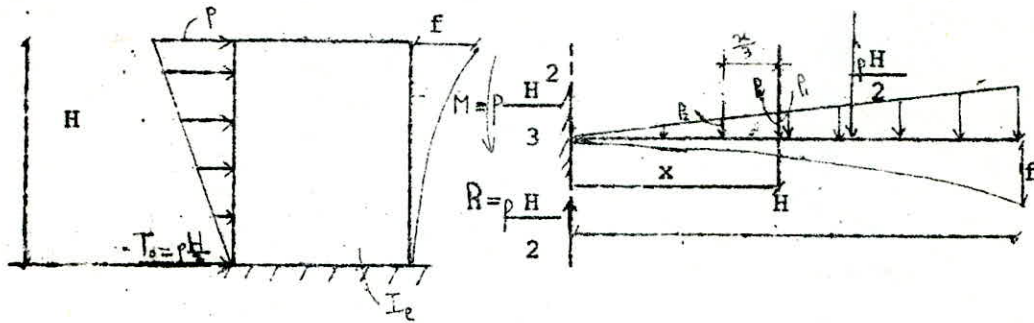
pour les voiles avec une file d'ouverture, la flèche au sommet f est donnée par ALBIGES et GOULET dans l'Annale de l'ITBTP (1960)

$$f = \frac{T_o \cdot H^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mc \cdot \Psi_o}{I \cdot \alpha^2} + \frac{T_o \cdot H^3}{8 EI} \quad (2)$$

en égalisant (1) et (2) on aura :

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc \Psi_o}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 1} \quad (3)$$

b) Ca. du séisme : (chargement triangulaire)



$$M(x) = p \frac{H}{2} x - p \frac{H^2}{3} - p \frac{x}{2}$$

$$\frac{P_1}{p} = \frac{x}{H} \implies P_1 = p \frac{x}{H} \implies P_2 = P_1 \frac{x}{2} = p \frac{x^2}{2H}$$

alors $M(x) = \left(-p \frac{x^3}{6H} + p \frac{Hx}{2} + p \frac{H^2}{3} \right) \cdot \frac{1}{EI_e}$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{EI_e} \left(p \frac{x^3}{6H} - p \frac{Hx}{2} + p \frac{H^2}{3} \right)$$

$$\frac{d y}{d x} = \frac{1}{EI_e} \left(p \frac{x^4}{24H} - p \frac{Hx^2}{4} + p \frac{H^2 x}{3} \right) \text{ avec } x=0 \rightarrow y'=0$$

$$y = \frac{1}{EI_e} \left(p \frac{x^5}{120H} - p \frac{Hx^3}{12} + p \frac{H^2 x^2}{6} \right) \text{ avec } x=0 \rightarrow y=0$$

Pour $x = H \rightarrow f = \frac{11 p H^4}{120 EI_e}$ donc pour $T_0 = \frac{H}{2} \rightarrow f = \frac{11 T_0 H^3}{60 EI_e}$ ①

Pour les voiles avec une file d'ouverture, la flèche f est donnée par l'expression :

$$f = \frac{T_0 H^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mc \psi_0}{I \cdot \alpha^2} + \frac{11 T_0 H^3}{60E I_e} \quad (2)$$

en égalisant (1) et (2) on aura :

$$I = \frac{11 I}{\frac{120 mc \psi_0}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 11} \quad (3)$$

NOTATIONS:

I : inertie totale du refend

E : Coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend

Ω_1, Ω_2 : aires des refends 1 et 2

$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$: moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

i : inertie du linteau

E' : Coefficient d'élasticité constituant le linteau ($E=E'$ généralement)

l : hauteur de l'étage

Z : Hauteur du bâtiment

Etape de calcul :

1 - Evaluation de la valeur α :

calculer ω^2 , puis ω avec la relation :

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

$$\alpha = \omega \cdot z$$

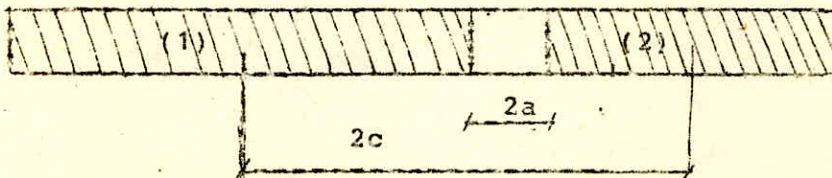
2- $\xi = \frac{z}{Z}$ alors on tire ψ_0 du tableau à la côte "0" du M.DIVER.

3- on calcule I_e avec : les formules correspondants

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant .

'INERTIE EQUIVALENTE:

voiles :	v_8^T	v_3^L
λ_1	0,657	0,134
λ_2	0,363	0,317
I_1	1,05	0,009
I_2	0,177	0,117
ω^2	0,35	1,03
ψ_0	0,66	0,66
α	15,29	26,14
i	0,0031	0,0031
c	2,15	1,2
a	0,45	0,45
m	1,005	0,225
I	5,549	0,667
I_g	5,264	0,652



CHAPITRE III



Analyse Dynamique

A N A L Y S E D Y N A M I Q U E

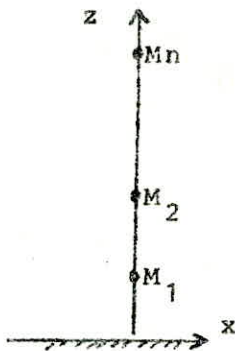
I - INTRODUCTION :

L'analyse dynamique d'une structure est nécessaire lorsque l'ouvrage a un élancement, pour une analyse dynamique l'essentiel est de présenter la structure par un modèle mathématique qui nous donne aussi que possible le comportement dynamique de la structure.

II- CHOIX DU MODELE MATHEMATIQUE :

Pour notre ouvrage, le modèle retenu est la console encastree à l'une des extrémités. Dans le cas où nous avons des dimensions en plan dépassant 40m, le modèle mathématique à retenir est un portique symétrique à deux travées.

Pour cet ouvrage, on pourra choisir un système à masses concentrées au niveau des planchers : M_1, M_2, \dots, M_n .



Ce système présente autant de degrés de liberté qu'il y'a de masses concentrées c'est le modèle que nous adapterons.

Les méthodes approchés les plus courants pour calculer la période propre sont au nombre de trois.

- Méthode de RAYLEIGH
- Méthode de V. STODOLA
- Méthode de MOLZER.

Nous choisissons la méthode de RAYLEIGH

III- EXPOSE DE LA METHODE :

Dans tout ce qui suit on admet que le seul degré de liberté de chaque masse est une translation dans la direction vibration.

Autrement dit nous ne tiendrons compte que des déformations de flexion plane. Nous admettrons qu'il n'ya pas de rotation autour de l'axe vertical du système, donc pas d'oscillations couplées. Cette méthode est basée sur la conservation de l'énergie elle n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs seulement en admettant que les frottements sont négligeables et l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes propres est aussi négligeable.

Rappelons que pour un système élastique la loi de conservation de l'énergie s'écrit : $E_T = E_p + E_c = \text{cte}$

- E_T : énergie totale quand E_p max nous donc $E_c = 0$
 E_p : énergie potentielle et vice-versa
 E_c : énergie cinétique

donc $E_p \text{ max} = E_{c\text{max}} = K \quad (1)$

Cette équation (1) est fondamentale ; c'est à partir de ce point découle cette méthode. Pour un système à n degrés de liberté, l'énergie cinétique maximale s'écrit :

$$E_{c \text{ max}} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{i=1}^n P_i X_i^2$$

où ω = pulsation propre du système

$P_j = M_j.g$ (M_j = masse concentrée à la côte i)

X_i = amplitude

l'énergie potentielle maximale s'écrit :

$$E_p \text{ max} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n P_i.X_i$$

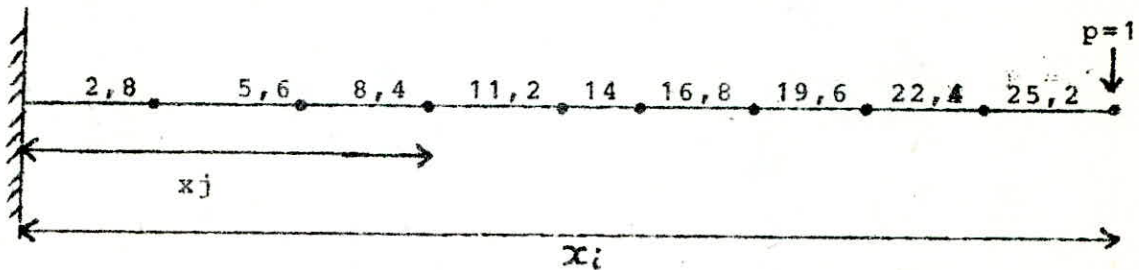
d'où RAYLEIGH a pu tirer l'expression de la pulsation

$$\omega^2 = \frac{g \sum_{i=1}^n P_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot X_i^2} \quad \text{et } T = \frac{2\pi}{\omega}$$

où $X_i = \sum_{j=1}^n P_j d_{ij}$

IV - CALCUL DES DEPLACEMENTS UNITAIRES : d_{ij}

d_{ij} = déplacement en j dû à une force unitaire en j .



L'intégrale de RAYLEIGH est ? pour $i \geq j$

$$d_{ij} = \int_0^{x_j} \frac{(x_i - x)(x_j - x)}{EI} dx = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_j^2}{2} (x_i - x_j) \right]$$

On a g masses concentrées :

$$d_{g_1} = \frac{1}{EI} \left[\frac{2,8^2}{2} (25,2 - \frac{2,8}{3}) \right] = \frac{1}{EI} (95,1253)$$

$$d_{g_2} = \frac{1}{EI} \left[\frac{5,6^2}{2} (25,2 - \frac{5,6}{3}) \right] = \frac{1}{EI} (365,8667)$$

$$d_{g_3} = \frac{1}{EI} \left[\frac{8,4^2}{2} (25,2 - \frac{8,4}{3}) \right] = \frac{1}{EI} (790,272)$$

$$d_{g_4} = \frac{1}{EI} \left[\frac{11,2^2}{2} (25,2 - \frac{11,2}{3}) \right] = \frac{1}{EI} (1346,3893)$$

$$d_{g5} = \frac{1}{EI} \left[\frac{14^2}{2} \left(25,2 - \frac{14}{3} \right) \right] = \frac{1}{EI} \quad (2012,2667)$$

$$d_{g6} = \frac{1}{EI} \left[\frac{16,8^2}{2} \left(25,2 - \frac{16,8}{3} \right) \right] = \frac{1}{EI} \quad (2765,952)$$

$$d_{g7} = \frac{1}{EI} \left[\frac{19,6^2}{2} \left(25,2 - \frac{19,6}{3} \right) \right] = \frac{1}{EI} \quad (3585,4933)$$

$$d_{g8} = \frac{1}{EI} \left[\frac{22,4^2}{2} \left(25,2 - \frac{22,4}{3} \right) \right] = \frac{1}{EI} \quad (4448,9387)$$

$$d_{g9} = \frac{1}{EI} \left[\frac{25,2^2}{2} \left(25,2 - \frac{25,2}{3} \right) \right] = \frac{1}{EI} \quad (5334,336)$$

Les autres valeurs sont tabulées dans les deux sens.

V. CALCUL DES X_i :

Sens longitudinale : $X_1 = P_1 \cdot d_{11} + P_2 \cdot d_{12} + \dots + P_g \cdot d_{1g}$

$$X_1 = 10^{-6} \left[\begin{array}{l} 331 \times 0,127 + 338,1(0,31 + 0,5 + 0,69 + 0,88 + 1,07 + 1,27 + 1,46) + \\ 320,76 \times 1,66 \end{array} \right]$$

$$X_1 = 0,0026$$

Les autres valeurs X_2, X_3, \dots, X_g sont tabulées ci-après dans les 2 sens où $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

a) sens longitudinale :

X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9
0,0026	0,0099	0,0208	0,0343	0,0497	0,0664	0,0839	0,1018	0,1198

b) sens transversale :

dij 10^{-6} sens transversale

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
9	0,80	3,08	6,65	11,32	16,92	23,26	30,15	37,41	44,86
8	0,71	2,71	5,81	9,845	14,61	19,94	25,63	31,50	37,41
7	0,62	2,34	4,98	8,35	12,31	16,61	21,11	25,63	30,15
6	0,52	1,99	4,15	6,89	10	13,23	16,61	19,94	23,26
5	0,43	1,60	3,32	5,41	7,69	10	12,31	14,61	16,92
4	0,34	1,23	2,49	3,94	5,41	6,89	8,35	9,845	11,32
3	0,25	0,86	1,66	2,49	3,32	4,15	4,98	5,81	6,65
2	0,15	0,50	0,86	1,23	1,6	1,97	2,34	2,71	3,08
1	0,06	0,15	0,25	0,34	0,43	0,52	0,62	0,71	0,80
0									

$d_{ij} \cdot 10^{-6}$ sens longitudinale

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
9	1,65	6,34	13,68	23,31	34,84	47,89	62,08	77,03	92,36
8	1,46	5,57	11,97	20,27	30,09	41,05	52,77	64,87	77,03
7	1,27	4,81	10,26	17,23	25,34	34,21	43,45	52,77	62,08
6	1,07	4,05	8,55	14,19	20,59	27,37	34,21	41,05	47,89
5	0,88	3,3	6,84	11,15	15,64	20,59	25,34	30,09	34,84
4	0,69	2,53	5,13	8,1	11,15	14,19	17,23	20,27	23,31
3	0,50	1,77	3,42	5,13	6,84	8,55	10,26	11,97	13,68
2	0,31	1,014	1,77	2,53	3,3	4,05	4,81	5,57	6,34
1	0,127	0,31	0,5	0,69	0,88	1,07	1,27	1,46	1,65
0									

x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9
0,0013	0,0048	0,0101	0,0166	0,02414	0,0322	0,0408	0,0494	0,0582

$$\begin{aligned} \sum p_i \cdot x_i &= 79,326 \\ \sum p_i \cdot x_i^2 &= 3,1596 \end{aligned} \longrightarrow \omega = \sqrt{\frac{9,81 \times 79,326}{3,1596}} = 15,7 \text{ rd/s}$$

d'où $T_t = \frac{2\pi}{\omega} = 0,4 \text{ s}$

$$\begin{aligned} \sum p_i \cdot x_i &= 163,3475 \\ \sum p_i \cdot x_i^2 &= 13,3976 \end{aligned} \longrightarrow \omega = \sqrt{\frac{163,3475 \times 9,81}{13,3976}} = 10,94 \text{ rd/s}$$

d'où $T_L = \frac{2\pi}{\omega} = 0,57 \text{ s}$

T_t et T_L sont les périodes du mode fondamentale.

CHAPITRE IV



Etude au Séisme

I N T R O D U C T I O N

I. GENERALITES :

Le R.P.A est applicable à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

L'intensité de ses secousses est suffisante pour causer d'importants dommages et ruines de constructions à moins que celle-ci ne soient conçues et construites de manière à résister aux effets de ce genre. Aussi, le but de ce règlement est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions.

II. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :

Le R.P.A concerne différents systèmes de contreventement dont les murs en B.A qui est notre Cas.

La distribution de rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présente pas de variation. En particulier, sont à déconseiller les changements de systèmes de contreventement d'un niveau à un autre.

III. PRINCIPE DE CALCUL :

Dans la conception de R.P.A les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal.

IV. ACTION SISMIQUE :

- Force sismique minimum (formule de base)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans

la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule.

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

V : Force latérale totale

A : Coefficient d'accélération de la zone donnée qui dépend de la nature de la structure et la zone sismique.

Sa valeur prise du tableau - 1 - du R.P.A

- Zone II - (BOUIRA) A = 0,15

B : Facteur de comportement de la structure : dépend de son type et de la nature de ses contreventements.

Les valeurs de B sont données dans le tableau du R.P.A type de notre structure : structures voiles porteurs (catégorie 4)

on a $B = \frac{1}{3}$

Q : Facteur de qualité : il est en fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant l'exécution

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=} P_q$$

P_q étant la pénalité , qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q .

$$Q = 1,3$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

La valeur D est donnée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment.

W : Poids propre de la structure.

Dans n. re cas, on prendra en considération $\frac{1}{5}$ des surcharges

d'exploitation : $W = G + \frac{P}{5}$

W terrasse = $G_t + \frac{P_t}{5} = 320,76t$

W étage courant = $G_c + \frac{P_c}{5} = 338,1t$

W_{r,d,c} = $G_R + \frac{P_R}{5} = 331t$

V. VALEUR DE LA FORCE SISMIQUE MINIMALE :

Le sol étant meuble, les périodes $T_L = 0,57s$ et $T_t = 0,4s$

Le diagramme de $D = f(T)$ du R.P.A

$V_L = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{3} \times 1,3 \times 3018,46 = 392,4t$

$V_T = 0,15 \times 1,866 \times \frac{1}{3} \times 1,3 \times 3018,46 = 366,1t$

VI. DISTRIBUTIONS DES FORCES LATERALES :

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$ où $F_t = 0,07 T.V$

La force F_t concentrée au sommet de la structure si la période $T < 0,7s$. dans cet ouvrage $F_t = 0$ car $T < 0,7s$

La partie restante de l'effort tranchant total doit être distribuée sur la hauteur de la structure, suivant la formule :

$$F_K = \frac{(V - Ft) W_K h_K}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

F_K : Effort tranchant horizontal au niveau K (voir tableau ci-après).

W_i, W_k : partie de W qui se trouve ou qui est assigné au niveau i et k respectivement en tomes.

h_i, h_k : hauteurs à partir de la base au niveau i et k en mètres

i = 1 : le premier niveau et i = n , le dernier niveau. niveau :

K = (i=k) le niveau considéré.

$h_i = h_k$	$W_i = W_k$	$W_i h_i$	$F_K \cdot \text{long}$	$F_K \cdot \text{trans.}$
25,2	320,76	8083,152	70,22	75,26
22,4	338,1	7573,44	65,8	70,52
19,6	338,1	6626,76	57,57	61,70
16,8	338,1	5680,08	49,34	52,89
14	338,1	4733,4	41,12	44,07
11,2	338,1	3786,72	32,89	35,26
8,4	338,1	2840,04	24,67	26,44
5,6	338,1	1893,36	19,45	17,63
2,8	331	926,8	8,05	8,63

$$\sum_{i=1}^n W_i h_i = 42143,75 \text{ t.m}$$

CHAPITRE V



Etude au Vent

E T U D E A U V E N T

INTRODUCTION

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

Les oscillations parallèles à la direction du vent se produisent sous l'action des rafales ; il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées, par les accélérations et décélérations irrégulières, répétées et variables en durée. Il en résulte une aggravation des déformations par suite des oscillations.

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

Cette résultante R peut se décomposer en trois forces :

- La première selon la direction du vent dans un plan horizontal, c'est la TRAINEE : T
- La deuxième perpendiculaire à la première dans le plan horizontal; c'est la DERIVE : L
- La dernière suivant une direction verticale ascendante, c'est la PORTANCE ; U

II - DETERMINATION DE L'EFFORT DE TRAINEE :

L'effort de trainée est le plus important, c'est lui qui conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement.

Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage sont :

- Grand côté de la base : $a = 20,47m$
- Petit côté de la base : $b = 18,945m$
- Hauteur totale offerte au vent : $h = 25,75m$

L'effort de trainée est donné par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot B \cdot q \cdot S \cdot d. \quad (\text{Annexe 8 - 42})$$

La trainée est fonction de la hauteur H du niveau considéré, pour cela on tracera une courbe représentative de l'effort de trainée en fonction de H, en différents points qu'on choisit comme suit :

$$H = 0\text{m}, 5\text{m}; 10\text{m}; 15\text{m}; 20\text{m}; 25\text{m}; 75\text{m};$$

II.1. Coefficient de trainée : C_t

Ce coefficient est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme de la section longitudinale ou transversale de la structure; il dépend de celle-ci et de l'élanement de l'ouvrage.

$$C_t = 1,3 \chi_o \quad (\text{N.V.65, III 2.161 - 1 - Commentaires})$$

où χ_o est un coefficient dépendant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le diagramme R.III.5 DU N.V.65

- Pour un vent \perp à la force "a" :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{25,75}{20,47} = 1,258$$

$$\longrightarrow \chi_o = 1 \longrightarrow C_t = 1,3$$

$$\frac{b}{2} = \frac{18,945}{20,47} = 0,926$$

- Pour un vent \perp à la face "b" :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{25,75}{18,945} = 1,359$$

$$\longrightarrow \chi_o = 1 \longrightarrow C_t = 1,3$$

$$\frac{b}{a} = 0,926$$

II.2. Coefficient de majoration dynamique :

Ce coefficient est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage. Il dépend de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré

$$B = \Theta (1 + \epsilon \cdot \tau) \quad (\text{R.III. 1.51, N.V. 65})$$

- Θ : Coefficient global ; il dépend du type de la construction ; pour un bâtiment à usage d'habitation, il dépend du côté Hs du sommet (acrotère comprise)

$$H_s = 25,75\text{m} \leq 30\text{m} \implies \Theta = \underline{0,7}$$

- τ : Coefficient de pulsation ; il est déterminé à chaque niveau ; il est donné par l'échelle fonctionnelle de la figure R.III.4.

- ϵ : Coefficient de réponse ; il est donné en fonction de la période propre T par le diagramme de la figure R III.3 (N.V 65)

- La période propre T du mode fondamental, peut être exprimée dans le cas d'un contreventement par voiles en B.A par l'expression :

$$T = 0,08 \frac{h}{\sqrt{l_x}} \cdot \sqrt{\frac{h}{l_x + h}} \quad (4 - 532 - NV65)$$

* Vent agissant sur a : $l_x = 20,47 \text{ m}$

$$T_1 = 0,08 \cdot \frac{25,75}{\sqrt{20,47}} \times \sqrt{\frac{25,75}{25,75+20,47}} = \underline{0,340 \text{ sec.}}$$

* Vent agissant sur b : $l_x = 18,945\text{m}$

$$T_t = 0,08 \times \frac{25,75}{\sqrt{18,945}} \times \sqrt{\frac{25,75}{18,945 + 25,75}} = 0,359 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow \xi_l = 0,22 ; \xi_t = 0,25$$

II.3. Coefficient de réduction des pressions dynamiques :

Ce coefficient tient compte de l'effet des dimensions de l'ouvrage . Il est donné en fonction du niveau H considéré par le diagramme de la figure R.III.2 du N.V.65.

La plus grande dimension de la surface offerte au vent est $H = 25,75\text{m}$ et la hauteur est $H = 25,75\text{m} \leq 30\text{m}$; Alors $\delta = 0,775$

II.4 Pression du vent : q

La pression normale du vent dépend de la région où est implanté l'ouvrage, du site et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré.

$$q = K_s \cdot K_m \cdot Q_H$$

- Effet de site : K_s

Bouira est classée en région II, le coefficient de rite K_s est défini par les règles N.V.65 : Région II $\rightarrow K_s = \underline{1,3}$
Site exposé

- Effet de masque : K_m

On suppose que notre bâtiment n'est pas abritée par une autre construction qui peut lui fournir un effet de masque, on considère ce dernier comme nul; et par conséquent $K_m = \underline{1}$

Pression dynamique : Q_H

La pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol peut être lue dans le tableau de la figure C.III.4 des N.V65

Remarque : La valeur du produit ($\delta \cdot q$) doit rester entre 30 et 170.

II.5. Largeur du maître couple : d

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

- Vent agissant dans le sens longitudinal : $d=b= 18,945m$

- Vent agissant dans le sens transversal : $d=a= 20,47m$

Les valeurs de l'effort de trainée sont représentées dans les tableaux suivants et ceci selon les deux Directions du vent successivement.

VENT AGISSANT TRANSVERSALEMENT

$H(m)$	0	5	10	15	20	25	25,75
C_t	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
θ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
ξ_t	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
τ	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36

β	: 0,763	: 0,763	: 0,763	: 0,763	: 0,763	: 0,763	: 0,763
δ	: 0,775	: 0,775	: 0,775	: 0,775	: 0,775	: 0,775	: 0,775
Q_H (kg/m ²)	: 52,5	: 61,5	: 70	: 77,5	: 83	: 88,5	: 89
q (kg/m ²)	: 68,25	: 79,95	: 91	: 100,75	: 107,9	: 115,05	: 115,7
s (m)	: 20,47	: 20,47	: 20,47	: 20,47	: 20,47	: 20,47	: 20,47
T kg/m ²	: 1074,0	: 1258,1	: 1432,0	: 1583,3	: 1693,4	: 1800,9	: 1811,1

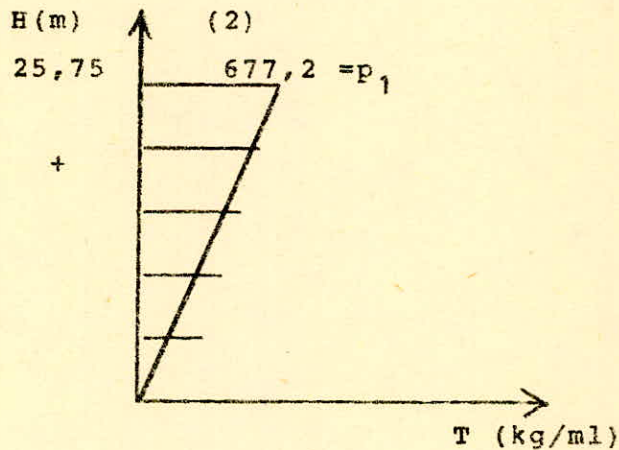
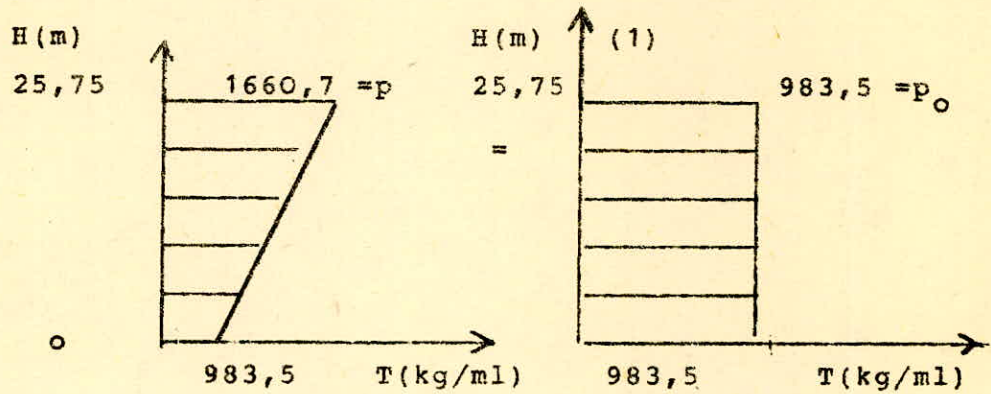
VENT AGISSANT LONGITUDINALEMENT

$H (m)$	0	5	10	15	20	25	25,75
C_t	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Θ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
E_e	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
τ	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36

β	: 0,755	: 0,755	: 0,755	: 0,755	: 0,755	: 0,755	: 0,755
δ	: 0,775	: 0,775	: 0,775	: 0,775	: 0,775	: 0,775	: 0,775
Q_H (kg/m ²)	: 52,5	: 61,5	: 70	: 77,5	: 83	: 88,5	: 89
q (kg/m ²)	: 68,25	: 79,95	: 91	: 100,75	: 107,9	: 115,05	: 115,7
d (m)	: 18,945	: 18,945	: 18,945	: 18,945	: 18,945	: 18,945	: 18,945
T (kg/m ²)	: 983,5	: 1152,1	: 1311,4	: 1450	: 1550,8	: 1651,4	: 1660,7

Vent agissant longitudinalement: (normal)

Le tracé de $T = f(H)$ nous donne un diagramme sensiblement trapézoïde .



Efforts résultants à la base :

Diagramme (1) --- $H_0 = p_0 \cdot h = 25,325 \text{ t}$
 $M_0 = \frac{H_0 \cdot h}{2} = 326,96 \text{ tm}$

Diagramme (2) --- $H_1 = \frac{1}{2} p_1 \cdot h = 8,72 \text{ t}$
 $M_1 = \frac{2}{3} \cdot H_1 \cdot h = 149,68 \text{ tm}$

Alors , en total :

$$H = H_0 + H_1 = \underline{34,05 \text{ t}}$$

$$M = M_0 + M_1 = \underline{475,74 \text{ tm}}$$

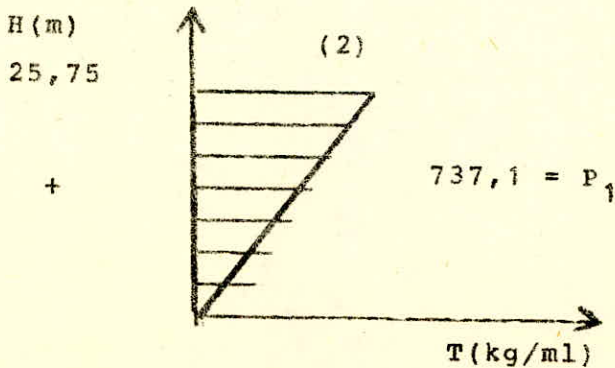
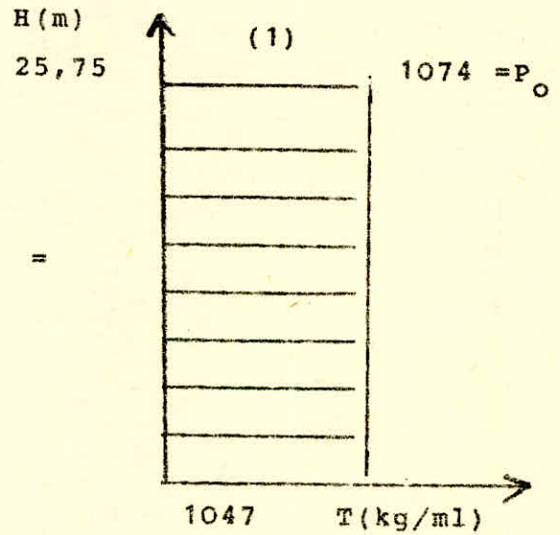
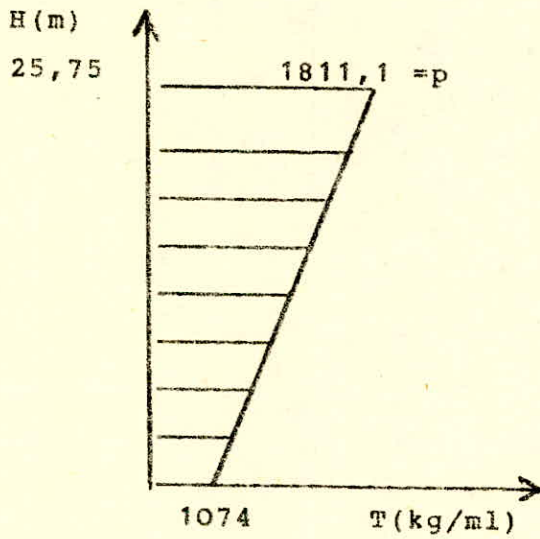
Passage du vent normal au vent extrême :

$$V_e = 1,75 V_n \text{ Alors } H_e = \underline{59,58 \text{ t}}$$

$$M_e = \underline{832,55 \text{ tm}}$$

Vent agissant transversalement : (normal)

De même que précédemment , le diagramme peut être remplacé par un diagramme trapèzoïde sensiblement équivalent.



Efforts résultants au niveau de la base :

Diagramme (1) ---- $H_0 = P_0 \cdot h = 27,66 \text{ t}$
 $M_0 = H_0 \cdot h = 356,06 \text{ tm}$

Diagramme (2) ---- $H_1 = \frac{1}{2} P_1 \cdot h = 9,49 \text{ t}$
 $M_1 = \frac{2}{3} \cdot H_1 \cdot h = 162,91 \text{ tm}$

Alors , au total :

$$H = H_0 + H_1 = \underline{37,15 \text{ t}}$$

$$M = M_0 + M_1 = \underline{518,97 \text{ tm}}$$

Passage du vent normal au vent extrême :

$V_e = 1,75 V_n$ alors $\underline{H_e = 65t}$
 $\underline{M_e = 908,2 \text{ tm}}$

III Détermination de l'effort DERIVE : L

La force de Dérive prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent. Les périodes sont : $T_L = 0,340 \text{ sec}$

$$T_t = 0,359 \text{ sec}$$

T_K = La période des tourbillons ;

il y a résonance si $T_K = T$ dans la direction étudiée.

Soit une vitesse de vent dite critique :

$$V_a = \frac{d}{S \cdot T}$$

où d : longueur du maitre couple

S : nombre de STROUHAL, varie entre
0,25 et 0,30

- Sens Longitudinal : $V_a = \frac{20,47}{0,25 \times 0,340} = 240,82 \text{ m/sec} > 25 \text{ m/sec}$

- Sens Transversal : $V_a = \frac{18,945}{0,25 \times 0,359} = 211,09 \text{ m/sec} > 25 \text{ m/sec}$

L'augmentaton de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance . On a admis arbitrairement qu'à partir d'une vitesse de 25 m/sec ; il etait inutile de faire un calcul à la résonance et à la dérive. (N.V.65 Annexe 8)

IV - Détermination de la PORTANCE : U

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

IV.1. Coefficient de portance : C_u

On pose : $C_u = C_i - C_e$

Où C_i : Coefficient de supression intérieure sur la terrasse

Construction fermée ----- $C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \chi_0)$

5%

$C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \times 1) (N.V.III.2.141)$

$C_i = 0,3$

et C_e = Coefficient de dépression extérieure sur la terrasse

~~X~~ = 0

$\chi_0 = 1 \longrightarrow C_e = 0,5 \quad (N.V.65.III.2.131)$

Soit $C_u = 0,3 + 0,5 = 0,8 \longrightarrow \underline{C_u = 0,8}$

IV.2. Coefficient de dimension : δ

La plus grande dimension de la toiture est $a = 20,47\text{m}$

Pour $H = 25,75\text{m}$ alors $\delta = \underline{0,785}$

IV.3 Pression du vent : q

Pour $H = 25,75\text{m}$ alors $Q_H = 89 \text{ kg/m}^2$

$K_s = 1,3$ donc $= K_s \cdot Q_H = 1,3 \times 89 = 115,7 \text{ kg/m}^2$

IV.4 Effort de PORTANCE : U

Surface de la terrasse : $S = 307,5 \text{ m}^2$

L'effort de portance : $U_N = 0,8 \times 0,785 \times 115,7 \times 307,5 = 22342,8\text{kg}$

$$\underline{U_N = 22,34 \text{ t}}$$

Sous le vent extrême : $U_e = 1,75 \cdot U_N = 1,75 \times 22,34 = 39,10\text{t}$

Si on désigne par G le poids total du bâtiment à vide , alors
il faut vérifier que $G > U_e \longrightarrow 3537\text{t} \gg 39,10\text{t}$

vérifié

CHAPITRE VI



Calcul de déformations

C A L C U L D E S D E F O R M A T I O N S

Dans ce Chapitre seront calculés les déformations de la structure étudiée sous l'action horizontale du seisme qui risque de déstabiliser l'ouvrage.

Le calcul des déplacements sera effectué à chaque niveau à partir des forces latérales distribuées sur la hauteur du bâtiment.

Déplacement relatif : art.33.71. R.P.A :

Le déplacement est calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $\frac{1}{2B}$ où $B = \frac{1}{3}$ pour obtenir le

Le rapport $\frac{1}{2B}$ ne doit pas être plus petit que 1.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Pour cela , on considère le bâtiment comme étant une console encastree soumise à une charge triangulaire d'après l'article

$$\bar{F} = 0,0075l = 0,0075 \times 2,8 = 2,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_i = \frac{P \times l^2}{60 E_i \cdot I \cdot H^2} (20H^3 - 10Hx_i + x_i^3)$$

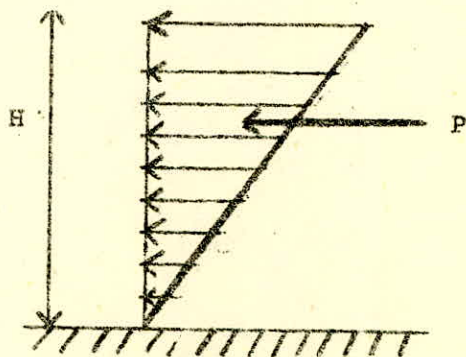
$$f_i \text{ relatif} = f_i - f_{i-1} \times \frac{1}{2B}$$

$$B = \frac{1}{3} \quad P_T = V_T = 392,4 \text{ t}$$

$$E_i = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad P_L = V_L = 366,1 \text{ t}$$

$$H = 25,2 \text{ m} \quad I_t = 34,47 \text{ m}^4$$

$$l = 2,8 \text{ m} \quad I_e = 16,74 \text{ m}^4$$



SENS	LONGITUDINALES		TRANSVERSALES		
	Niveau	fi. 10^3 m	fi. relatif. 10^{-3} m	fi. 10^3	fi. relatif 10^{-3}
	9	34,83	11,48	18,13	5,37
	8	27,18	9,84	14,15	5,13
	7	20,62	9,36	10,73	4,34
	6	15,05	6,36	7,84	3,63
	5	10,41	5,64	5,42	2,94
	4	6,65	4,37	3,46	2,27
	3	3,74	3,12	1,95	1,62
	2	1,66	1,86	0,87	0,98
	1	0,42	0,63	0,22	0,33
	0	0	0	0	0

Donc tous les déplacements relatifs sont vérifiés

fi relatif $2 \cdot 10^{-3}$ m

CHAPITRE VII

Calcul des refends et combinaison des efforts

CALCUL DES REFENDS

La stabilité de notre bâtiment est assurée par deux types de refends : - pleins et à file d'ouvertures.

- refends plein :

Si l'élançement est suffisant, le refend est assimilé à une console soumise aux effets horizontaux. On en déduit le moment fléchissant et l'effort tranchant dans chaque section horizontale du refend.

Aux efforts ainsi déterminés, on ajoute ensuite les compressions dues aux charges verticales et la stabilité de l'ensemble est assurée si la contrainte la plus élevée n'excède pas la valeur admissible.

- refends à file d'ouverture :

Le fait que les ouvertures soient superposées, crée un affaiblissement dans le plan vertical qui modifie la répartition des efforts dans la totalité du refend. Donc on doit considérer que l'ensemble est constitué par deux demi-refends reliés par des éléments horizontaux (linteaux) de faible raideur relative, encastree dans les demi-refends.

Puis on introduit la notion d'inertie équivalente avec laquelle on calcule les efforts dans chaque demi-refend et dans les linteaux par la méthode de M.Diver exposée dans son livre.

DISTRIBUTION des sollicitations d'ensemble dans les refends.

Il existe plusieurs méthodes pour la distribution des efforts horizontaux dans les refends. Parmi ces méthodes, on cite deux : la méthode du centre de torsion et la méthode de la rigidité. Il est commode d'appliquer la méthode du centre de torsion dans le cas d'un groupe de refends disposés pratiquement tous dans le même sens. Par contre dans le cas d'un groupe de refends disposés sans ordre, la méthode de rigidité est plus souple.

Dans notre cas, on applique la méthode du centre de torsion.

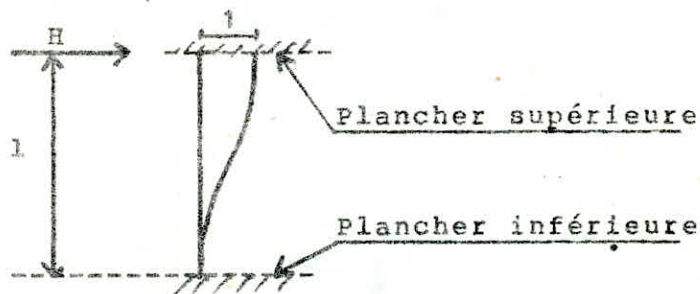
Exposé de la méthode :

Le centre de torsion (ou centre élastique) d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes:

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

2 - Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de la rotation est le même que le sens du moment.

La rigidité, K , à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit quand une force (ou un couple) extérieure H introduit une translation (ou une rotation) unitaire.



$$K = \frac{12 EI}{l^3}$$

(double encastrement parfait)

dans le cas général, tous les refends ont le même module d'élasticité E , la même hauteur d'étage h , et présentent les mêmes conditions aux appuis. Il est donc possible de simplifier les calculs et remplacer partout la rigidité par le moment d'inertie .

Comme les conditions d'application d'un calcul simplifié sont satisfaites, on fera un calcul simplifié.

Calcul simplifié : Les étages de ce calcul sont :

1 - On considère que les axes (X-X) et (Y-Y) passant par le centre de torsion sont parallèles aux axes (1-1) et (2-2) de tous les refends.

2 - Les rigidités transversales I_{xy} sont nulles dans tous les cas. En conséquence le centre de torsion peut être considéré comme le centre de gravité des moments d'inertie des refends. Par rapport aux axes arbitraires (X'-X') et (Y'-Y') on obtient:

$$dy = \frac{\sum I_y \cdot y'}{\sum I_y} \quad ; \quad dx = \frac{\sum I_x \cdot x'}{\sum I_x}$$

Où dx et dy coordonnées du centre de torsion dans le système X'-Y' et x',y' sont les coordonnées du centre de gravité de chaque refend dans ce même système.

3- La réduction de la force extérieure H par rapport au centre de torsion fournit \bar{H}_x , \bar{H}_y et $\bar{M} = H \cdot e$

4- Les forces provenant des translations deviennent :

$$H'x = \frac{\bar{H}_x \cdot I_x}{\sum I_x} \quad ; \quad H'y = \frac{\bar{H}_y \cdot I_y}{\sum I_y}$$

5- Les forces provenant des rotations deviennent :

$$H'' = \frac{\bar{M} \cdot y \cdot I_x}{J} \quad ; \quad H''' = \frac{\bar{H}_x \cdot I_y}{J}$$

où $J = I_x \cdot y^2 + I_y \cdot x^2$: moment d'inertie de torsion. x, y étant les distances du centre de torsion aux axes (1-1) et (2-2) de chaque refend.

-6- Les forces finales distribués dans les refends sont en définitive :

$$H_x = H'x + H''x \quad ; \quad H_y = H'y + H'''$$

Le R.P.A exige que les efforts tranchants négatifs dûs à la torsion doivent être négligés (Art.3.3.5)

$$J = \sum I_{tx} x^2 + \sum I_{ly} y^2 = 708,512 \text{ m}^4$$

$$e = 3 \text{ m}$$

sens transversale

Voiles	V^T_1	$V^{T'}_1$	V^T_2	V^T_3	V^T_4	$V^{T'}_5$	V^T_5	V^T_6	V^T_7	V^T_8	V^T_9	V^T_{10}	V^T_{11}
I_{tx}	2,273	0,529	4,408	1,525	13,09	2,279	0,152	0,633	0,994	5,264	0,633	2,097	0,591
$\frac{I_{tx}}{\sum I_{tx}}$	0,0659	0,0153	0,1279	0,0442	0,3798	0,0661	0,0044	0,0184	0,0228	0,1527	0,0184	0,0608	0,017
x_t	7,595	7,595	3,845	3,845	0,095	0,095	-1,305	-3,055	-3,055	-3,055	-6,805	-6,805	10,555
ex_t	22,785	22,785	11,535	11,535	0,285	0,285	-3,915	-9,165	-9,165	-9,165	-20,415	-20,415	-30,615
$I_{tx} x^2$	131,116	30,515	65,168	22,546	0,118	0,021	0,259	5,908	9,277	49,131	29,313	97,108	65,841
$\frac{I_{tx} x_t^e}{J}$	0,0731	0,017	0,0718	0,0248	0,0053	0,0009	0,0008	-0,0082	0,0129	0,0681	0,0182	-0,0604	-0,026

$$\sum I_{tx} = 34,47 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{tx} x^2 = 506,322$$

Sens longitudinal

Voiles	V^L_1	$V^{L'}_1$	V^L_2	V^L_3	V^L_4	V^L_5	V^L_6	V^L_7	V^L_8	V^L_9	V^L_{10}
$I_{yl} (m^4)$	0,246	0,246	0,207	0,652	0,599	1,778	3,008	7,868	0,233	0,457	1,444
$\frac{I_{yl}}{\sum I_{yl}}$	0,0147	0,0147	0,0124	0,039	0,0358	0,1062	0,1797	0,4700	0,014	0,0273	0,0863
$y_L (m)$	-3,389	-3,389	-1,739	-1,739	-0,209	6,236	3,086	-0,664	-3,814	-3,814	-7,564
$e \cdot y_L (m)$	-5,253	-5,253	-2,695	-2,695	-0,324	9,666	4,873	-1,029	-5,912	-5,912	-11,724
$I_{yl} \cdot y_L^2 (m^4)$	2,825	2,825	1,626	1,972	0,026	69,142	28,646	3,469	3,389	6,648	82,617
$\frac{I_{yl} \cdot y_L e}{J}$	0,0018	0,0018	0,0008	-0,0024	-0,0003	0,0243	0,0207	-0,0114	-0,002	-0,004	-0,0239

$$\sum I_{ly} = 16,74 m^4$$

$$\sum I_{ly} \cdot y^2 = 202,19$$

$$e = 1,55m$$

DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX DANS LES REFENDS : (sens transversale)

$\frac{n1-1}{\text{veau}} - V$	9=T	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V_1^T	10,46	9,80	8,58	7,35	6,13	4,90	3,68	2,45	1,20	0
$V_1^{T'}$	2,43	2,28	1,99	1,71	1,42	1,14	0,85	0,57	0,28	0
V_2^T	15,03	14,08	12,32	10,56	8,8	7,04	5,28	3,52	1,72	0
V_3^T	5,19	4,87	4,26	3,65	3,04	2,43	1,82	1,22	0,60	0
V_4^T	28,98	27,16	23,76	20,37	16,97	13,58	10,18	6,79	3,32	0
$V_4^{T'}$	5,04	4,72	4,13	3,54	2,95	2,36	1,77	1,18	0,58	0

V_5^T	0,33	0,31	0,27	0,23	0,19	0,16	0,12	0,08	0,04	0
V_6^T	1,38	1,30	1,14	0,97	0,81	0,65	0,49	0,32	0,16	0
V_7^T	2,17	2,03	1,78	1,52	1,27	1,02	0,76	0,51	0,25	0
V_8^T	11,49	10,77	9,42	8,08	6,73	5,38	4,04	2,69	1,32	0
V_9^T	1,38	1,30	1,14	0,97	0,81	0,65	0,49	0,32	0,16	0
V_{10}^T	4,58	4,29	3,75	3,22	2,68	2,14	1,61	1,07	0,52	0
V_{11}^T	1,29	1,21	1,06	0,90	0,75	0,60	0,45	0,30	0,15	0

DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX DANS LES REFENDS : (sens longitudinale)

voie les	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V_1^L	1,03	0,97	0,85	0,73	0,61	0,48	0,363	0,242	0,12	0
$V_1^{L'}$	1,03	0,97	0,85	0,73	0,61	0,48	0,363	0,242	0,12	0
V_2^L	0,87	0,82	0,72	0,612	0,51	0,409	0,306	0,204	0,1	0
V_3^L	2,74	2,56	2,25	1,92	1,60	1,28	0,96	0,642	0,314	0
V_4^L	2,51	2,35	2,06	1,77	1,47	1,18	0,88	0,59	0,31	0
V_5^L	9,16	8,59	7,51	6,44	5,37	4,29	3,22	2,15	1,05	0

V_6^L	14,07	13,19	11,54	9,89	8,24	6,59	4,944	3,297	1,62	0
V_7^L	33	30,93	27,06	23,19	19,33	15,46	11,59	7,74	3,79	0
V_8^L	0,99	0,92	0,81	0,69	0,57	0,46	0,345	0,23	0,113	0
V_9^L	1,92	1,80	1,57	1,347	1,13	0,898	0,68	0,45	0,22	0
V_{10}^L	6,06	5,68	4,97	4,26	3,55	2,84	2,13	1,42	0,695	0

MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES REFENDS : sens transversale

voile	V_1^T	$V_1^{T'}$	V_2^T	V_3^T	V_4^T	$V_4^{T'}$	V_5^T	V_6^T	V_7^T	V_8^T	V_9^T	V_{10}^T	V_{11}^T	
9	T	10,46	2,43	15,03	5,19	28,98	5,04	0,33	1,38	2,17	11,49	1,38	4,58	1,29
	M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	T	20,26	4,71	29,11	10,06	5,14	9,76	0,64	2,68	4,2	22,26	2,68	8,87	2,5
	M	29,29	6,8	42,08	14,53	81,4	14,11	0,92	3,86	6,08	32,17	3,86	12,82	3,61
7	T	28,84	6,7	41,43	14,32	79,9	13,89	0,91	3,82	5,98	31,68	3,82	12,62	3,56
	M	86,02	20	23,59	42,7	238,33	41,44	2,71	11,36	17,84	94,5	11,36	37,66	10,61
6	T	36,19	8,41	51,99	17,9	100,3	17,43	1,14	4,79	7,50	39,76	4,79	15,84	4,46
	M	66,77	38,75	239,6	82,79	462	80,33	5,26	22,06	34,58	183,2	22,06	73	20,6
5	T	42,32	9,83	60,79	21,01	117,24	20,38	1,33	5,6	8,77	46,49	5,6	18,52	5,21
	M	28,1	62,30	35,16	133,11	742,8	129,13	8,45	35,5	55,6	294,5	35,5	117,3	31,77

1
60
1

4	T	47,22	10,97	67,83	23,44	130,8	22,74	1,49	6,25	9,79	51,87	6,25	20,7	5,81
	M	36,6	89,82	55,38	191,94	171,1	186,2	12,18	51,2	80,1	427,7	51,2	169,2	47,7
3	T	50,9	11,82	73,11	25,26	141	24,51	1,6	6,74	10,6	55,9	6,74	22,3	6,26
	M	518,8	120,52	745,3	257,57	1437,4	249,9	16,35	68,7	107,6	569,9	68,7	227	63,9
2	T	53,35	12,39	76,63	26,48	147,8	25,7	1,69	7,1	11,06	58,6	7,1	23,3	6,6
	M	661,33	153,63	950	328,3	1832,2	318,5	20,9	87,5	137,1	726,5	87,5	289,4	81,5
1	T	54,55	12,67	78,35	27,08	151,1	26,3	1,73	7,22	11,31	59,9	7,22	23,9	6,71
	M	810,7	188,32	1164,6	402,44	2246	390,4	25,6	107,3	168,1	890,6	107,3	354,8	99,8
0	T	54,55	12,67	78,35	27,08	151,1	26,3	1,73	7,22	11,31	59,9	7,22	23,9	6,71
	M	963,45	223,8	1333,95	478,3	2589,1	464	30,4	127,5	199,7	1088,3	127,5	421,6	118,6

MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES REFENDS : SENS LONGITUDINAL

voile		V_1^L	$V_1^{L'}$	V_2^L	V_3^L	V_4^L	V_5^L	V_6^L	V_7^L	V_8^L	V_9^L	V_{10}^L
Niv												
9	T	1,03	1,03	0,87	2,74	2,51	9,16	14,07	33	0,99	1,92	6,06
	M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	T	2	2	1,69	5,03	4,86	17,75	27,26	63,93	1,91	3,72	11,74
	M	2,88	2,88	2,44	7,67	7,03	25,65	39,39	92,4	2,77	5,38	16,97
7	T	2,85	2,85	2,41	7,28	6,92	25,26	38,80	90,99	2,72	5,29	16,71
	M	8,48	8,48	7,17	21,76	20,64	75,35	115,72	271,4	8,12	15,79	49,84
6	T	3,58	3,58	3,02	9,2	8,69	31,70	48,69	114,18	3,41	6,637	20,97
	M	18,51	18,53	13,92	42,14	40,01	146,08	224,36	526,18	15,74	30,60	98,63
5	T	4,19	4,19	3,53	10,8	10,16	37,07	56,93	133,51	3,98	7,77	24,52
	M	28,53	28,53	22,38	67,9	64,34	234,84	360,7	845,88	25,25	40,19	155,34

4	T	4,67	4,67	3,94	12,08	11,34	41,36	63,52	148,97	4,44	8,67	27,36
	M	40,27	40,27	32,26	98,14	92,80	338,63	520,1	129,71	36,42	61,95	224
3	T	5,033	5,033	4,25	13,04	12,22	44,58	68,46	160,56	4,79	9,35	29,49
	M	53,34	53,34	43,30	131,96	124,54	454,44	697,96	1336,82	48,86	86,27	300,61
2	T	5,28	5,28	4,46	13,68	12,81	46,73	71,76	168,3	5,02	9,8	30,91
	M	67,43	67,43	55,19	168,48	158,76	579,24	897,644	2086,4	62,27	112,40	383,18
1	T	5,4	5,4	4,56	14	13,12	47,78	73,38	172,09	5,133	10,02	31,61
	M	82,22	82,22	67,68	206,78	194,63	710,11	1090,6	2557,6	76,32	139,85	469,73
O	T	5,4	5,4	4,56	14	13,12	47,78	73,38	172,09	5,133	10,02	31,61
	M	97,34	97,34	80,45	245,98	231,36	843,89	1296,04	3039,4	90,70	167,90	558,24

Calcul des efforts dans les linteaux :

effort :	ξ	\varnothing	ψ	$\xi^3 - 3\xi^2 + 2 - \frac{2mc}{2}\psi$	$\Pi (t)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	N_t
9	1	0	0	0	0	0	0	0
8	0,8888	0,209	0,01	0,0038	2,764	0,032	0,223	2,764
7	0,7777	0,395	0,05	0,0052	5,223	0,127	1,693	7,937
6	0,6666	0,555	0,1	0,0178	7,339	0,432	5,748	15,326
5	0,5555	0,697	0,175	0,0266	9,137	0,646	8,588	24,463
4	0,4444	0,802	0,255	0,0450	10,605	1,094	14,545	35,068
3	0,3333	0,888	0,35	0,0623	11,742	1,513	20,115	46,81
2	0,2222	0,950	0,46	0,0757	12,562	1,837	24,223	59,372
1	0,1111	0,987	0,46	0,1066	13,053	2,509	34,434	72,423
0	0	1	0,66	0,1323	13,223	3,213	42,716	85,646

Calcul des efforts dans les linteaux :

effort	ξ	\varnothing	ψ	$\frac{\xi^3 - 3\xi^2 + 2}{3} - \frac{2mc}{I} \psi$	$\Pi (t)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N (t)$
8	0,8888	0,209	0,01	0,0041	6,350	5,30	0,893	6,35
7	0,7777	0,395	0,05	0,0067	12,002	8,768	1,48	18,352
6	0,6666	0,555	0,1	0,0209	16,864	26,99	4,55	35,22
5	0,5555	0,691	0,175	0,0319	20,997	41,322	6,966	56,22
4	0,4444	0,802	0,255	0,0529	24,37	68,35	11,522	80,59
3	0,3333	0,888	0,35	0,0731	26,983	94,462	15,924	107,57
2	0,2222	0,950	0,46	0,0898	28,867	116,11	19,57	136,437
1	0,1111	0,987	0,555	0,1238	29,991	159,933	26,96	166,43
0	0	1	0,66	0,1526	30,39	197,27	33,254	196,82

V_g^T

1
3

CHARGES VERTICALES : G(t) sens transversale

NIV Voile	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	- 1
V ₁ ^T	6,391	19,704	22,017	46,33	59,64	72,956	86,269	99,58	112,895	126,21	139,52
V ₁ ^{T'}	3,56	12,4	21,237	30,08	38,914	47,753	56,59	65,43	74,27	83,13	91,99
V ₂ ^T	14,57	36,518	58,471	80,424	102,377	124,37	146,23	168,24	190,19	211,14	232,10
V ₃ ^T	9,2	24,034	38,868	53,702	68,536	83,37	98,204	113,04	127,87	142,71	157,54
V ₄ ^T	23,9	53,85	83,79	113,73	143,67	173,61	203,55	233,49	263,43	293,37	323,32
V ₄ ^{T'}	13,84	31,18	48,48	65,78	83,09	100,39	117,69	134,99	152,29	169,6	186,9
V ₅ ^T	5,38	8,265	11,15	14,035	16,92	19,805	22,69	25,575	28,46	31,345	34,23

V_6^T	8,48	20,52	32,568	44,615	56,66	68,709	80,756	92,803	104,85	116,90	128,94	
V_7^T	9,97	18,65	27,33	36,01	44,69	53,37	62,05	70,73	79,41	88,09	96,77	
V_8^T	1	12,004	27,78	43,554	59,33	75,105	90,88	106,66	122,43	138,21	153,98	169,58
	2	6,35	14,70	23,04	31,39	39,73	48,08	56,426	64,77	73,118	81,464	89,81
V_9^T	6,07	15,97	25,87	35,76	45,66	55,55	65,45	75,35	85,24	95,14	105,03	
V_{10}^T	9,61	24,47	39,324	54,18	69,04	83,90	98,75	113,61	128,47	143,32	158,18	
V_{11}^T	4,31	12,22	20,30	28,38	36,47	44,55	52,64	60,72	68,81	76,82	84,89	

G (t) SENS LONGITUDINAL

NIV	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-4	
Voiles												
V ₁ ^L	3,908	8,639	15,37	22,103	28,835	35,567	42,30	49,03	55,763	62,50	69,23	
V ₁ ^L	3,908	8,639	15,37	22,103	28,835	35,567	42,30	49,03	55,763	62,50	69,23	
V ₂ ^L	4,74	11,18	17,62	24,06	30,50	36,94	43,38	49,82	56,26	62,7	69,14	
V ₃ ^L	1	3,05	7,03	11,01	15,0	18,98	22,97	26,95	30,933	34,92	38,90	42,88
	2	1,694	3,91	6,123	8,34	10,55	12,77	14,98	17,19	19,41	21,621	23,835
V ₄ ^L	6,63	12,44	18,25	24,06	29,87	35,68	41,49	47,30	53,11	58,92	64,73	

V_5^L	5,68	15,76	25,83	35,91	45,98	56,06	66,13	76,21	86,28	96,36	106,43
V_6^L	14,18	33,49	52,80	72,11	91,42	110,72	130,00	149,34	168,65	187,96	207,27
V_7^L	19,59	46,26	72,92	99,58	126,24	152,90	179,56	206,22	232,88	259,54	286,20
V_8^L	4,78	11,56	18,34	25,12	31,89	38,67	45,45	52,22	59	65,78	72,55
V_9^L	11,52	25,68	39,85	54,01	68,17	82,33	96,49	110,65	124,81	138,97	153,13
V_{10}^L	8,64	21,28	33,91	46,55	59,18	71,82	84,45	97,09	109,72	122,36	135,0

F (t) : SENS TRANSVERSAL

NIV voile	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	- 1
V ^T ₁	0,83	2,08	3,33	4,57	5,82	7,07	8,31	9,56	10,81	12,06	15,39
V ^{T'} ₁	0,45	1,13	1,81	2,49	3,17	3,85	4,53	5,21	5,89	6,57	8,38
V ^T ₂	1,88	4,69	7,51	10,33	13,14	15,96	18,77	21,59	24,41	27,23	34,75
V ^T ₃	1,16	2,89	4,63	6,37	8,10	9,84	11,57	13,31	15,05	16,79	21,43
V ^T ₄	2,08	6,69	10,71	14,73	18,74	22,76	26,78	30,79	34,81	38,83	49,55
V ^{T'} ₄	1,55	3,88	6,20	8,53	10,85	13,18	15,50	17,83	20,16	22,49	28,70
V ^T ₅	0,11	0,28	0,45	0,62	0,78	0,95	1,12	1,29	1,46	1,63	2,08

V_6^T	1,19	2,97	4,74	6,52	8,30	10,09	11,87	13,65	15,42	17,20	21,95	
V_7^T	0,68	1,71	2,73	3,76	4,78	5,81	6,83	7,86	8,88	10,20	13,72	
V_8^T	1	1,50	3,75	6,00	8,25	10,50	12,75	15,00	17,25	20,00	22,25	28,25
	2	0,79	1,98	3,17	4,36	5,55	6,74	7,93	9,12	10,31	11,50	14,67
V_9^T	0,79	1,98	3,16	4,35	5,54	6,72	7,91	9,10	10,29	11,48	14,65	
V_{10}^T	1,24	3,10	4,96	6,83	8,69	10,55	12,41	14,27	16,13	17,99	22,95	
V_{11}^T	0,46	1,16	1,85	2,54	3,23	3,93	4,62	5,31	6,00	6,69	8,53	

P (t) SENS LONGITUDINAL :

NIV	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	- 1	
Voile												
V_1^L	0,45	1,13	1,81	2,49	3,17	3,85	4,53	5,21	5,89	6,57	8,38	
$V_1^{L'}$	0,45	1,13	1,81	2,49	3,17	3,85	4,53	5,21	5,89	6,57	8,38	
V_2^L	0,64	1,61	2,57	3,54	4,50	5,47	6,43	7,40	8,36	9,32	11,88	
V_3^L	1	0,42	1,06	1,69	2,32	2,96	3,59	4,22	4,86	5,49	6,12	7,8
	2	0,22	0,55	0,88	1,22	1,55	1,88	2,21	2,54	2,87	3,20	4,08
V_4^L	0,26	0,66	1,06	1,45	1,85	2,24	2,64	3,04	3,43	3,83	4,3	

V_5^L	0,65	1,62	2,59	3,56	4,54	5,51	6,48	7,45	8,42	9,39	11,98
V_6^L	1,86	4,66	7,45	10,24	13,04	15,83	18,62	21,42	24,21	27,0	34,44
V_7^L	2,59	6,48	10,37	14,26	18,15	22,04	25,93	29,81	33,70	37,59	47,90
V_8^L	0,65	1,63	2,60	3,57	4,54	5,52	6,49	7,46	8,43	9,40	11,98
V_9^L	1,71	4,28	6,85	9,41	11,98	14,55	17,12	19,68	22,25	24,82	31,67
V_{10}^L	1,11	2,78	4,45	6,12	7,79	9,46	11,13	12,80	14,47	16,14	20,59

COMBINAISON DES EFFORTS

Voile V T
 1 : ht = 5,665m

ZONE	$N_1 = 0,8G$	$N_2 = G+Q+E$	$N_3 = G+1,2Q$	T	M
I	26,41	36,35	37,02	28,84	86,02
II	58,36	80,03	81,44	47,22	386,6
III	90,32	123,71	125,87	54,55	810,71
IV	100,9	138,27	140,68	54,55	963,45

V_T' : ht = 3,485 m

I	17,00	23,05	23,41	6,7	20
II	38,20	51,60	52,37	10,97	89,82
III	59,42	80,16	81,34	12,67	188,32
IV	66,5	89,7	91,01	12,67	223,8

$$V_2^T : ht = 7,065 \text{ m}$$

ZONE	N ₁	N ₂	N ₃	T	M
I	46,78	65,98	67,48 ?	41,43	123,59
II	99,50	140,33	143,52	67,83	555,38
III	152,15	214,6	219,48	78,35	1164,57
IV	168,91	238,37	243,82	78,35	1383,35

$$V_3^T : ht = 4,96 \text{ m}$$

I	31,09	43,50	44,42	14,32	42,7
II	66,70	93,21	95,18	20,44	191,94
III	102,3	142,92	145,93	27,08	402,44
IV	114,16	159,49	162,85	27,08	478,27

$$V_4^T : ht = 10,155 \text{ m}$$

I	67,03	94,5	96,64	79,9	238,33
II	138,89	196,37	200,92	130,82	1071,08
III	210,75	298,24	305,2	151,11	2246
IV	234,69	332,2	339,97	151,11	2669,1

$$V_4^T : ht = 5,67 \text{ m} \quad 70$$

Zone	N ₁	N ₂	N ₃	T	M
I	38,79	54,68	55,92	13,89	41,44
II	80,31	113,57	116,21	22,74	186,2
III	121,84	172,45	176,48	26,27	390,43
IV	135,67	192,08	196,58	26,27	464

$$V_6^T \quad ht = 2,30 \text{ M}$$

I	8,92	11,6	11,69	0,91	2,71
II	15,84	20,76	20,95	1,49	12,18
III	22,77	29,92	30,21	1,73	25,59
IV	25,08	32,98	33,30	1,73	30,43

$$V_6^P \quad ht = 3,7 \text{ m}$$

I	26,05	37,31	38,26	3,82	11,36
II	54,97	78,8	80,82	6,25	51,15
III	83,88	120,27	123,35	7,22	107,29
IV	93,52	134,1	137,54	7,22	127,51

V_7^T : ht = 4,30 m

Zone	N ₁	N ₂	N ₃	T	M
I	21,86	30,06	30,61	5,98	17,84
II	42,70	59,18	60,34	9,79	80,14
III	63,53	88,29	90,07	11,31	168,06
IV	70,47	98,29	100,33	11,31	199,73

V_9^T : ht = 3,70 m

I	20,69	29,03	29,66	3,82	11,36
II	44,44	62,27	63,61	6,25	51,15
III	68,19	95,53	97,59	7,22	107,29
IV	76,11	106,62	108,91	7,22	127,51

V_{10}^T : ht = 5,365 m

I	31,46	44,28	45,28	12,62	37,66
II	67,12	94,45	96,56	20,66	169,2
III	102,77	144,60	147,82	23,86	354,76
IV	114,66	161,31	164,91	23,86	421,56

V_{11}^T : ht = 3,465 m

zone	N_1	N_2	N_3	T	M
I	16,24	22,15	22,52	3,56	10,61
II	35,64	48,48	49,27	5,81	47,65
III	55,05	74,81	76,01	6,71	99,82
IV	61,46	83,51	84,85	6,71	118,61

V_8^T : Trumeau I : ht = 4,38 m

Zone	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	T(t)	M(t)
I	34,84	49,55	50,75	27,11	8,77
II	72,7	103,63	106,18	44,39	68,35
III	110,56	158,21	162,21	51,28	159,93
IV	123,18	176,23	180,68	51,28	197,27

V_8^T : Trumeau II : ht = 2,42 m

Zone	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	T(t)	M(t)
I	18,43	26,21	26,85	4,57	1,48
II	38,46	54,82	56,17	7,48	11,52
III	58,49	83,43	85,49	8,64	26,96
IV	65,17	92,96	95,26	8,64	33,25

$$V_1^L = V_1^{L'} : ht = 2,70 \text{ m}$$

Zone	N ₁ (t)	N ₂ (t)	N ₃ (t)	T (t)	M (t)
I	12,30	17,18	17,54	2,85	8,48
II	28,45	39,42	40,19	4,67	40,27
III	44,61	61,65	62,83	5,40	82,22
IV	49,99	69,07	70,38	5,40	97,34

$$V_2^L : ht = 4,87 \text{ m}$$

I	14,1	20,19	20,70	2,41	7,17
II	29,55	42,41	43,50	3,94	32,26
III	43,65	62,93	64,60	4,56	67,68
IV	50,16	72,02	73,88	4,56	80,46

$$V_4^L : ht = 3,30 \text{ m}$$

I	14,6	19,31	19,53	6,92	20,64
II	28,54	37,92	38,37	11,34	92,80
III	42,49	56,54	57,23	13,12	194,63
IV	47,14	62,75	63,52	13,12	231,36

Zone	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$T(t)$	$M(t)$
I	20,66	28,42	28,94	25,26	75,35
II	44,84	61,56	62,66	41,36	338,63
III	69	94,7	96,39	47,78	710,1
IV	77,08	105,75	107,62	47,78	843,89

V_6^L : ht = 6,22 m

I	42,24	60,25	61,74	38,8	115,72
II	88,58	126,55	129,71	63,52	520,1
III	134,92	192,86	197,7	73,38	1090,6
IV	150,37	214,96	220,36	73,38	1296,04

V_7^L : ht = 8,57 m

I	58,33	83,29	85,36	90,99	271,4
II	122,32	174,94	179,35	148,97	1219,7
III	186,3	266,6	273,35	172,09	2557,6
IV	207,63	297,13	304,65	172,09	3039,4

V_8^L : ht = 2,65 m

- 75 -

zone	N (t) .1	N(t) 2	N (t) 3	T(t)	M(tm)
I	14,67	20,94	21,46	2,72	8,12
II	30,93	44,19	45,3	4,44	36,42
III	47,2	67,43	69,12	5,8	76,32
IV	52,62	75,18	77,06	5,13	90,7

V_9^L : ht = 3,32 m

I	31,88	46,69	48,06	5,29	15,79
II	65,86	97,88	100,1	8,67	61,95
III	99,85	147,06	151,6	10,02	139,85
IV	111,17	163,8	168,76	10,02	167,9

V_{10}^L : ht = 4,87 m

I	27,13	38,36	39,25	16,71	49,84
II	57,45	82,95	85,18	27,36	224
III	87,78	124,19	127,08	31,61	469,73
IV	97,88	138,5	141,72	31,61	558,24

V_3^L : Trumeau 'I : ht = 0,89 m

Zone	N (t) 1	N(t) 2	N(t) 3	T (t)	M(tm)
I	4,90	7	7,18	0,51	0,127
II	10,21	14,65	15,02	0,85	1,094
III	15,25	22,27	22,85	0,98	2,59
IV	17,3	25,46	28,96	0,98	3,213

V_3^L : Trumeau II : ht = 2,11 m

I	8,81	12,7	13,04	6,77	1,69
II	18,37	26,55	27,27	11,23	14,55
III	27,93	40,4	41,5	13,02	34,43
IV	31,12	45,02	46,25	13,02	42,72

CHAPITRE VIII

Ferraillage des voiles et des linteaux

RECOMMANDATIONS TECHNIQUES R.P.A

4.3.1 Dispositions générales :

4.3.1.1 Ne sont pas considérés comme voiles de contreventement que les voiles satisfaisants aux conditions $l \geq h_e/2$ et $l \geq 5t$.

4.3.1.2 L'épaisseur minimale admissible est de 15cm pour les constructions du groupe d'usage 1 et 2 en zones II et III. Elle peut être de 12 cm pour les autres cas.

4.3.1.3 L'épaisseur minimale des murs de refend doit être $\geq \frac{h_e}{20}$.

4.3.2 Principe de calcul :

4.3.2.1 La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée à la contrainte admissible du béton du premier genre au plus 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à T_{en} .

4.3.2.2 La vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec :

$$T = 1,4 \text{ fois l'effort tranchant du calcul,}$$

$$N = 0, \quad b = 0,12 \times T_{28}, \quad \bar{\sigma}_{at} = T_{en}$$

4.3.3. Dispositions des armatures :

4.3.3.1 Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculée suivant la formule :

$$\omega_t = \frac{\tau - 8}{T_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec} \quad \tau = \frac{1,4 T}{t.z}$$

Le pourcentage ω_t (%) est calculé par rapport à la section

brute du béton en respectant l'article ci-dessous.

4.3.3.2 Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage en double nappe, dont le ω_t est :

- Pour $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$: 0,15% dans chaque

- Pour $0,025 \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$: 0,25% direction

4.3.3.3

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%. Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau; la section totale d'armatures verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,5% de la section horizontale du béton tendu.

4.3.3.4 L'espacement des barres horizontales et verticales doit être \leq à la plus petite de ces 2 Valeurs :

$$s \leq \min (1,5t) \\ (30cm)$$

4.3.3.5 Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

4.3.3.6 Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'extérieur des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

4.3.3.7 A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

4.3.3.8 Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .

4.3.3.10 Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

4.3.3.11. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à $50 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones.

4.3.3.12 Le long des joints de reprises de coulage.

L'effort tranchant doit être pris par les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{en}}$$

Cette quantité s'ajoute à la section des aciers tendus nécessaires pour équilibrer l'effort de traction dûs aux moments de renversement.

FERRAILLAGE DES VOILES

Les voiles sont calculés en F.C. sous l'action de M et N min = 0,8G + E qui donnent l'effet le plus défavorable . Ensuite ils seront vérifiés sous M et Nmax = G+Q+E

Il est commode d'adopter un ferrailage symétrique : A = A'

La méthode utilisée est celle donnée dans l'ouvrage de R.CHAMBAUD et P.LEBELLE intitulé : A baque N° 4.49

On expose la méthode de calcul et après les résultats des calculs figureront dans les tableaux .

D'après les combinaisons des efforts, on va ferrailer en 4 zones exposé de la méthode :

donnés : M ; Nmin ; b' ; ht ; $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$

Inconnus : A ; A' ; $\bar{\sigma}'_b$

On calcule
$$\lambda = \frac{M + 0,5 Nht}{b' h_t^2 \frac{6a}{15}} \quad \text{et} \quad \lambda' = \frac{M - 0,5 Nht}{b' h_t^2 \frac{6a}{15}}$$

L'intersection des courbes correspondant à λ et λ' calculés nous donne par projections les valeurs cherchés de K, α et $\tilde{\omega} = \tilde{\omega}'$ ensuite on calcule : $A = A' = \frac{b \cdot ht \cdot \tilde{\omega}}{100}$

100

y' = α ht longueur de la zone comprimée

y₂ = (1 - α) ht longueur de la zone tendue

Ce calcul est fait tout en respectant les recommandations du RPA. $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ sous sollicitation du 2ième genre.

b = 20cm pour le sous-sol et b = 15cm pour les autres niveaux.

Le R.P.A exige un pourcentage minimum d'aciers verticaux de 0,5% de la section tendue. Donc Av sera la valeur maximale de 0,5% et de $\tilde{\omega}$ cal.

VOILE	ZONE	ht (cm)	A^V (cm ²) cal	Y_2 (cm)	6a (kg/ cm ²)	6b (kg/ cm ²)	A^V (cm ²) min	A^V / NAPPE
V ₁ ^T	IV		33,99	389	4200	150	29,18	16T16 + 20T8
	III		28,04	383,3	4200	135,5	28,75	16T16 + 20T6
	II	566,5	14,19	443,6	4200	92,3	33,27	16T16 + 20T6
	I		-	470	4200	-	35,27	16T16 + 20T6
V ₁ ^P	IV		8,89	241,5	4200	133,3	18,11	10T16 + 12T6
	III		8,36	249,5	4200	120	18,71	10T16 + 12T6
	II	348,5	2,09	272,2	4200	84	20,42	10T16 + 12T6
	I		-	289,2	4200	-	21,69	10T16 + 12T6
V ₂ ^T	IV		26,49	459,2	4200	161,5	34,44	20T16 + 25T8
	III		26,49	480,4	4200	140	36,03	20T16 + 25T8
	II	706,5	3,18	529,9	4200	100	39,74	20T16 + 25T8
	I		-	586,4	4200	-	43,98	20T16 + 25T8
V ₃ ^T	IV		24,55	335,8	4200	135,5	25,18	14T16 + 16T6
	III		14,88	351,6	4200	123,5	26,37	14T16 + 17T6
	II	496	1,86	385,4	4200	85,7	28,91	14T16 + 17T6
	I		-	411,7	4200	-	30,88	14T16 + 17T6
V ₄ ^T	IV		60,93	697,7	4200	150	52,32	22T16 + 40T8
	III		38,08	690,5	4200	140	51,79	22T16 + 40T8
	II	1015,5	15,24	769,8	4200	95,5	57,73	22T16 + 40T8
	I		-	842,9	4200	-	63,21	22T16 + 40T8

VOILE	ZONE	ht (cm)	$A_{cal}^V (cm^2)$	$y_2 (cm)$	$\sigma_a (kg/cm^3)$	$6b' (kg/cm^2)$	$V (cm^3)_{min}$	$A^V / nappe$
$V_4^{T'}$	IV		2,81	377	1200	142,4	28,28	16T16 + 20T6
	III		2,55	409,4	"	116,7	30,70	16T16 + 20T6
	II	567	-	439,4	"	85,7	32,96	16T16 + 20T6
	I		-	470,6	"	-	35,30	16T16 + 20T6
V_5^T	IV		0,69	178,7	"	85,7	13,4	8T16 + 6T6
	III		-	187,5	"	-	14,06	8T16 + 6T6
	II	230	-	190,9	"	-	14,32	8T16 + 6T6
	I				"			8T16 + 6T6
$V_6^{T'}$ et V_9^T	IV		-	266,4	"	116,7	19,98	10T16 + 14T6
	III		-	266,4	"	116,7	19,98	10T16 + 14T6
	II	370	-	287,5	"	85,7	21,56	10T16 + 14T6
	I		-		"			10T16 + 14T6
V_7^T	IV		3,23	320	"	105	24	12T16 + 16T6
	III		-	327	"	95,5	24,53	12T16 + 16T6
	II	430	-	350	"	67,7	26,25	12T16 + 16T6
	I		-	357	"	61,8	26,78	12T16 + 16T6
V_{10}^T	IV		4,02	375,5	"	134,4	28,16	16T16 + 19T6
	III		1,45	387,5	"	85,7	29,05	16T16 + 19T6
	II	536,5	-	425	"	77,8	31,88	16T16 + 19T6
	I		-	445	"	61,8	33,38	16T16 + 19T6

VOILES	ZONE	ht (cm)	$V_{cal} (cm^3)$	$Y_2 (cm)$	$\bar{\sigma}_a (kg/cm^2)$	$6'b (kg/cm^2)$	$V_{min} (cm^3)$	$A^V / nappe$
V_{11}^T	IV		1,56	249,5	4200	116,7	18,71	10T16 + 12T6
	III		-	259,9	//	100	19,49	10T16 + 12T6
	II	346,5	-	282,4	//	67,7	21,18	10T16 + 12T6
	I		-	287,6	//		21,57	10T16 + 12T6
V_1^L et	IV		-	192	//	123,5	14,4	8T16 + 9T6
		270						
V_1^L	I		-	221	//	55,6	16,57	3T16 + 9T6
V_2^L	IV		-	182	//	168	13,65	8T16 + 9T6
	I	255	-	211	//	65,6	15,82	8T16 + 9T6
V_4^L	IV		13,2	248	//	105	24,8	8T16 + 6T6
	I		-	270	//	65,6	27	8T20 + 12T6

Voile	Zone	ht (cm)	A^V (cm ²) cal	Y_2 (cm)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$6'b$ (kg/cm ²)	A^V (cm ²) min	A^V (cm ²)/nappe
V ^L ₅	IV	522	33,27	355	4200	140	26,6	16T16 + 18T8
	III		35,23	363	//	131,3	27,23	16T16 + 18T8
	II		31,32	412	//	79,2	30,9	16T16 + 18T8
	I		15,66	432	//	61,8	32,0	16T16 + 18T8
V ^L ₆	IV	622	41,98	411	//	155,6	30,8	20T16 + 21T8
	III		32,65	417	//	144,8	31,27	16T16 + 23T8
	II		14	462	//	105	34,65	16T16 + 23T8
	I		-	495	//	76,4	37	16T16 + 23T8
V ^L ₇	IV	857	70	558	//	161,5	41,78	34T16 + 26T8
	III		57,8	574,2	//	147,4	43,06	28T16 + 28T8
	II		25,71	622	//	113,5	46,65	26T16 + 30T8
	I		-	690	//	72,4	51,75	26T16 + 30T8
V ^L ₈	IV	265	1,99	190	//	121,7	14,78	8T16 + 9T6
	I		-	197	//	105	14,78	8T16 + 9T6
V ^L ₉	IV	332	2,49	234	//	132,3	17,55	10T16 + 11T6
	I		-	268	//	70	20,1	10T16 + 11T6
V ^L ₁₀	IV	487	18,26	332	//	151,1	24,2	14T16 + 18T6
	I		-	397	//	67,7	29,77	14T16 + 18T6

Pour les aciers horizontaux, on calcule $W_t = \frac{\hat{W}_t - 8}{6en} \times 100$

avec $\tau = 1,4 \frac{T}{b.z}$. on tire $A_t = \frac{\hat{W}_t}{100} \times bxht$

Cette valeur de \hat{W}_t doit être au moins égale à :

* 0,15% si $\tau b \leq 0,025 \text{ 6' }_{28} = 6,75 \text{ kg/cm}^2$ en double nappe

* 0,25% si $6,75 < \tau b \leq 0,12 \text{ 6' }_{28} = 32,4 \text{ kg/cm}^2$ et dans chaque
Direction

Donc pour les zones où $\tau b \leq 6,75 \text{ kg/cm}^2$ alors $A_{gmin} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$
soit $A_h \text{ min} = 6T8/\text{ml}$ (e=20cm)

et pour les zones où $6,75 < \tau b \leq 32,4 \text{ kg/cm}^2$ alors $A_{gmin} = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$
soit $A_h \text{ min} = 8T8/\text{ml}$ (e=12,5cm)

Alors les aciers horizontaux seront munis de crochets à 135°
ayant une longueur égale à $10 \varnothing = 8 \text{ cm}$

Les aciers de reprise de coulage : $A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4T}{6en}$

Les aciers verticaux dans les zones extrêmes sont ligaturés
par des cadres de diamètre $\varnothing 6$.

On prévoit, en plus, des épingles $\varnothing 6$ au nombre de 4 au m².

Voile	zône	τ (kg/cm)	\hat{w}_t (%)	Ah (cm)	A_j^V (cm)
V_1^T	I	5,43	0	2,25	10,57
	II	8,89	0,021	3,75	17,31
	III, IV	10,27	0,054	3,75	20,00
$V_1^{T'}$	I	2,05	0	2,25	2,46
	II	3,36	0	2,25	4,02
	III, IV	3,88	0	2,25	4,65
V_2^T	I	6,26	0	2,25	15,19
	II	10,24	0,053	3,75	24,87
	III, IV	11,83	0,091	3,75	28,73
V_3^T	I	3,08	0	2,25	5,25
	II	5,04	0	2,25	8,59
	III, IV	5,82	0	2,25	9,93
V_4^T	I	8,39	0	3,75	29,30
	II	13,74	0,137	3,75	47,97
	III, IV	15,87	0,187	3,75	55,41
$V_4^{T'}$	I	2,61	0	2,25	5,09
	II	4,28	0	2,25	8,34
	III, IV	4,94	0	2,25	9,63

Voile	Zone	\bar{C} (kg/cm ²)	\tilde{Wt} (%)	A_h (cm ³ /ml)	A_j^V (cm ³)
V ₅ ^T	I	0,42	0	2,25	0,33
	II	0,69	0	2,25	0,55
	III, IV	0,80	0	2,25	0,63
V _{6,9} ^T	I	1,10	0	2,25	1,40
	II	1,80	0	2,25	2,29
	III, IV	2,08	0	2,25	2,65
V ₇ ^T	I	1,48	0	2,25	2,19
	II	2,43	0	2,25	3,59
	III, IV	2,81	0	2,25	4,15
V ₈ ^T	I	6,6	0	2,25	9,94
	II	10,81	0,06	3,75	16,27
	III, IV	12,48	0,11	3,75	18,8
	I	2,01	0	2,25	1,67
V ₁₀ ^T	II	3,3	0	2,25	2,74
	III, IV	3,8	0	2,25	3,17
	I	2,51	0	2,25	4,63
V ₁₀ ^T	II	4,11	0	2,25	7,58
	III, IV	4,74	0	2,25	8,75

V_{L3} : Toutes les zones

Trumeau I :

ht (cm)	A^V_{cal} (cm ³)	Y_2 (cm)	Γ^b (kg/cm ³)	A^V_{min} (cm ³)	$A^V/nappe$
89	1,34	58,6	92,3	4,39	4T12 + 2T6

Trumeau II :

ht (cm)	A^V_{cal} (cm ³)	Y_2 (cm)	Γ^b (kg/cm ³)	A^V_{min} (cm ³)	$A^V/nappe$
211	1,76	159	97,7	11,925	6T16 + 7T6

V_8^T : Toutes les zones :

Trumeau I :

ht (cm)	A^V_{cal} (cm ³)	Y_2 (cm)	Γ^b (kg/cm ³)	A^V_{min} (cm ³)	$A^V/nappe$
438	- 3n07 cm ³	314,9	132,5	23,6	12T16 + 16T6

Trumeau II :

h(t) cm	A^V_{cal} (cm ³)	Y_2 (cm)	Γ^b (kg/cm ³)	A^V_{min} (cm ³)	$A^V/nappe$
242	- 4,8	180,8	113,2	13,56	6T16 + 9T6

Voile	zone	\bar{C} (kg/cm ²)	\bar{Wt} (%)	\bar{A}_h (cm ² /ml)	A_j^V (cm ²)
V ^T ₁₀	I	1,10	0	2,25	1,31
	II	1,79	0	2,25	2,13
	III, IV	2,07	0	2,25	2,46
V ^L ₁ et V ^L ₁	I	1,12	0	2,25	1,05
	II	1,84	0	2,25	1,71
	III, IV	2,13	0	2,25	1,97
V ^L ₂	I	1,01	0	2,25	0,88
	II	1,65	0	2,25	1,44
	III, IV	1,91	0	2,25	1,68
V ^L ₃	I	0,61	0	2,25	0,18
	II	1,02	0	2,25	0,31
	III, IV	1,17	0	2,25	0,36
V ^L ₄	I	3,42	0	2,25	2,48
	II	5,67	0	2,25	4,11
	III, IV	6,58	0	2,25	4,77
V ^L ₄	I	2,24	0	2,25	2,53
	II	3,66	0	2,25	4,16
	III, IV	4,24	0	2,25	4,82

Voile:	zone :	Z (kg/cm ²) :	$\tilde{W}t$ (%) :	A (cm/ml) :	A_j^V (cm ²) :
V ₅ ^L	I	5,16	0	2,25	9,25
	II	8,45	0,01	3,75	14,42
	III, IV	9,76	0,04	3,75	17,51
V ₆ ^L	I	6,65	0	2,25	14,22
	II	10,89	0,07	3,75	23,28
	III, IV	12,58	0,11	3,75	26,9
V ₇ ^L	I	11,32	0,08	3,75	33,36
	II	18,54	0,25	3,75	54,6
	III, IV	21,42	0,32	3,75	63,1
V ₈ ^L	I	1,09	0	3,75	0,99
	II	1,79	0	2,25	1,63
	III, IV	2,07	0	2,25	1,88
V ₉ ^L	I	1,7	0	2,25	1,94
	II	2,78	0	2,25	3,18
	III, IV	3,22	0	2,25	3,67
V ₁₀ ^L	I	3,66	0	2,25	6,12
	II	5,99	0	2,25	10,03
	III, IV	6,92	0	3,75	11,59

ETUDE DES VOILES PERIPHERIQUES

Nous avons des voiles périphériques entre le radier et le plancher haut du sous-sol. Ces voiles assurent une bonne stabilité de l'ensemble. L'épaisseur de 20cm, la hauteur de 2,80m.

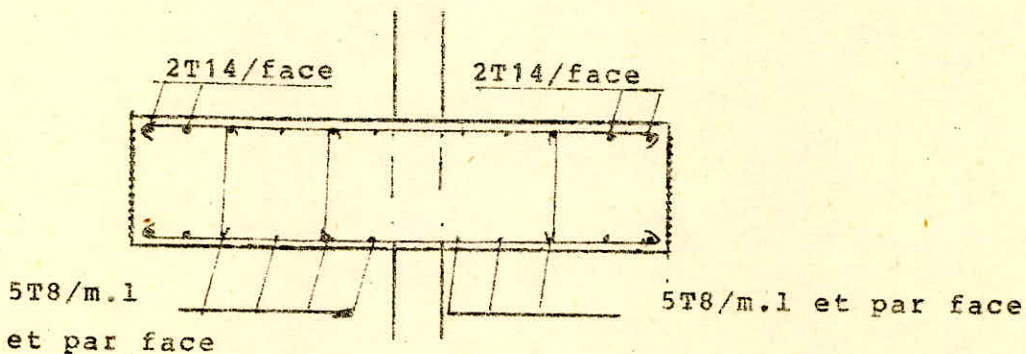
Ils seront ferrillés forfaitairement d'après l'article 3.3.8.5 du R.P.A.

1 - Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures:

$A \geq 0,20\%$ de la section totale transversale du béton, avec recouvrement de 50ϕ , en équerre et avec renforcement dans les angles.

$A \geq 0,002 \cdot 20 \cdot 280 = 11,2 \text{ cm}^2$, on adoptera $2X (4T14) = 12,3 \text{ cm}^2$. c'est à dire, 4T14 par partie supérieure et inférieure.

2 - Armatures longitudinales de peau : $A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur soit $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m.l}$ et par face.



F E R R A I L L A G E D E S L I N T E A U X

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Il doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dans le sens.

Les vérifications à la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts tranchants les plus défavorables doivent être effectués avec $T = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul.

Dans notre ouvrage, nous avons coupé tous les voiles à l'exception des voiles V_{L3} et V_{T8} dans lesquels les linteaux seront sollicités aux efforts sismiques prévus.

$$\bar{F}'_b = 0,75 \cdot T'_{28} \longrightarrow \bar{F}'_b = 0,75 \cdot 270 = 206,35 \text{ kg/cm}^2 \text{ (car } \bar{F}'_{28} = 270 \text{ bars)}$$
$$\text{et } \bar{F}'_b = 0,75 \cdot 300 = 229,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (car } \bar{F}'_{28} = 300 \text{ bars)}$$

$$\bar{C}_b = 0,12 \cdot \bar{F}'_{28} \longrightarrow \bar{C}_b = 0,12 \cdot 270 = 33,02 \text{ kg/cm}^2 \text{ (b, dosé } 350 \text{ kg/m}^2)$$

$$\bar{C}_b = 0,12 \cdot \bar{F}'_{28} \longrightarrow \bar{C}_b = 0,12 \cdot 300 = 36,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (b, dosé } 400 \text{ kg/m}^2)$$

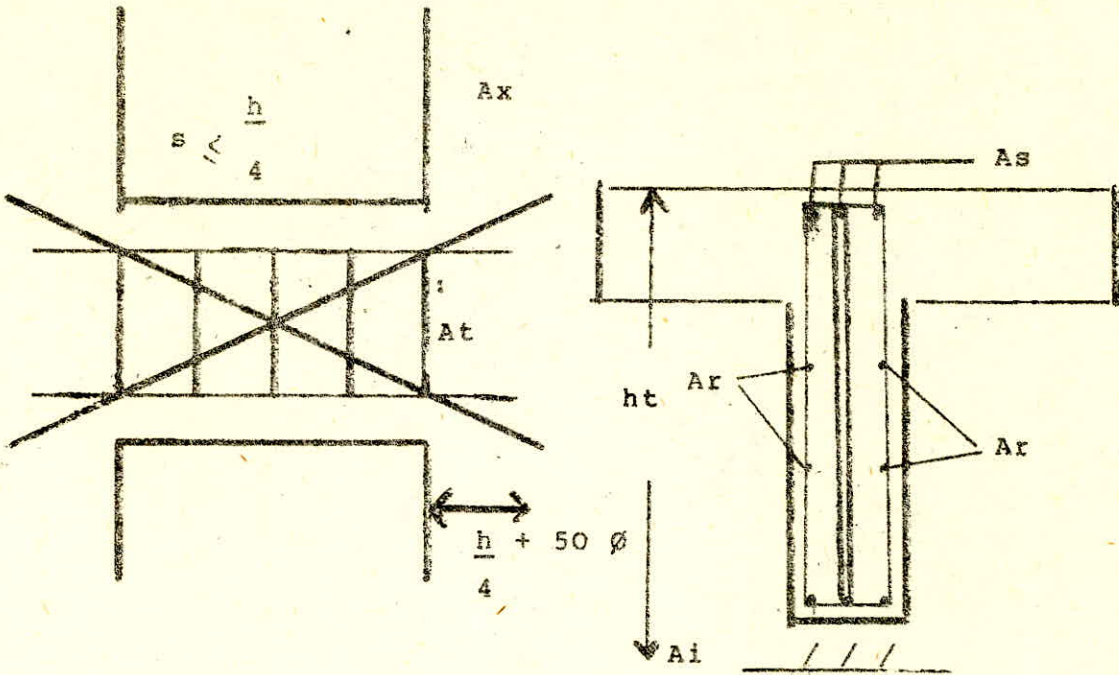
$$\bar{F}_{at} = \bar{F}_a = F \text{ en (sous } SP_2)$$

$$F_{at} = F_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous } SP_1)$$

Pour \bar{C}_e (contrainte de cisaillement) dans les linteaux, supérieur ou égal à $0,06 \bar{F}'_{28}$, des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivants

$$\bar{C}_e = \frac{1,4 T}{b \cdot 3} \longrightarrow \bar{C}_e = 0,06 \cdot T'_{28} = 0,06 \cdot 270 = 16,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } \bar{C}_e = 0,06 \cdot 300 = 18,34 \text{ kg/cm}^2 \text{ b. dosé } 400 \text{ kg/m}^2$$



$$A \geq 0,0015 b, ht \quad \text{où } A = A_s = A_i$$

$$A_r \geq 0,002 . b . ht$$

$$A_t \geq 0,0025 . b . ht$$

$$s \leq \min (ht , 12\phi , 30\text{cm})$$

$$A_x \geq 0,0015 . h . b .$$

Pour les linteaux dus au seisme, ils seront considérés comme des poutres encastées aux extrémités, pour les linteaux dus aux charges verticales, ils seront considérés comme des poutres appuyées aux extrémités, pour notre ouvrage, nous nous intéressons au rez de chaussée les cas les plus sollicités

LINTEAUX DU VOILE V_{T8} :

épaisseur : $b = 20\text{cm}$

hauteur : $ht = 73\text{cm}$

longueur : $l = 90\text{cm}$

Longueur de la dalle qui revient au linteau : $\frac{3,6 + 3}{2} + 0,2 = 3,5\text{cm}$

Poids propre de la retombée du linteau : $2,5 \times 0,2 \times 0,58 = 0,29\text{t/ml}$

charges permanentes : $G = 0,29 + 3,5 \times 0,605 = 2,4\text{t/ml}$

surcharges : $P = 0,15 \times 3,5 = 0,525\text{t/ml}$

effort tranchant dû au seisme : $T_s = 1,4II = 1,4 \cdot 30 \cdot 39 = 42,546\text{t}$

EFFORTS TRANCHANTS et MOMENTS : sous SP_2

$$T_G = \frac{G \cdot l}{2} = \frac{2,4 \cdot 0,9}{2} = 1,08\text{t} \text{ et } T_P = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{0,525 \cdot 0,9}{2} = 0,236\text{t}$$

$$T_s = 42,546\text{t}, \quad T_i = T_G + T_P + T_s = 1,08 + 0,236 + 42,546 = 43,862\text{t}$$

$$M_G = \frac{2,4 \cdot 0,9^2}{12} = 0,162\text{t.m}, \text{ et } M_P = \frac{0,525 \cdot 0,9^2}{12} = 0,0354\text{t.m}$$

$$M_s = T_s \cdot \frac{l}{2} = 42,546 \cdot \frac{0,9}{2} = 19,145\text{t.m}$$

$$M_i = M_G + M_P + M_s = 0,162 + 0,0354 + 19,145 = 19,342\text{t.m}$$

FERRAILLAGE : Méthode de P.Charron

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{T_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 19,342 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot 70^2} = 0,0704 \longrightarrow \epsilon = 0,955$$

$$K = 96$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{T_a}{K} = \frac{4200}{96} = 43,75\text{Kg/cm}^2 \text{ donc } A'_c = 0$$

$$A_i = A_s = \frac{19,342 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,955 \cdot 70} = 6,88 \text{ cm}^2 \text{ soit } (3T14 + 3T12) = 8,01\text{cm}^2$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES :

$$\bar{\sigma} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{801}{20 \cdot 70} = 0,572 \longrightarrow \epsilon = 0,8876$$
$$K = 29,55$$

$$\sigma_a = \frac{19,342 \cdot 10^5}{0,8876 \cdot 8,01 \cdot 70} = 3886,45 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{3886,45}{29,55} = 131,5 \text{ kg/cm}^2 < 229,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

VERIFICATION A LA FISSURATION :

$$\hat{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{8,01}{2 \cdot 20 \cdot 4,5} = 0,0445$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{14} \cdot \frac{0,0445}{(1 + 0,445)} = 5279,28 \text{ kg/cm}^2 > 4200 \text{ kg/cm}^2$$

donc il n'ya pas risque de fissuration.

ARMATURES TRANSVERSALES : Béton dosé à 400kg/m³

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot h} = \frac{43862}{20 \cdot 0,8876 \cdot 70} = 35,297 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 36,7 \text{ kg/cm}^2$$

Soit s = 10cm (espacement des armatures transversales)

$$A_t = \frac{s \cdot T}{\epsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{10 \cdot 43862}{0,8876 \cdot 70 \cdot 4200} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Soit (un cadre T8 + 1 epingle T10) = 2,57cm². sous A min

ARMATURES D'ANGLES :

$$\tau_1 = \frac{1,4 \bar{T}}{b \cdot h} = \frac{1,4 \cdot 43862}{0,8876 \cdot 70 \cdot 20} = 49,41 \text{ kg/cm}^2 > 18,34 \text{ kg/cm}^2$$

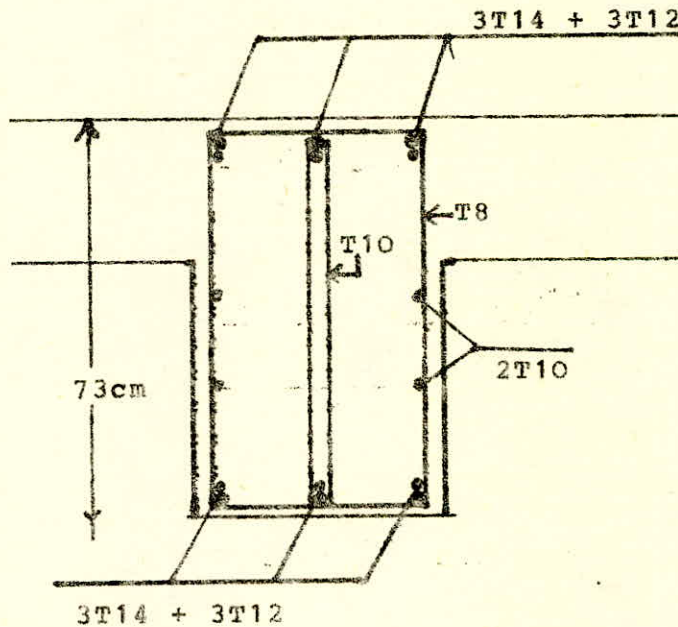
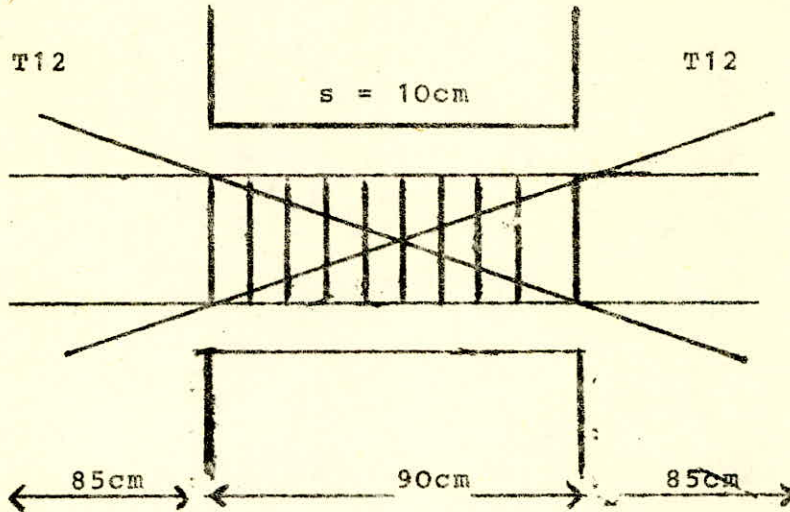
Donc les armatures d'angles sont nécessaires :

$$A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t$$

$$A_x \geq 0,0015 \cdot 20 \cdot 73 = 2,19 \text{ cm}^2 \text{ soit } (2T12) = 2,26 \text{ cm}^2$$

ARMATURES DE REPARTITION : $A_x \geq 0,002 \cdot b \cdot h_t$

$$A_x \geq 0,002 \cdot 20 \cdot 73 = 2,92 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$



Nota : la dimension de ce voile V_{L8} sera comme suit :
d'épaisseur 20cm du rez de chaussée jusqu'à 4eme étage pour
éviter la rupture du linteau et on y va prévoir un béton
spécial dosé à 400 kg/m^3 à ce niveau là ensuite il continuera
15cm dans les autre étages avec un béton dosé à 350 kg/m^3 .

LINTEAU DU VOILE V_{L3}

épaisseur : $b = 15\text{cm}$

Hauteur : $ht = 63\text{ cm}$

Longueur : $l = 90\text{cm}$

Longueur de la dalle qui revient au linteau :

$$\frac{1,77 + 1 + 0,15}{2} = 2,035\text{m}$$

2

Poids propre de la dalle : $2,5 \times 0,15 \times 0,48 = 0,18\text{t/ml}$

Charges permanentes : $G = 0,18 + 0,61 \times 2,035 = 1,421\text{t/ml}$

Surcharges : $P = 0,15 \times 2,035 = 0,305\text{t/ml}$

effort tranchant dû au seisme $T_s = 1,4 II = 1,4 \times 13,223 = 18,51\text{t.}$

EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS :

$$T_G = \frac{G \cdot l}{2} = \frac{1,421 \times 0,9}{2} = 0,639\text{t}$$

$$T_P = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{0,305 \times 0,9}{2} = 0,137\text{t}$$

$$T_s = 18,51\text{t}$$

$$M_G = \frac{G \cdot l^2}{12} = \frac{1,421 \times 0,9^2}{12} = 0,096\text{t.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot l^2}{12} = \frac{0,305 \times 0,9^2}{12} = 0,0205\text{t.m}$$

$$M_s = \frac{T_s \cdot l}{2} = \frac{18,51 \times 0,9}{2} = 8,33\text{t.m}$$

COMBINAISON DES EFFORTS :

$$T = T_G + T_P + T_s = 19,286\text{t}$$

$$M = M_G + M_P + M_s = 8,446\text{t.m}$$

FERRAILLAGE : Méthode de P.Charron

$$\bar{\epsilon} = 0,9016$$

$$\mu = \frac{15.M}{b.h^2.Ta} = \frac{15 \times 8,446 \times 10^5}{15 \times 63^2 \times 4200} = 0,0558 \longrightarrow$$

$$k = 35,8$$

$$\bar{T}'b = \frac{\bar{T}a}{K} = \frac{4200}{35,8} = 117,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{T}'b \longrightarrow A'_c = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{T}a.f.h} = \frac{8,446 \times 10^5}{4200 \times 0,9016 \times 60} = 3,717 \text{ cm}^2$$

FERRAILLAGE MINIMALE : $A \geq 0,0015.b.ht$

$$A \geq 0,0015 \times 15 \times 63 = 1,417 \text{ cm}^2$$

donc A calculée > Amin soit 3T14 = 4,62 cm²

$$A = A_i = A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES : $\bar{\epsilon} = 0,8925$

$$\hat{\omega} = \frac{100.A}{b.h} = \frac{462}{15 \times 60} = 0,513 \longrightarrow$$

$$K = 31,5$$

$$\bar{T}a = \frac{M}{\bar{\epsilon}.h.A} = \frac{8,446 \times 10^5}{0,8925 \times 60 \times 4,62} = 3413,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{T}a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{T}'b = \frac{\bar{T}a}{K} = \frac{3413,9}{31,5} = 108,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{T}'b = 206,35 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICATION A LA FISSURATION :

$$\sigma_1 = \frac{k.n}{\phi} \frac{\hat{\omega} f}{(1 + 10 \hat{\omega} f)} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K.n \cdot \bar{T}b}{\phi}}$$

$$\phi = 14$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$n = 1,6$$

$$\bar{T}b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{A}{2.b.d} = \frac{4,62}{2 \times 15 \times 3} = 0,0513$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 1,6 \times 10^6 \times 0,0513}{14 (1 + 0,513)} = 5812,48 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

$$\text{et } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{14}} = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'ya pas de risque de fissuration.

ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b_o \cdot \bar{\epsilon} \cdot h} = \frac{19,286 \times 10^3}{15 \times 0,9016 \times 60} = 23,76 \text{ kg/cm}^2 < 33,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \left(\frac{ht}{4}, 12 \varnothing, 30 \text{ cm} \right) = 15,75 \text{ cm}$$

soit $s = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{s \cdot T}{\bar{\epsilon} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 19,286 \times 10^3}{0,9016 \times 60 \times 4200} = 1,27 \text{ cm}^2$$

A calculée $<$ Amin, soit (1cadre $\varnothing 8$ + 1 épingle $\varnothing 10$) = 2,57 cm²

ARMATURES D'ANGLE :

$$\bar{\tau}_1 = \frac{1,4 T}{b_o \cdot \bar{\epsilon} \cdot h} = \frac{1,4 \times 19,286 \times 10^3}{15 \times 0,9016 \times 60} = 33,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_1 = 0,06 \times 270 = 16,51 \text{ kg/cm}^2 \quad 1$$

les armatures d'angles sont necessaires soit (2T12)

ARMATURES DE REPARTITION :

$$A_x \geq 0,002 b \cdot ht = 1,89 \text{ cm}^2 \text{ soit } (4T8) = 2,01 \text{ cm}^2$$

CALCUL DES LINTEAUX SOU-CHARGES VERTICALES :

Le linteau le plus sollicité est du voile V_{L6} et on adopte le même ferrailage pour les autres linteaux dans les deux sens.

Voile V_{L6} :

Epaisseur : b = 15cm

Hauteur : ht = 63cm

Longueur : l = 100cm

Longueur de la dalle qui revient au linteau $\frac{3,6 + 3 + 0,15}{2} = 3,45m$

Poids propre de la retombée du linteau : $2,5 \times 0,15 \times 0,48 = 0,18t/ml$

Charges permanentes : $G = 0,18 + 3,45 \times 0,61 = 2,285t/ml$

Surcharges : $P = 0,15 \times 3,45 = 0,517t/ml$

donc $q = G + 1,2p$ (sous SP₁)

$$q = 2,285 + 1,2 \times 0,517 = 2,905t/ml$$

EFFORTS TRANCHANTS et MOMENTS :

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2,905 \times 1}{2} = 1,4533t$$

$$M_t = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2,905 \times 1^2}{8} = 0,363t.m$$

FERRAILLAGE : Méthode de P. Charron.

$$\epsilon = 0,973$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,363 \times 10^5}{2800 \times 15 \times 60^2} = 0,0036 \rightarrow k = 176$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{170} = 16,5kg/cm^2 < \sigma'_b = 137kg/cm^2$$

donc A'e = 0

$$A_t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,363 \times 10^5}{2800 \times 0,973 \times 60} = 0,222cm^2$$

$$A_{min} \geq 0,0015 \cdot b \cdot ht = 0,0015 \times 15 \times 63 = 1,417cm^2$$

$$\text{soit } 3T8 = 1,5cm^2$$

$$\text{donc } A_t = A_i = A_s = 1,5cm^2$$

Armatures Transversales :

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot h} = \frac{1,4 \cdot 1,453 \cdot 10^3}{15 \cdot 0,973 \cdot 60} = 2,32 \text{ kg/cm}^2$$

donc $\tau_b < \bar{\tau}_b = 33,02 \text{ kg/cm}^2$; $s = \frac{\min(ht, 12\phi, 30\text{cm})}{4}$

soit $s = 15\text{cm}$, $A_t = \frac{s \cdot T}{\phi \cdot h \cdot \bar{\tau}_a} = \frac{15 \cdot 1453}{0,973 \cdot 15 \cdot 2800} = 0,53 \text{ cm}^2$

Donc $A < A_{\min}$, on va ferrailer suivant $A_{\min} \geq 2,36 \text{ cm}^2$
 (1 cadre $\phi 8$ + 1 epingle $\phi 10$) = $2,57 \text{ cm}^2$

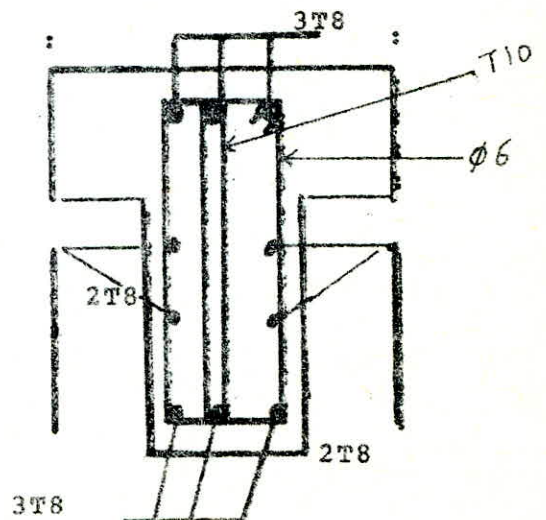
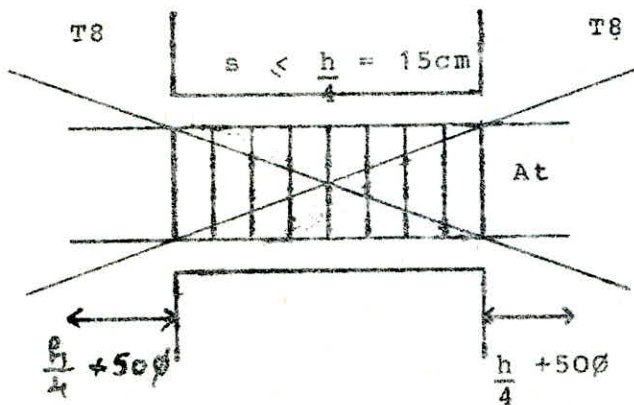
ARMATURES D'ANGLES :

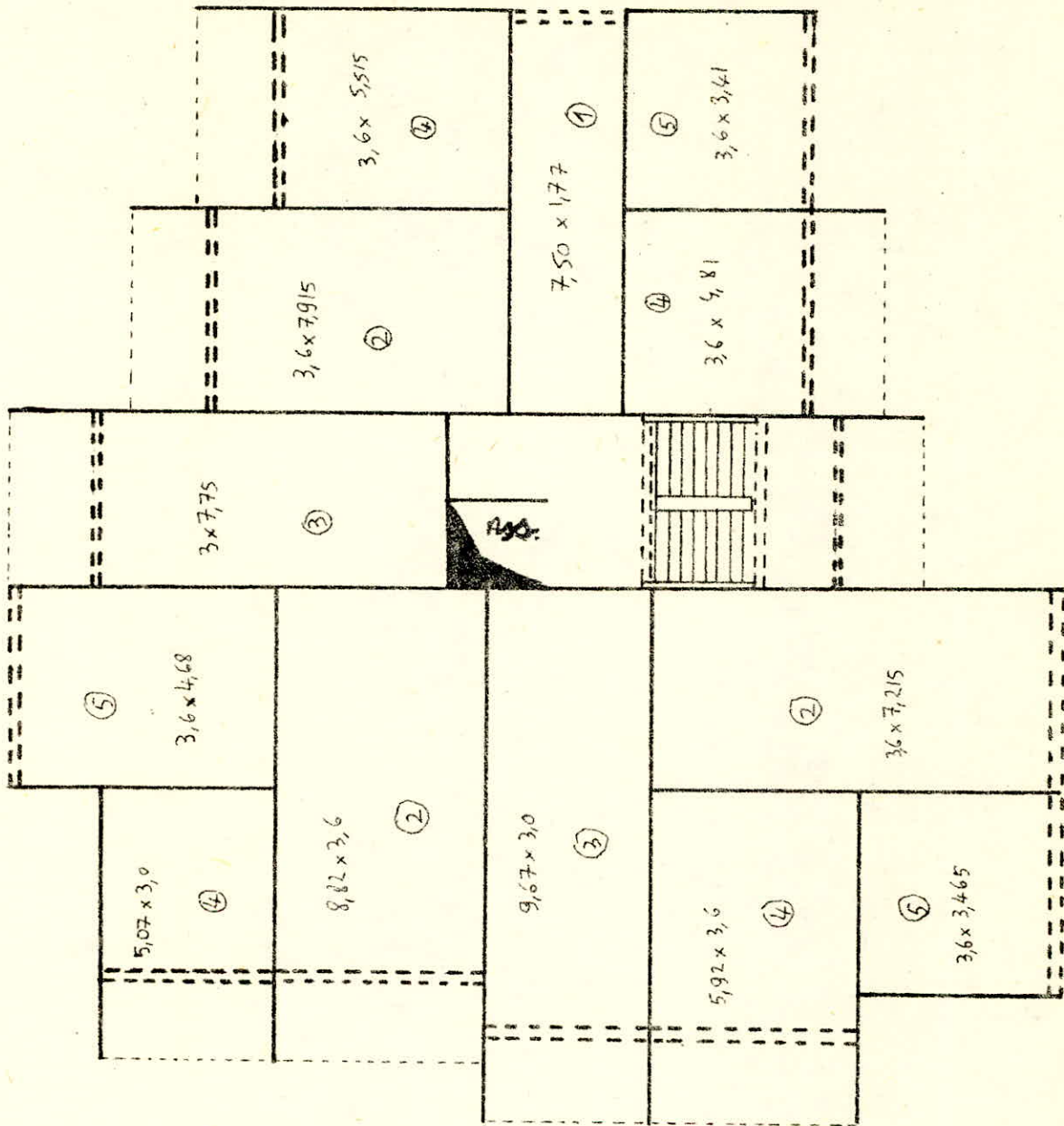
$$\tau_1 = \frac{1,4 T}{b \cdot h} = \frac{1,4 \cdot 1453}{0,973 \cdot 60 \cdot 15} = 2,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_1 = 16,51 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures d'angles ne sont pas necessaires. Mais en raison de sécurité, on va mettre (2T8) = 1 cm^2

ARMATURES DE REPARTITION :

$$A_x \geq 0,002 \cdot b \cdot ht = 0,002 \cdot 15 \cdot 63 = 1,89 \text{ cm}^2 \text{ soit } (4T8) = 2,01 \text{ cm}^2$$





- - - - - poutres noyées.
 ————— Voiles.
 ————— escaliers.
 - . - . - garde corps.

CHAPITRE IX

CALCUL DES ELEMENTS

- **Plancher courant**
- **Plancher haut sous-sol**
- **Escalier**
- **Acrotère**

CALCUL DES DALLES-PLANCHERS

INTRODUCTION :

En l'ossature du bâtiment qui est assez rigide (ossatures à voiles) les planchers adoptés sont à dalles pleines. Nous avons 2 types de plancher qui diffèrent par les charges qui les sollicitent

- Plancher courant : et plancher terrasse

Le plancher haut du sous-sol sera exécuté avec le système des prédalles et cet afin d'éviter les problèmes de coffrage perdu.

Le type de coffrage retenu pour le coulage des planchers et des voiles est le système tables et banches.

Le système plus rapide de coffrage "type tunnel" peut être utilisé dans notre forme de structure.

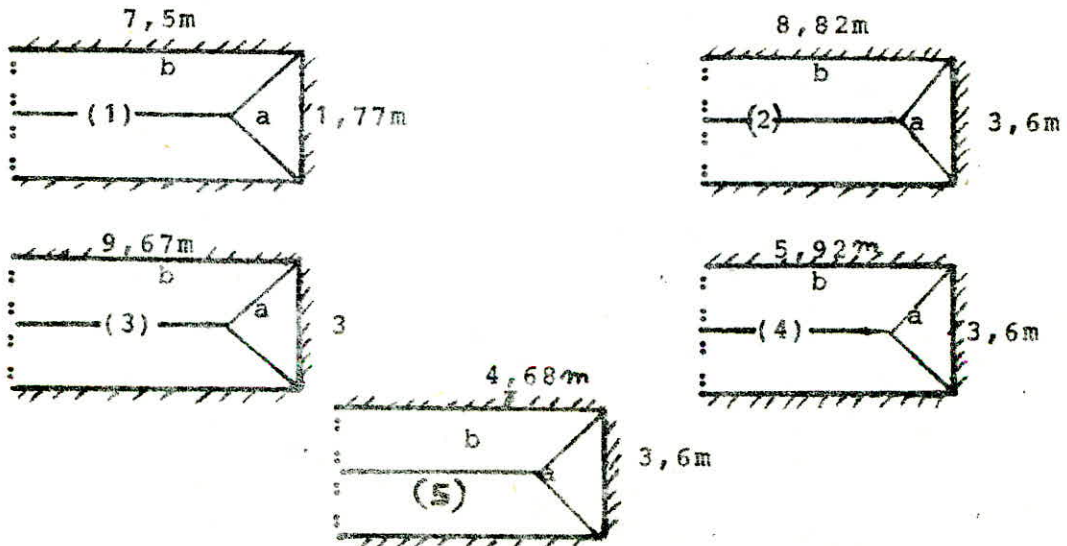
I - CHARGES ET SURCHARGES :

1 - Plancher terrasse: $q_1 = 0,739 + 1,2 \times 0,1 = 0,859t/m^2$

2 - Plancher courant : $q_2 = 0,605 + 1,2 \times 0,15 = 0,785t/m^2$

II . PRESENTATION DES DALLES

Nous avons 5 types des dalles , avec leurs dimensions présentées sur le dessin.



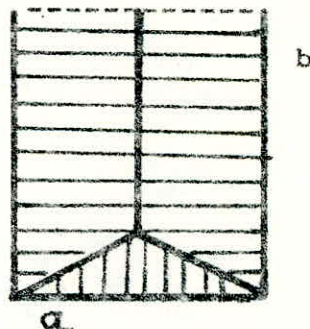
III. CALCUL DES EFFORTS :

Application de la théorie de la plasticité au calcul à la rupture des plaques en B.A. Les nombreux essais de chargement effectués sur des plaques en B.A ont montré que la résistance ultime de la plaque est obtenue lorsque les fissures atteignent les bords de la plaque. Dans cet état limite, la plaque est divisée par les lignes de rupture (rectilignes) en un certain nombre d'éléments de plaque, qui forment un mécanisme. On démontre que la valeur des moments de rupture, par unité de longueur, est constante et identique pour toutes les lignes de rupture d'une plaque si le quadrillage d'armatures représente dans chaque sens des sections d'acier égales et uniformes sur toute l'étendue de la plaque. On distingue les lignes de rupture positives, pour lesquelles la plaque est armée inférieurement et les lignes de rupture négatives, pour lesquelles la plaque est armée supérieurement. Ci-après, nous donnons les valeurs des moments M (positif) et M' (négatif) par unité de longueur, pour divers cas de contours et de charges. Nous supposons que les sections d'armatures sont telles que $M = M'$.

- Pour la plaque encastree sur trois côtés, le quatrième côté libre. C'est notre cas, nous aurions (aide mémoire R.D.M.)

Pour $\alpha = \frac{a}{b} = 1,5$

$$M = M' = \frac{qa^2}{192} \left(\sqrt{\alpha^2 + 12} - \alpha \right)^2$$



Les valeurs sont tabulées ci-près.

Et le calcul sera pour la charge plus sollicitée $q = 0,859t/m^2$ en adoptant le même ferrailage pour les étages haut du sous-sol

Dalles	1	2	3	4	5
α :	0,236	0,408	0,31	0,608	0,78
$M = M'$ (cm/ml)	0,1468	0,55	0,47	0,4907	0,447

IV. POURCENTAGE MINIMALE DES ARMATURES : C.C.B.A 68 Art.52

Nous vérifions les conditions suivantes pour les dalles.

$$\sqrt{\alpha} : \frac{A_x}{b \cdot h_x} \geq \frac{\psi_4}{2} (2 - \alpha) \frac{\bar{w}_b}{\bar{w}_a} \frac{(h_o)^2}{h_x}$$

Pour $\alpha \leq 0,4$: $\frac{A_y}{b h_y} \geq 0,35 \frac{\psi_4}{4} \frac{\bar{w}_b}{\bar{w}_a} \frac{(h_o)^2}{h_y}$

Pour $0,4 \leq \alpha \leq 1$: $\frac{A_y}{b h_y} \geq \frac{\psi_4}{4} (1 + \alpha) \frac{\bar{w}_b}{\bar{w}_a} \frac{(h_o)^2}{h_y}$

voir tableau ci-joint

Dalles	1	2	3	4	5
A_x (cm ²)	1,7	1,56	1,66	1,37	1,21
A_y (cm ²)	0,67	0,693	0,689	0,79	0,87

V. FERRAILLAGES DES DALLES : Méthode de P.Charron.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot \bar{w}_a} = \frac{15 \cdot 0,55 \cdot 10^5}{100 \cdot 13^2 \cdot 2800} = 0,0174 \quad \begin{matrix} \longrightarrow \epsilon = 0,9419 \\ K = 71 \end{matrix}$$

$$\bar{w}'_b = \frac{2800}{\epsilon} = 39,43 \text{ kg/cm}^2 \quad T'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{0,55 \cdot 10^5}{0,9419 \cdot 13 \cdot 2800} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte le même ferrailage pour toutes les dalles.}$$

Soit 6T6/ml = 1,7cm² dans chaque sens.

VI. VERIFICATION DE LA FLECHE.

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

$$\frac{ht}{a} \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{Mt}{Mx} = \frac{1}{20} \cdot 0,75 ; \frac{15}{360} = 0,0416 > 0,0375 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \bar{\omega}_0 \cdot \frac{20}{T_{en} \cdot 100 \cdot 13} ; \frac{1,7}{100 \cdot 13} = 1,3 \cdot 10^{-3} < 4,7 \cdot 10^{-3} \text{ vérifiée}$$

VII. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{170}{100 \cdot 13} = 0,1307 \longrightarrow \epsilon = 0,9402$$

$$k = 68,6$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot A} = \frac{0,55 \cdot 10^5}{0,9402 \cdot 13 \cdot 1,7} = 2646,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2646,9}{68,6} = 38,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

VIII. CONDITION DE NON-FISSURATION :

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_f \cdot n}{\phi}} ; \bar{\sigma}_b = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} = 3686,9 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée}$$

IX EFFORT TRANCHANT :

$$T_{\text{max}} = \frac{q \cdot a}{2} = \frac{859 \cdot 3,6}{2} = 1546,2 \text{ kg/ml}$$

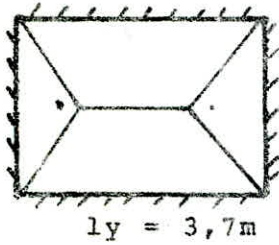
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1546,2}{100 \cdot 100 \cdot \frac{7 \cdot 13}{8}} = 0,0135 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

N.B : On a prévu des poutres noyées aux extrémités des dalles (là où il y a des gardes corps) voir plan de coffrage.

X - DALLE OU SE REPOSE LA MACHINE LOCAL :

Poids propre : $2,5 \times 0,15 = 0,375 \text{ t/m}^2$

Machine local : = $1,5 \text{ t/m}^2$ ----- $q = 0,375 + 1,2 \times 1,5 = 2,175 \text{ t/m}^2$



$$\begin{aligned} \mu_x &= 0,061 \\ \frac{l_x}{l_y} &= 0,81 \longrightarrow \mu_y = 0,68 \\ l_x &= 3\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \quad \text{et} \quad T_x = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{3 l_y} \\ M_y &= \mu_y \cdot M_x \quad \text{et} \quad T_y = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2 l_y + l_x} \end{aligned}$$

Efforts (voir tableau)

dalle de machine local	$M_{tx} = 0,8 M_x$ (tm)	$M_{ty} = 0,45 M_x$ (tm)	$M_{ty} = 0,8 M_y$ (tm)	$M_{ay} = 0,45 M_y$ (tm)	T_y (t)	T_x (t)
	0,96	0,54	0,65	0,365	2,32	2,175

Ferraillages (voir tableau)

A_x min (cm ²)	A_y min (cm ²)	A_{tx} (cm ²)	$A_{ty} = A_{ax} = A_{ay}$ (cm ²)	b kg/cm ²	b kg/cm ²
1,17	0,89	3,01 cm ² 6T8/ml	1,9 cm ² 4T8/ml	2,04	1,912

Flèche : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$

La flèche au milieu du plaque : $f = 0,019 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot h^3}$ (aide mémoire R.D.M)

$$f = 0,019 \cdot \frac{2,175 \cdot 10^3 \cdot 300^4}{115121,73 \cdot 10^3 \cdot 10^4} = 0,13 \text{ cm} < 0,6 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

Contraintes : $\bar{\sigma} = \frac{100 A}{b h} = \frac{301}{13 \cdot 100} = 0,2315 \longrightarrow k = 50$
 $\epsilon = 0,9231$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\xi \cdot h \cdot A} = \frac{96000}{13.0,9231.3,01} = 2657,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée.}$$

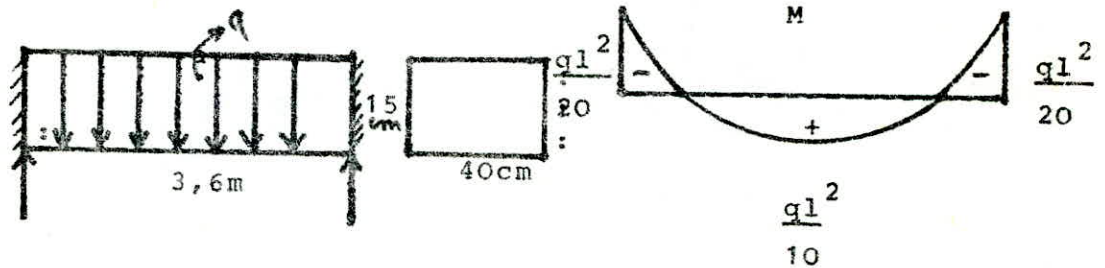
$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2657,7}{50} = 53,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifiée.}$$

POUTRES NOYÉES

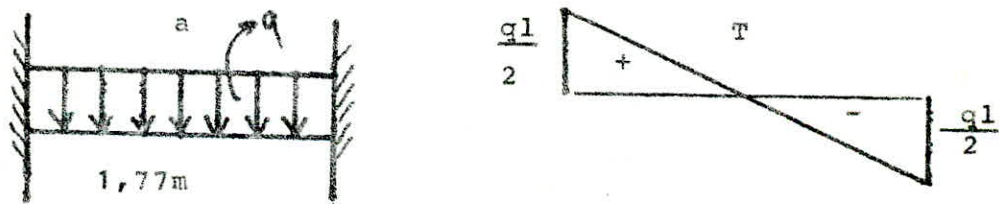
Nous avons 2 type de poutres noyées, celles du type 1 se trouvent sous murs extérieurs, et celles du type 2 se trouvent entre les Voiles (V_1^T et $V_1^{T'}$)

- Poids propre du poutre : $2,5 \times 0,4 \times 0,15 = 0,15 \text{ t/ml}$
 - Poids du mur extérieur : $0,368 \times 2,65 = 0,9752 \text{ t/ml}$
- $q = 1,13 \text{ t/ml}$

1- Première type :



2 - Deuxième type :



I - EFFORT :

On s'intéresse au plus sollicitée.

$$M_t = \frac{ql^2}{10} = \frac{1,13 \cdot 3,6^2}{10} = 1,4644 \text{ t.m} \quad \text{ht} = 15 \text{ cm.}$$

$$M_a = -\frac{ql^2}{20} = -\frac{1,13 \cdot 3,6^2}{20} = 0,7322 \text{ t.m} \quad h = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{1,13 \cdot 3,6}{2} = 2,034 \text{ t}$$

II - FERRAILLAGE : Méthode de L;Charron
en travée :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 1,4644 \cdot 10^5}{40 \cdot 13^2 \cdot 2800} = 0,116 \longrightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,8664 \\ k = 22,45 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{22,45} = 124,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \longrightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{1,4644 \cdot 10^5}{0,8664 \cdot 13 \cdot 2800} = 4,64 \text{ cm}^2 \text{ soit } (3T12+2T10) = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{en appui : } \mu = \frac{0,116}{2} = 0,058 \longrightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9 \\ k = 35 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{35} = 80 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \longrightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{0,7322 \cdot 10^5}{13 \cdot 0,9 \cdot 2800} = 2,235 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

III - VERIFICATION DES CONTRAINTES :

$$\text{en travée : } \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{bh} = \frac{100 \cdot 4,96}{40 \cdot 13} = 0,9538 \longrightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,8630 \\ k = 21,5 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot A} = \frac{1,4644 \cdot 10^5}{0,863 \cdot 13 \cdot 4,96} = 2631,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{21,5} = \frac{2631,6}{21,5} = 122,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifiée}$$

$$\text{en appui : } \bar{\omega} = \frac{100 \cdot 2,51}{40 \cdot 13} = 0,4827 \longrightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,8948 \\ k = 32,55 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{0,7322 \cdot 10^5}{0,8948 \cdot 13 \cdot 2,51} = 2507,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2507,76}{32,55} = 77,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifiée}$$

IV- CONDITION DE NON FRAGILITE : C.C.B.A.68

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 40 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,014 \text{ vérifiée}$$

V - VERIFICATIONS AU CISAILLEMENT :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2,034 \cdot 10^3}{40 \cdot 7 \cdot 13} = 4,47 \text{ kg/cm}^2; \bar{\tau}_b \leq (4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_h}) \bar{\sigma}_b$$

car $\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_b$; $\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{77,03}{68,5}) \cdot 5,9 = 19,9 \text{ kg/cm}^2$

donc $\tau_b < \bar{\tau}_b$ vérifiée.

VI - CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$t \text{ max} \leq \max \begin{cases} h(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 10,045 \text{ cm} \\ 0,2h = 2,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}; \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad ; \quad \rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,47}{9 \cdot 5,9} = 0,915$$

$$t = \frac{0,6 \cdot 5 \cdot 7 \cdot 13 \cdot 0,915 \cdot 4200}{8 \cdot 10^3 \cdot 2,034} = 77 \text{ cm soit } t = 10 \text{ cm}$$

VII - INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT :

c : longueur d'appui à l'extrémité de laquelle on peut commencer l'ancrage de l'armature doit être telle que l'on ait :

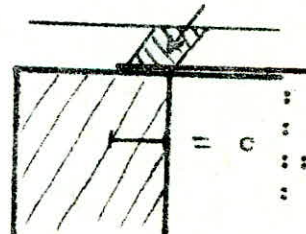
$$c \geq \frac{2T}{b \cdot T_b} = \frac{2 \cdot 2,034 \cdot 10^3}{40 \cdot 68,5} = 1,48 \text{ cm}$$

Armatures inférieures :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}; A \cdot \bar{\sigma}_a = 4,96 \cdot 2800 = 13888 \text{ kg.}$$

$$T - \frac{M}{z} = 2034 - \frac{73220 \cdot 8}{7 \cdot 13} = 4402,9 \text{ kg}$$

ensuite $A \cdot \bar{\sigma}_a \leq T - \frac{M}{z}$ donc l'ancrage n'est pas nécessaire.



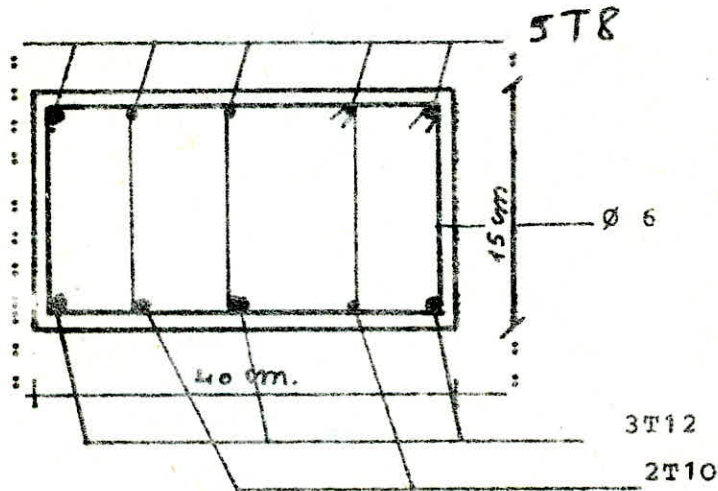
VIII - FISSURATION :

$$\hat{\omega}_f = \frac{A}{2; b \cdot d} = \frac{4,96}{2 \cdot 40 \cdot 2} = 0,031 ;$$

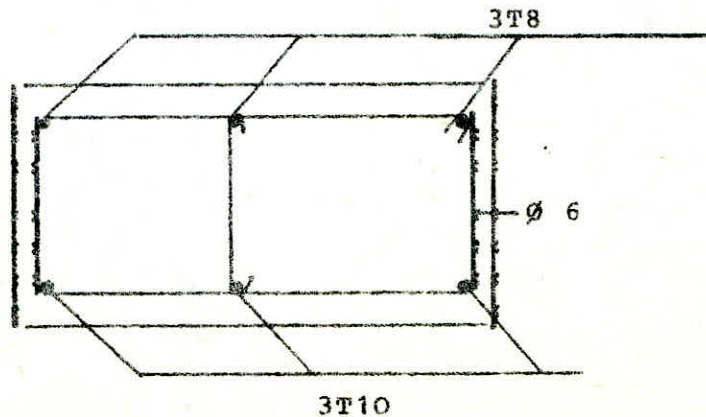
$$\sigma_1 = K \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\hat{\omega}_f}{1 + 10 \hat{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{nK \cdot \bar{u}b}{\phi}}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{12} \cdot \frac{0,031}{1 + 0,31} = 4732,8 \text{ kg/cm}^2 > \bar{u}a \text{ vérifiée}$$

1er type : _____ 5T8 en appui.



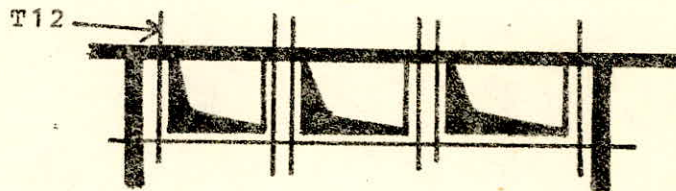
2ieme type :



ARMATURES DE RENFORCEMENT DES OUVERTURES

Tous les étages comportent des ouvertures nécessaires pour le passage des gaines et des conduites d'eaux et d'aération. Les ouvertures nécessitent : - Une réservation pour le coffrage - les aciers de renfort sur tout le pourtour de réservation. Ces aciers ne nécessitent pas de calcul particulier. On les choisit forfaitairement.

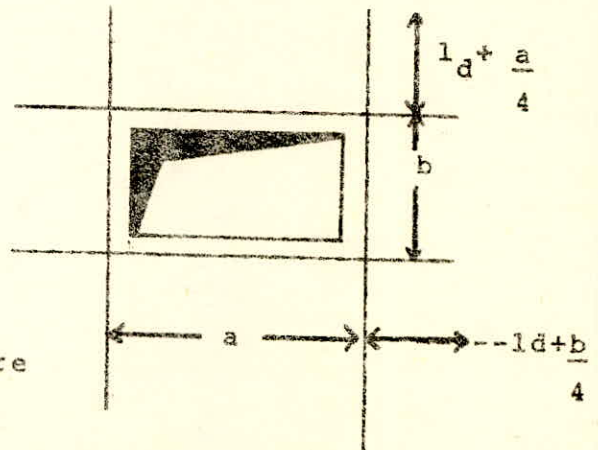
Dans le cas de plusieurs ouvertures (gaines), on choisira comme armature de renfort de T12, disposées comme indiqué ci-dessous



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

REMARQUES : Cas des petites ou grandes ouvertures, longueur d'ancrage des armatures.

1 - Petites ouvertures :
avec $l_d = 40 \varnothing$



2- Grandes ouvertures:

Les renforts sont assurés par des formes des poutres noyées pratiquement par 4T12 et un cadre $\varnothing 6$.

P L A N C H E R H A U T D U S O U S - S O L

INTRODUCTION :

L'impossibilité de l'utilisation d'un coffrage en "table" pour le plancher haut du sous sol, et afin d'éviter des coffrages perdus en bois, on adopte le système de prédalles jointives. Ce système est avantageux par rapport aux planchers à corps creux (temps d'exécution) et aux dalles préfabriquées (poids assez lourd). Le système admis pour ce plancher, à condition de prévoir une table de compression coulée sur place d'une épaisseur minimale de 6cm, le plancher doit comporter des armatures continues en une ou deux nappes sous forme de quadrillage avec un minimum de 0,25% dans les deux directions. La sous face des prédalles est lisse, la face supérieure est très rugueuse et contient des aciers d'attente de petites dimensions afin de permettre une bonne reprise avec le béton coulé sur place et d'assurer le monolithisme.

Les prédalles viennent directement, s'appliquent sur les voiles du sous-sol, elles contiennent les aciers de travée, et elles sont équipées d'organes de levage, chaque boucle de levage doit être ancrée sous les armatures principales.

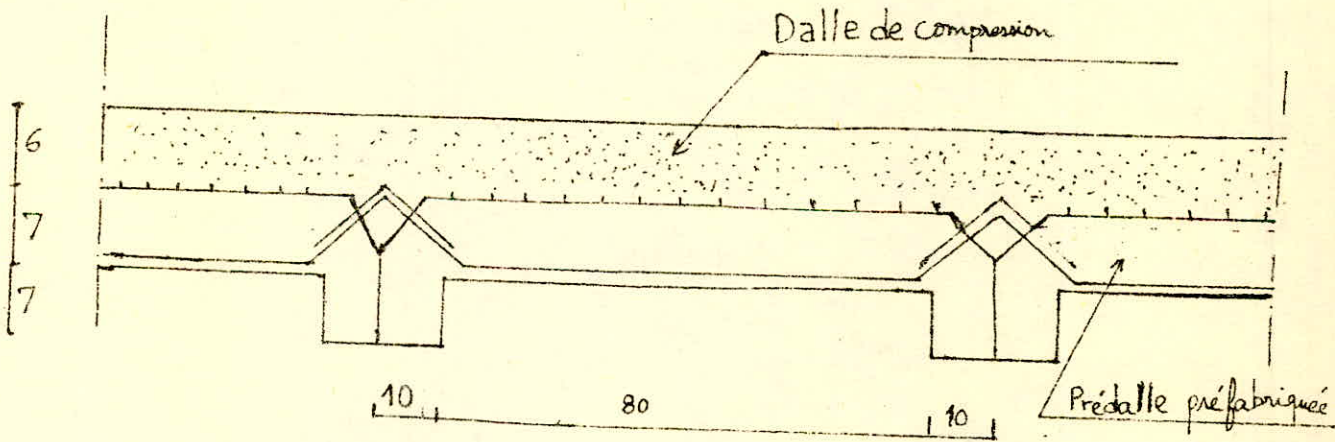
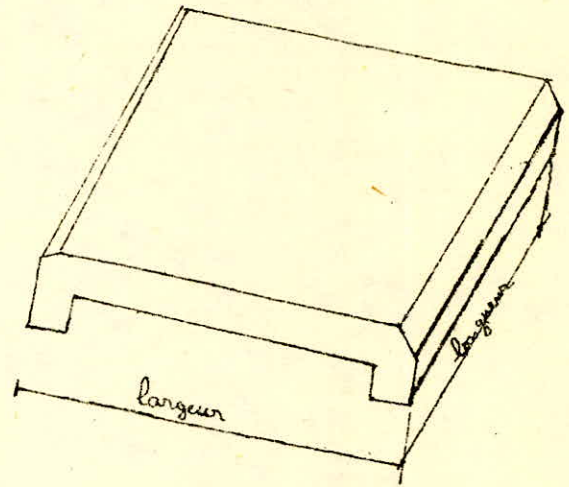
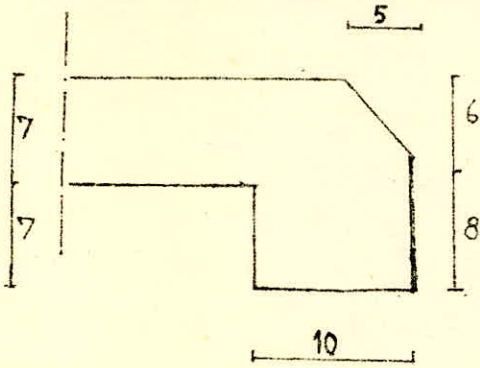
CALCUL DES PREDALLES :

Le calcul se fait par la méthode de Pierre Charron exposée dans son ouvrage (calcul des ouvrages en B.A) . Suite au mode de préfabrication et de la mise en place, ainsi qu'une pose d'un hourdis solidarissant l'ensemble de plancher , il y aura deux phases à prendre en compte dans notre calcul d'après les prescriptions du règlement C.C.B.A.68 § Art.22.

Dimensions :

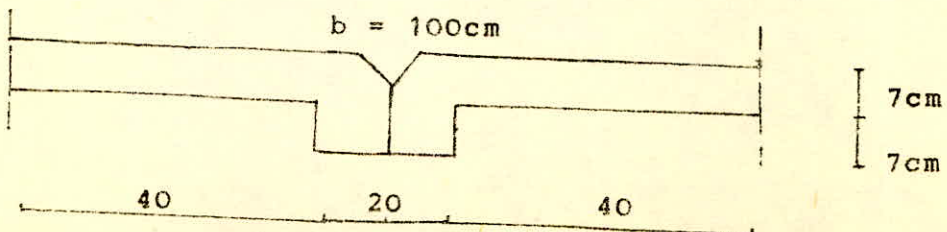
La longueur d'une prédalle sera prise égale à la petite portée du panneau + 6cm qui vont servir pour les appuis de la prédalle

sur les voiles périphériques, alors que la largeur sera prise en tenant compte de la grande portée du panneau .



Calcul des poutres porteuses :

On prévoit dès le début 3 types de prédalles qui diffèrent selon leur longueur en gradant une largeur de 1 mètre.



Section "T"

On adopte ce schéma de calcul car le moment d'inertie de ce schéma sera équivalent au moment d'inertie d'une dalle entière.

Type "1" / liere phase : On considère que la poutre reprend seulement son poids propre : On considère une section en "Té" , car les deux prédalles sont solidaires par des armatures de ligature.

portée libre = portée de panneau (+) 6cm = 355 + 6 = 361cm

Chargé appliquée = poids propre = $q = (0,2 \times 0,07 + 1,00 \times 0,07) \times 2500 = 210 \text{ kg/m}$
 $q = 210 \text{ kg/ml}$

$$M = \frac{q l^2}{8} = 342,1 \text{ kg.m}$$



Détermination de l'axe neutre :

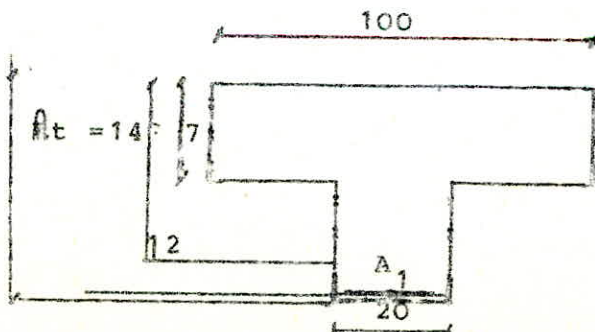
$$\bar{m} = \frac{15 M}{6a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 342,1 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,0128 \rightarrow \begin{matrix} K_1 = 83 \\ \alpha_1 = 0,1531 \\ \xi_1 = 0,9490 \end{matrix}$$

$$y_1 = \alpha_1 \cdot h = 0,1531 \times 12 = 1,84 \text{ cm} < 7 \text{ cm}$$

donc l'A.N tombe dans la table et la section "T" sera à calculer comme une section rectangulaire de largeur

$b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 12 \text{ cm}$

$$A_1 = \frac{M}{6a \cdot \xi h} = \frac{342,1 \times 10^2}{2800 \times 0,949 \times 12} = 1,07 \text{ cm}^2$$



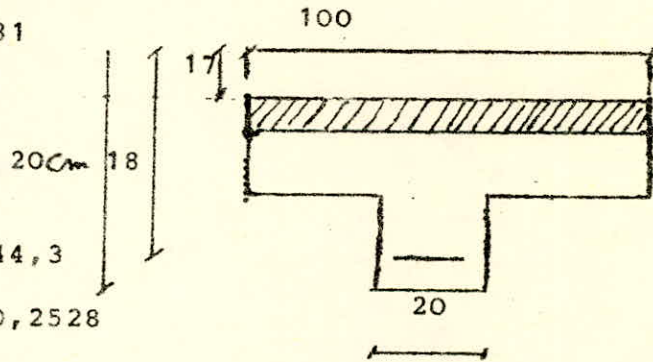
2ieme Phase : On considère que la poutre reprend l'effort causé par son poids propre(+) poids de revêtements (+) cloisons (+) surcharges majorées de 20%.

- . Poids propre de la dalle de compression : $0,06 \times 1,00 \times 2500 =$
= 150kg/ml
 - . Poids propre de la dalle... = 210kg/ml
 - . Carrelage, mortier et sable... = 100kg/ml
 - . Cloison = 475kg/ml
-
- G= 935kg/ml

donc $q = G + 1,2p = 935 + 1,2 \times 400 = 1415 \text{ kg/ml}$

$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1415 \times 3,61^2}{8} = 2305 \text{ kgm}$

$\mu = \frac{15 \times 2305 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0381$



$K_2 = 44,3$

$\mu = 0,0381 \rightarrow \alpha_2 = 0,2528$

$\xi_2 = 0,9157$

$\rightarrow y_2 = \alpha_2 h = 0,2528 \times 18 = 4,55 \text{ cm} < 13 \text{ cm}$

Alors l'A.N tombe dans la table et la section est calculée comme une section rectangulaire (100x18)

$A = \frac{2305 \times 10^2}{2800 \times 0,9157 \times 18} = 5,0 \text{ cm}^2$ soit 4T14 = 6,15cm²

VERIFICATIONS :

$K = 39,9$

Contraintes $\omega_s = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 18} = 0,3417 \rightarrow \xi = 0,9089$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = 2354,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b'} = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{39,9} = 70,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

. Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 bh \frac{6b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 18 \times 100 \times \frac{5,3}{4200} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fissuration :

Il faut que $\bar{\sigma}_a < \sup(\sigma_1, \sigma_2)$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{6,15}{2 \times 20 \times 2} = 0,0769$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 4967,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot k \cdot \sigma_b} = 1970,8 \text{ kg/cm}^2$$

donc $\sup(\sigma_1, \sigma_2) = 4967,2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

. Flèche : C.C.B.A 68 Art 61.21

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10E_s \cdot I_{f_s}} \ll \frac{l}{500} \quad \text{où } I_{f_s} = \frac{I_t}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

dans laquelle I_t est le moment d'inertie de la section totale rendues homogène ;

$$\lambda = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 (2 + 3 \frac{b_p}{b}) \bar{\omega}} \quad \text{et } \mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_a}{3 \bar{\omega} \cdot \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

$$I_t = \frac{b h^3 t}{12} = 66666,67 \text{ cm}^4 ; \bar{\omega} = \frac{A}{b \cdot h} = 0,0171 ; \bar{c}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = 7000 \times \sqrt{6'_{28} \times 1,2} = 126000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{5,9}{180 \left(2+3 \frac{20}{100} \right) \times 0,0171} = 0,737 ;$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \times 5,9}{(3 \times 0,0171 \times 2800) + 3 \times 5,9} = 0,817$$

$$I f_v = \frac{66666,67}{1 + 0,737 \times 0,817} = 41611,3 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{2305 \times 10^2 \times 366^2}{10 \times 126000 \times 41611,3} = 0,589 \text{ cm} \ll \frac{1}{500} = \frac{361}{500} = 0,722 \text{ cm}$$

O.K

Donc la flèche est vérifiée .

Armature transversales :

$$T = \frac{q l}{2} = 1415 \times \frac{3,61}{2} = 2554,1 \text{ gk}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_o \cdot z} = \frac{8 \times 2554,1}{20 \times 7 \times 18} = 8,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{c}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

donc on utilise des armatures droites, on prend 2 cadres
 $\varnothing 8$

$$A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = \max \left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) \times 4200 = 3558 \text{ kg/cm}^2$$

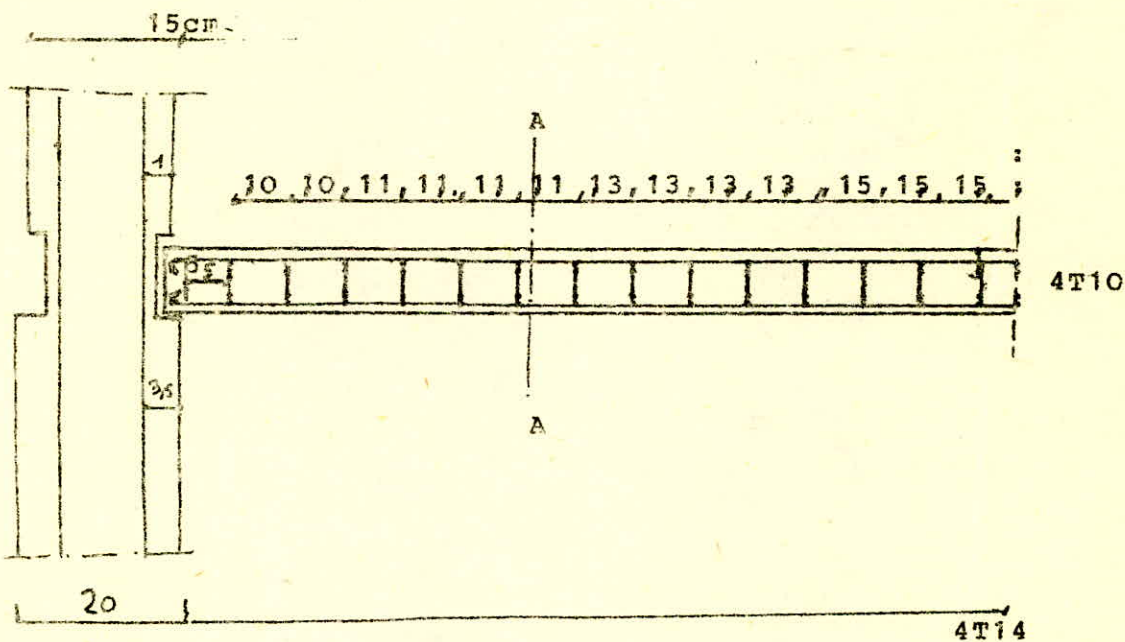
L'espacement $t = \frac{At \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 43,9 \text{ cm}$

en outre $\bar{t} = \max (t_1, t_2)$

où $t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 10,58 \text{ cm} \longrightarrow \bar{t} = 10,58 \text{ cm}$

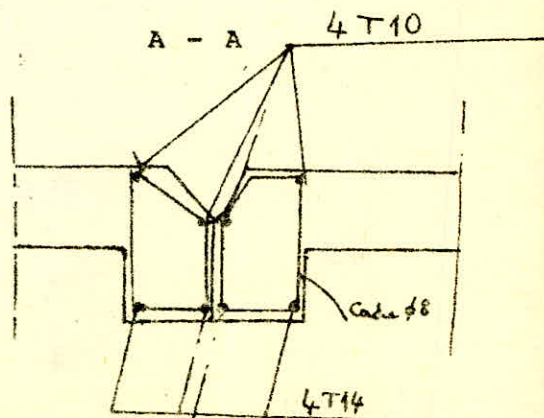
et $t_2 = 0,2h = 3,6 \text{ cm}$

on prend $t = 10 \text{ cm}$ à l'appui



3,5

$$179 = \frac{358}{2}$$



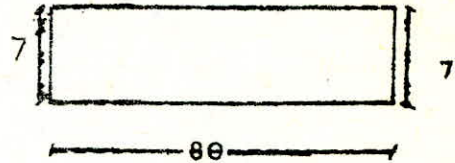
Type	I	II	III
Portée	361 cm	301	178
libre			
largeur	100 cm	100	100
charge q ₁	210 kgm	210	210
M ₁	342,1 kgm	245,8	87,9
A ₁	1,07 cm ²	0,74	0,27
q ₂	1415 kgm	1415	1415
M ₂	2305 kgm	1656,2	592,3
A ₂	5,0 cm ²	3,54	1,23
6 _b	63,2 kg/cm ²	51,1	29
A	4T14 = 6,15 cm ²	4T12 = 4,52	4T12 = 4,52
6 _b	70,2 kg/cm ²	58,8	58,8
non.frag	A 1,74 cm ²	1 1,74 cm ²	A 1,74 cm ²
non.fiss	max(6 ₁ , 6 ₂) = 4967	max(6 ₁ , 6 ₂) = 4813,6	max(6 ₁ , 6 ₂) = 4813,6
T max	2554,1 kg	2165	1294,7
τ _b	8,11 kg/cm ²	6,87	4,11
τ _b	20,65 kg/cm ²	20,65	20,65
t _o	10 cm	11 cm	14 cm
6 _a	2354,8 kg/cm ²	2212,4	791,2
A _t	2 cadres ∅ 8 = 2 cm ²	2 cadres ∅ 8 = 2 cm ²	2 cadres ∅ 8 = 2 cm ²

CALCUL DU HOURDIS

1ere phase : poids propre

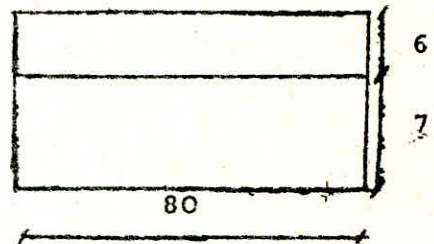
Charge : $q = 0,8 \times 0,07 \times 2500 = 140 \text{ kg/ml}$

$$M_{t1} = \frac{q l^2}{10} = 8,96 \text{ kgm}$$



$$M_{a1} = \frac{-q l^2}{20} = \frac{-140 \times 0,8^2}{20} = -4,48 \text{ kgm}$$

2ieme phase



Poids propre : $0,13 \times 0,80 \times 2500 = 260 \text{ kg/ml}$

mortier , carrelage, et revêtements : 106 kg/ml

cloisons : 475 kg/ml

$G = 841 \text{ kg/ml}$

$q = G + 1,2p = 841 + 1,2 \times 400 = 1321 \text{ kg/ml}$

$$M_{t2} = \frac{q l^2}{10} = \frac{1321 \times 0,8^2}{10} = 84,54 \text{ kgm}$$

$$M_{a2} = \frac{-q l^2}{20} = \frac{-1321 \times 0,8^2}{20} = -42,27 \text{ kgm}$$

Ferraillage :

$$1^{\text{ère}} \text{ Phase : } \mu = \frac{15 M t_1}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0013 \longrightarrow \begin{matrix} K = 28,0 \\ \xi = 0,9831 \end{matrix}$$

$$A_1 = \frac{M t_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h_1} = 0,05 \text{ cm}^2$$

2ième phase :

$$K = 180$$

$$\mu = \frac{15 M t_2}{\bar{\sigma}_a \cdot b h_2^2} = 0,0031 \longrightarrow \xi = 0,9744$$

$$A_2 = \frac{M t_2}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h_2} = 0,26 \text{ cm}^2 \text{ section faible}$$

donc on ferraille avec la section minimale d'acier tel que :

$$A \gg \frac{0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b}{6 \sigma_n} = \frac{0,69 \times 100 \times 12 \times 5,9}{4200} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Soit 5T8/ml \longrightarrow A eff = 2,51 cm²/ml

l'écartement e \leq min (33,2ht) = 26cm

on prend e = 20cm

dans l'autre direction on adopte le même ferraillage 5T8/ml

(e = 20cm)

chapeaux :

$$K = 380$$

$$1^{\text{ère}} \text{ phase : } \mu_1 = \frac{15 M a_1}{6 a \cdot b h_1^2} = 0,0007 \longrightarrow \xi = 0,9873$$

$$A_1 = \frac{M a_1}{6 a \cdot \xi h_1} = 0,03 \text{ cm}^2 \quad (\text{faible section})$$

2eme phase :

$K = 255$

$$\mu_2 = \frac{15 M a_2}{6 a \cdot b h^2} = 0,0016 \quad \longrightarrow \quad \xi = 0,9815$$

$$A_2 = \frac{M a_2}{6 a \cdot \xi \cdot h_2} = 0,13 \text{ cm}^2 \text{ (faible section)}$$

Alors on ferraille avec $A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T8/ml$

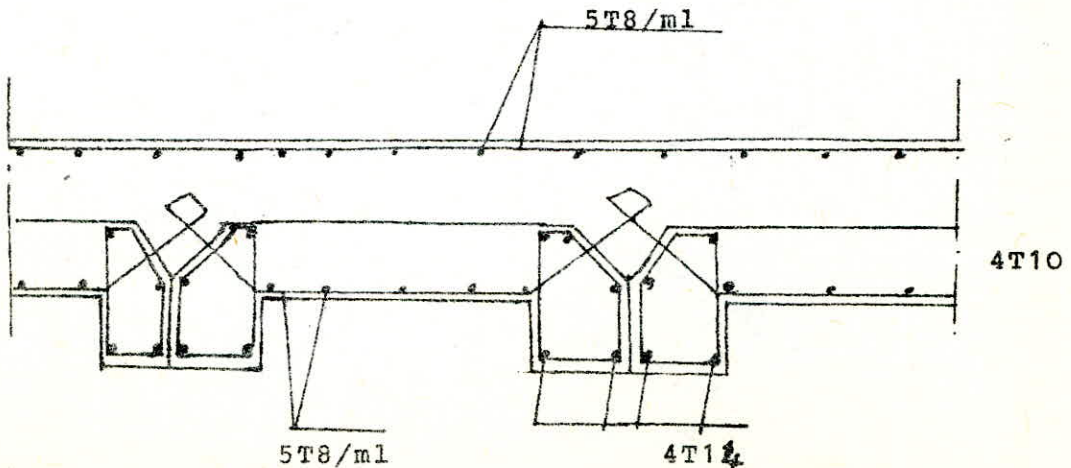
en ce qui concerne les crochets de levage, ils sont façonnés comme suit et disposés dans la nervure latérale



$$\tau_d = \text{contrainte d'adhérence} = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$a = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d = 1,1 \text{ (acier Ados)}$$

$$l \gg \frac{2800 \times 0,8}{4 \times 1,25 \times (1,1)^2 \times 5,9} = 62,75 \text{ cm} \quad \text{on prend } l = 80 \text{ cm}$$



Pour les petits tronçons de dalles, on les calcule comme une dalle de longueur égale à la portée du panneau considéré, et on les ferraille par 1T10 tous les 10cm, on note que l'épaisseur de ces dalles est égale à 13cm.

Dans le sens perpendiculaire, on utilise 5T8/ml.

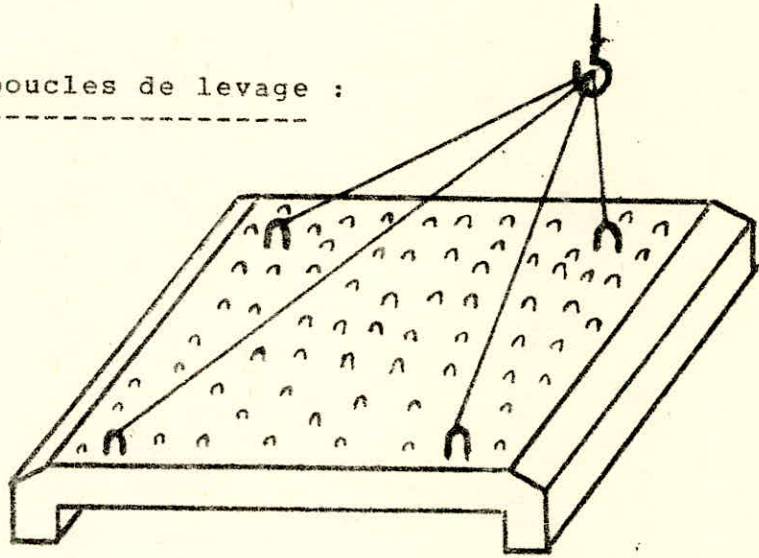
Pour les ouvertures, on les renforce par des T12 de telle manière que le ferrailage de renfort soit au moins égale à la section d'acier arrêtée.

Système de levage et d'encrage dans les prédalles

Les systèmes doivent être positionnés de telle sorte que l'on puisse procéder au levage sans avoir à agir sur l'équilibre du palonnier.

Tous les détails doivent figurer sur les plans d'exécution. Les boucles doivent être rendues solidaires des armatures de l'élément.

Calcul des boucles de levage :



On applique un coefficient de sécurité $K = 1,5$

$$\text{Pour une boucle on a : } 6a = K \cdot \frac{f}{2 S} = \frac{2 K f}{\Pi \varnothing^2}$$

f doit tenir compte des efforts parasites qui peuvent ou non être superposés au poids du panneau.

On prend $F = a k p$

où F = effort global ; P = poids du panneau

k = coefficient tenant compte de l'orientation du F /Plan du panneau

$$F = a k p = 0,75 \times 1,70 \times 758,1 = 966,6 \text{ Kg}$$

$$f = \frac{F}{4} = 241,6 \text{ kg}$$

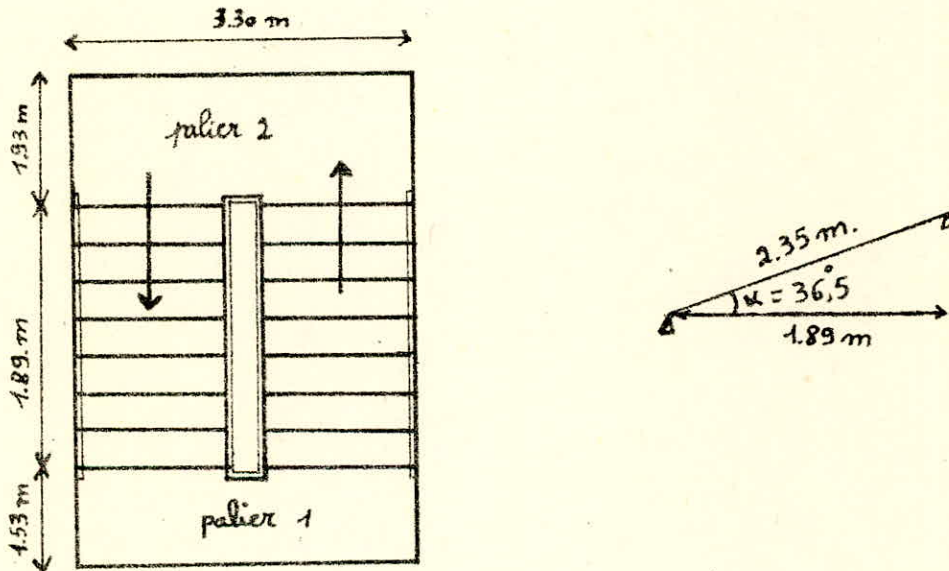
$$6a = K \cdot \frac{2f}{\pi \varnothing^2} \quad \text{alors } \varnothing = \frac{K \cdot 2f}{\pi 6a} = 0,14 \text{ cm} = 1,4 \text{ cm}$$

on note que $6a = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (crochets à acier doix E 24)

On prend des $\varnothing 8$.

LES ESCALIERS

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



Les paliers sont coulés sur place, ils sont assimilés à des dalles pleines encastrées (semi) sur 2 côtés et simplement appuyée sur les autres côtés.

Dimensionnement de la paillasse et des marches :

g : largeur d'une marche : $g = 27\text{cm}$

h : hauteur de la marche : $h = 17,5\text{cm}$

H = 2,8m hauteur d'étage

Vérification de la relation de BONDEL. $59 \quad g + 2h \quad 64 \text{ cm}$

$g + 2h = 27 + 2 \times 17,5 = 62 \text{ cm}$. ce qui est vérifiée.

Etude de la pailiâsse :

L'épaisseur est conditionné par : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

$l = 2,35 \text{ m} \longrightarrow 7,8 \leq e \leq 11,75 \longrightarrow \text{soit } e = 10\text{cm}$

$L = g (n-1) = 27 \times 7 \longrightarrow l = \frac{L}{0,804} = 235 \text{ cm}$

car $\alpha = 36,53 \longrightarrow \cos \alpha = 0,804$

Evaluation des charges et surcharges :

. Charges permanentes :

- Poids propre de la pailiâsse : $\frac{2,5 \times e}{\cos} = \frac{2,500 \times 0,10}{0,804} = 0,311\text{t/m}^2$

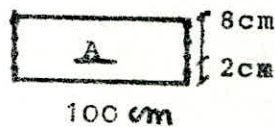
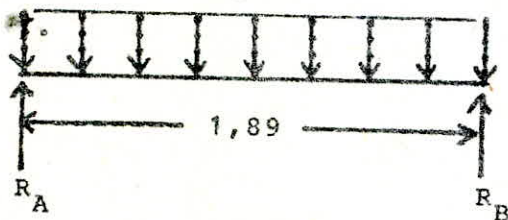
- Poids des marches : $\frac{2,2 \times 0,175}{2} = 0,193\text{t/m}^2$

- Poids de revêtements (mortier + carrelage) :
 $0,02 \times 2 + 0,02 \times 2 = 0,08\text{t/m}^2$

- Garde corps : $0,1\text{t/m}^2$

Surcharges : Escaliers habitations : $P = 400\text{kg/m}^2$
donc $q = G + 1,2 P = 1,164 \text{ t/m}^2$

Determination des efforts :



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

$R_A = R_B = \frac{qL}{2} = 1,1\text{t/m.l}$

$M = \frac{qL^2}{8} = 0,52 \text{ t.m/m.l}$

PARRAILLAGES ET VÉRIFICATIONS : Méthode de P.Charron

A	Ar	σ'_b	σ_a	A%	σ_1	σ_2	τ_b	$\bar{\tau}_b$
6 T 8	4 T 6	74,1	2385,4	0,78	2100,8	3193	1,57	6,8

Al en cm² et les contraintes en kg/cm² et $b = 1,15 \bar{T}_b$

Toutes les vérifications sont satisfaites.

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

$$f = \frac{5 q L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad \text{avec } E = 7000 \sqrt{\sigma'_j} = 115021,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 1,164 \times 10^3 \times 189^4 \times 12}{100 \times 384 \times 115021,74 \times 100 \times 8^3} = 0,39 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{189}{300} = 63 \text{ cm (Recommandation technique)}$$

Ce qui est vérifiée.

Afin de tenir compte d'un éventuel transport à l'envers de la volée on va disposer des armatures longitudinales supérieures calculées sous le poids propre de la volée seulement.

- Poids propre de la volée :

$$0,34 + 0,193 + 0,08 = 0,613 \text{ t/ml}$$

$$L = 1,89 \text{ m d'où } M = q \cdot \frac{L^2}{8} = \frac{0,613 \times 1,89^2}{8} = 0,274 \text{ t.m/ml}$$

Soit 6 T 6 = 1,695 cm²

Les armatures sont reliées par des caches \emptyset 5 espacées de 20cm.

CALCUL DES BEQUETS :

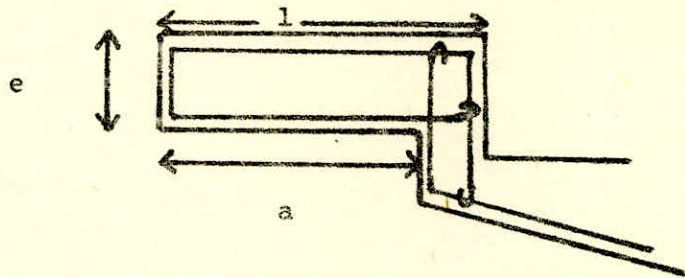
D'après les recommandations techniques C.T.C , cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 0,07m aussi bien dans les sections d'encastrement que dans les sections d'extrémités.

On prend $e = 7\text{cm}$

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

on prend $a = 12\text{cm}$

$l = 14\text{cm}$



ferraillage :

L'armature des bequets de la paillasse et des paliers devra être réalisé au moyen de boucles ou de cadres fermés.

L'encastrement des armatures des bequets ne devra pas dépasser 2 fois l'épaisseur du bequet à son encastrement.

Dans tous les cas, cet encastrement ne devra pas dépasser 0,2m.

Calcul :

Chaque bequet de la paillasse et de la poutre palière doit être calculée pour une charge linéaire : $Q = q (C_p + 1,25)$

$$C_p = 0,684\text{t/m}^2$$

$$S = 0,250\text{t/m}^2$$

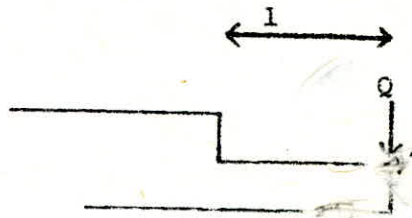
q : Coefficient de comportement expérimental donné par le tableau on a donc $q = 1,4$

$$\text{D'où } Q = 1,4 \times 1,89 (0,684 + 1,2 \times 0,25) = 2,6\text{t/m.l}$$

Les armatures en boucles des bequets des paillasse et des paliers seront calculées en flexion simple avec une portée égale à $l = 14\text{cm}$

Moment de la console encastree :

$$M = Q.l = 2,6 \times 0,14 = 0,364\text{t.m}$$



Calcul des armatures : soit $A = 6 \text{ T } 8 = 3,01\text{cm}^2$

Les recommandations du C.T.C indiquent que $\bar{e} = 2.e = 14\text{cm}$

Donc l'écartement entre les armatures longitudinales $t = 14\text{cm}$ (entre boucles)

Armatures de répartition : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$

$$A_{1 \text{ rép}} = 3 \text{ T } 8 = 1,5\text{cm}^2$$

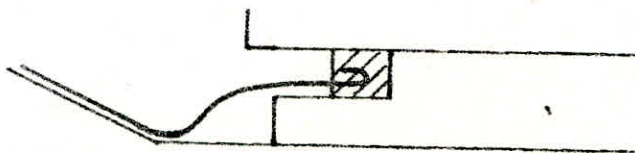
Vérification au cisaillement :

$$Q = 2,6\text{t} \quad \longrightarrow \quad T = Q$$

$$\tau_b = \frac{T}{B.z} = \frac{8 \times 2,6 \times 10^3}{100 \times 7 \times 5} = 5,943\text{kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,79\text{kg/cm}^2$$

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

Liaison paillasse palier :



Chaque liaison haute et basse sera calculée par une charge égale à 0,7 fois le poids total ($C_p + 1,25$) de la volée préfabriquée :

$$q = 0,7 \times 1,89 (0,684 + 1,2 \times 0,25) = 1,31 \text{ t/ml}$$

Les aciers interviennent dans le cas des tractions volée palier :

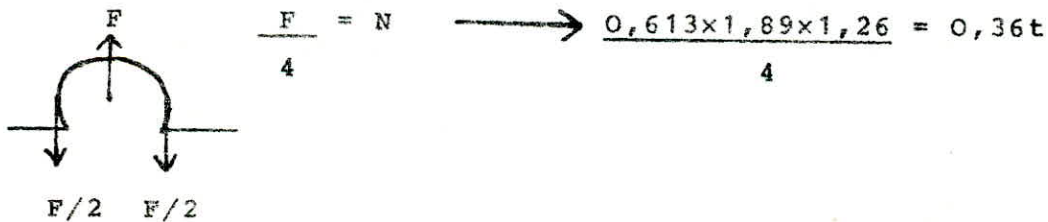
$$A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{1,31 \times 1,26}{2800} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On prend A liaison = 3T8 = 1,5cm²
avec un recouvrement 50 \varnothing = 40cm

Armatures de transports :

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

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

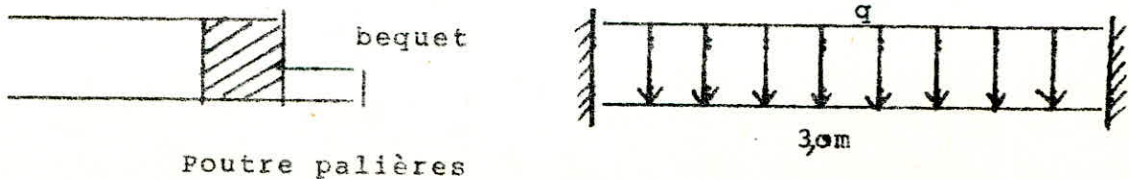


$$A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{0,36}{2800} = 0,12 \text{ cm}^2$$

Soit 1 crochet de $\varnothing 5 = 0,19 \text{ cm}^2$

Calculs des poutres palières :

Les poutres palières sont noyées dans les paliers.



Chaque poutre palière sera calculée à une charge égale 0,7 Q.

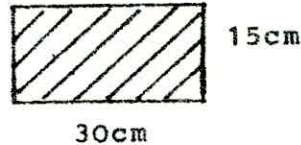
$$q_1 = 0,7 \cdot (C_p + 1,2S) = 0,7 (0,684 + 1,2 \cdot 0,25) = 0,689 \text{ t/m}^2$$

$$q = q_1 \times \frac{L}{2} \times 2 = \frac{0,689 \times 1,89 \times 2}{2} = 1,3 \text{ t/m.l}$$

Moments et Ferrailages :

$$- M_t = \frac{q l^2}{24} = \frac{1,3 \cdot 3^2}{24} = 0,4875 \text{ T.m}$$

$$- M_a = \frac{q l^2}{12} = \frac{-1,3 \cdot 3^2}{12} = 0,975 \text{ t.m}$$



Pour les sections rectangulaires sollicitées en flexion
Méthode pratique de calcul. Tableau 4.14 (aide mémoire)

$$- K_h = \frac{h}{l} = \frac{13}{30} = 0,32 \longrightarrow \omega_s = 0,38 \text{ et } K_M = 9,72$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{48750}{30}} \quad \sigma'_b = 75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{Donc } M_r = K_M \cdot b \cdot h^2 \quad \text{et } A = \omega_s \cdot b \cdot h$$

$$M_r = 9,72 \cdot 30 \cdot 13^2 = 0,4928 \text{ t.m} > M_t$$

$$A_t = 0,0038 \times 13 \times 30 = 1,482 \text{ cm}^2 \text{ . soit } 5 \text{ T8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$- K_h = \frac{13}{30} = 0,22 \longrightarrow \omega_s = 0,84 \text{ et } K_M = 20,42$$

$$\sqrt{\frac{97500}{30}} \quad \sigma'_b = 120 \text{ kg/cm}^2 \quad T'b$$

$$\text{donc } M_r = K_M \cdot b \cdot h^2 = 20,42 \times 30 \times 13^2 = 1,0353 \text{ t.m} \quad M_a$$

$$A_a = 0,0084 \times 30 \times 13 = 3,276 \text{ cm}^2 \text{ . soit } 5 \text{ T } 10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1,3 \times 3}{2} = 1,95t$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1950}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 5,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \sup \begin{cases} t = h \left(1 - \frac{0,3 \cdot b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 13 \left(1 - \frac{0,3 \times 5,7}{5,9}\right) = 9,2 \text{ cm} \\ t = 0,2h = 0,2 \times 13 = 2,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\longrightarrow t = 9 \text{ cm}$$

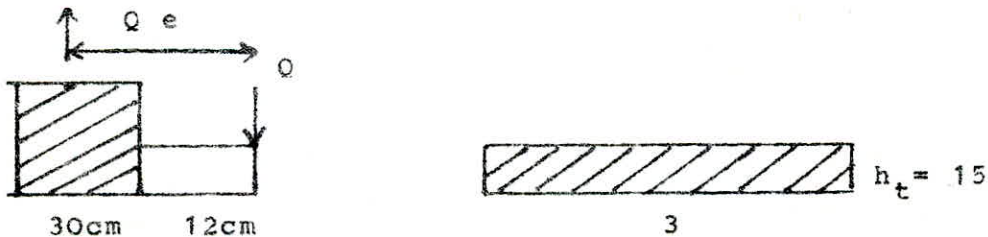
$$A_t = \frac{t \times T}{z \times \bar{\sigma}_a t} = \frac{9 \times 1950}{\frac{7}{8} \times 13 \times 2800} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow A_t = 2 \varnothing 6 = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ (espacés de 9 cm)}$$

Pour des raisons constructives, on prend les mêmes que celles de bequets : Donc : 6 T 8 = 3,01 cm² Tous les 14 cm

Détermination des aciers perpendiculaires à la poutre :

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



$$e = 15 + 12 = 27 \text{ cm}$$

$$Q = 1,31 \times 3 = 3,93t$$

$$M = Q \cdot e = 0,27 \times 3,93 = 1,061t \cdot m$$

Ferrailage :

$$K_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{13}{\sqrt{\frac{106100}{30}}} = 0,22$$

$$\omega_s = 0,84$$

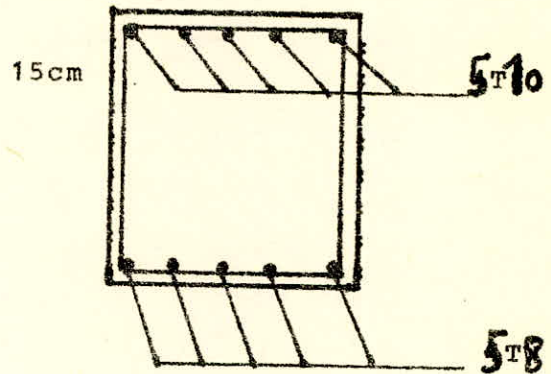
$$K_M = 20,42 \longrightarrow M_R = K_M \cdot b \cdot h^2 = 20,42 \times 30 \times 13 = 1,0353 \text{ t.m}$$

$$q \cdot b = 120 \text{ kg/cm}^2 \quad M_R > M$$

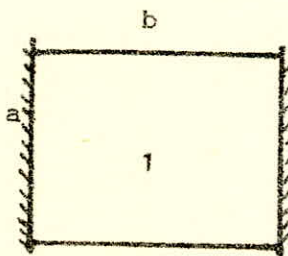
$$A_s = 0,0084 \times 30 \times 13 = 3,276 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

TABLEAU DES ACIERS :

At	: 5T8
As	: 5T10
Aa	: 5T10



Calcul des paliers :

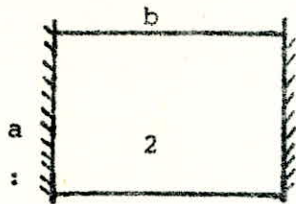


$$a = 1,53 \text{ m} \quad \frac{a}{b} = 0,51$$
$$b = 3 \text{ m}$$

Le palier est une dalle semi-encastree sur 2 cotes , et appuyee sur sur les autres cotes , elle est soumise aux efforts suivants :

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

$$q_1 = q_{\text{volée}} + q_{\text{palier}} = 0,684 + 0,46 + 1,2(0,25 + 0,25) = 1,744 \text{ t/m}^2$$



$$a = 1,93 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = 0,64$$

$$b = 3 \text{ m}$$

$$b$$

1 \longrightarrow pour $x = \frac{a}{2}$

$$M_x \text{ max} = 0,08qa^2 = 0,34 \text{ t.m/m.l}$$



$$M_y \text{ max} = 0,059qb^2 = 0,926 \text{ t.m/m.l}$$

$$y = \frac{b}{2}$$

$$M_a = 0,0297q b^2 = 0,466 \text{ t.m/m.l}$$

2 \longrightarrow Pour $x = \frac{a}{2}$

$$M_{x\text{max}} = 0,0517qa^2 = 0,33 \text{ t.m/m.l}$$

$$y = \frac{b}{2}$$



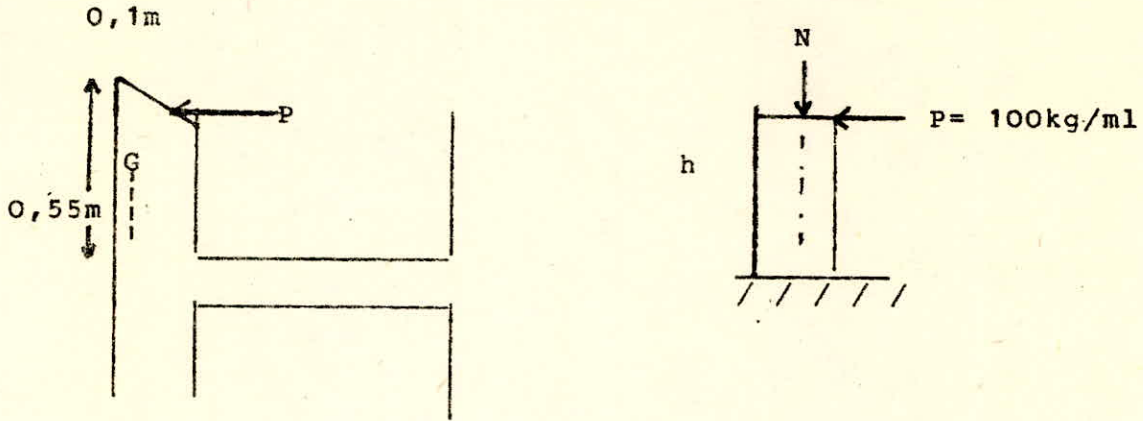
$$M_{y\text{max}} = 0,031qb^2 = 0,486 \text{ t.m/m.l}$$

$$M_a = 0,045qb^2 = 0,706 \text{ t.m/m.l}$$

Calcul des aciers : Méthodes pratiques de calcul tableau 4.14 (aide mémoire)

Palier (1)				Palier (2)			
Mx	Mr	$\sigma' b$	Ax	Mx	Mr	$\sigma' b$	Ax
	0,38	33	4T6		0,38	33	4T6
My	Mr	$\sigma' b$	Ay	My	Mr	$\sigma' b$	Ay
	0,977	55	4T10		0,5	35	5T6
Ma	Mr	$\sigma' b$	Aa	Ma	Mr	$\sigma' b$	Aa
	0,5	35	4T8		0,83	50	5T8

A C R O T E R E C O U L E E



I- INTRODUCTIONS

- Poids propre : $G = N = 0,1 \times 0,55 \times 1 \times 2,5 = 0,137 \text{ t/m.l}$

- Surcharge : $P = 0,1 \text{ t/ml}$ (main courante)

On considèra les sollicitations M et N (Flexion composée)

Effort normale $N=G = 0,137 \text{ t/m.l}$

$$M = 1,2 \times 0,1 \times 0,55 = 0,66 \text{ t.m/ml}$$

$$M = N \cdot e_0 \quad \text{où } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,66}{0,137} = 0,48 \text{ m (48cm)}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm donc } e_0 > e_1$$

N : effort de compression $e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée.

II - DETERMINATION DES ARMATURES TENDUES

Le calcul de la section se fait en flexion simple avec un moment fictif et on en deduira la section nécessaire en Flexion composée par la formule :

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$M_f = M + N.f \text{ où } f = \frac{ht}{2} - d \quad d=2 \text{ cm enrobage)}$$

$$f = \frac{10}{2} - d = 3 \text{ cm} \rightarrow M_f = 0,066 + 0,137 \times 0,03 = 0,07 \text{ tm/ml}$$

$$U = \frac{n M_f}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,07 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,00536 \rightarrow K = 128$$

$$\epsilon = 0,9650$$

$$R'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{128} = 21,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,07 \times 10^5}{2800 \times 0,9650 \times 8} = 0,324 \text{ cm}^2$$

→ La section en flexion composée est : $A_1 = A - \frac{N}{\sigma_a}$

$$A_1 = 0,324 - \frac{0,137 \times 10^3}{2800} = 0,275 \text{ cm}^2$$

CONDITION DE NON FRAGILITE :

La section ainsi trouvée est faible dans la mesure où la section minimale d'acier, conformément au C.C.B.A 68 (Art.52.p XXIX)

$$A_2 \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 100 \times 8 = 0,775 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max A_1, A_2 = 0,775 \text{ cm}^2$

On adopte 5T5 = 0,98 cm²/m/l d'espacement $t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

C.C.B.A 68 (Art 57-33) : $t \text{ min } (3h_t = 30 \text{ cm})$

On prévoit des armatures perpendiculaires aux armatures principales lites armatures de peau soit : 3 T 5.

III VERIFICATION A LA FISSURATION :

$K = 10^6$ (fissuration préjudiciable) ; $n = 1,6$; $\phi = 5\text{mm}$

$$\hat{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \text{ bd}} = \frac{0,98}{2 \times 100 \times 2} = 2,45 \cdot 10^{-3} < 0,01 \longrightarrow$$

pas de fissures systématiques

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\hat{\omega}_f}{1 + 10 \hat{\omega}_f} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{5} \cdot \frac{2,45 \cdot 10^{-3}}{1 + 2,45 \cdot 10^{-2}} = 765,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \frac{n}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma} b = 2,4 \cdot \frac{1,6}{5} \cdot 10^6 \cdot 5,9 = 3297,71 \text{ kg/cm}^2$$

Donc , $\max (\sigma_1 , \sqrt{2}) > \bar{\sigma}_a \longrightarrow$ pas de fissurations.

IV. VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :

On doit vérifier que $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

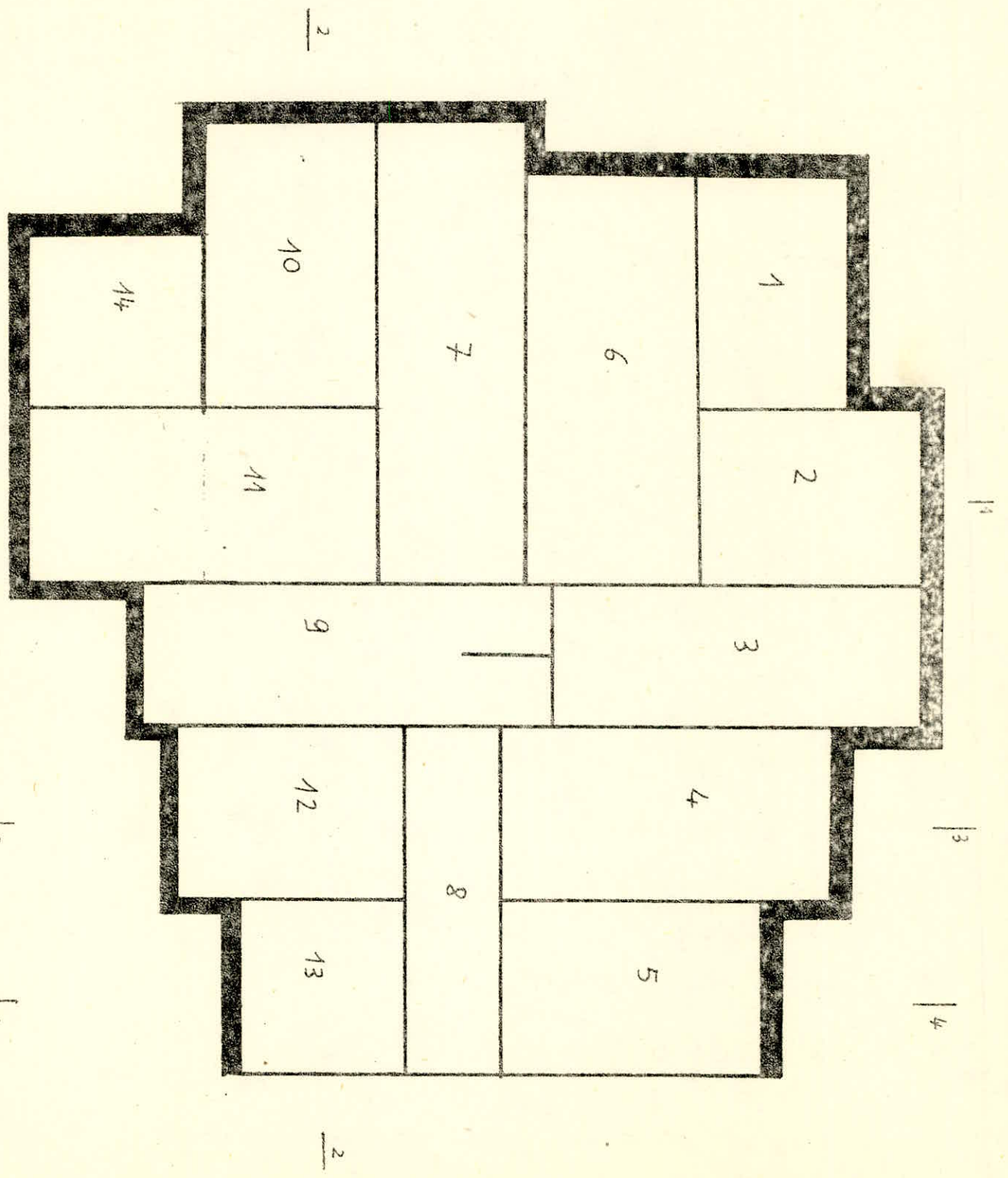
$$T = 1,2 P = 0,12\text{t/m.l}$$

$$M = 0,066 \text{ t.m/ml} \longrightarrow 0,98 \cdot 2800 \geq 120 + \frac{6600}{7} \text{ (à vérifier)}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 7\text{cm} \text{ donc, } 2744\text{kg} > 1062,9\text{kg}$$

Les armatures ne sont pas soumises à un effort de traction.

PLAN du Radier :



CHAPITRE X

Calcul des fondations : Radier Général

CALCUL DES FONDATIONS

Introduction :

Le sol sur lequel repose notre bâtiment a une contrainte admissible de 1,5 bars ($15t/m^2$).

La descente de charges de l'ensemble de la structure au niveau des fondations a donné : $G = 3537,35 t$

$$P = 545,62 t$$

Un calcul préliminaire a montré que l'adoption des semelles filantes comme fondations de notre bâtiment conduit à l'occupation de tout l'espace constitué par la zone inter-axes des voiles ou au mieux des cas à un espace trop faible.

Vu l'importance de la charge totale transmise au sol par les différents éléments porteurs du bâtiment, le nombre élevé des voiles dans les deux sens, le rapprochement de la plupart des voiles trop chargés, la portance assez faible du sol ($\sigma = 1,5b$) et afin d'éviter le problème des tassements différentielles qui peuvent causer des désordres à la structure on adopte un radier général comme type de fondations.

Il sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable du point de vue calcul à un plancher renversé soumis aux forces de réactions du sol agissant de bas vers le haut d'une manière uniforme. Le radier sera considéré comme infiniment rigide.

$$G = 3537,35 t$$

$$P = 545,62 t$$

$$N = G + 1,2p = 3537,35 + 1,2 \times 545,62 = 4192,1 t$$

2) Dimensionnement du radier :

a) determination de la surface du radier necessaire :

on doit avoir $\bar{\sigma} = \frac{N}{S_{néc}} \leq \bar{\sigma}_s \longrightarrow S_{néc} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$

$\bar{\sigma}_s = 15 \text{ t/m}^2 = 1,5 \text{ kg/cm}^2$

$S_{néc} \geq \frac{4192,1 \times 10^3}{15} = 279,45 \text{ m}^2$

Surface de radier sans débord : $S_0 \simeq 309,21 \text{ m}^2$

on constate que $S_{néc} \simeq S_0$; donc la solution du radier est un choix judicieux.

Etant donné que le débord est obligatoire pour un radier et que le règlement est prescrit un débord au moins égale à 30cm ; on adopte un débord de **1,00m**

b) Surface du radier avec débord :

$S_{rad} = S_0 + S_{déb} = 309,21 + 82,08 = 391,29 \text{ m}^2$

c) La pression sous le radier sans tenir compte du poids du radier est :

$P_{rad} = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{4192,1}{391,29} = 10,71 \text{ t/m}^2$

d) Epaisseur du radier :

L'epaisseur du radier ne doit jamais être inférieure à 25cm. Elle est au plus déterminée en fonction de :

d₁) Condition de cisaillement :

On doit avoir : $\tau_b = \frac{T}{bz} \geq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$

l: portée libre

$$T_{\max} = q \frac{l}{2} = 10,71 \times \frac{3,55}{2} = 19,01 \text{ t/ml}$$

$$q = P_{\text{rad}}$$

On fait de calcul pour une bande de 1 mètre de largeur on doit

$$\text{avoir } z \geq \frac{T_{\max}}{1,15 T_b.l} = \frac{19,01 \times 10^3}{1,15 \times 5,9 \times 100} = 28,02 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{z}{0,9} = \frac{28,02}{0,9} = 31,1 \text{ cm}$$

$$h_t = h + d = 31,1 + 6 = 37,1 \text{ cm}$$

d₂) Condition forfaitaire :

Pour que le radier joue efficacement son rôle de répartiteur de charges, il faut qu'il soit assez rigide vis à vis du sol sous-jacent. D'une manière général, on peut se fixer en première approximation :

$$h_t \geq \frac{l}{10} = \frac{355}{10} = 35,5 \text{ cm } l : \text{ portée libre}$$

Enfinement, on adopte : $h_t = \max(37,1 ; 35,5) = 37,1 \text{ cm}$

on considère un radier de 50 cm d'épaisseur : (radier rigide)

3) Vérification au poinçonnement :

C.C.B.A 68 art 39 - 54 ; recommande une vérification au poinçonnement. On la fera avec un des voiles les plus chargées, par exemple :

$$V_4 \begin{matrix} T \\ \text{longueur } 10,155 \text{ cm} \\ N = 382,8 \text{ t} \end{matrix} \longrightarrow N = \frac{382,8}{10,155} = 37,69 \text{ t/ml}$$

$$\text{On vérifie que } \tau_{\max} = \frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} \geq 1,2 \cdot 6_b \text{ (art:39 -51)}$$

P_c : Périmètre du contour parallèle au contour de la surface d'impact à la distance (h_c) (périmètre cisailé)

h_t = hauteur totale du radier

$\bar{\sigma}_b$ = contrainte admissible de référence de traction du béton

$$h_t = 50\text{cm}$$

$$U' = U + h_t = 150\text{cm}$$

$$U = 1\text{m} = 100\text{cm}$$

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

$$V' = V + h_t = 70\text{ cm}$$

$$P_c = 2(U' + V') = 440\text{cm}$$

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

$$\tau_{\max} = \frac{1,5 \times 37690}{440 \times 50} = 2,57\text{ kg/cm}^2 \ll 1,2 \bar{\sigma}_b = 7,0\text{kg/cm}^2$$

4) Stabilité du radier :

a) sollicitations du premier genre :

$$\text{Poids du radier} = S_{\text{rad}} \times h_t \times 2,5 = 391,29 \times 0,5 \times 2,5 = 489,11\text{t}$$

$$N = G + 1,2p = (3537,35 + 489,11) + 1,2 \times 545,62 = 4681,2\text{t}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{4681,2}{391,29} = 11,96\text{ t/m}^2 \ll \bar{\sigma}_s = 15\text{t/m}^2$$

$$\sigma_s = 1,2\text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_s = 1,5\text{kg/cm}^2$$

b) Sollicitation du deuxième genre :

Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M et de l'effort normal qui agissent au niveau de sa base, on doit éviter un décollement excessif des extrémités de ce dernier susceptible d'altérer sa stabilité. Les zones tendues sous, le radier sont à éviter.

Pour la sollicitation du deuxième genre, la combinaison à considérer est $G + Q + E$ où

G : Poids et charges permanents

Q : Surcharges d'exploitation

E : Effets de seismes (pris dans les deux sens et les deux directions principales).

Sous cette sollicitation, il y aura à vérifier deux cas : rotation autour de x - x et la rotation autour de y - y

$$\sigma_1 = \frac{N \max}{S_{\text{rad}}} - \frac{MV}{I} = \frac{G + Q}{S_{\text{rad}}} + \frac{MV_1}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N \max}{S_{\text{rad}}} + \frac{MV}{I} = \frac{G + Q}{S_{\text{rad}}} - \frac{MV_2}{I}$$

$$G = 4026,46 \text{ t}$$

$$P = 545,62 \text{ t}$$

$$S_{\text{rad}} = 391,29 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 12075,51 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 11546,41 \text{ m}^4$$

$$x_G = 10,94 \text{ m}$$

$$y_G = 10,71 \text{ m}$$

$$M = \frac{2}{3} HV \quad \text{ou } H : \text{ hauteur du batiment}$$

V : force sismique horizontale.

Sens trans \longrightarrow $V_T = 392,4 \text{ t}$

Sens long \longrightarrow $V_L = 366,1 \text{ t}$

$$M_T = \frac{2}{3} \times 25,75 \times 392,4 = 6736,2 \text{ t.m}$$

$$M_L = \frac{2}{3} \times 25,75 \times 366,1 = 6284,7 \text{ t.m}$$

b) Rotation autour de x G x :

$$2.2 \quad v_1 = 10,235 \quad \sigma_1 = \frac{4572,1}{391,29} - \frac{6736,2 \times 10,235}{12075,5}$$

$$v_2 = 10,71 \quad \sigma_2 = \frac{4572,1}{391,29} + \frac{6736,2 \times 10,71}{12075,5}$$

$$\sigma_1 = 5,98 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 17,66 \text{ t/m}^2$$

$$\longrightarrow \sigma_{(A/4)} = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = 14,74 \text{ t/m}^2 \ll 1,33T_S = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 < 1,5 \bar{\sigma}_S \quad \text{alors } \sigma_1 = 0,60 \text{ kg/cm}^2 < 2,25 = 1,5 \bar{\sigma}_S$$

$$\sigma_2 < 1,5 \bar{\sigma}_S \quad \sigma_2 = 1,80 \text{ kg/cm}^2 < 2,25 = 1,5 \bar{\sigma}_S$$

b.) Rotation autour de y G y

$$1.1 \quad v_1 = 10,94 \text{ m} \quad \sigma_1 = \frac{4572,1}{391,29} - \frac{6284,7 \times 10,94}{11546,41} = 5,73 \text{ t/m}^2$$

$$v_2 = 11,53 \text{ m} \quad \sigma_2 = \frac{4572,1}{391,29} + \frac{6284,7 \times 11,53}{11546,41} = 17,96 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 0,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow \sigma_{(A/4)} = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = 1,5 \text{ kg/cm}^2 \ll 1,33T_S = 2,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 \ll 1,5 \bar{\sigma}_S$$

$$\sigma_2 \ll 1,5 \bar{\sigma}_S$$

Determination des contraintes sollicitant des divers :

Panneaux du radier :

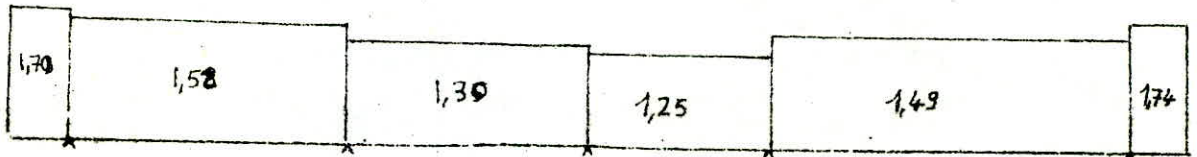
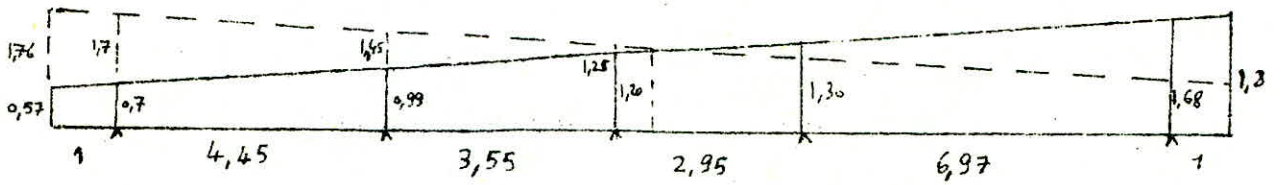
a) sollicitation du première genre :

Tous les panneaux sont sollicités sous $G + 1,2P$

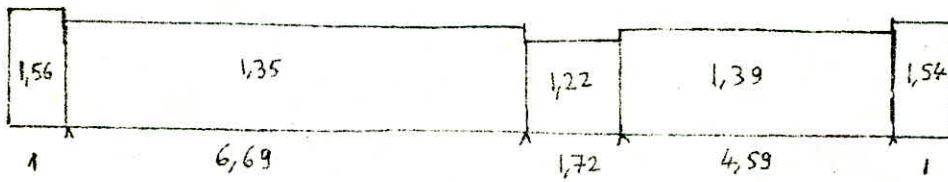
$$q = \frac{G + 1,2p}{S_{\text{rad}}} = 11,96 \text{ t/m}^2 \longrightarrow q = 1,20 \text{ kg/cm}^2$$

S_{rad}

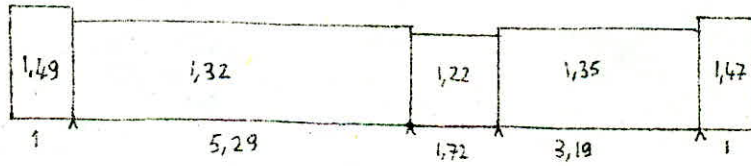
Coupe : 1-1 b) Sollicitation du deuxième genre :



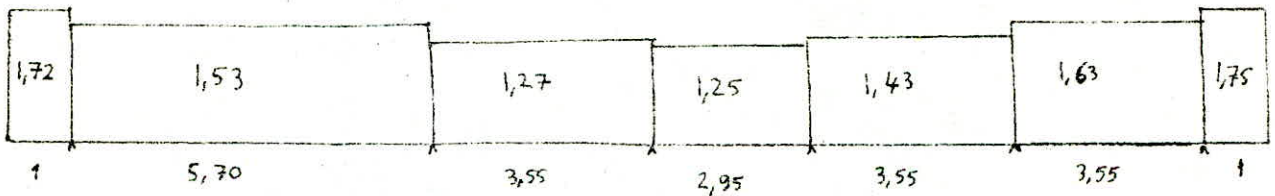
Coupe : 3-3



Coupe : 4-4



Coupe : 2-2



Conclusion : Les panneaux seront calculés sous les sollicitations du 2^{ième} genre avec les contraintes déduites des diagrammes ci-avant et représentés dans le tableau suivant :

Panneau:	1	2	3	4	5	6	7
q t/m ²	15,1	15,2	12,5	14,3	16,3	13,0	12,5

Panneau:	8	9	10	11	12	13	14
q t/m ²	12,2	12,5	15,3	14,9	14,3	16,3	15,8

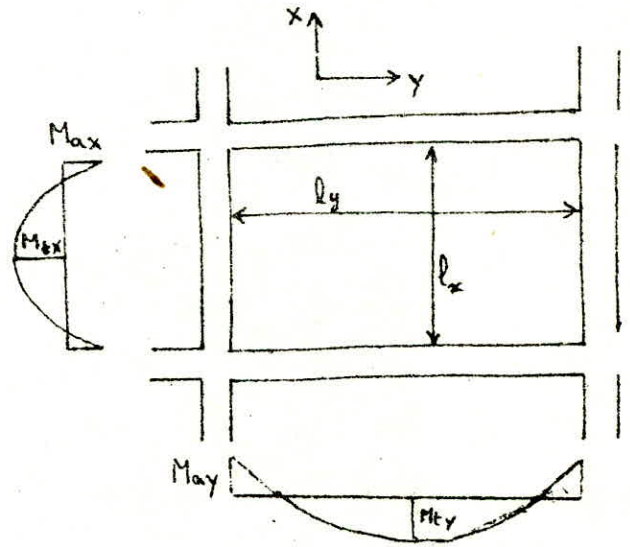
Pour les consoles, ils sont calculés sous $q = 18t/m^2$.

Les efforts dans les panneaux sont représentés dans les tableaux qui suivent .

DETERMINATION DES EFFORTS DANS LES PANNEAUX :

Le radier sera calculé en considérant tous les types de panneaux sous les différentes charges uniformément réparties.

Pour la détermination des efforts, on utilise l'Abaque de PIGEAUD.



$$l_x < l_y$$

Des abaques, on tire $M_1 = f(\rho)$ et $M_2 = f\left(\frac{1}{\rho}\right)$ où $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

et on calcule $M_{0x} = (M_1 + \psi M_2) Q$

$$M_{0y} = (M_2 + \psi M_1) Q$$

où $\psi = 0,15$ (B.A)

$Q = l_x \cdot l_y \cdot q =$ charge totale sur le panneau et q la pression au m^2 .

$M_0 =$ Moment isostatique au milieu pour une bande de 1m de largeur.

Après, on suppose que tous les panneaux sont semi-encastés sur les 4 côtés et on aura :

- Moment à l'appui : $M_a = 0,4 M_0$ ←----> panneau de rive
 $0,5 M_0$ ←----> panneau intermédiaire
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$ ←---> panneau de rive
 $0,75 M_0$ ←----> panneau intermédiaire

Panne	$l_x(m)$	$l_y(m)$	ρ	$\frac{1}{\rho}$	$Q(t)$	M_1	M_2
1	2,95	4,85	0,61	1,64	216,04	0,049	0,014
2	3,55	4,45	0,80	1,25	240,12	0,044	0,027
3	2,95	7,55	0,39	2,56	278,41	0,043	0,004
4	3,55	6,89	0,55	1,83	339,62	0,046	0,012
5	3,55	5,29	0,67	1,49	306,11	0,048	0,019
6	3,55	8,60	0,41	2,42	396,89	0,045	0,005
7	2,95	9,45	0,31	3,20	348,47	0,037	0,003
8	1,72	7,35	0,23	4,27	154,23	0,028	0,002
9	2,95	8,67	0,34	2,94	319,71	0,040	0,003
10	3,55	5,70	0,62	1,61	309,60	0,049	0,016
11	3,55	6,97	0,51	1,96	368,68	0,048	0,010
12	3,55	4,59	0,77	1,29	233,01	0,046	0,025
13	3,19	3,55	0,90	1,11	184,59	0,041	0,032
14	3,24	3,55	0,91	1,10	181,73	0,040	0,032

Pan- neau	M_{ax}^I (tm)	M_{ay}^I (tm)	M_{tx}^I (tm)	M_{ty}^I (t)	M_{ax}^{II} (tm)	M_{ay}^{II} (tm)	M_{tx}^{II} (tm)	M_{ty}^{II} (t)
1	3,51	1,47	7,45	3,12	4,42	1,85	9,38	3,92
2	4,56	2,55	6,83	5,42	5,77	3,23	8,65	6,86
3	5,83	1,11	8,74	2,37	6,07	1,16	9,10	2,47
4	6,81	2,16	10,22	4,58	8,12	2,57	12,18	5,46
5	4,59	2,36	9,74	5,02	6,23	3,21	13,23	6,82
6	8,38	1,73	12,57	3,66	9,08	1,87	13,62	3,96
7	6,27	1,14	9,40	2,43	6,53	1,19	9,79	2,53
8	2,15	0,37	3,22	0,80	2,18	0,38	3,27	0,81
9	6,21	1,10	9,31	2,35	6,47	1,15	9,70	2,45
10	6,24	2,27	9,37	4,82	7,96	2,89	11,94	6,14
11	7,35	2,05	11,03	4,34	9,12	2,54	13,69	5,39
12	4,87	2,49	7,29	5,30	5,80	2,97	8,69	6,32
13	2,49	2,08	5,29	4,41	3,38	2,82	7,19	5,99
14	2,48	2,10	5,26	4,46	3,26	2,76	6,92	5,87

FERRAILLAGE DES PANNEAUX :

Pour le ferrailage des panneaux, on a les contraintes admissibles suivantes :

- $\bar{\sigma}_a = \min \left[\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max (\sigma_1 ; \sigma_2) \right]$ sollicitation du 1er genre
- $\bar{\sigma}_{b'} = 137 \text{ kg/cm}^2$ " " " "
- $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ sollicitation du 2ième genre
- $\bar{\sigma}_{b'} = 1,5 \times 137 = 205 \text{ kg/cm}^2$ " " " "

$$A_X = \frac{8 M_x}{7 h_x \bar{\sigma}_a} \quad \text{où } h_x = h_t - d = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$A_Y = \frac{8 M_y}{7 h_y \bar{\sigma}_a} \quad \text{où } h_y = h_x - \frac{\phi_{lx} + \phi_{ly}}{2} = 45 - 2 = 43 \text{ cm}$$

Tout en respectant que $\frac{A_y}{A_x} \gg \frac{1}{4}$; et que l'ecartement maximum

soit de 33cm dans le sens lx et de 45cm dans le sens ly.

Verification des contraintes :

on calcule $\tilde{\omega} = \frac{100A}{bh}$ et on tire ξ et K du tableau 5 (Pierre Charon)

$$\text{et on calcule } -\sigma_a = \frac{M}{\xi h A} \leq \bar{\sigma}_a$$

$$-\sigma_{b'} = \frac{6a}{K} \leq \bar{\sigma}_{b'}$$

Condition de non -fragilité :

il faut que $A = \max (A_0, \min (A_1, A_2))$ avec :

A_0 = Section d'acier de calcul

$$A_1 = 1,2 A_0 \quad \text{ou} \quad A_2 = 0,69 \frac{2 - \rho}{2} \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \times b h_x \quad (\text{sens } lx)$$

$$0,69 \frac{1 + \rho}{4} \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \times b h_y \quad (\text{sens } ly)$$

tout en respectant que :

$$\frac{\text{Aciers tendus}}{\text{section de béton}} \gg \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} = 6 \times 10^{-4}$$

Tous les résultats figureront dans les tableaux suivants .

Pann- eau	A_{ax}^I (cm ² /m)	A_{ay}^I (cm ² /m)	A_{tx}^I (cm ² /m)	A_{ty}^I (cm ² /m)	A_{ax}^{II} (cm ² /m)	A_{ay}^{II} (cm ² /m)	A_{tx}^{II} (cm ² /m)	A_{ty}^{II} (cm ² /m)
1	3,18	1,40	8,45	2,96	2,67	1,17	5,67	2,13
2	4,14	2,42	7,75	5,15	3,49	2,04	5,23	4,34
3	6,18	1,05	9,91	2,25	3,67	0,73	5,50	1,56
4	7,22	2,05	11,59	4,35	4,91	1,63	7,37	3,46
5	4,16	2,24	11,05	4,77	3,77	2,03	8	4,32
6	8,88	1,64	11,40	3,48	5,49	1,18	8,24	2,51
7	6,65	1,08	10,66	2,31	3,95	0,75	5,92	1,60
8	1,95	0,35	2,92	0,76	1,32	0,24	1,98	0,51
9	6,58	1,04	10,56	2,23	3,91	0,73	5,87	1,55
10	6,61	2,15	10,63	4,58	4,81	1,83	7,22	3,89
11	7,79	1,95	12,51	4,12	5,51	1,61	8,28	3,51
12	4,42	2,36	8,27	5,03	3,51	1,88	5,25	4,
13	2,26	1,98	4,80	4,19	2,04	1,79	4,35	3,99
14	2,25	1,99	4,77	4,23	1,97	1,75	4,18	3,71

Panneaux	Aa (cm ² /m)		Ay (cm ² /m)		Atx (cm ² /m)	
	Ømm	e cm	Ømm	e cm	Ømm	e cm
1	3,92		3,14		10,05	
	1T10	20	1T10	25	1T16	25
2	4,36		5,24		8,04	
	1T10	18	1T10	15	1T16	25
3	7,69		3,14		10,05	
	1T14	20	1T10	25	1T16	20
4	7,69		4,36		11,83	
	1T14	20	1T10	18	1T16	17
5	4,36		5,24		11,17	
	1T10	18	1T10	15	1T16	18
6	10,05		3,92		11,83	
	1T16	20	1T10	20	1T16	17
7	7,69		3,14		11,17	
	1T14	20	1T10	25	1T16	18

Panneaux	A_a (cm ² /ml)		A_{ty} (cm ² /ml)		A_{tx} (cm ² /m ²)	
	\varnothing mm	e cm	\varnothing mm	e cm	\varnothing mm	e cm
	8	3,14		3,14		3,92
	1T10	25	1T10	25	1T10	20
9	7,69		3,14		11,17	
	1T14	20	1T10	25	1T16	18
10	7,69		5,24		11,17	
	1T14	20	1T10	15	1T16	18
11	8,10		4,36		12,57	
	1T14	19	1T10	18	1T16	16
12	4,62		5,24		10,05	
	1T10	17	1T10	15	1T16	25
13	3,14		4,36		4,91	
	1T10	25	1T10	18	1T10	16
14	3,14		4,36		4,91	
	1T10	25	1Y10	18	1T10	16

Pan- neau	$\bar{\omega}$	ξ	K	δ	b	g	a	h
1	0,0871	0,9503	85,61	20,5	1733,5			
2	0,0969	0,9478	80,82	24,6	1991,8			
3	0,1709	0,9326	59,18	35,0	2072,2			
4	0,1709	0,9326	59,18	34,8	2058,5			
5	0,0968	0,9478	80,86	25,3	2044,5			
6	0,2233	0,9242	51	50,1	2554,9			
7	0,1709	0,9326	59,18	33,9	2005,2			
8	0,0698	0,9552	96,5	24,7	2385,7			
9	0,1709	0,9326	59,18	33,6	1986			
10	0,1709	0,9326	59,18	33,8	199,8			
11	0,18	0,9310	57,5	36,4	2094,5			
12	0,1027	0,9463	78,15	21,8	1703,4			
13	0,0698	0,9552	96,5	26,0	2506,5			
14	0,0698	0,9552	96,5	25,8	2492,3			

Vérification au cisaillement :

Il faut que $\tau = \frac{T}{b.z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$

$T_x = \frac{q l_x}{2 + \rho}$ et $T_y = \frac{1}{3} q l_x$

On remarque T_y ne dépend que de l_x ; alors on calcule T_y pour un panneau de portée $l_x = 3,55 \text{ m}$

$T_y = \frac{1}{3} \times 12 \times 3,55 = 14,2 \text{ t}$ donc $\tau = \frac{14,2 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 45} = 3,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

Pour T_x on représente les valeurs dans le tableau suivant :

	I	II	III	IV
ρ	0,41	0,31	0,23	0,9
$l_x \text{ (m)}$	3,55	2,95	1,72	3,19
$T_x \text{ (t)}$	17,7	15,3	9,3	13,2
$\tau \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	4,5	3,9	2,4	3,4

donc τ est toujours inférieure à $\bar{\tau}_b$. D'où il n'est pas nécessaire de mettre d'aciers transversaux.

On note que les panneaux choisis pour la vérification au cisaillement donnent les efforts les plus défavorables et qu'il n'est pas nécessaire d'y vérifier les autres panneaux.

Condition de non-fragilité :

$$Ax \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2} \right)$$

on vérifie pour le panneau où ρ est le plus petit.

$$\text{Donc } Ax \geq 0,69 \times 100 \times 45 \times \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,23}{2} \right) = 3,86 \text{ cm}^2$$

or la plus petite section d'aciers utilisés est égale à 3,92 cm²

Calcul de la console de 1 m :

Le calcul se fait comme une poutre de 1 m de largeur en console sur le voile périphérique.

a) Ferraillage sous S.P.1 : $p = 12 \text{ t/m}^2$ alors $p' = 12 \text{ t/ml}$

$$M_e = p' \frac{l^2}{2} = \frac{12 \times (1)^2}{2} = 6 \text{ t.m}$$

$$A^I = \frac{M_e}{z \bar{\sigma}_a} = 7,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5T14/\text{ml} = 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Ferraillage sous SP2 :

$$M_e = p' \frac{l^2}{2} = 9 \text{ t.m}$$

$$A^{II} = \frac{M_e}{z \bar{\sigma}_a} = 5,44 \text{ cm}^2/\text{ml} < A^I$$

c) vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = 0,1709 \longrightarrow \epsilon = 0,9325 ; K = 59,5$$

Alors

$$\sigma_a = \frac{M}{h A} = 1859,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2396 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = 31,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

-- B I B L I O G R A P H I E --

- Règles techniques C C B A 68
- Règles parasismiques Algeriennes RPA 81 (version 83)
- Règles Neige et vent N.V.65
- Cours de béton I,II,III (ENP)
- Calcul pratique des ossatures de batiment en B.A.-FUENTES
- Calcul et vérification des ouvrages B.A. : P -CHARON
- Calcul des sections en B.A : CHAUMBEAUD - LEBELLE
- Aide Mémoire Béton armé
- Aide Mémoire Résistance des matériaux
- Dynamique des structures et Simologie de l'Ingénieur
- D.T.U : 23 - 1 Parois et murs en Béton banché
- D.T.U : 13 - 1 Fondations superficielles

