52/85

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

1 504

Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

Departement de Genie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

TOUR R+8
A usage d'Habitation

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

Proposé par :
BEREG

Dirigé par :
Melle BERKANE
Mr OUKID

Etudié par :
Mr BENCHIKH MUSTAFA
Mr BENGHANEM FARID

Promotion : JUIN 1985

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale
Polytechnique d'Alger

Departement de
Genie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

TOUR R+8
A usage d'Habitation

Proposé par :
BEREG

Dirigé par :
Melle BERKANE
Mr OUKID

Etudié par :
Mr BENCHIKH MUSTAFA
Mr BENGHANEM FARID

Promotion : JUIN 1985

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur Mr OUKID (Ingenieur au BEREG) pour l'aide si efficace qui il nous a apportée et les encouragements qu'il nous a prodigués tout au long de la redaction de ce memoire .

Nous remerçions également Mr BENGHANEM A. et Mr HAMMIM pour leur aide et conseils trés bénéfiques.

Nos remerciementsvont également à tous les membres du service Beton Armé " Atelier Centre" en particulier:

- Melle:DJELLOUL, Melle: AZROU - ISRI.
- Messieurs: BENAISSA, BAHMED, SAICHI. IZA.
- DJELIDI , LADAOUI, MEZIANE , BADEK , AMI , OUDIA, BELMOCINE ...

Qui ont participé de prés ou de loin à notre projet de fin d'études.

Notre reconnaissance va à Melle BERKANE ainsi que tous les enseignants de l'école Nationale polytechnique d'El- Harrach qui ont grandement contribué à notre Formation.

DEDICACES

Je dédie cette thése de fin d'étude :

- A la mémoire de mon pére qui a toujours admiré le savoir et tant souhaité que nous soyons cultivés.
- A ma trés chére Mére qui a tout sacrifié pour ses enfants.
- A mes Fréres et Soeur et ma belle Soeur .
- A ma Famille tout en tiére.
- A tous les Professeurs qui m'ont suivi jusqu'à ce jour.
- A tous mes Amis.

Farid BENGHANEM

Je dédie ce modeste travail:

- A mes Parents.
- A toute ma Famille.
- A mes Chers Amis.
- A toux ceux qui ont collaborés à ma Formation.

Mustafa BENCHIKH

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- الموضوع : برج (R+8) مستعمل كمسكن .

- الملخص: يتمثل هذا المشروع في دراسة مبنى مستخدم كمسكن سيتم انشائه بحيدرة .
- تقدر مقاييسه حسب التصميم ب: 40 ، 25 مترx20 ، 19 متر ذو ارتفاع=70 ، 26 متر .
- يتشكل هيكله من أشرعة مصنوعة من الخرسانة المسلحة تبلغ سماكتها 20 سم .
- يصل الارتفاع بين الارضيات= 90 ، 2 متر . تتشكل الارضيات من بلاطات مطوقة تبلغ سماكتها
- ان ضغط التربة الممكن قبوله حيث سيتم انشاء هذا المبنى يقدر ب: = $\overline{\sigma s}$ = 2 بار (فلي

SUJET: TOUR (R+8) à USAGE D'HABITATION.

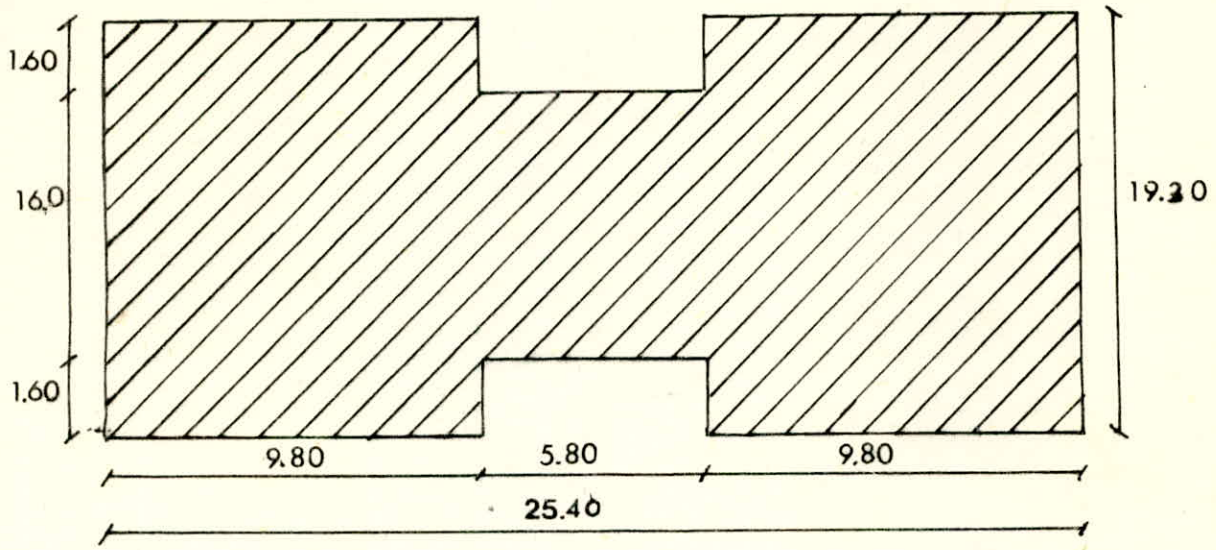
Résumé: Le projet consiste en l'étude d'un batiment à usage d'habitation qui sera implanté à HYDRA.: Zone de moyen seismicité.
(Le plancher du rez de chaussée se compose de prédalles.)
Il a pour dimensions en plan 25,40m x 19,20m et pour hauteur 26,70m.
Son ossature est composée de voiles en béton armé d'épaisseur 20cm.
La hauteur entre planchers est de 2,90m.
Les planchers sont en dalles pleines de 15cm d'épaisseur.
Il est à noter que ce bâtiment sera réalisé par un coffrage dit "tables et banches" les volées d'escalier sont préfabriquées de même qu'il est prévu une cage d'ascenseur .Les façades sont prévues en maçonnerie .Le bâtiment comporte un vide sanitaire de 80cm de haut .
La contrainte admissible du sol, où sera implanté cet ouvrage, est évaluée à $\overline{\sigma s}$ = 2 bars (TUFF).

SUBJECT: TOWER (R+8) USED AS HABITATION.

ABSTRACT: This project consists in studying a buiding used as habitation and which will be planted at Hydra.

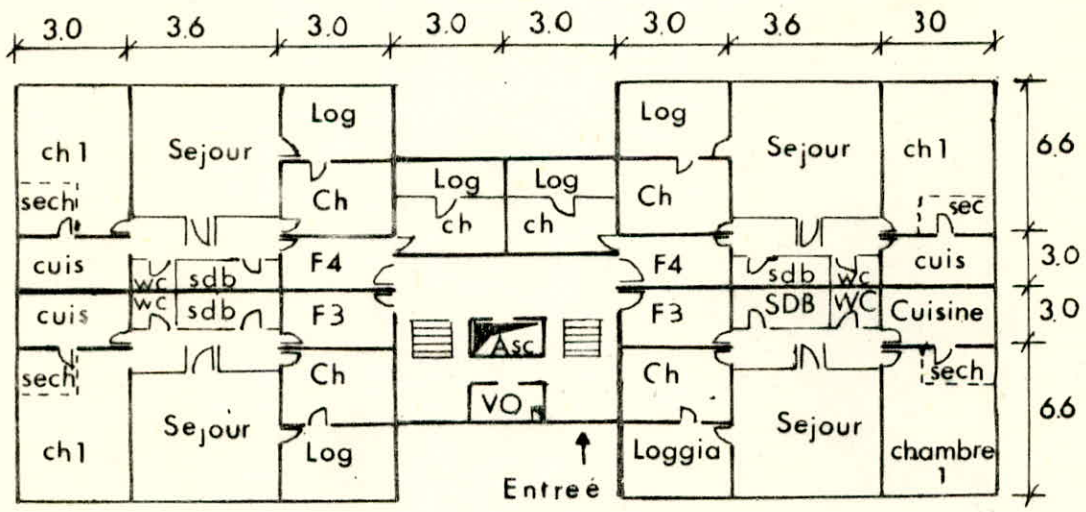
Its dimensions according to the plan are = 25,40m x 19,20m and its height =26,70m.
Its skeleton is composed of veils made of ferro-concrete whose thickness is 20cm.
The height between the floors is = 2,90m.
The floors are composed of full flagstones and their thickness are = 15cm.
The admissible compulsion of the soil where will be planted this construction work is estimated at = $\overline{\sigma s}$ = 2 bars (TUFF).

PRESENTATION DU PROJET



VUE EN PLAN

PLAN D'ARCHITECTURE



ETAGE COURANT

SOMMAIRE

Chapitre 1 : caracteristique mecaniques des materiaux . . 1

Chapitre 2 : descente de charge 3
centre de masse 5

Chapitre 3 : etude de l'acrotere 14
calcul des escaliers 16
calcul des dalles 24

Chapitre 4 : etude au vent 44

Chapitre 5 : etude dynamique 50

Chapitre 6 : etude parasismique 54

Chapitre 7 inerties equivalentes 64
centre de torsion 67
efforts dans les refends 69

Chapitre 8 repartition des efforts horizontaux dans les refends 72

Chapitre 9 superposition des sollicitations 80

Chapitre 10 ferraillage des voiles 82
ferraillage du voile peripherique 91
ferraillage des linteaux 92

Chapitre 11 fondations 97

Chapitre 12 cacul des deformations 104

Chapitre 13 notice technologique 106

- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX -

(1) BETON (C.C.B.A 68 Art 9)

Le béton est dosé à 350 Kg/m³ de ciment de classe 325

- La résistance nominale de compression à 28 jours est:

$$\sigma'_{28} = 275 \text{ Kg/cm}^2 \quad (270 \text{ bars})$$

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

- compression simple: $\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28}$

$\alpha = 1$ (ciment de classe 325)
$\beta = 5/6$ (contrôle atténué)
$\gamma = 1$
$\delta = 0,30$ (C.S)
$\varepsilon = 1$ (C.S)

$\Rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,85 \text{ Kg/cm}^2$

- Flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 2\,\bar{\sigma}'_{b_0}$
- Flexion avec compression: $\bar{\sigma}'_{b_{f.c}} = \min \begin{cases} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} \\ 2\,\bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases}$

- Contrainte de traction de référence: (Art 9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}\,(\text{bars})}$$

Récapitulation :

	$\bar{\sigma}'_{b_0}$	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_b$
SP_1	67,5 (68,85)	135 (137,70)	5,8 (5,9)
SP_2	101,25 (103,28)	202,5 (206,55)	8,7 (8,87)

NB : • Les sollicitations totales pondérées du second genre (SP_2) sont obtenues en multipliant celles du 1er genre par 1,5.
• les valeurs sont en bars (Kg/cm²).

(2) ACIERS : (C.C.B.A 68 Art 10)

Les aciers utilisés sont classés en 3 catégories :

- Ronds lisses : $F_e E\ 24 \longrightarrow \sigma_{en} = 2400\ kg/cm^2$.
- Barres à haute adhérence : $F_e E\ 40A \longrightarrow \begin{cases} \phi \leq 20 \longrightarrow \sigma_{en} = 4200\ kg/c \\ \phi > 20 \longrightarrow \sigma_{en} = 4000\ kg/c \end{cases}$
- Treillis soudés : $\begin{cases} \phi \leq 6 \longrightarrow \sigma_{en} = 5300\ kg/cm^2 \\ \phi > 6 \longrightarrow \sigma_{en} = 4500\ kg/cm^2 \end{cases}$

Récapitulation : $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} & \text{sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} & \text{sous } SP_2 \end{cases}$

	$F_e E\ 24$	$F_e E\ 40A$		TS	
		$\phi \leq 20$	$\phi > 20$	$\phi \leq 6$	$\phi > 6$
SP_1	1565 (1600)	2745 (2800)	2610 (2665)	3465 (3533)	2940 (3000)
SP_2	2350 (2400)	4120 (4200)	3920 (4000)	5200 (5300)	4410 (4500)

$\bar{\sigma}_a$: en bars (kg/cm^2)

Contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration du béton : (CCBA 68 Art 4.9)

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

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

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

$\tilde{\omega}_f = A / B_f$ | A : section d'acier tendus.
B_f : section d'enrobage des barres tendues.

η : coefficient de fissuration | $\eta = 1$ ronds lisses
$\eta = 1{,}6$ haute adhérence

ϕ : diamètre de la plus grosse barre [mm].

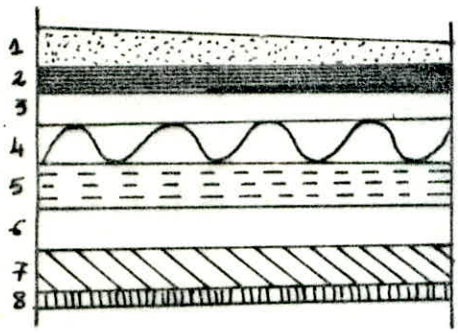
K : coefficient de fissuration.

$K = 1{,}5 \cdot 10^6$	fissuration	peu nuisible
$K = 1{,}0 \cdot 10^6$	"	préjudiciable
$K = 0{,}5 \cdot 10^6$	"	très préjudiciable

- DESCENTE DE CHARGE -

I- Plancher terrasse:

I-1 Charges Permanentes:



1 - Gravillons (4 cm) : 1800 x 0,04 . . . = 72 Kg/m²
2 - Multicouches : . . . . . = 10 "
3 - chape en beton (3 cm) : 2000 x 0,03 . = 60 "
4 - isolation thermique : . . . . . = 10
5 - pare vapeur : . . . . . = 5 "
6 - Forme de Pente (10 cm) : 2000 x 0,10 . = 200 "
7 - Dalle en beton (15 cm) : 2500 x 0,15 . = 375 "
8 - enduit de platre (1,5 cm) : . . . . = 21 "

G = 753 Kg/m².

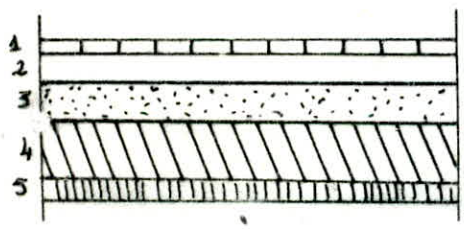
I-2 surcharges d'exploitations:

Terrasse inaccessible (sauf entretien) . . . . . P = 100 Kg/m²

- charge sans degression G + 1,2P = 873 Kg/m²
- charge soumise à l'effet du seisme G + P/5 = 773 Kg/m²

II- Plancher courant:

II-1 Charges Permanantes:



1 - carrelage (2 cm) . . . . . = 44 Kg/m²
2 - Mortier de pose (2 cm) . . . . . = 40 "
3 - Sable (3 cm) . . . . . = 51 "
4 - dalle (15 cm) . . . . . = 375 "
5 - Platre (1,5 cm) . . . . . = 21 "
cloisons . . . . . = 75 "

G = 606 Kg/m²

II-2 surcharges d'exploitations:

Etage courant pour habitation . . . . . P = 175 Kg/m²

- charge sans degression G + 1,2P = 816 Kg/m²
- charge soumise à l'effet du seisme G + P/5 = 641 Kg/m²

III- Loggias et sechoirs:

III-1 charge Permanente . . . . . G = 606 Kg/m²
III-2 surcharge d'exploitation . . . . . P = 350 "

- charge sans degression : G + 1,2P = 1026 Kg/m²
- charge soumise au seisme : G + P/5 = 676 "

IV- Escaliers:

(1) Palier :

dalle pleine (15 cm) . . . . 2500 x 0,15 = 375 Kg/m²
Revetement (carrelage + mortier) . . . . = 84 "

charge Permanente . . . . . $G = 375 + 84 = 459\ kg/m^2$
surcharge d'exploitation . . . . . $P = 250\ kg/m^2$

- charge sans degression $G + 1,2P = 759\ kg/m^2$
- Charge soumise à l'action sismique: $G + P/5 = 509\ kg/m^2$

(2-) Volée :

poids propre de la paillasse $= \frac{2500 \times e}{\cos\alpha} = \frac{2500 \times 0,12}{0,9} = 334,15\ kg/m^2$

Poids propre des marches $= \frac{1}{2} \times h \times 2200 = 1/2 \times 2200 \times 0,18 = 199$ =

charge permanente . . . . . $G = 459\ kg/m^2$

surcharge d'exploitation . . . . . $P = 250\ kg/m^2$

- charge sans degression . . . . . $G + 1,2P = 955\ kg/m^2$
- charge soumise à l'action sismique $G + P/5 = 705\ kg/m^2$

V- Acrotère :

le poids propre de l'acrotère est: $G = 180\ kg/ml$

VI- Facades :

les murs exterieures sont construits en double cloison, en briques creuses avec un vide de 5 cm, et revetus avec enduit dans les deux faces (15 mm/face). brique de 15 et de 10 cm d'epaisseur.

brique creuse : $1400 \times (0,15 \times 0,10) = 350\ kg/m^2$
enduit en plâtre: $21 \times 0,03 = 0,63\ kg/m^2$

poids propre du mur est: $G = 350,63\ kg/m^2$

VII- Au niveau de la terrasse on aura un local abritant la salle des machines (voir coupe en elevation).

- les deux murs transversaux seront en beton, et les deux autres en maçonnerie.

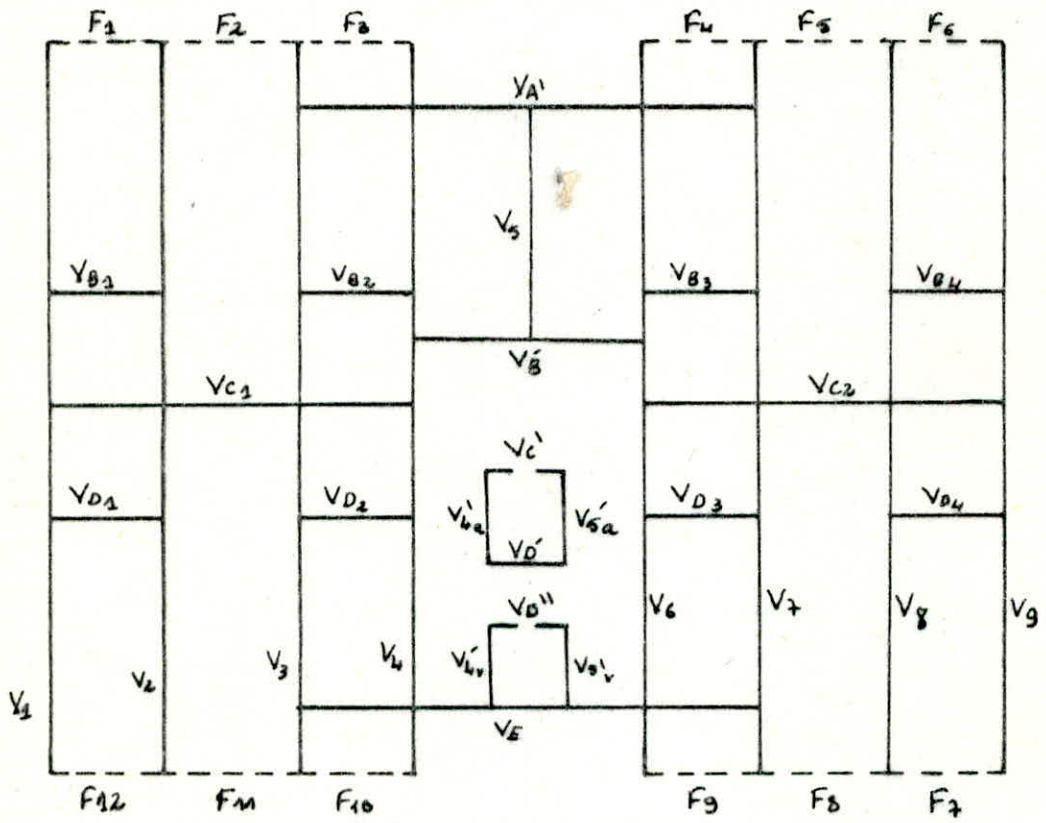
Calcul du centre de masse :

Le calcul de centre de masse consiste à la détermination du centre de masse de chaque élement existant à chaque niveau.

Pour celà on repartie ses élements en plusieurs categories, tel que les élements verticaux (voiles, acrotères, facades) et les élements horizontaux (dalles, escaliers).

en calcul le centre de masse pour les niveaux suivants: terrasse; 8ème étage; (7ème .... 1er) étage; R.D.C.

I- Centre de masse des élements verticaux :



repartition des voiles (niveau courant)

Ⓐ VOILES :

voiles	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
V_9	26,62	25,20	9,60	670,82	255,55
V_1	26,62	0	9,60	0	255,55
V_8	24,19	22,20	9,60	537,02	232,22
V_2	24,19	3,00	9,60	72,57	232,22
V_7	22,74	18,60	9,60	422,96	218,30
V_3	22,74	6,60	9,60	150,08	218,30
V_6	23,27	15,60	9,60	363,01	223,39
V_4	23,27	9,60	9,60	223,39	223,39
V_5	8,56	12,60	14,5	107,86	124,12
$V_{A'}$	14,24	12,60	17,65	179,42	251,34
V_E	14,24	12,60	1,7	179,42	24,21
V_{C2}	13,92	20,40	9,60	283,97	133,63
V_{C1}	13,92	4,80	9,60	66,82	133,63
$V_{B'}$	8,99	12,60	11,45	113,27	102,94
V_{B3}	4,64	17,10	12,60	79,34	58,46
V_{D3}	4,64	17,10	6,60	79,34	30,62
V_{B2}	4,64	8,10	12,60	37,58	58,46
V_{D2}	4,64	8,10	6,60	37,58	30,62
V_{B4}	3,35	23,70	12,60	79,40	42,21
V_{D4}	3,35	23,70	6,60	79,40	22,11
V_{B1}	3,35	1,50	12,60	5,03	42,21
V_{D1}	3,35	1,50	6,60	5,03	22,11
$V_{5'v}$	3,05	13,60	2,70	41,48	8,24
$V_{4'v}$	3,05	11,60	2,70	35,38	8,24
$V_{D'}$	3,05	12,60	5,40	38,43	16,47
$V_{5'a}$	3,48	13,60	6,55	47,33	22,79
$V_{4'a}$	3,48	11,60	6,55	40,37	22,79
$V_{D''}$	2,13	12,60	3,80	26,84	8,09
$V_{c'}$	2,13	12,60	7,70	26,84	12,40
Σ	319,84			4026,45	3038,60

$x_G = \frac{\Sigma M_i x_i}{\Sigma M_i}$

$x_G = 12,60$ m

$y_G = \frac{\Sigma M_i y_i}{\Sigma M_i}$

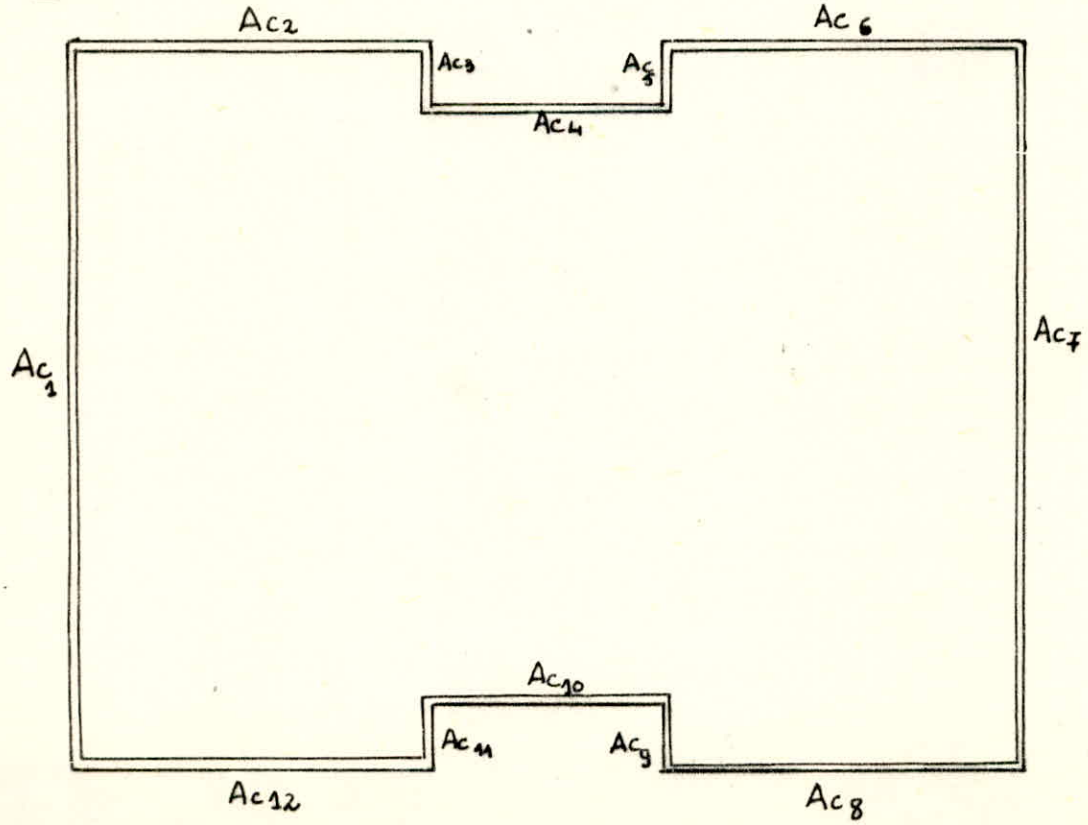
$y_G = 9,50$ m

(B) Façades:

Facades	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
F_1	2,06	1,50	19,05	3,09	39,24
F_2	2,63	4,80	19,05	12,62	50,10
F_3	2,06	8.10	19,05	16,69	39,24
F_4	2,06	17,10	19,05	35,23	39,24
F_5	2,63	20,40	19,05	53,65	50,10
F_6	2,06	23,70	19,05	48,82	39,24
F_7	2,06	23,70	0,15	48,82	0,31
F_8	2,63	20,40	0,15	53,65	0,39
F_9	2,06	17,10	0,15	35,23	0,31
F_{10}	2,06	8,10	0,15	16,69	0,31
F_{11}	2,63	4,80	0,15	12,62	0,39
F_{12}	2,06	1,50	0,15	3,09	0,31
	27,00			340,20	259,18

$x_G = 12,60$ m
$y_G = 9,60$ m.

(C) Acrotère:



Acroteres	M_i (t)	x_i	y_i	$M_i x_i$	$M_i y_i$
Ac_1	3,46	0	9,60	0	33,22
Ac_2	1,77	4,80	19,14	8,50	33,88
Ac_3	0,31	9,60	18.35	2,98	5,69
Ac_4	1,08	12,60	17,44	13,61	18,84
Ac_5	0,31	15,60	18,35	4,84	5,69
Ac_6	1,77	20,40	19,44	36,11	34,41
Ac_7	3,46	25,24	9,60	87,33	33,22
A_{c8}	1,77	20,40	0,06	636,11	0,11
A_{c9}	0,31	15,60	0,85	4,84	0,26
Ac_{10}	1,08	12,60	1,76	13,61	1,90
Ac_{11}	0,31	9,60	0,85	2,98	0,26
Ac_{12}	1,77	4,80	0,06	8,50	0,11
	17,40			219,41	167,59

$x_G = 12,60$ m

$y_G = 9,60$ m

II-CENTRE DE MASSE DES ELEMENTS HORIZONTAUX

(A) Local ascenseur y compris la dalle des machines

	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
$V_{D'}$	1,16	12,60	5,40	14,62	6,26
$V_{C'}$	1,16	12,60	7,70	14,62	8,93
$V_{5'a}$	1,32	13,60	6,55	15,31	8,65
$V_{4'a}$	1,32	11,60	6,55	15,31	8,65
dalle ascens	8,41	12,60	6,55	105,97	55,09
Σ	13,37			165,83	87,58

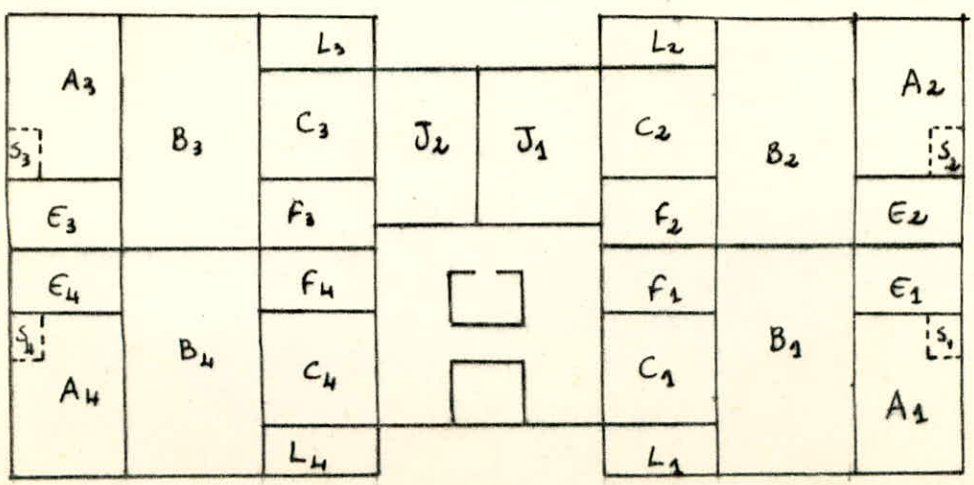
$x_G = 12,40$ m
$y_G = 6,55$ m

(B) Local abritant le local ascenseur au niveau de la terrasse

	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
V_a	5,31	9,6	7,53	50,98	39,98
V_b	5,31	15,6	7,53	82,84	39,98
M_c	4,62	12,60	5,45	58,21	25,18
M_d	3,05	12,60	9,60	38,43	29,28
dalle	21,57	12,60	7,53	271,78	162,42
Σ	39,86			502,24	296,84

$x_G = 12,60$m
$y_G = 7,45$m

(C) Dalles :



C.1 Centre de masse des dalles de l'étage courant sous $G + P/5 = 641\ kg/m^2$

Dalles	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
A_1	12,69	23,53	2,65	298,6	33,63
A_2	12,69	23,87	16,55	302,91	210,02
A_3	12,69	1,67	16,55	21,19	210,02
A_4	12,69	1,67	16,55	21,19	210,02
B_1	22,15	20,4	4,8	451,86	106,32
B_2	22,15	20,4	14,4	451,86	318,96
B_3	22,15	4,8	14,4	106,32	318,96
B_4	22,15	4,8	4,8	106,32	106,32
C_1	9,61	17,10	4,20	164,33	40,36
C_2	9,61	17,10	15,10	164,33	145,11
C_3	9,61	8,10	15,10	77,84	145,11
C_4	9,61	8,10	4,20	77,84	40,36
E_1	5,77	17,29	8,10	99,76	46,74
E_2	5,77	17,29	11,10	99,76	64,05
E_3	5,77	1,5	11,10	8,66	64,05
E_4	5,77	1,5	8,10	8,66	46,74
f_1	5,77	17,10	8,10	98,67	46,74
f_2	5,77	17,10	11,10	98,67	64,05
f_3	5,77	8,10	11,10	46,74	64,05
f_4	5,77	8,10	8,10	46,74	46,74
J_1	11,73	14,10	14,45	165,39	159,50
J_2	11,73	11,10	14,45	130,20	159,50
Sechoir 1	3,82	24,25	5,35	92,64	20,44
" 2	3,82	24,25	13,85	92,64	52,91
" 3	3,82	0,95	13,85	3,63	52,91
" 4	3,82	0,95	5,35	3,63	20,44
Loggia 1	4,11	17,10	0,85	70,28	3,49
" 2	4,11	17,10	18,45	70,28	75,83
" 3	4,11	8,10	18,45	33,29	75,83
" 4	4,11	8,10	0,85	33,29	3,49
Σ	279,14			3447,51	2812,77

$x_G = 12,35\ m$

$y_G = 10,08\ m$

ⓒ2 DALLES DE LA TERRASSE SOUS G+P/5 = 773 kg/m²

Dalles	M_i (t)	x_i	y_i	$M_i x_i$	$M_i y_i$
A_1	15,30	23,70	3,3	362,61	50,49
A_2	15,30	23,70	15,9	362,61	243,27
A_3	15,30	1,5	15,9	22,95	24327
A_4	15,30	1,5	3,3	22,95	50,49
B_1	26,71	20,4	4,8	544,88	128,21
B_2	26,71	20,4	14,4	544,88	384,62
B_3	26,71	4,8	14,4	128,21	384,62
B_4	26,71	4,8	4,8	128,21	128,21
C_1	11,60	17,10	4,20	198,36	48,72
C_2	11,60	17,10	15,10	198,36	175,16
C_3	11,60	8,10	15,10	93,96	175,16
C_4	11,60	8,10	4,20	93,96	48,72
L_1	3,94	17,10	0,85	67,37	3,35
L_2	3,94	17,10	18,45	67,37	72,69
L_3	3,94	8,10	18,45	31,91	72,69
L_4	3,94	8,10	0,85	31,91	3,35
E_1	6,95	17,29	8,10	120,17	56,30
E_2	6,95	17,29	11,10	120,17	77,10
E_3	6,95	1,5	11,10	10,43	77,10
E_4	6,95	1,5	8,10	10,43	56,30
F_1	6,95	17,10	8,10	118,85	56,30
F_2	6,95	17,10	11,10	118,85	77,10
F_3	6,95	8,10	11,10	56,30	77,10
F_4	6,95	8,10	8,10	56,30	56,30
G_1	14,14	14,10	14,45	199,37	204,32
G_2	14,14	11,10	14,45	156,95	204,32
H	41,51	12,60	6,58	523,03	273,14
Σ	385,39			4391,34	3428,57

$x_G = 11,39$ m

$y_G = 8,90$ m

III- CENTRE DE MASSE

III-1 NIVEAU TERRASSE

Elements	Mi (t)	xi (m)	yi (m)	Mi xi	Mi yi
Acrotere	17,40	12,60	9,60	219,24	167,04
Plancher ter	385,39	11,39	8,90	4389,59	3429,97
Local Ascen	13,37	12,40	6,55	165,79	87,57
½ Voiles	159,92	12,60	9,50	2014,99	1519,24
½ façades	13,50	12,60	9,60	170,10	129,60
Local terrasse	39,86	12,60	7,45	502,24	317,74
Σ	629,44			7461,95	5651,16

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

$x_G = 11,85\,m$

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

$y_G = 8,98\,m$

III-2 NIVEAU 8ème ETAGE

Elements	Mi (t)	xi (m)	yi (m)	Mi xi	Mi yi
façades	27	12,60	9,60	340,20	259,20
Palier 1	17,30	12,60	9,60	217,98	166,08
½ Palier 2	7,04	12,60	3,36	88,70	23,65
Volée	2,10	14,55	6,55	30,55	13,75
plancher	279,14	12,35	10,08	3447,38	2813,73
Voiles	319,84	12,60	9,50	4026,78	3038,48
Σ	652,42			7517,94	6314,89

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

$x_G = 11,52\,m$

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

$y_G = 9,68\,m$

III-3 NIVEAUX 7ème ETAGE ... 1er ETAGE

Elements	Mi (t)	xi (m)	yi (m)	Mi xi	Mi yi
façade	27,00	12,60	9,60	340,20	259,20
Voiles	319,84	12,60	9,50	4026,78	3038,48
Palier 1	17,30	12,60	9,60	217,98	166,08
Palier 2	14,08	12,60	3,36	177,40	47,30
2 Volée	4,20	12,60	6,60	52,92	27,72
Plancher	279,14	12,35	10,08	3447,38	2813,73
Σ	661,56			8262,66	6352,51

$x_G = 12,49\,m$

$y_G = 9,60\,m$

III-4 NIVEAU RDC

Elements	Mi (t)	xi	yi	Mi xi	Mi yi
plancher RDC	279,14	12,34	10,08	3444,59	2813,73
½ facades	13,50	12,60	9,60	170,10	129,60
½ voiles sup	159,92	12,60	9,50	2014,99	1519,24
Palier 1	17,30	12,60	9,60	217,98	166,08
½ Palier 2	7,04	12,60	3,36	88,70	23,65
Volée	2,10	10,65	6,55	22,37	13,76
Mur inferi	99,00	12,60	9,50	1247,40	940,50
Σ	578			7206,13	5600,56

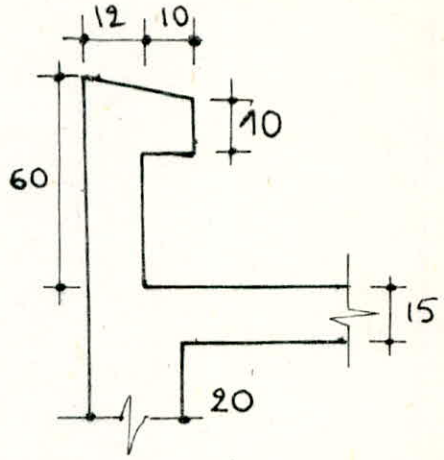
$x_G = 12,47 m$

$y_G = 9,74 m$

IV- RECAPITULATION DES RESULTATS

NIVEAUX	M (t)	x_G (m)	y_G (m)
TERRASSE	629,44	11,58	8,98
8éme ETAGE	652,42	11,52	9,68
7éme...1er ETAGE	661,56	12,49	9,60
R.D.C	578	12,47	9,74

- ACROTERE -



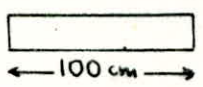
L'acrotère est assimilable à une console encastrée dans le plancher.

L'acrotère a une épaisseur de 12 cm et une hauteur de 60 cm.

G = 180 kg/ml : poids d'une bande de dimensions : { largeur = 100 cm ; hauteur = 60 cm ; epaisseur = 12 cm

P = 100 kg/ml : surcharge dûe à la main courante appliquée horizontalement

Nous avons ainsi à calculer une section rectangulaire (100 x 12) soumise à la flexion composée



- Calcul des efforts :

- l'effort normal est donné par le poids propre :

$$N = 2500 \times 0,60 \times 0,12 = 180 \text{ kg}$$

- Moment à l'encastrement donné par la surcharge :

$$M = 1,2 \times P \times h = 1,2 \times 100 \times 0,60 = 72 \text{ kg.m}$$

- excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = 40\text{cm} > \frac{h_t}{6} = 2\text{ cm}$ → la section est partiellement comprimée

- Calcul en flexion simple :

le calcul de la section est fait en flexion simple sous un moment fictif $\mathcal{M}$.

$$\mathcal{M} = M + N.f = 7200 + 180\left(\frac{12}{2} - 3\right) = 7740 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 7740}{2800 \times 100 \times 9^2} = 0,0051 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9673 \\ k = 138 \end{cases} \qquad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 20,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{7740}{2800 \times 0,9673 \times 9} = 0,32 \text{ cm}^2$$

La section finale est : $A_{f.c} = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,26 \text{ cm}^2$. Cette section calculée est très faible ; on adoptera alors une armature minimale imposée

par la condition de non-fragilité (CCBA 68 art 52)

$A \geq 0{,}69\, bh \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}87\ cm^2 \longrightarrow$ on prend $\underline{6T6}$ p.m $(1{,}69\ cm^2)$

on prevoit aussi des armatures transversales ou armatures de peau.

- Condition de non-fissuration:

$$\sigma_1 = k\,\frac{\eta}{\phi}\,\frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\,\tilde{\omega}_f} \qquad \sigma_2 = 2{,}4\sqrt{k\,\frac{\eta}{\phi}\,\bar{\sigma}_b}$$

$\eta = 1{,}6$ (barres à H.A)

$\phi = 6\ mm$

$k = 10^6$ fissuration préjudiciable (car l'acrotère est exposée aux intempéries)

$\tilde{\omega}_f = \dfrac{A}{B_f}$ $\left(B_f = 2\ cl.b = 2.3.100 = 600\ cm^2\right) \longrightarrow \tilde{\omega}_f = 0{,}0018$

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= 10^6 \times \frac{1{,}6}{6} \times \frac{0{,}0018}{1+0{,}018} = 466{,}93\ kg/cm^2 \\ \sigma_2 &= 2{,}4\sqrt{10^6 \times \frac{1{,}6}{6} \times 5{,}9} = 3010{,}35\ kg/cm^2 \end{aligned}\right\} \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2 < \max(\sigma_1;\sigma_2) = \sigma_2$$

donc la condition est vérifiée.

- Vérification au seisme (d'après PS 69)

L'acrotère sera soumise à une force sismique horizontale de direction quelconque agissante seule : $\underline{F_H = \sigma . W}$

σ = coefficient sismique local uniforme $= 0{,}20 + 0{,}10\,\alpha = 0{,}30$ $(\alpha = 1)$

$W = G + P \longrightarrow$ G : poids propre de l'acrotère (bande de 1,00 m)
P : surcharge d'exploitation verticale (dans notre cas, P = 0)

$W = G + P = 180 + 0 = 180\ kg$

$F_H = \sigma . W = 0{,}30 \times 180 = 54\ kg < 100\ kg$

donc le calcul sous P (surcharge d'exploitation horizontale) est plus défavorable que sous F_H ; il est inutile de donner une justification au seisme.

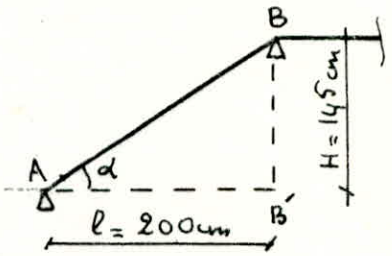
- ESCALIER -

Les volées des escaliers sont préfabriquées d'une manière identiques. Elles comportent 7 marches de 28 cm de largeur et de 18 cm de hauteur.
Les éléments résistants de cet escalier sont les bandes noyées dans les paliers.

Caractéristiques géométriques:

$H = \frac{290}{2} = 145$ cm

$tg\,\alpha = \frac{H}{200} = 0,73 \Rightarrow \alpha = 26°,13.$



Soit h = hauteur d'une contremarche.
g = largeur d'une marche.

La volée comporte 7 marches; soit 8 contre-marches.

$H = 8h \longrightarrow h = \frac{H}{8} = 18,13$ cm ; $\ell = 7g \Rightarrow g = \frac{\ell}{7} = 28,57$ cm

$\left.\begin{matrix} h = 18\,cm \\ g = 28\,cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow 2h + g = 64cm$ (Relation de Blondel vérifiée)

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

Epaisseur de la paillasse : ep (Art 2.2.1 R.T du C.T.C)

$\frac{AB}{30} \leq ep \leq \frac{AB}{20}$ avec $\cos\alpha = \frac{AB'}{AB} \Rightarrow AB = \frac{AB'}{\cos\alpha} = 248$ cm

$\Rightarrow 8,27 \leq ep \leq 12,4$ cm on prendra $\boxed{ep = 12cm}$

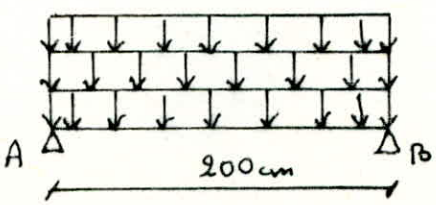
Epaisseur de la dalle : e

on prendra e = epaisseur du plancher $\boxed{e = 15cm}$

Charges et surcharges :

Le calcul sera fait pour 1,00m d'emmarchement et par mètre de projection horizontale.

① dalle
② marche + revetement
③ surcharge d'exploitation



- poids propre $= \frac{2500 \times 0{,}12 \times 1{,}00}{\cos\alpha} = 334{,}15$ kg/ml
- poids des marches $= \frac{1}{2} \times 2200 \times 0{,}18 = 199$ kg/ml
- poids du revetement (mortier + carrelage) $= 84$ kg/ml

$G = 655$ kg/ml

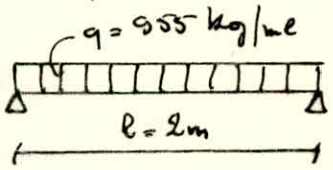
Surcharge $P = 250$ kg/ml

d'ou $q_1 = G + 1{,}2P = 955$ kg/ml

Calcul des efforts : (Art 3.3 R.T du C.T.C)

La paillasse sera calculée comme une poutre droite simplement appuyée à ses extremités, sollicitée en flexion simple avec un moment en travée égal au moment isostatique.

$M_0 = q_1 \frac{l^2}{8} = 955 \times \frac{l^2}{8} = 477{,}5$ kg.m $= M_t$



Ferraillage : (Art 2.3.2 C.T.C)

(1) Armatures longitudinales :

$M_t = 477{,}5$ kg.m	$d = 2{,}5$ cm	$\bar{\sigma}_b = 137$ kg/cm²
$b = 100$ cm	$h = 9{,}5$ cm	$\bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm²
$h_t = 12$ cm		

$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 4775.10^2}{2800 \times 100 \times 9{,}5^2} = 0{,}0283 \longrightarrow \begin{cases} k = 53{,}3 \\ \varepsilon = 0{,}9273 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{2800}{53{,}3} = 52{,}53$ kg/cm² $< \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1{,}94$ cm² $\longrightarrow$ on prévoit 7 T 12 $(7{,}92$ cm²$)$

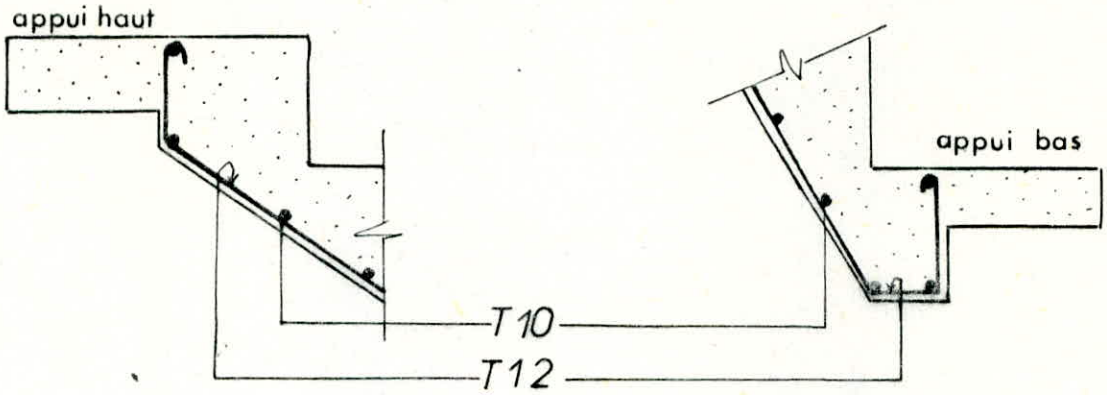
(2) Armatures transversales :

$T = q_1 \frac{AB'}{2} = \frac{955 \times 2}{2} = 955$ kg

$\tau_b = \frac{T}{b.j} = \frac{955}{100 \times \frac{7}{8} \times 9{,}5} = 1{,}15$ kg/cm² $< 1{,}15 \bar{\sigma}_b = 1{,}15 \times 5{,}9 = 6{,}79$ kg/cm²

Les armatures transversales ne sont pas necessaires.

Pour les armatures de répartition, on prévoit des T 10



Verifications

(1). Condition de non-fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{\overline{\sigma_t}}{\sigma_{en}} bh = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 100 \times 9,5 = 0,92 \text{ (vérifiée)}$$

(2). Condition de non-fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,78}{2 \times 100 \times 2,5} = 0,0158$$

$\sigma_1 = 2728,85$ kg/cm² } $\overline{\sigma_a} > \max(\sigma_1, \sigma_2)$ on recalcule donc la section avec la contrainte $\overline{\sigma_a} = 2728,85$ kg
$\sigma_2 = 2607$ kg/cm²

$$\rho = \frac{15 \times 477,5.100}{2728,85 \times 100 \times 9,5^2} = 0,0291 \longrightarrow \varepsilon = 0,9265 \; ; \; k = 53$$

$A = 1,97 \text{ cm}^2$ soit 6 T12 ($6,79 \text{ cm}^2$)

(3) Condition de flèche: (Art 61,2)

$$A \leq \frac{43bh}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 40 \times 9,5}{4200} = 3,89 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

en effet: $1,97 \text{ cm}^2 < 3,89 \text{ cm}^2$

Bequets d'appuis : (Art 32 du C.T.C)

(1) **Charge** : chaque bequet de la paillasse doit être calculé pour une charge linéaire $q = \gamma_q (G + 1,2\,P)$

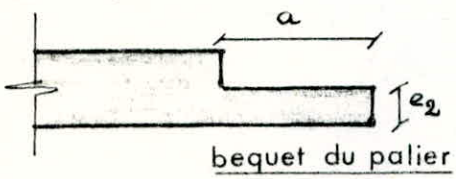
G = charge permanente de la totalité de la volée préfabriquée

P = surcharge d'exploitation " "

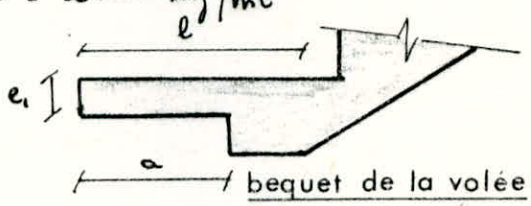
γ_q = coefficient de comportement expérimental.

dans notre cas la volée est posée à sec : $\gamma_q = 2$

(2) **Calcul** : $Q = 2 \times 955 \times 1,10 = 2101$ kg/ml



bequet du palier



bequet de la volée

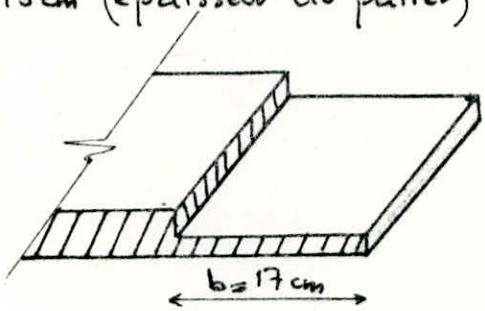
En suivant les recommandations techniques du C.T.C.

$e_1 = 8$ cm, $e_2 = 6$ cm $\}$ $e_1 + e_2 = 14$ cm < 15 cm (épaisseur du palier)

Soit $a = 15$ cm

$b = a +$ enrobage

$b = 15 + 2 = 17$ cm

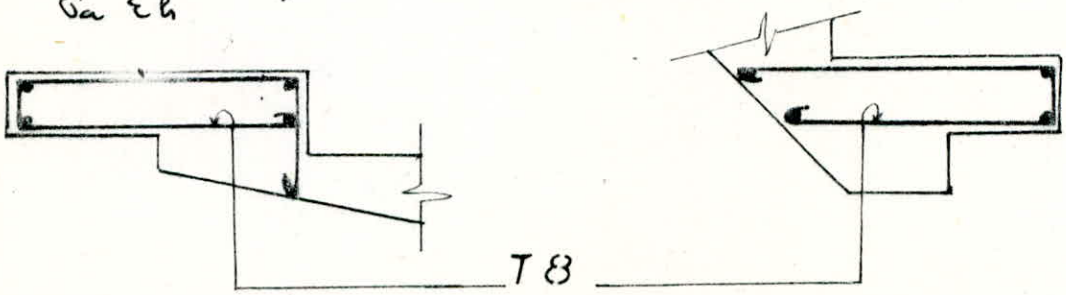


Le calcul sera fait en flexion simple avec :

$M = \frac{Q b^2}{8} = 2101 \times \frac{0,17^2}{8} = 7,52$ kg.m $\qquad h = h_t - d = 8 - 2 = 6$ cm

$\mu = \frac{15\,M_t}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{15 \times 7,52 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 6^2} = 0,0011 \longrightarrow \varepsilon = 0,9845$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon\, h} = 0,05$ cm² $\longrightarrow$ 6T8 $= 3,01$ cm² (et $e = 20$ cm)



Liaison paillasse - palier : (Art 2.3.4 C.T.C)

Afin d'assurer une garantie entre le risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales que sous l'action des seismes il devra être prévu une liaison systematique des paillases et des paliers par armatures sortant des extremités de la paillasse prefabriquée.

Calcul des aciers de liaison (Art 3.5)

chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à 0,7 fois le poids total (G+1,2P) de la volée.

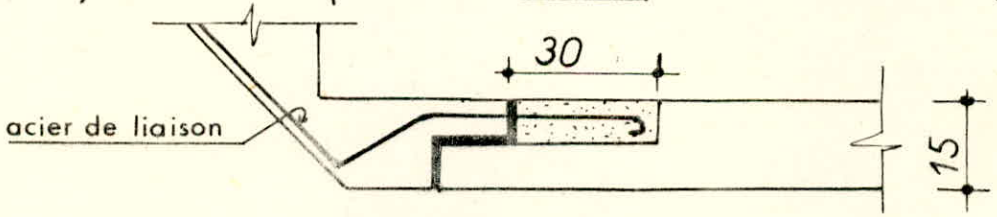
$q = 0,7 \times 955 \times 1,10 = 735,35$ kg/ml

L'acier de liaison travaille sur toute la hauteur (ie 15cm) et sur une longueur de 45cm en moyenne

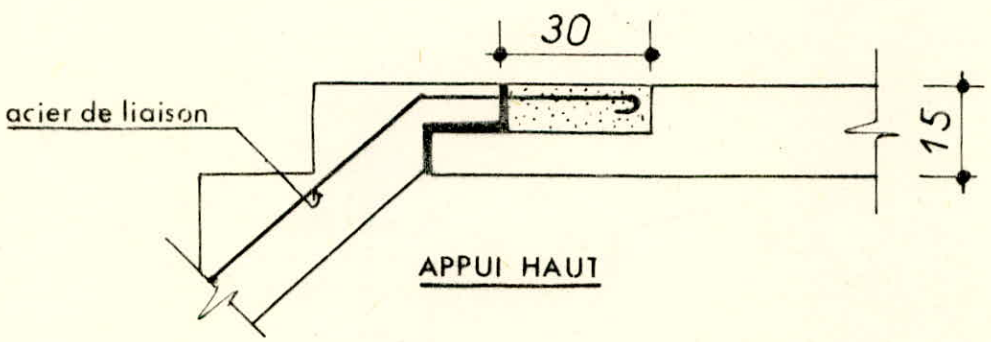
$M = q\frac{\ell^2}{2} = 735,35 \times \frac{0,45^2}{2} = 74,45$ kg.m

$\mu = \frac{15 \times 74,45}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,0027 \longrightarrow \varepsilon = 0,9762 \; ; \; K = 195$

$A = 0,23 cm^2$ on prevoit 6T8 avec e = 20cm ($A = 3,01 cm^2$)



APPUI BAS



APPUI HAUT

Poutre palière :

La poutre palière est une possibilité d'appui des volées d'escalier et des dalles pleines.
Elle sera calculée sous son poids propre, au demi-poids de la dalle palière qui lui revient et aux réactions des deux volées d'escalier.
Elle a pour dimenssions :
$b = 40$ cm (largeur) ; $h_t = 15$ cm (hauteur)

(1) Charges :

- Poids propre : $0,4 \times 0,15 \times 2500 = 150$ kg/ml
- $\frac{1}{2}$ Palier : $\frac{3,80}{2} \times 0,15 \times 2500 = 712,5$ kg/ml
- revetement : $84 \times \frac{3,8}{2} = 159,6$ kg/ml
- $\frac{1}{2}$ volée : $T = 955$ kg/ml

$G = 1977$ kg/ml

Surcharge $P = 250 \times \frac{3,8}{2} = 475$ kg/ml

$G + 1,2P = 2547$ kg/ml

(2) Efforts :

$M_0 = q\frac{\ell^2}{8} = 2547 \times \frac{1,85^2}{8} = 1089,68$ kg.m

$T = q\frac{\ell}{2} = 2547 \times \frac{1,85}{2} = 2356,06$ kg

en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 926,22$ kg.m

en appui : $M_a = 0,3 M_0 = 326,9$ kg.m

(3) Ferraillage :

a) En travée : $\mu = \frac{15 \times 92622}{2800 \times 40 \times 12^2} = 0,0861 \longrightarrow k = 27,2 ; \varepsilon = 0,8815$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$: Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$A = \frac{92622}{2800 \times 12 \times 0,8815} = 3,13 \text{ cm}^2$ on prend $\boxed{3T14}$ $(A = 4,62 \text{ cm}^2)$

b) En Appui :

$$\mu = \frac{15 \times 32690}{2800 \times 40 \times 12^2} = 0,03 \longrightarrow k = 184 \; ; \; \varepsilon = 0,9749$$

$$A = \frac{32690}{2800 \times 0,9749 \times 12} = 0,999 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 3T14 \; (4,62 \text{ cm}^2)$$

Armatures transversales :

$T = q \frac{l}{2} = 2356,06$ kg ; $z = \frac{7}{8} h = 10,5$ cm ; $b = 40$ cm

contrainte de cisaillement : $\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{2356,06}{40 \times 10,5} = 5,60$ kg/cm²

$M_a = 326,9$ kg.m ; $A = 4,62$ cm² $\longrightarrow w = \frac{100A}{bh} = 0,7 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8783 \\ k = 26,1 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \varepsilon h} = \frac{32690}{4,62 \times 0,8783 \times 12} = 671,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 25,72 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma'_{bo}} = 68,85 \text{ kg/cm}^2$$

$\overline{\tau_b} = 3,5 \sqrt{\overline{\sigma_b}} = 20,65$ kg/cm² $\Rightarrow \tau_b < \overline{\tau_b}$ les armatures obliques ne sont pas nécessaires.

$$f_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \overline{\sigma_b}} = 0,92 \longrightarrow \overline{\sigma_{at}} = f_a \sigma_{en} = 2208 \text{ kg/cm}^2$$

On choisit comme Armatures transversales des cadres et étriers ϕ 8.

- écartement sera : $t = \frac{A_t \cdot z \overline{\sigma_{at}}}{T} = \frac{2,01 \times 10,5 \times 2208}{2356,06} = 19,68$ cm

on prendra un espacement constant le long de la poutre $\boxed{t = 15 \text{ cm}}$

Vérification :

(1) Condition de non-fragilité (CCBA Art 52)

$$A \geq 0,69 \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} bh = 0,69 \frac{5,9}{4200} \times 40 \times 12 = 0,47 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

(2) - Condition de non-entrainement:

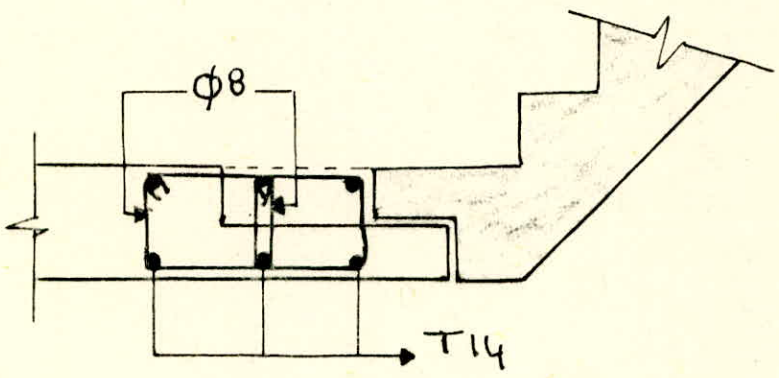
on a $\bar{\tau}_{ad} = 2\,\Psi_{ad}\,\bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70\ kg/cm^2$

$$\tau_{ad} = \frac{T}{n\,p.3} = \frac{2356,06}{3 \times \pi \times 1,4 \times 10,5} = 17\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_{ad} \quad \text{(vérifiée)}$$

n = nombre de barres et $p = \pi\phi$ = perimetre utile

(3) - Condition de non-fissuration:

$\bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2)$ $\quad \begin{cases} \sigma_1 = 4533\ kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 2441\ kg/cm^2 \end{cases}$



_ CALCUL DES PLANCHERS _

Le plancher de notre batiment est formé de dalles pleines.
Les charges du plancher terrasse et du plancher courant étant voisines (voir Page 3) nous allons considerer pour le ferraillage les charges du plancher terrasse et on ferraillera de la même façons tous les planchers pour faciliter l'execution sur chantier.

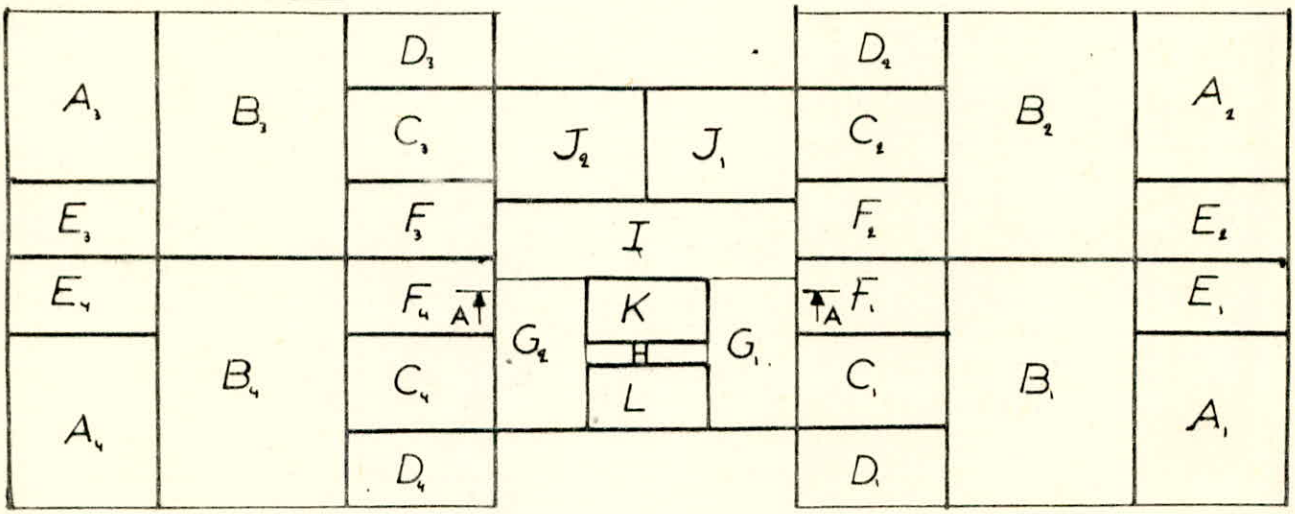
Etude des dalles :

on a 3 types de dalles à calculer suivant le type d'appui :

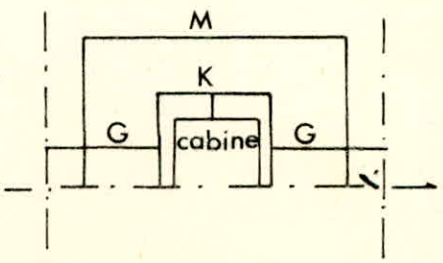
1. Dalles encastrées sur 4 côtés : E ; C ; F ; J ; L ;
2. Dalles encastrées sur 3 côtés et le 4ème libre : A ; B ; I ; D ; G
3. Dalle appuyée sur 4 côtés : c'est la dalle K du local machine

Dans chaque type de dalle, on choisit la dalle la plus sollicitée, on calcule tous les coefficients ν et on détermine les moments ainsi que les flèches par l'utilisation des tables de M^r BARRES
Ensuite on ferraillera le même type de dalle par le même ferraillage.

PLANCHER TERRASSE

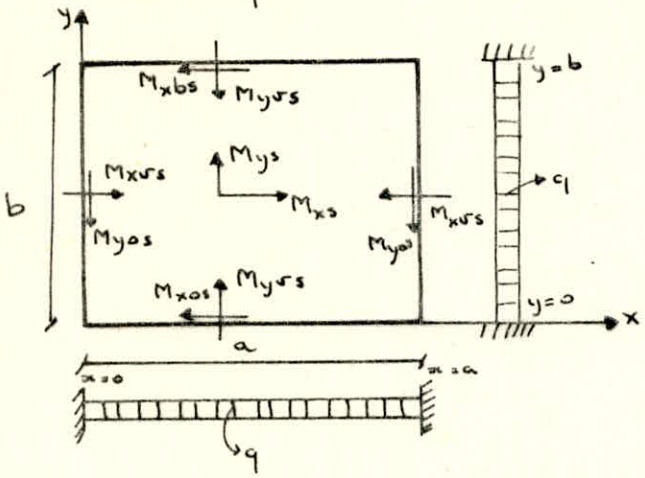


Coupe A-A



① Dalle encastrée sur 4 côtés :

on choisit pour le calcul la dalle (J)



$a = 3\,m$
$b = 6\,m$
$\vartheta = \frac{a}{b} = 0,5$
$q = 0,873\ t/ml$
$qa^2 = 7,857\ t.m$
$qb^2 = 31,428\ t.m$

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h}$

$\bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$
$b = 100\ cm$
$h_t = 15\ cm$, $cl = 3\ cm$
$h = 12\ cm$

Tous les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	W_s	M_{xs}	M_{xrs}	M_{ys}	M_{yrs}	M_{xos}	M_{yos}	M_{yas}	M_{xbs}
F.m	qa^4/Eh^3	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qa^2	qa^2	qb^2
$\vartheta = 0,5$	0,0296	0,0405	0,0833	0,0024	0,0143	0,0021	0,0125	0,0125	0,0021
M (t.m)	x	0,3182	0,6545	0,0754	0,4494	0,0659	0,0982	0,0982	0,0659
μ	x	0,0118	0,0243	0,0028	0,0167	0,0024	0,0036	0,0036	0,0024
ε	x	0,9515	0,9320	0,9757	0,9429	0,9773	0,9724	0,9724	0,9773
A (cm^2/ml)	x	0,99	2,09	0,23	1,42	0,20	0,30	0,30	0,20

A_{xt} = section en travée suivant x → $A_{xt} = 0,99\ cm^2/ml$ et $A_{xa} = 2,09\ cm^2/ml$
A_{yt} = " " " y → $A_{yt} = 0,30\ cm^2/ml$ et $A_{ya} = 1,42\ cm^2/ml$

on adopte pour A_{xt} et A_{yt} : 5T10/ml = 3,92 cm^2 (en travée)

A_{xa} et A_{ya} : 5T10/ml = 3,92 cm^2 (en appui)

Vérification :

(A) - Condition de non fragilité : (CCBA 68 Art 52)

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

A_1 : section d'armature évaluée pour résister dans les mêmes conditions que A_0 et aux mêmes sollicitations majoré par 20 %

$A_1 = 1,2\ A_0$

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

$A_2 = 0,69\ b\ h\ \dfrac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}}$ → multiplier par $\dfrac{(2-\rho)}{2}$ pour les armatures disposés selon le petit côté l_x.

→ et par $\dfrac{(1+\rho)}{4}$ " " " " " grand côté l_y.

La section d'armature (A) longitudinale succeptible d'être tendues d'une partie ou d'une plaque rectangulaire doit être au moins égal à :

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

$$A \geq \begin{cases} A_0 \\ \min (A_1, A_2) \end{cases} \qquad \rho = l_x / l_y .$$

Application :

$A_{0x} = A_{0y} = 3,92\ cm^2/ml$

$A_1 = 1,2\ A_0 = 4,70\ cm^2$

$A_{2x} = 0,69\ b\ h\ \dfrac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} \left(\dfrac{2-\rho}{2}\right) = 0,87\ cm^2$

$A_{2y} = 0,69\ b\ h\ \dfrac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} \left(\dfrac{1+\rho}{4}\right) = 0,44\ cm^2$

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 3,92 \\ \min (A_1, A_2) = 0,44 \end{cases}$$ d'où $A \geq 3,92\ cm^2/ml$ (vérifiée)

(B) - Vérification de la flèche (CCBA 68 Art 6122 Page 119)

on peut admettre qu'il est inutile de donner une justification des flèches si les conditions suivantes sont réalisées:

1) $\frac{h_t}{l_x} > \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x}$ M_t: moment en travée calculé
M_x: moment max en travée, comme si la dalle était non encastrée et non continue, par bande de largeur unité dans le sens de l_x.

$M_x = \mu_x q l_x^2$ et $\mu_x = 1/8(1+2\rho^3)$ avec $M_t > 0{,}75 M_x$

2) $w_o = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\bar{\sigma}_{bn}}$

Application : $h_t = 15\,cm$; $l_x = 3m$; $M_t = 0{,}3182$ t.m

$\mu_x = \frac{1}{8(1+2\times 0{,}5^3)} = 0{,}10 \longrightarrow \pi_x = 0{,}10 \times 0{,}873 \times 9 = 0{,}7857$ t.m

$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{3} = 5 > \frac{1}{20}\frac{\pi_t}{\pi_x} = 0{,}02$ (vérifiée)

$M_t = 0{,}3182 < 0{,}75 M_x = 0{,}5892$ (non vérifiée) donc il faut faire une justification de flèche.

Justification à la flèche : $w_s = 0{,}0296$

$f_s = w_s \frac{q a^4}{E h^3}$ avec $q = 0{,}873$ t/m; $E = 1{,}2.10^5$ kg/cm^2 ; $h = 15\,cm$

$f_s = 0{,}0296 \frac{0{,}873\times 10^{-1}\times 300^4}{1{,}2.10^5 \times 15^3} = 0{,}051\,cm$

$f_{ad} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0{,}6 \Rightarrow f_s = 0{,}05\,cm < f_{ad} = 0{,}6$ (vérifiée)

(C) - Condition de non-fissuration

$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1+10\bar{w}_f}$ et $\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{K\eta \frac{\bar{\sigma}_b}{\phi}}$ avec $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$

Si $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm^2 (pas de fissuration)

$K = 1{,}5.10^6$ (fissuration peu nuisible)

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

$\eta = 1{,}6$ (barre H.A)

$\phi = 10$ mm $\qquad \bar{\omega} = \frac{3,92}{600} = 6,53.10^{-3}$

$$\sigma_1 = 1,5.10^6 \times \frac{1,6}{10} \times \frac{6,53.10^{-3}}{1+10\times 6,53.10^{-3}} = 1471,13 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_2 = 2856$ Kg/cm^2

d'où max$^{\text{a}}$ $(\sigma_1, \sigma_e) = 2856$ Kg/cm^2 > 2800 Kg/cm^2 (vérifiée)

(D) Vérification des contraintes:

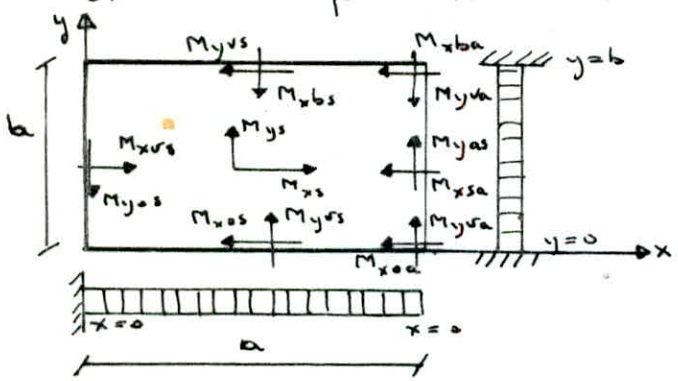
$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = 0,3266 \longrightarrow \varepsilon = 0,9108$; $K = 41$

$$\sigma_a = \frac{M}{A\varepsilon h} = \frac{0,6545.10^5}{3,92\times 0,9108\times 12} = 1527,63 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 37,26 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

(2) - Dalles encastrées sur 3 côtés et le 4ème libre:

on choisit pour le calcul la dalle B:



$a = 9,6$
$b = 3,6$
$\rho = \frac{a}{b} = 2,67$
$q = 0,873$ t/ml
$qb^2 = 11,31$ t.m
$qa^2 = 80,46$ t.m

	W_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yvs}	M_{yas}	M_{yva}	M_{xsa}	M_{xos}	M_{xoa}	M_{yos}
F.m	$\frac{qa^4}{E h^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	$-\nu\Pi_{yas}$	νM_{yvs}	$\nu\Pi_{yva}$	$\nu\Pi_{xvs}$
$\nu=2,0$	0,0018	0,0021	-0,0139	0,0406	-0,083	0,045	-0,0845	-0,0067	-0,0184	-0,0126	0,0021
M	x	0,1689	-1,1184	0,4591	-0,9387	0,5089	-0,9557	-0,0763	-0,1408	-0,1433	0,1674
N	x	0,0063	0,0416	0,0171	0,0349	0,0189	0,0355	0,0028	0,0052	0,0053	0,0062
ε	x	0,9640	0,9135	0,9422	0,920	0,9395	0,9194	0,9756	0,9671	0,9669	0,9642
$\frac{A}{\text{cm}^2/\text{ml}}$	x	0,52	3,64	1,45	3,04	1,61	3,09	0,23	0,43	0,44	0,52

on adopte en travée A_{xt} ; $A_{yt} = 5T8/ml = 2,51\ cm^2$

A_{xa} ; $A_{ya} = 5T10/ml = 3,92\ cm^2$

Vérification :

(A). Condition de non-fragilité :

$A_{oxt} = A_{oyt} = 2,51\ cm^2$; $A_{oxa} = A_{oya} = 3,92\ cm^2$

$A_{2x} = 0$; $A_{2y} = 0,69 \times 100 \times 12 \times \frac{5,9}{4200}\left(1+\frac{2}{4}\right) = 0,87\ cm^2$

$A_{1xt} = 1,2\ A_{oxt} = 3,01\ cm^2 = A_{1yt}$

$A_{1xa} = A_{1ya} = 4,70\ cm^2$

d'où $A_{xt} \geq \left(A_{ox} ; \min\left(A_{1x}, A_{2x}\right)\right) = 2,51\ cm^2$ (vérifiée)

(B). Vérification de flèche :

$\mu_x = \frac{1}{8(1+2\times 2^3)} = 0,01 \longrightarrow M_x = 0,01 \times 0,873 \times 3,6^2 = 0,1131\ t.m$

$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{360} = 0,04 < \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \times \frac{0,1689}{0,1131} = 0,07 \Rightarrow$ Faire calcul exacte

$f_s = w_s \frac{q a^4}{E h^3} = 0,0018 \times \frac{0,873 \times 360^4}{1,2.10^5 \times 15^3} = 0,0065\ cm < f_{adl} = \frac{360}{500} = 0,72$

(vérifiée)

(C). Condition de non-fissuration :

$\phi = 8\ mm$ $\quad \omega_g = \frac{A}{B_g} = \frac{2,51}{2\times 3\times 100} = 4,183.10^{-3}$

$\sigma_1 = 1,5.10^6 \times \frac{1,6}{8} \times \frac{4,183.10^{-3}}{1+10\times 4,183.10^{-3}} = 1204,52\ kg/cm^2$

$\sigma_2 = 2,4\sqrt{1,5.10^6 \times 1,6 \times \frac{5,9}{8}} = 3193\ kg/cm^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193\ kg/cm^2 > 2800\ kg/cm^2$

(vérifiée)

(D) Vérification des contraintes :

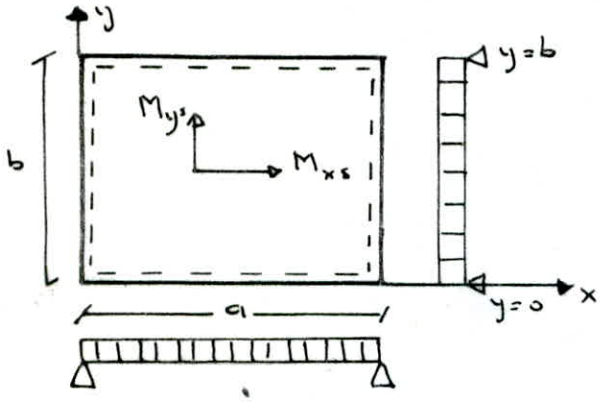
$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh'} = 0,209 \longrightarrow \varepsilon = 0,9265 \quad K = 53$

$\sigma_a = \frac{M}{A\varepsilon h} = \frac{0,1689.10^5}{2,51\times 0,9265\times 12} = 605,24\ kg/cm^2 < 2800\ kg/cm^2$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 11,42\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$

(3) Dalle appuyée sur 4 côtés : (dalle des machines)

c'est la dalle (K) soumise à une charge $G + 1,2P = 6,753$ t/ml



$a = 2$ m
$b = 2,4$ m
$\rho = \frac{a}{b} = 0,83$
$qa^2 = 27,012$ t.m
$qb^2 = 38,897$ t.m

	W_s	M_{xs}	M_{ys}
F.m	qa^4/Eh^3	qa^2	qb^2
$\rho = 0,83$	0,0669	0,0581	0,0293
M (t.m)	×	1,5693	1,1396
ν	×	0,0584	0,0424
ε	×	0,8996	0,9126
A (cm^2/ml)	×	5,19	3,72

$A_{xt} = 5,19$ cm² on adopte 7T10/ml = 5,49 cm²
$A_{yt} = 3,72$ cm² on adopte 7T10/ml = 5,49 cm²

(A) - Vérification à la condition de non fragilité :

$A_0 = A_{0x} = A_{0y} = 5,49$ cm²
$A_1 = A_{1x} = A_{1y} = 1,2\ A_0 = 6,59$ cm²

$$\left.\begin{array}{l} A_{2x} = 0,68 \text{ cm}^2 \\ A_{2y} = 0,53 \text{ cm}^2 \end{array}\right\} \longrightarrow A \geq \left\{\begin{array}{l} A_0 = 5,49 \\ \min(A_1, A_2) = 0,53 \end{array}\right\} = 5,49 \text{ cm}^2 \quad \text{(vérifiée)}$$

(B) Vérification de la flèche :

$M_t = 1,5693$ t.m ; $\mu_x = 0,0583$; $M_x = 1,5748$ t.m
$M_t = 1,5693$ t.m $> 0,75\ M_x = 1,1811$ t.m (vérifiée)

1) $\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{200} = 0,075 > \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0,049$

2) $\frac{A}{bh} = \frac{5,49}{100 \times 12} = 0,0045 < \frac{20}{6\text{en}} = 0,0047$

(C) - Condition de non fissuration:

$\sigma_1 = 2011,91 \text{ Kg/cm}^2$
$\sigma_2 = 2856 \text{ Kg/cm}^2$
$\Big\} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$
pas de fissuration

(D) - Vérification des contraintes :

$\bar{\omega} = 0,457$; $\varepsilon = 0,8973$; $K = 33,7$

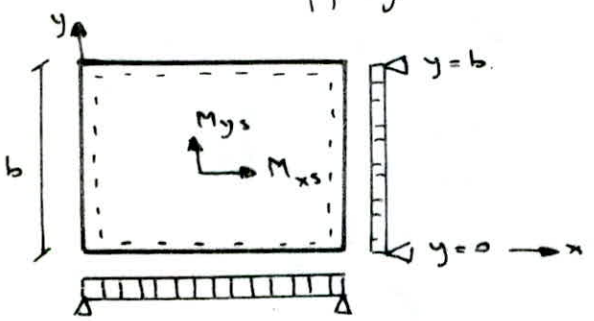
$\sigma_a = 2654,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = 78,77 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$ (vérifiée)

donc on adopte dans les 2 sens $7T10/ml = 5,49 \text{ cm}^2$

(4) Dalle du local machine (M) (voir coupe):

Elle est appuyée sur les 4 côtés:



$a = 6m$
$b = 4,50 m$
$\rho = \frac{a}{b} = 1,33$
$q a^2 = 31,43 \text{ t.m}$
$q b^2 = 17,67 \text{ t.m}$

	W_s	M_{xs}	M_{ys}
F.m	$q a^4 / E h^3$	$q a^2$	$q b^2$
$\rho = 1,33$	0,0247	0,0232	0,0664
M (t.m)	x	0,729	1,173
μ	x	0,0271	0,0436
ε	x	0,9986	0,9117
A (cm^2/ml)	x	2,34	3,83

$A_{xt} = 2,34 \text{ cm}^2$ on adopte $5T10/ml = 3,99 \text{ cm}^2$

$A_{yt} = 3,83 \text{ cm}^2$ on adopte $5T10/ml = 3,99 \text{ cm}^2$

Les conditions (A) et (C) ont été vérifiées auparavant

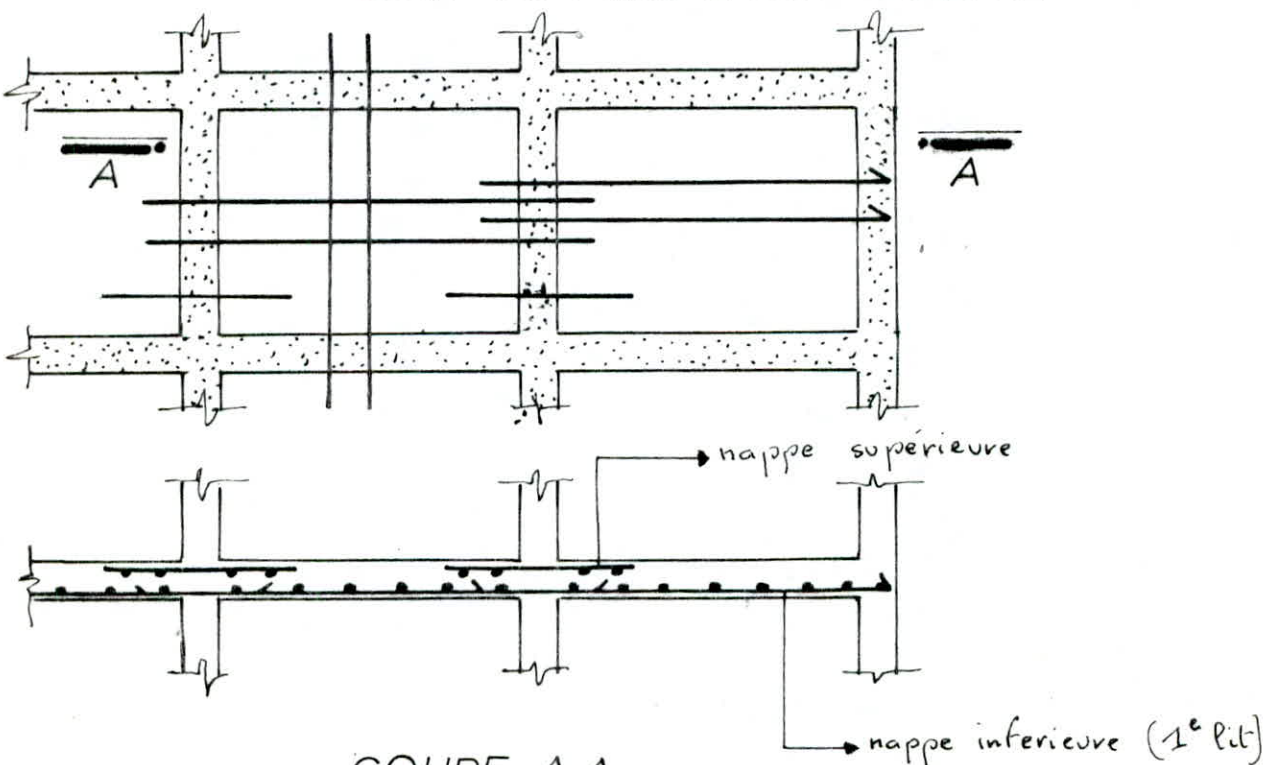
(B) Vérification de la flèche:

$f_s = 0,69 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{500} = 1,2 \text{ cm}$ (vérifiée)

TABLEAU DE RECAPITULATION

	Sens de x		Sens de y	
Dalle N°	A_{xt}	A_{xa}	A_{yt}	A_{ya}
A, B, D, G, I	5T8	5T10	5T8	5T10
E, C, F, J, L	5T10	5T10	5T10	5T10
K	7T10	/	7T10	/
M	5T10	/	5T10	/

Remarques : Les petites ouvertures au niveau des dalles seront renforcées à leurs extremités.



- COUPE A-A -

LES PREDALLES

I- INTRODUCTION

Vu l'impossibilité de l'utulisation d'un coffrage en "table" Pour le Plancher R.D.C, et afin d'éviter des coffrages perdus en bois, on adopte le systeme de Predalles.

Ce systeme est avantageux Par rapport aux Planchers à corps creux (temps d'éxécution).

On Prevoit une table de compression coulée sur Place d'une epaisseur minimale de 6 cm.

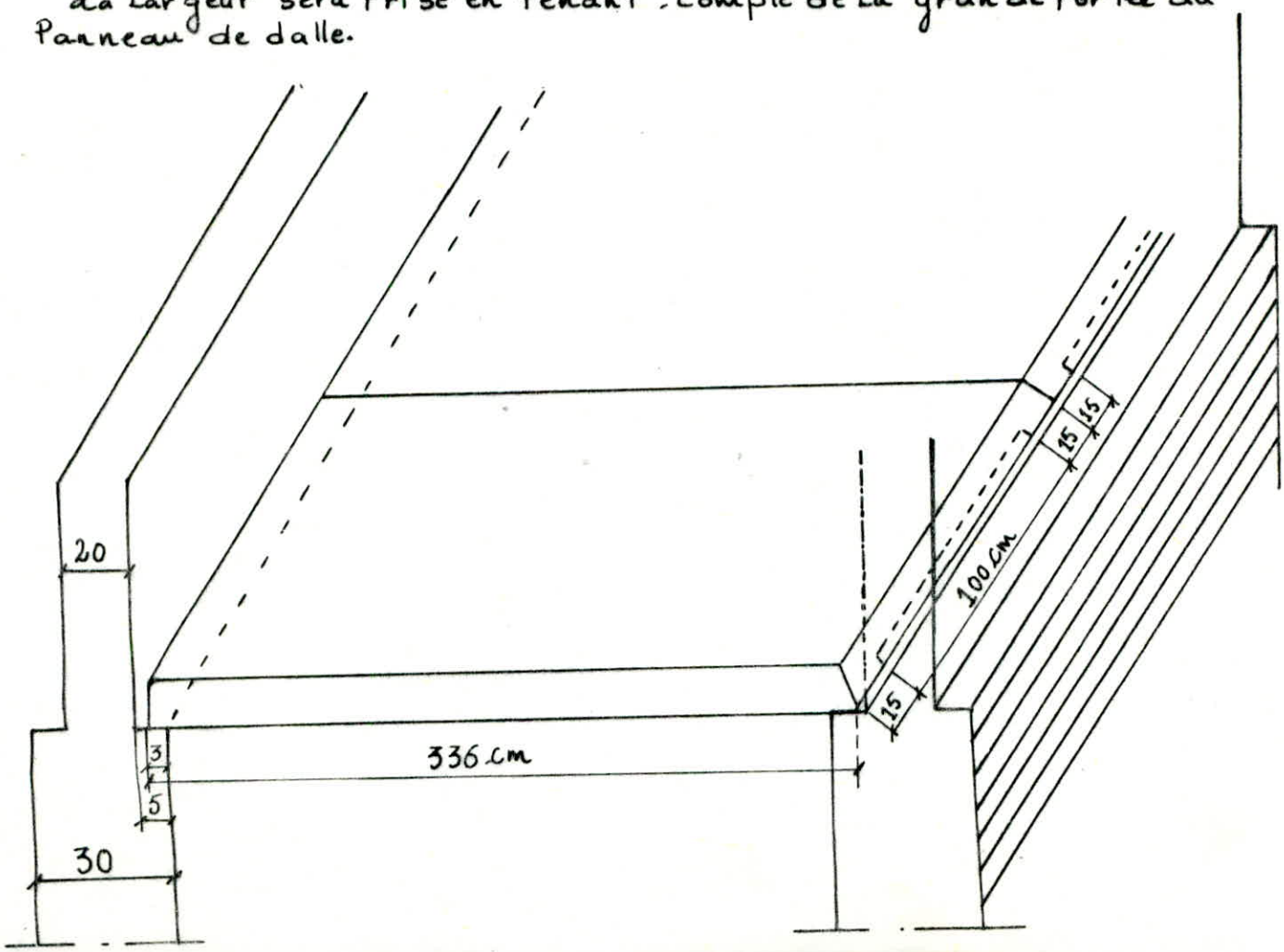
La sous face de la Predalle est lisse, La face superieure est trés rugueuse et contient des aciers d'attentes de petits dimensions, afin de Permettre une bonne adherence, et une bonne reprise avec le beton coulé sur place et d'assurer le monolythisme.

Les Prédalles sont simplement appuyeés sur les voiles, et elles sont équipées d'organe de levage, chaque boucle de Levage doit être ancré sous les armatures Principales.

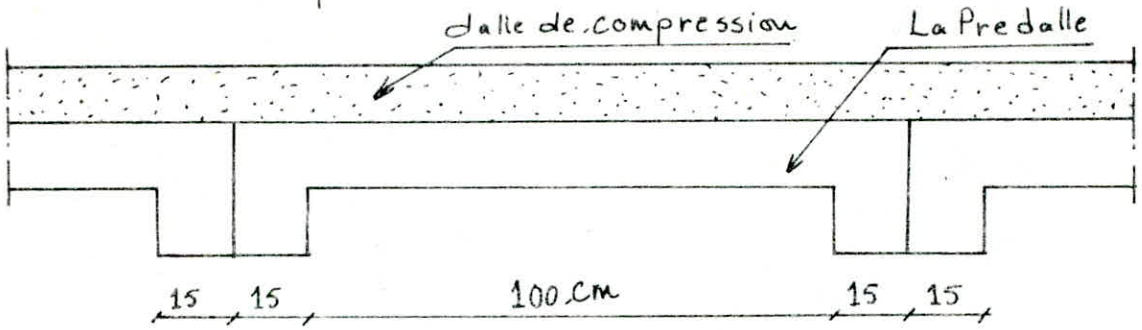
II DIMENSION

La longueur d'une Predalle sera prise egale à la Plus petite Portée du Panneau + 6 cm qui vont servir pour appuis de la Predalle sur les voiles.

La Largeur sera Prise en tenant compte de La grande Portée du Panneau de dalle.



fesant une Coupe parallele au voile du Plancher R.D.C.



III- CALCUL DE LA PREDALLE

On distinguera deux Phases Pour le calcul de la Predalle

Premiere Phase: (montage et coulage de la table de compression) on tiendra compte du Poids Propre de la Predalle, et du Poids Propre de La dalle de Compression, et d'une surchage forfétaire dite de chantier correspondant aux ouvriers, au materiel courant, et au materiaux susceptible d'être presen Pendant La mise en oeuvre. Elle sera prise égale à 100 Kg/m².

- pds propre de La Predalle = $[0,30 \times 0,07 + 1,3 \times 0,07]\,2500$ = 280 kg/ml
- " " " " dalle de compression = $0,06 \times 1,3 \times 2500$ = 195 " "
- surchage de chantier majoreé = $1,2 \times 100 \times 1,30$ = 156 " "

$q_1 = G + 1,2P = 595$ kg/ml

$z_1 = 7/8\, h_1 = 7/8\,(14-3) = 9,625$ cm.

Deuxiéme Phase: Dalle R.D.C finie.

- pds propre de la predalle		280 kg/ml
- " " " " table de compression		195 "
- " " du carrelage	$44 \times 1,3$ =	57,2 "
- " " " mortier	$40 \times 1,3$ =	52 "
- " " " sable	$51 \times 1,3$ =	66,3 "

- surchage d'exploitation . . . . . $P = 175 \times 1,3 = 227,5$ kg/ml

$q_2 = G + 1,2P = 923,5$ kg/ml

$z_2 = 7/8\, h_2 = 7/8\,(20-3) = 14,875$ cm

Comparaison des deux Phases:

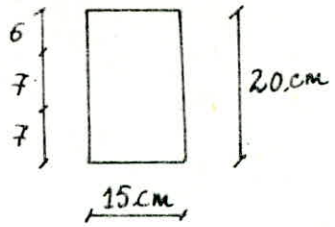
$\frac{q_1}{z_1} = \frac{595}{9,625} = 61,81$

$\frac{q_2}{z_2} = \frac{923,5}{14,875} = 62,08$

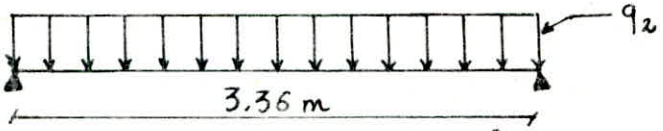
La Comparaison des 2 Phases montre que la deuxiéme Phase donne La

charge la Plus defavorable.

.on adopte le schema de calcul suivant:



.Le schema statique:



1) moment en traveé : $M_t = \frac{q_2 l^2}{8} = \frac{923,5 \times \overline{3,36}^2}{8} = 1303,24$ kg·m

2) moment en appui : $M_a = 0,2 M_t = 260,65$ kg·m

3) Ferraillage :

$$\mu = \frac{15 \times 1303,24 \cdot 10^2}{2800 \times 15 \times \overline{17}^2} = 0,1610 \longrightarrow \begin{cases} K = 18 \\ \varepsilon = 0,8485 \end{cases}$$

$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma_a}}{K} = \frac{2800}{18} = 155,55$ kg/cm² > 137 kg/cm²

donc $A' \neq 0$ (les armatures comprimées sont nécéssaires)

$K = \frac{\overline{\sigma_a}}{\overline{\sigma_b}'} = \frac{2800}{137} = 20,437 \longrightarrow \begin{cases} \mu' = 0,1819 \\ \alpha = 0,4237 \\ \omega = 1,038 \end{cases}$

$M_r = \mu' b h^2 \overline{\sigma_b}' = 0,1819 \times 15 \times \overline{17}^2 \times 137 = 1080,29$ kg·m.

$\Delta M = M - M_r = 1303,24 - 1080,29 = 222,95$ kg·m

$\sigma'_a = \frac{15(\alpha - \delta')}{\alpha} \overline{\sigma_b}'$; $\delta' = d'/h = 3/17 = 0,1764$

$\sigma'_a = \frac{15(0,4237 - 0,1764)\,137}{0,4237} = 1199,44$ kg/cm²

$A' = \frac{\Delta M}{(h - d')\sigma'_a} = \frac{222,95 \cdot 10^2}{(17-3)\,1199,44} = 1,33$ cm²

$A = \frac{\omega b h}{100} + \frac{\Delta M}{(h - d')\sigma_a} = \frac{1,038 \times 15 \times 17}{100} + \frac{222,95 \cdot 10^2}{(17-3)\,2800} = 3,22$ cm²

$A' = 1,33 \longrightarrow 3T8 = 1,50$ cm²

$A = 3,22 \longrightarrow 3T14 = 4,62$ cm²

Déterminant La section d'Armature minimale par la condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,69\, b h \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 15 \times 17 \times \frac{5,9}{4200} = 0,247 \text{ cm}^2$$

$A = \max(3,22 ; 0,247) = 3,22 \longrightarrow$ soit 3 T14 = 4,62 cm²

VERIFICATION

① Contraintes

$$D = \frac{15}{b}(A + A') = \frac{15}{15}(4,62 + 1,50) = 6,12$$

$$E = \frac{30}{b}(A'd' + Ah) = \frac{30}{15}(1,5 \times 3 + 4,62 \times 17) = 166,08$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -6,12 + \sqrt{6,12^2 + 166,08} = 8,15$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A'(y_1 - d')^2 + 15A(h - y_1)^2 = \frac{15 \times 8,15^3}{3} + 15 \times 1,50(8,15-3)^2 + 15 \times 4,62(17-8$$

$$I = 8731,22 \text{ cm}^4$$

$$K = M/I = 130324/8731,22 = 14,926$$

$$\sigma_b' = K y_1 = 14,926 \times 8,15 = 121,65 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_b'} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a' = 15K(y_1 - d') = 15 \times 14,926(8,15-3) = 1153,03 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_a'} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15K(h - y_1) = 15 \times 14,926(17 - 8,15) = 1981,43 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_a} = 2800$$

les contraintes sont vérifiées

② Condition de non fissuration :

il faut vérifier $\overline{\sigma_a} < \sup(\sigma_1, \sigma_2)$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} \quad ; \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{A}{2bd} = \frac{4,62}{2 \times 15 \times 3} = 0,0513$$

- fissuration peu nuisible : $k = 1,5 \cdot 10^6$
- Acier HA : $\eta = 1,6$

$$\sigma_1 \quad \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{14} \times \frac{0,0513}{1 + 10 \times 0,0513} = 5812,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{\eta K \overline{\sigma_b}}{\phi}} = 2,4\sqrt{\frac{1,6 \times 1,5 \cdot 10^6 \times 5,9}{14}} = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 5812,48 \text{ kg/cm}^2 > \overline{\sigma_a} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

③ Vérification de la flèche

C.C.B.A 68 Article 61-21

il faut vérifier que : $f = \frac{ML^2}{10 E_v I_{fv}} < \overline{f}$

où $\overline{f} = \begin{cases} L/500 \text{ pour } L \leq 5 \text{ m} \\ 0,5 \text{ cm} + L/1000 \text{ pour } L > 5 \text{ m} \end{cases}$

$L = 3,36 \text{ m} \longrightarrow \overline{f} = \frac{336}{500} = 0,672 \text{ cm}.$

$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda\mu}$; I_t = moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

$$\lambda = \frac{\overline{\sigma_b}}{180\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\tilde{\omega}} \qquad \text{si } \mu<0 \text{ on prend } \mu=0$$

$$\mu = 1 - \frac{5\overline{\sigma_b}}{4\tilde{\omega}\overline{\sigma_a}+3\overline{\sigma_b}} \quad ; \quad \tilde{\omega} = \frac{A}{b_0 h} = \frac{4,62}{15\times17} = 0,0181$$

$$\lambda = \frac{5,9}{180\left(2+3\times\frac{30}{130}\right)\times 0,0181} = 0,672$$

$$\mu = 1 - \frac{5\times5,9}{4\times0,0181\times2800+3\times5,9} = 0,866$$

$$I_t = \frac{b h_t^3}{12} = \frac{15\times\overline{20}^3}{12} = 100000\ cm^4$$

$$E_v = 7000\sqrt{1,2\sigma_{28}} = 7000\sqrt{1,2\times270} = 126000\ kg/cm^2$$

$$I_{f_v} = \frac{100000}{1+0,672\times0,866} = 63213,04\ cm^4$$

$$f = \frac{1303,24\cdot10^2\times\overline{336}^2}{10\times126000\times63213,04} = 0,185\ cm$$

$f = 0,185\ cm < \overline{f} = 0,672\ cm$ donc $f<\overline{f}$ c'est verifie

ARMATURES TRANSVERSALES

$$T = 9\ell/2 = \frac{923,5\times3,36}{2} = 1551,48\ kg$$

$$\tau_b = T/b_0 z = 1551,48/15\times7/8\times17 = 6,95\ kg/cm^2 < \overline{\tau}_6 = 3,5\times\overline{\sigma_b} = 20,65\ kg/cm^2$$

donc on utilise des armatures droites, on prend un cadre ϕ_8 et une epingle ϕ_8.

$A_t = 4\times0,5 = 2\ cm^2$

$\overline{\sigma_{at}} = S_{at}\,\sigma_{en}$

$S_{at} = \max\left(2/3\ ;\ 1-\frac{\tau_b}{9\overline{\sigma_b}}\right) = \max(0,667\ ;\ 0,901) = 0,901$

$\overline{\sigma_{at}} = 0,901\times2400 = 2162,4\ kg/cm^2.$

- l'espacement:

$$t = \frac{A_t\cdot z\cdot\overline{\sigma_{at}}}{T} = \frac{2\times7/8\times17\times2162,4}{1551,48} = 41,46\ cm$$

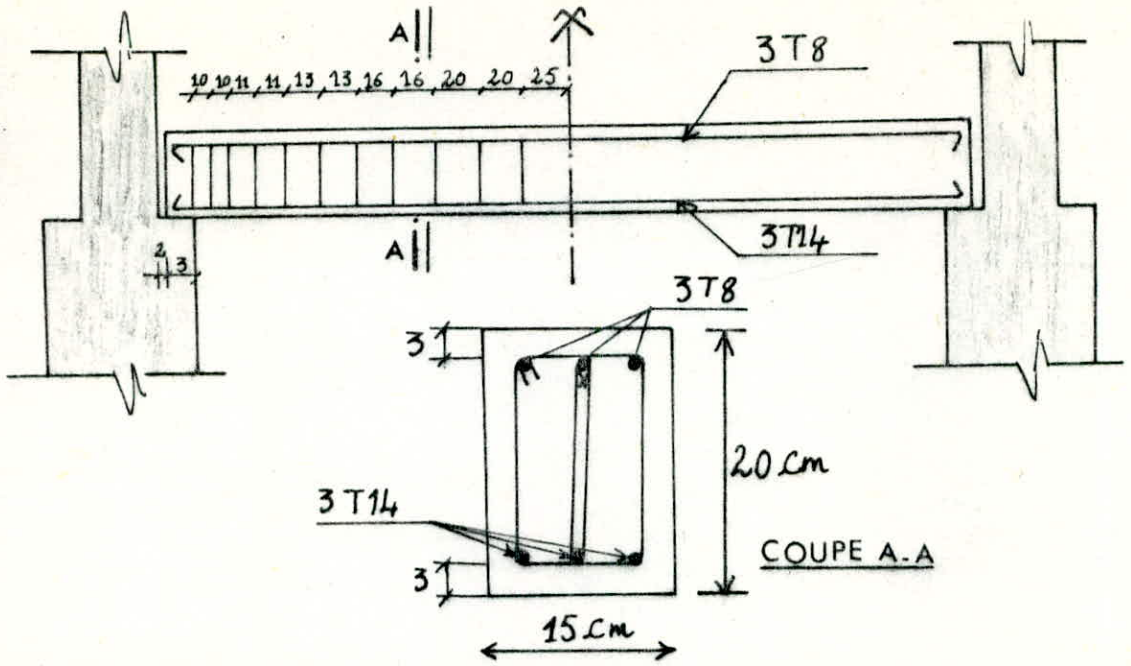
$\overline{t} = \max(t_1; t_2)$

$t_2 = 0,2h = 0,2\times17 = 3,4\ cm.$

$$t_1 = h\left(1-0,3\frac{\tau_b}{\overline{\sigma_b}}\right) = 17\left(1-0,3\times\frac{6,95}{5,9}\right) = 10,99\ cm$$

$\overline{t} = \max(10,99; 3,4) = 10,99\ cm.$

$t\le\overline{t}$ on fixe $t = 10\ cm$ à l'appui.



VERIFICATION D'APPUI

Il faut verifier : $A\bar{\sigma}_a \geq T + M/z$

$T = 1551,48$ kg
$M = -260,65$ kg.m
$z = 7/8 \times 17 = 14,875$ cm.
$A = 3\,T\,14 = 4,62$ cm²

$A\bar{\sigma}_a = 4,62 \times 2800 = 12936$ kg

$T + M/z = 1551,48 - \frac{260,65 \cdot 10^2}{14,875} = -200,78 < 0$

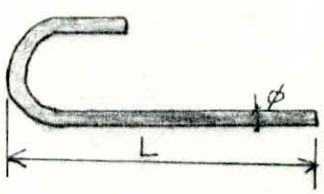
donc : $A\bar{\sigma}_a > T + M/z$.

Longueur d'appui :

$$c = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{2 \times 1551,48}{15 \times 68,5} = 3,02 \text{ cm.}$$

Longueur d'ancrage nécéssaire :

$L = \ell - 36,3\,\phi$
$\ell = c + \ell_a$



$\phi = 14$
$\ell_a = \phi/4 \; \frac{\sigma_a}{\bar{\tau}_d}$

$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{1551,48}{4,62} = 335,81$ kg/cm²

$\ell_a = 1,4/4 \times \frac{335,81}{17,7} = 6,64$ cm

$\bar{\tau}_d = 2\,\Psi_d\,\bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7$ kg/cm²

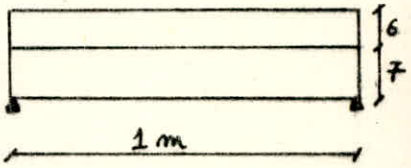
$\ell = 3,03 + 6,64 = 9,66$ cm

$L = 9,66 - 36,3 \times 1,4 < 0$

donc il suffira de disposer une longueur de 3 cm.

IV- FERRAILLAGE DE LA PREDALLE EN TRAVEE

1) calcul de la charge q



Poids Propre du Beton $0,13 \times 1 \times 2500 = 325$ Kg/ml

mortier + carrelage + sable $= 40+44+51 = 135$ kg/ml

sur.charge d'exploitation $P = 175 \times 1 = 175$ Kg/ml

$G = 325+135 = 460$ kg/ml

$q = G + 1,2P = 670$ kg/ml

2) Calcul du moment fléchissant

moment en travée $M_t = \frac{ql^2}{8} = \frac{670 \times 1^2}{8} = 83,75$ kg.m.

moment en appui $M_a = 0,2 M_t = 16,75$ kg.m.

3) Ferraillage :

$$\mu = \frac{15M}{\overline{\sigma_a} b h^2} = \frac{15 \times 83,75 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0044 \longrightarrow \begin{cases} k = 150 \\ \varepsilon = 0,9697 \end{cases}$$

$b = 100$ cm

$h = 13-3 = 10$ cm

$$A = \frac{83,75 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9697 \times 10} = 0,308 \text{ cm}^2 \text{ (section faible)}$$

- Determination de la section d'armature minimale par la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,69 bh \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A = \max(0,308 ; 0,97) = 0,97 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ soit 5 T 8/ml $= 2,51 \text{ cm}^2$/ml

l'écartement $e \leq \min(33; 2h_t) = 26$ cm

on prend $e = 20$ cm.

* on adopte le même ferrallaige 5 T 8/ml dans L'autre direction avec e = 20

* Pour les ouvertures on les renforce par des T 12

VERIFICATION DE LA PREDALLE EN TRAVEE

① Condition de non fragilité

$A_0 = 5$ T 8 $= 2,51 \text{ cm}^2$

$A_1 = 1,2 A_0 = 3,012 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{3,36} = 0,387$

$$A_{2x} = 0,69 bh \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} \left(\frac{2-\rho}{2}\right) = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2-0,387}{2}\right) = 0,78 \text{ cm}^2$$

$A_{2y} = 0,69\, b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{2+\rho}{\rho}\right) = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2+0,387}{2}\right) = 0,173\ cm^2$

$A \geq \begin{cases} A_0 = 2,51\ cm^2 \\ \min(A_1 ; A_2) = 1,153\ cm^2 \end{cases}$

$A \geq 2,51\ cm^2$ c'est verifiée.

② Verification de la fléche

(Art-61-22 CCBA-68)

le calcul de la fléche n'est Pas nécessaire si les deux conditions suivantes sont satisfaites

a) $\frac{ht}{\ell x} > \frac{Mt}{Mx}$ — Mx : est le moment max entraveé Par bande de largeur unité dans le sens ℓx

Mt : est le moment entravé Par bande de largeur unité dans le sens ℓx ; $Mt \geq 0,75\, Mx$.

b) $\frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}}$ — A : section des armatures tendues Par bande de largeur b et h leur hauteur utile, σ_{en} la limite d'elasticité.

Application numérique :

a) $\frac{ht}{\ell x} = \frac{13}{130} = 0,1$

$Mx = 83,75$ t.m
$Mt = 0,9\, Mx = 75,375$ t.m $\Big) \longrightarrow \frac{1}{20} \frac{Mt}{Mx} = \frac{1 \times 0,9}{20} = 0,045$

donc $ht/\ell x > 1/20\ Mt/Mx$

b) $\frac{A}{bh} = \frac{2,51}{100 \times 10} = 2,51 \cdot 10^{-3}$

$\frac{20}{\sigma_{en}} = 4,76 \cdot 10^{-3}$ $\Big) \longrightarrow$ donc $\frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}}$

donc le calcul de la fleche n'est Pas necessaire.

③ Condition de non fissuration :

$\sigma_1 = \frac{K n}{\phi} \frac{\tilde{\omega} f}{1 + 10 \tilde{\omega} f}$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K n \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

- fissuration peu nuisible $\longrightarrow k = 1,5 \cdot 10^6$
- Acier H.A $\longrightarrow \eta = 1,6$.
- $\phi = 8$ mm
- $\tilde{\omega} f = \frac{A}{Bf} = \frac{2,51}{2 \times 3 \times 100} = 4,18 \cdot 10^{-3}$
- $\bar{\sigma}_b = 5,9$ kg/cm²

$\sigma_1 = 1204,6$ kg/cm²

$\sigma_2 = 3193$ " "

$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193$ kg/cm² $> \bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm² c'est vérifiée.

④ Vérification des contraintes :

$\omega = \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 10} = 0,251 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9201 \\ k = 47,6 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{83,75 \cdot 10}{2,51 \times 0,9201 \times 10} = 362,64 \text{ kg/cm}^2 \ll 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k_2} = \frac{362,64}{47,6} = 7,61 \text{ kg/cm}^2 \ll 137 \text{ kg/cm}^2$$

V-CHAPEAUX

$M_a = 0,2 M_t = 0,2 \times 83,75 = 16,75$ kg.m.

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 16,75 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0009 \longrightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 340 \\ k = 0,9859 \end{matrix}$$

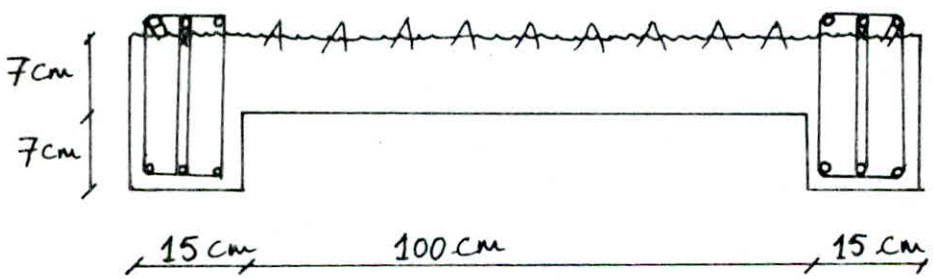
$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{16,75 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9859 \times 10} = 0,06 \text{ cm}^2$$

Le Ferraillage verifiant la condition de non fragilité est:

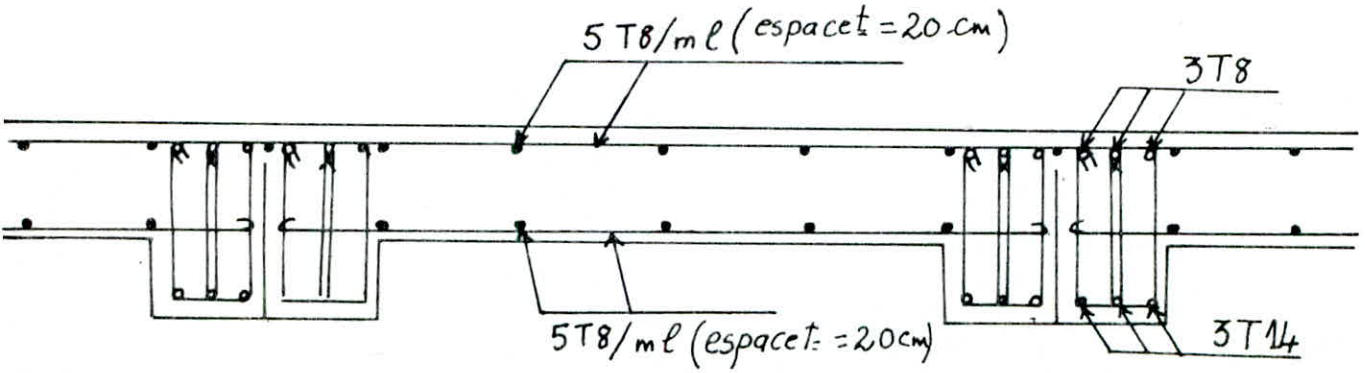
$$A_{min} = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A = \max(0,06 ; 0,97) = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$

* on adopte $A = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ dans les deux sens, avec un écartement $e = 20$ cm ds les deux sens.



predalle avant coulage de la table de compresion



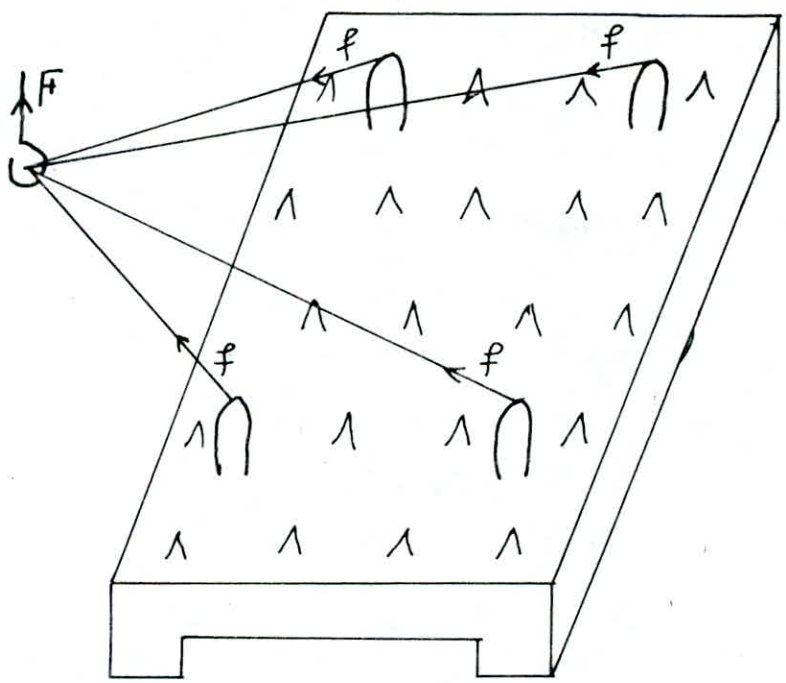
apres coulage

VII - SYSTEME DE LEVAGE ET D'ANCRAGE DANS LES PREDALLES

Les systemes doivent être Positionnés de telle sorte que l'on puisse proceder au levage sans avoir à agir sur l'équilibre du Palonnier.

Tous les boucles de levage doivent être ancrées sous les armatures Principales de la Predalle.

CALCUL DES BOUCLES DE LEVAGE



on applique un coefficient de sécurité $k = 1,5$

pour une boucle on a : $\sigma_a = \frac{Kf}{2S} = \frac{2Kf}{\pi \phi^2}$

S : section de la boucle

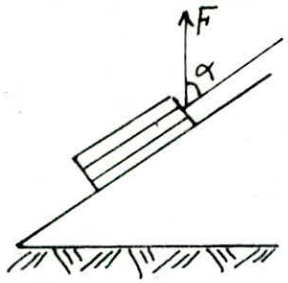
f : doit tenir compte des efforts Parasites qui peuvent ou non être superposés au poids de la predalle

$F = a \cdot k' \cdot P$

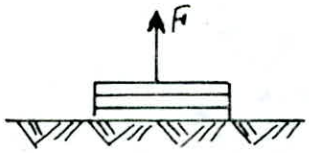
P : poids de la predalle.

K' : coeff tenant de l'orientation de F/plan de la Predalle

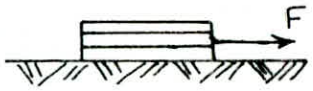
$P = 280 \times 3,36 = 940,8$ kg.



$\alpha > 45°$ $a=1$



F: effort normal
$a = 0,75$



F: effort tangentiel
$a = 3$

$F = a \cdot k \cdot P = 0,75 \times 1,70 \times 940,8$

$F = 1199,52$ kg.

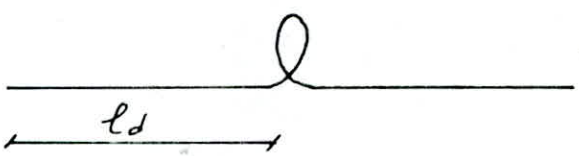
$f = F/4 = 299,88$ kg.

$$\sigma_a = \frac{k\,2f}{\pi \phi^2} \Rightarrow \phi = \left(\frac{K \cdot 2 \cdot f}{\pi \cdot \sigma_a}\right)^{1/2} = \left(\frac{1,5 \times 2 \times 299,88}{\pi \times 1600}\right)^{1/2} = 0,43 \text{ cm.}$$

$\phi = 0,43$ cm $\Rightarrow$ donc on prend ϕ_8 (Acier doux)

LONGUEUR D'ANCRAGE

$$l_d = \phi/4 \, \frac{\overline{\sigma_a}}{\overline{\tau_d}}$$



$\overline{\sigma_a}$: contrainte de traction admissible de l'acier
$\overline{\tau_d}$: " d'adherence admissible

$$\overline{\tau_d} = 1,25 \, \Psi_d \, \overline{\sigma_b}$$

$$\left.\begin{array}{l} \Psi_d = \dfrac{1,25}{\sqrt{2}} \, \eta_d \\ \text{Acier R.L} : \eta_d = 1 \end{array}\right) \longrightarrow \Psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} = 1,06$$

$\overline{\tau_d} = 1,25 \times 1,06 \times 5,9 = 7,82$ kg/cm^2

$l_d = \frac{0,8}{4} \times \frac{1600}{7,82} = 40,92$ cm

on prend $\underline{l_d = 45 \text{ cm.}}$

- ETUDE AU VENT -

I- INTRODUCTION

Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dependent des caracteristiques aérodynamique et mécaniques de la construction, en tout Premier lieu de la periode du mode fondamental d'oscillations de la structure dans la direction étudiée.

Les oscillations Paralléles à la direction du vent se Produisent sous l'action des rafales, il existe une interraction dynamique entre les fores engendrées par les accélerations et décélerations irrégulieres, répeteés et variables en durée

Il en resulte une agravation des deformations par suite des oscillations.

Les actions du vent sur les differentes Parois d'une construction admettent une resultante géometrique $\vec{R}$ dans la direction differe generalement de celle du vent.

Cette resultante R peut se decomposer en trois forces :

- La Premiére selon la direction du vent dans un Plan horizontal c'est la traineé T
- La deuxieme perpendiculaire à la Premiere dans le Plan horizontal c'est la Dérive L
- La derniere suivant une direction verticale ascendante c'est la Portance U

II- DETERMINATION DE LA TRAINEE : T

L'effort de traineé est le Plus important, c'est lui qui conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Grand côté de la base : $a = 25,40$ m.
- Petit côte de la base : $b = 19,20$ m.
- Hauteur totale offerte au vent $h = 26,70$ m.

L'effort de traineé est donneé par la formule suivante.

$$\boxed{T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d}$$ voir (Annexe 8-42)

II-1 Coefficient de traineé : C_t

Dans un ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse il est fixeé à : $\boxed{C_t = 1,3\ \gamma_0}$ (N.V 65 2-161-1 commentaire

γ_0 est un coeff. dependant des rapports de dimensions, sa valeur est donneé par le diagramme R-III-5 du N.V 65.

Pour un vent ⊥ à la face a :

$$\left.\begin{aligned} \lambda_a = h/a = \frac{26,70}{25,40} &= 1,051 \\ \frac{b}{a} = \frac{19,20}{25,40} &= 0,756 \end{aligned}\right\} \longrightarrow \gamma_0 = 1 \longrightarrow C_t = 1,3$$

Pour un vent ⊥ à la face b :

$\lambda_b = h/b = \frac{26,70}{19,20} = 1,39$
$b/a = 0,756$
$\Big\} \longrightarrow \gamma_0 = 1 \longrightarrow C_t = 1,3$

II-2 Coeff de majoration dynamique β.

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

$\boxed{\beta = \theta(1 + \xi\tau)}$ voir (1.51 NV 65)

- θ est un coeff global, il dépend du type de la construction ; pour un bâtiment à usage d'habitation il dépend du côté Hs du sommet (acrotère comprise)
$Hs = 26,70\ m \leq 30\ m \longrightarrow \theta = 0,7$

- τ coeff de Pulsation, il est déterminé à chaque niveau, il est donné par l'échelle fonctionnelle de la figure R-III-4 NV. 65
$H = 26,70\ m \longrightarrow \tau = 0,336$

- ξ coeff de reponse, il est donné, en fonction de la Période Propre T, par le diagramme de la figure R-III-3 (NV-65)
La période propre T est exprimée par :

$\boxed{T = \frac{0,08h}{\sqrt{l_x}} \sqrt{\frac{h}{l_x + h}}}$ (Annexe 4.532 NV-65)

Vent agissant longitudinalement (x-x)

$T_L = \frac{0,08 \times 26,70}{\sqrt{25,40}} \sqrt{\frac{26,70}{25,40 + 26,70}} = 0,303$ seconde $\longrightarrow \xi_L = 0,20$

Vent agissant transversalement (y-y)

$T_t = \frac{0,08 \times 26,70}{\sqrt{19,20}} \sqrt{\frac{26,70}{19,20 + 26,70}} = 0,372$ seconde $\longrightarrow \xi_t = 0,27$

$\beta_L = 0,7(1 + 0,20 \times 0,336) = 0,747 \longrightarrow \beta_L = 1$

$\beta_t = 0,7(1 + 0,27 \times 0,336) = 0,763 \longrightarrow \beta_t = 1$

II-3 Coeff de réduction des Pressions dynamiques : δ

Ce coeff. 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 (NV. 65)
pour $0 \leq H \leq 30 \longrightarrow \delta = 0,775$

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.

$$q = k_s . k_m . q_H$$

Effet de site K_s

Hydra est classé en zone II, le coeff. de site Ks et defini par les regles NV-65.

Zone II
site exposé $\Rightarrow k_s = 1,3$

Effet de masque K_m.

Nous supposons que notre batiment n'est pas abrité par une autre construction succeptible de lui fournir un effet de masque, et par conséquent $K_m = 1$

Pression dynamique q_H

La pression dynamique q_H agissant à la hauteur H au dessus du sol peut être lue dans le tableau de la figure C-III-4 (NV-65).

II-5 Largeur du maitre couple : d.

le maitre couple est la projection orthogonale de la surface considérée de la construction

- Vent agissant ds le sens longitudinal $d = b = 19,20$ m.
- " " " " " transversal $d = a = 25,40$ m.

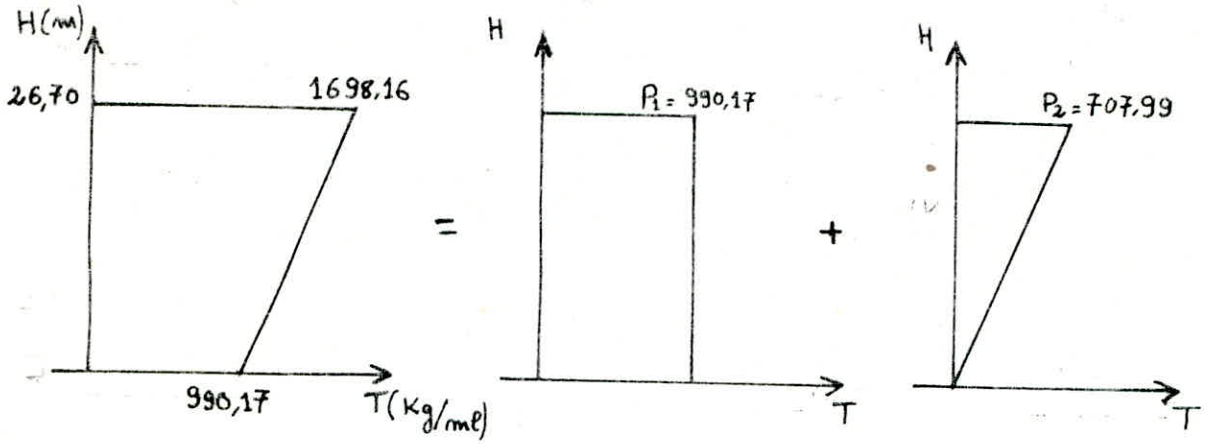
La traineé est fonction de la hauteur H du niveau considéré, Pour celà on tracera une courbe representative de l'effet de traineé en fonction de H, en differents points qu'on choisit :
H = 0 ; 5m ; 10m ; 15m ; 20m ; 25 ; 26,70 m.

Les valeurs de l'effort de traineé sont representeés dans les tableaux suivants, et ceci selon les Deux directions.

H(m)	C_t	ε longi	ε trans	C	θ	β	δ	Ks	q_H (Kg/m²)	q (Kg/m²)	d(m) longi	d(m) trans	traineé:T (Kg/m) longitudi	traineé:T (Kg/m) transvers
0	1,3	0,20	0,27	0,36	0,7	1	0,775	1,3	52,5	68,25	19,20	25,40	990,171	1341,35
5	1,3	0,20	0,27	0,36	0,7	1	0,775	1,3	61,5	79,95	19,20	25,40	1159,91	1571,30
10	1,3	0,20	0,27	0,36	0,7	1	0,775	1,3	70	91	19,20	25,40	1320,23	1788,46
15	1,3	0,20	0,27	0,36	0,7	1	0,775	1,3	77,5	100,75	19,20	25,40	1459,73	1974,93
20	1,3	0,20	0,27	0,36	0,7	1	0,775	1,3	83	107,9	19,20	25,40	1561,23	2112,3
25	1,3	0,20	0,27	0,36	0,7	1	0,775	1,3	88,5	115,05	19,20	25,40	1662,47	2249,35
26,70	1,3	0,20	0,27	0,36	0,7	1	0,775	1,3	90,4	117,52	19,20	25,40	1698,16	2297,65

VENT AGISSANT LONGITUDINALEMENT

Vent normal



Déterminant l'effort resultant à la base:

Diagramme (1) →
$H_1 = P_1 \times h = 990,17 \times 26,70 = 26,44\ t$
$M_1 = H_1 \times \frac{h}{2} = 26,44 \times \frac{26,70}{2} = 352,94\ t.m.$

Diagramme (2) →
$H_2 = \frac{P_2 \times h}{2} = \frac{707,99 \times 26,70}{2} = 9,45\ t$
$M_2 = H_2 \times h \times 2/3 = 168,24\ t.m$

Alors: $H_N = H_1 + H_2 = 35,89$ tonnes

$M_N = M_1 + M_2 = 521,18\ t.m.$

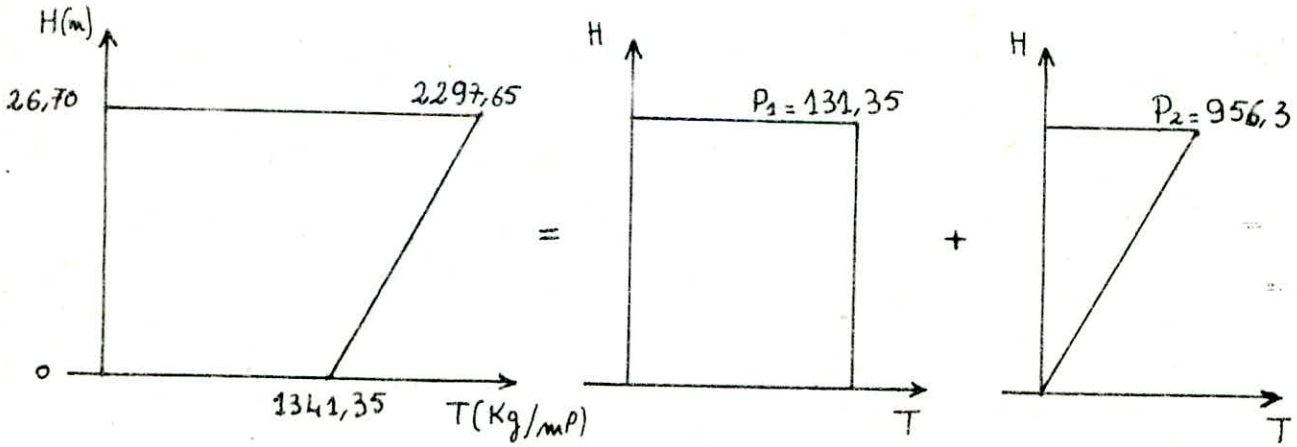
Vent extréme :

$Ve = 1,75\ V_N$ Alors: $He = 35,89 \times 1,75 = 62,80\ t$

$Me = 521 \times 18 \times 1,75 = 912,06\ t.m$

VENT AGISSANT TRANSVERSALEMENT

Vent normal



Déterminant l'effort resultant à la base

Diagramme (1) → $H_1 = P_1 \times h = 1341,35 \times 26,70 = 35,81$ t
$M_1 = H_1 \times h/2 = 35,81 \times \frac{26,70}{2} = 478,11$ t·m

Diagramme (2) → $H_2 = P_2 \times h/2 = 956,3 \times \frac{26,70}{2} = 12,76$ t
$M_2 = H_2 \times h \times 2/3 = 227,24$ t·m

Alors : $H_N = H_1 + H_2 = 48,57$ t
$M_N = M_1 + M_2 = 705,35$ t·m

Vent extreme

$V_e = 1,75\ V_N$ Alors : $H_e = 84,99$ t
$M_e = 1234,36$ t·m

III- DETERMINATION DE L'EFFORT DERIVE : L

La force de derive prend en compte l'action des tourbillons de Bénerd-Karman qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent.

Les Périodes sont : $T_L = 0,303$/second
$T_t = 0,372$ "

T_K = la Periode des tourbillons ;
il y'a résonance si $T_K = T$ (dans la direction étudiée)

$T_K = T = \frac{d}{S \cdot V}$

V : vitesse du vent
d : largeur du maitre couple
S : nombre de STROUHAL Varie entre 0,25 et 0,30

Vitesse critique :

- sens longitudinal : $V_{cr} = \frac{19,20}{0,25 \times 0,303} = 253,46$ m/s > 25 m/s

- sens transversal : $V_{cr} = \frac{25,40}{0,25 \times 0,372} = 273,12$ m/s > 25 m/s

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance. on admet arbitrairement qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s ; il était inutile de faire un calcul à la resonance et à la deriv
(Annexe - 8-31 NV-65)

IV- DETERMINATION DE LA PORTANCE : U

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

IV-1 Coeff de portance : C_u

$C_u = C_i - C_e$

C_i est coeff de surpresion interieure sur la terrasse
la permeabilite $\mu < 5 \Rightarrow$ Construction fermée (2-141 NV. 65)
$C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,6(1,8 - 1,3 \times 1) = 0,3$

Ce : coeff de pression exterieure sur la terrasse.

$\alpha = 0$
$\gamma_0 = 1$ $\Big) \rightarrow C_e = -0,5$ (2-131 NV.65)

$C_u = C_i - C_e = 0,3 - (-0,5) = 0,8$

IV-2 coefficient de dimension : δ (1-244 . NV-65)

La plus grande dimension de la surface offerte au vent est 25,40 m
La hauteur du Batiment est 26,70 m.
$\Rightarrow \delta = 0,775$.

IV-3 Pression du vent q

Pour $H = 25,70 \rightarrow q_H = 90,4 \text{ Kg/m}^2$
$q = K_s \cdot K_m \cdot q_H = 1,3 \times 1 \times 90,4 = 117,52 \text{ Kg/m}^2$

IV-4 Effort de Portance U

S = surface de la toiture $= 19,20 \times 25,40 - 5,8 \times 1,6 \times 2 = 469,12 \text{ m}^2$

$U_N = 9 C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u = 9 \times 0,8 \times 0,775 \times 117,52 \times 469,12 = 307630,88 \text{ Kg}$
$U_N = 307,63 \text{ t}$.

Vent extreme : $U_e = 1,75 \times U_N = 538,35 \text{ t}$

si on designe par G le poids total du batiment à vide, alors il faut verifier que $G > U_e \longrightarrow 3934 \text{ t} \gg 538,35 \text{ t}$ c'est verifiée.

REMARQUE :

Les forces de trainée sont nettement Plus faibles que celles dues au seisme.

L'effort tranchant à la base provoqué par l'effort de trainée :

- sens transversal : H = 84,99 t
- sens longitudinal : H = 62,80 t

L'effort tranchant à la base provoqué par le seisme :

- sens transversal : H = 836,40 t
- sens longitudinal H = 836,40 t

ETUDE DYNAMIQUE

I - Introduction:

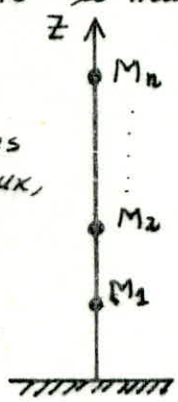
L'étude dynamique d'une structure est nécéssaire lorsque l'ouvrage à un élencement important.

Pour une étude dynamique l'essentiel est de Presenter la structure par un modele mathematique qui nous donne aussi que possible le comportement dynamique de la structure.

II - Choix du modele mathematique:

Pour notre ouvrage le modelle retenu est une console encastreé à l'une des extremités. Dans le cas où nous avons des dimensions en plan depassant 40 m, le modele mathematique retenu est un portique symetrique à deux traveés.

Pour cet ouvrage on poura choisir un systeme à masse concentreés au niveau des plan chers $M_1, M_2, M_3, \dots M_n$.



Si nous négligeons les effet des rotations de ces masses autour d'axes verticaux et horizontaux, et les deplacement verticaux des éléments soumis à une exitation horizontale,

Les deplacementsse reduisent donc à des translations horizontales dans le plan de la figure.

Le systeme presente alors autant de degrés de libérté que de masse en oscillation.

III - Exposé de la méthode RAYLEIGH:

Cette methode approcheé raméne l'étude de la structure reélle à une structure ne possedant qu'un seul degré de liberté.

Cette methode permet le calcul approché de la periode du Premier mode de vibration.

La methode de rayleigh est baseé sur le principe de conservation d'energie.

$$E_T = E_c + E_p = cte$$

E_c: énergie cinetique
E_p: " potentielle
E_T: " Totale.

$$E_{p\,max} = E_{c\,max} = K.$$

écrivons l'équation de l'oscillation de la i^{eme} masse.

$x_i = A_i \sin(\omega t + \varphi)$

A_i: amplitude
ω: pulsation propre du systeme
$P_i = m_i g$; (m_i = masse concentrée à la côte

$x_i' = A_i \omega \cos(\omega t + \varphi)$

$Ec_{max} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} m_i x_i'^2 = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{i=1}^{n} P_i A_i^2$; $g = 9,81 \ m/s^2$

$E_{Pmax} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} P_i A_i$

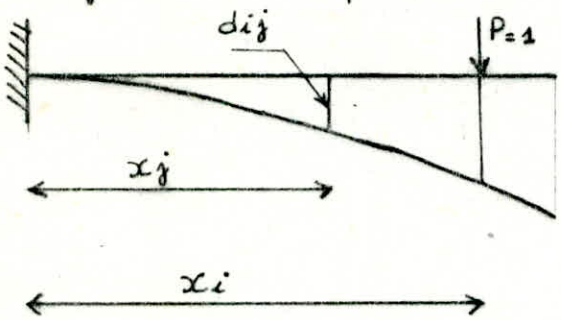
d'où Rayleigh a pu tirer l'expression de la Pulsation

$$\left.\begin{aligned} \frac{E_{Pmax}}{Ec_{max}} &= \frac{\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n} P_i A_i}{\frac{1}{2}\frac{\omega^2}{g}\sum_{i=1}^{n} P_i A_i^2} \\ \frac{E_{pmax}}{Ec_{max}} &= 1 \end{aligned}\right\} \Rightarrow \boxed{\omega^2 = \frac{g \sum_{i=1}^{n} P_i A_i}{\sum_{i=1}^{n} P_i A_i^2}}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega}.$$

où : $A_i = \sum_{j=1}^{n} P_j d_{ij}$

d_{ij} étant le déplacement en j resultant d'une force unitaire en i

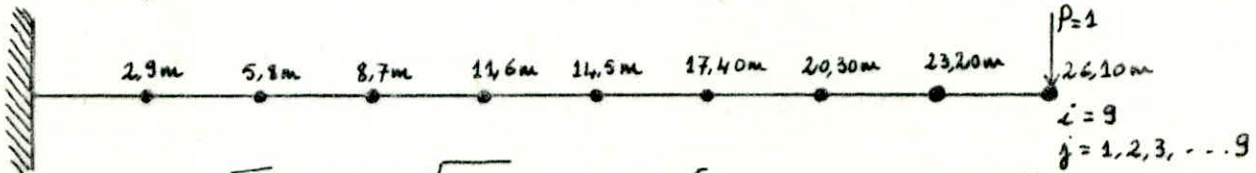


L'intégrale de Rayleigh est :

$$d_{ij} = \int_0^{x_j} \frac{M_j M_i}{EI} dx = \int_0^{x_j} \frac{(x_i - x)(x_j - x)}{EI} dx = \frac{1}{EI}\left[\frac{x_j^2}{2}\left(x_i - \frac{x_j}{3}\right)\right].$$

Calcul des deplacements unitaires d_{ij} :

on a neuf masses, concentrées



$E = 21000 \sqrt{\sigma_j'} = 21000 \sqrt{275} = 3,48 \cdot 10^5 \ Kg/cm^2 = 3,48 \cdot 10^6 \ t/m^2$

$I_x = \sum I_{xi} = 716,120 \ m^4$

$I_y = \sum I_{yi} = 78,114 \ m^4$

$$d_{91} = \frac{1}{EI}\left[\frac{\overline{2,9}^{2}}{2}\left(26,1 - \frac{2,9}{3}\right)\right] = \frac{105,68}{EI}$$

$$d_{92} = \frac{1}{EI}\left[\frac{\overline{5,8}^{2}}{2}\left(26,1 - \frac{5,8}{3}\right)\right] = \frac{406,48}{EI}$$

$$d_{93} = \frac{1}{EI}\left[\frac{\overline{8,7}^{2}}{2}\left(26,1 - \frac{8,7}{3}\right)\right] = \frac{870,60}{EI}$$

$$d_{94} = \frac{1}{EI}\left[\frac{\overline{11,6}^{2}}{2}\left(26,1 - \frac{11,6}{3}\right)\right] = \frac{1365,78}{EI}$$

$$d_{95} = \frac{1}{EI}\left[\frac{\overline{14,5}^{2}}{2}\left(26,1 - \frac{14,5}{3}\right)\right] = \frac{2235,66}{EI}$$

$$d_{96} = \frac{1}{EI}\left[\frac{\overline{17,4}^{2}}{2}\left(26,1 - \frac{17,4}{3}\right)\right] = \frac{3073,01}{EI}$$

$$d_{97} = \frac{1}{EI}\left[\frac{\overline{20,3}^{2}}{2}\left(26,1 - \frac{20,3}{3}\right)\right] = \frac{3983,54}{EI}$$

$$d_{98} = \frac{1}{EI}\left[\frac{\overline{23,2}^{2}}{2}\left(26,1 - \frac{26,1}{3}\right)\right] = \frac{4942,84}{EI}$$

$$d_{99} = \frac{1}{EI}\left[\frac{\overline{26,1}^{2}}{2}\left(26,1 - \frac{26,1}{3}\right)\right] = \frac{5926,53}{EI}$$

Nous donnerons l'ensemble des deplacements unitaires selon les deux directions dans les tableaux suivants:

(A) $d_{ij} \times 10^{-7}$ → SENS TRANSVERSALE

i \ j	1	2	3	4	5	6	7	8	9
9	0,43	1,65	3,55	6,05	9,05	12,44	16,12	20,01	24,00
8	0,38	1,45	3,11	5,26	7,82	10,66	13,71	16,85	20,01
7	0,33	1,25	2,67	4,48	6,58	8,88	11,29	13,71	16,12
6	0,28	1,05	2,22	3,69	5,35	7,11	8,88	10,66	12,44
5	0,23	0,86	1,78	2,90	4,11	5,35	6,58	7,82	9,05
4	0,18	0,66	1,33	2,11	2,90	3,69	4,48	5,26	6,05
3	0,13	0,46	0,89	1,33	1,78	2,22	2,67	3,11	3,55
2	0,08	0,26	0,46	0,66	0,86	1,05	1,25	1,45	1,65
1	0,03	0,08	0,13	0,18	0,23	0,28	0,33	0,38	0,43

(13) $d_{ij} \times 10^{-7}$ → SENS LONGITUDINALE

i \ j	1	2	3	4	5	6	7	8	9
9	3,92	15,08	32,52	55,51	82,96	114,03	147,82	183,41	219,91
8	3,47	13,27	28,51	48,27	71,27	97,74	125,64	154,45	183,41
7	3,02	11,46	24,43	41,03	60,33	81,45	103,47	125,64	147,82
6	2,56	9,65	20,36	33,79	49,02	65,16	81,45	97,74	114,03
5	2,11	7,84	16,29	26,55	37,71	49,02	60,33	71,27	82,96
4	1,66	6,03	12,22	19,31	26,55	33,79	41,03	48,27	55,51
3	1,21	4,22	8,14	12,22	16,29	20,36	24,43	28,51	32,58
2	0,75	2,41	4,22	6,03	7,84	9,65	11,46	13,27	15,08
1	0,3	0,75	1,21	1,66	2,11	2,56	3,02	3,47	3,92

Calcul des A_i :

$A_1 = P_1 d_{11} + P_2 d_{12} + \dots + P_9 d_{19}$

Masse (niveau terrasse) . . . = 584,27 t

Masse (niveau 8ème etage) . . . = 610 t

Masse (niveaux 7ème ... 1er étage) = 615,58 t

a- sens transversale

$A_1 = 10^{-7} \times 9,81 \left[615,58 (0,03 + 0,08 + 0,13 + 0,18 + 0,23 + 0,33 + 0,28) + 0,38 \times 610 + 584,27 \times 0,43 \right] = 0,0012$

A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	A_6	A_7	A_8	A_9
0,0012	0,0046	0,0096	0,0158	0,0297	0,0307	0,0389	0,0471	0,0555

b- sens longitudinale

A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	A_6	A_7	A_8	A_9
0,0113	0,0422	0,0882	0,1456	0,2109	0,2820	0,3563	0,4319	0,5087

Calcul des périodes :

$g = 9,81 \ m/s^2$

a- sens transvrsale :

$\sum_{i=1}^{9} P_i A_i = 1388,02$

$\sum_{i=1}^{9} P_i A_i^2 = 53,29$

$\rightarrow \omega = \sqrt{g \frac{\sum P_i A_i}{\sum P_i A_i^2}} = 15,98 \ rd/s$

$\Rightarrow T_t = \frac{2\pi}{\omega} = 0,3932$ seconde

b- sens longitudinale

$\sum_{i=1}^{9} P_i A_i = 1236,38$

$\sum_{i=1}^{9} P_i A_i^2 = 438,55$

$\rightarrow \omega = \sqrt{g \frac{\sum P_i A_i}{\sum P_i A_i^2}} = 16,63 \ rd/s$

$\Rightarrow T_L = \frac{2\pi}{\omega} = 0,3778$ seconde

_ ETUDE AU SEISME _

I) Introduction :

L'etude au seisme a pour but de prémunir tout ouvrage contre les néfastes effets d'un seisme, toutefois celle-ci ne sera pas pour autant efficace que si les regles normales de construction n'ont pas été negligées.

Dans notre étude présente, (comme il nous a été demandé) on calculera les actions sismiques données par le "PS 69" et celles données par le "RPA 81" et nous ferons une comparaison theorique des efforts.

II) Reglement utilisé : "RPA 81" (version 1983)

Le but du "RPA 81" est de prévoir les mesures necessaires à la conception des constructions de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens materiels.

Action Sismique :

1_ Force sismique minimum (formule de base) :

La force sismique horizontale totale agissante non simultanément dans la direction de chaque axe principal de la structure est calculée conformément à la formule suivante :

$$\boxed{V = ADBQW}$$ (Article 3.3.1 Page 27)

2 - Definition et valeurs des coefficients A, D, B, Q, W :

2_1 : coefficient d'accélération des zones A :

groupe d'usage 2
zone II
} ⇒ $\boxed{A = 0,15}$

(voir tableau 1 : Page 30)

2-2 : Facteur d'amplification dynamique D :

D : est determiné d'aprés le type de sol en fonction de la periode T du batiment.

* sens longitudinal :

on a : $T = \frac{0,09\,H}{\sqrt{L}}$ (Art 3.3.1.2.2 Page 33)

H = hauteur du batiment
L = dimension longitudinal du batiment

on : $H = 26,70\ m$, $L = 25,40\ m$ $\Rightarrow T = \frac{0,09 \times 26,70}{\sqrt{25,40}} = 0,476\ s$

d'ou : $D = 2\sqrt{\frac{0,5}{T}} = 2,04$

* sens transversal :

$T = 0,548\ s \Rightarrow D = 1,91$

donc on prendra : $\boxed{D = 2}$

2-3 : Facteur de comportement de la structure B :

IL depend du type de la structure et de la nature de ses contreventements.
Nous avons une structure à voiles porteurs (categorie 5) d'ou :

$\boxed{B = 1/3}$ (Tableau 2 Page 35)

2-4 : Facteur de Qualité : Q

La valeur de Q devra être determinée par la formule

$$\boxed{Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q}$$ (Art 3.3.1.4 Page 37)

P_q : pénalité qui depend de l'observation ou non du critère de qualité q.

Le systeme resistant aux forces horizontales ne satisfait pas les conditions 2, 5, 6 du tableau 3 de la Page 39, cependant les conditions 1, 3, 4 sont satisfaites d'ou:

$$\boxed{Q = 1,3}$$ (voir Annexe)

2_5: Poids de la structure W:

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

on aura $W = 5808\ t$

* Action sismique longitudinal:
$V_\ell = A D_\ell B Q W = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{3} \times 1,3 \times 5808$
$V_\ell = 755\ t$

* Action sismique transversal:
$V_t = A D_t B Q W = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{3} \times 1,3 \times 5808$
$V_t = 755\ t$

d'ou: $V = V_\ell = V_t = 755\ t$.

3 _ Distribution des forces latérales en hauteur:

La force laterale "V" sera distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$\boxed{V = F_t + \sum_{i=1}^{9} F_i}$$ (Art 3.3.3 Page 42)

tel que: F_t = force concentrée au sommet de la structure dont la valeur est $F_t = 0,07\,T\,V$ (T en secondes)
de plus le RPA stipule que F_t peut être prise égale à zéro lorsque $T \leq 0,7 p$; ce qui est notre cas donc $F_t = 0 \Longrightarrow V = \sum_{i=1}^{9} F_i$ et de ce fait, l'effort horizontal total V sera distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i} = \frac{V W_k h_k}{\sum_{i=1}^{9} W_i h_i}$$

F_k = effort horizontal au niveau K

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

h_i, h_K : hauteur à partir de la base au niveau i et k en metre.

$i = 1$ ⟶ 1er niveau

$i = n$ ⟶ dernier niveau.

Remarque : L'encastrement du batiment est supposé au niveau du RDC ; la présence des voiles peripheriques font de ce plancher un caisson indeformable.

NB: Les valeurs qui sont données dans le tableau suivant, repvresentent aussi bien la bistribution des forces laterales dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

Niv	W_k (t)	h_k (m)	$W_k h_k$ (t.m)	$\frac{W_k h_k}{\Sigma W_i h_i}$	F_k (t)	F_k cumulé (t)	Δh_i (m)	Moment $F_k \cdot \Delta h_i$	Moment Cumulé (t.m)
T=9	584,27	26,10	15249,45	0,19	145,03	145,03	2,90	0	0
8	610	23,20	14152,0	0,18	134,59	279,62	"	420,59	420,59
7	615,58	20,30	12496,27	0,16	118,84	398,47	"	810,90	1231,49
6	"	17,40	10711,09	0,13	101,87	500,33	"	1155,56	2387,05
5	"	14,50	8925,91	0,11	84,89	585,22	"	1450,96	3838,01
4	"	11,60	7140,73	0,09	67,91	653,13	"	1697,14	5535,15
3	"	8,70	5355,55	0,07	50,93	704,06	"	1894,08	7429,22
2	"	5,80	3570,36	0,04	33,96	738,02	"	2041,77	9471,00
1	"	2,90	1785,18	0,02	16,98	755,0	"	2140,26	11611,26
Σ	/	/	79386,54	/	/	/	/	21895,0	13800,76

Repartition des forces sismiques Par niveau

III Calcul Sismique selon "PS 69"

La vérification de stabilité d'un batiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la consideration de systeme de forces fictifs dont les effets sont sencés équivaloir à ceux de l'action sismiques.

les systemes équivalents résultent de la combinaison:

1 - d'un systeme de forces élémentaires horizontales S_H:

L'intensité de la force horizontale agissante sur un élément donné dans la direction ox est: $\boxed{S_H = \sigma_x W}$

W = poids de la structure = $G + P/5$.

σ_x = coefficient sismique de l'élement pour la direction ox

$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta$.

2 - d'un systeme de forces élémentaires verticales S_V:

L'instensité de la force verticale agissante sur un élément donné est égale à: $\boxed{S_V = \pm \sigma_V W}$

σ_V = coefficient sismique (qui sera defini plus loin)

3 - d'un systeme de couple de torsion d'ensemble S_T:

Le centre de torsion, de notre batiment composé de refends transversaux et longitudinaux, ne coincide pas avec le centre geometrique du plancher situé à un niveau: il y a donc "Torsion" (voir "distribution des efforts sur les refends")

4- Coefficients sismiques dans les directions horizontales:

Le coefficient sismique σ_x pour la direction Ox est égal à:

$$\sigma_x = \alpha . \beta . \gamma . \delta$$ (Art 3-112-11 Page 81)

- α = coefficient d'intensité (PS 69 Page 11)

notre cas: ALGER: zone moyenne sismicité $\alpha = 1$

- β = coefficient de réponse

Conformément aux compléments parasismique algérien aux règles "PS 69" pour les batiments courants à voiles, l'amortissement sera considere comme moyen avec:

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$$ avec: T = période d'oscillation du mode fondamental dans la direction fixée.

Pour un contreventement par voiles en Beton armé (PS Page 99)

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

H = hauteur du batiment (m) à partir de l'encastrement.
L_x = dimenssion en plan du batiment dans la direction considerée (m)
T = periode (s)

dans notre cas: $H = 26,70$ m
$L_x = 25,40$ m
$L_y = 19,20$ m

d'ou: sens longitudinal (x-x) $T = 0,30$ s $\Rightarrow \beta_x = 0,126$
sens transversal (y-y) $T = 0,37$ s $\Rightarrow \beta_y = 0,118$

- γ = coefficient de distribution (Art 3,112_14 PS 69)

Dans les constructions courantes de flexibilité normale, il est permis d'assimiler la déformée du systeme à une droite de formule:

$$\gamma(h) = h \frac{\Sigma Z M(z)}{\Sigma Z^2 M(z)}$$

M(z): masse concentrée à la côte z.

Pour les valeurs de $\gamma(h)$ voir tableau ci-aprés:

Niveau	Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1
Z	26,10	23,20	20,30	17,40	14,50	11,60	8,70	5,80	2,90
Z^2	681,21	538,24	412,09	302,76	210,25	134,56	75,69	33,64	8,41
$M(z)$	629,44	652,42	661,56	661,56	661,56	661,56	661,56	661,56	661,56
$Z\,M(z)$	16428,33	15136,14	13429,67	11511,14	9592,62	7674,10	5755,57	3837,05	1918,52
$Z^2 M(z)$	428780,82	351158,54	272622,26	200293,91	139092,99	89019,51	50073,48	22254,88	5563,72
$\frac{\Sigma Z M(z)}{\Sigma Z^2 M(z)}$	0,0547								
$\gamma(h)$	1,43	1,27	1,11	0,95	0,79	0,63	0,48	0,32	0,16

NB : Les valeurs de $M(z)$ (charges soumise à l'action sismique : $W = G + P/5$) sont tirées de la Page 12

- δ = coefficient de fondation (PS 69 Page 95)

Terrain de consistance moyenne, mode de fondation radier général donc $\boxed{\delta = 1}$

5- Coefficient sismique dans le sens vertical :

Le reglement "PS 69" définit un coefficient sismique dans la direction vertical égale à : $\boxed{\sigma_V = \max\left(\alpha \beta_{ox} \gamma \delta ; \alpha \beta_y \gamma \delta\right)}$

Calcul de σ_{xx} et σ_{yy} :

$\sigma_{xx} = \alpha \beta_{xx} \delta \gamma(h) = 1 \times 0,126 \times 1 \times \gamma(h) = 0,126\ \gamma(h)$

$\sigma_{yy} = \alpha \beta_{yy} \delta \gamma(h) = 1 \times 0,118 \times 1 \times \gamma(h) = 0,118\ \gamma(h)$

Determination des forces sismiques :

Ces forces sont obtenues à partir de la relation : $\boxed{F_H = \sigma_H W}$

Soit le tableau de la page suivante donnant les efforts d'ensembles dûs au seisme à chaque niveau :

Niveau	$\gamma(h)$	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_H	$W_{(t)}$	$F_{H\,(t)}$	$F_{H\,(t)\,\text{cumulé}}$	$h_{(m)}$	Moment cumulé (t.m)
T= 9	1,43	0,180	0,168	0,180	629,44	113,30	113,30	26,10	0,00
8	1,27	0,160	0,149	0,160	652,42	104,39	217,69	23,20	328,57
7	1,11	0,139	0,131	0,139	661,56	91,96	309,65	20,30	959,87
6	0,95	0,119	0,112	0,119	"	78,73	388,38	17,40	1826,89
5	0,79	0,099	0,093	0,099	"	65,49	453,87	14,50	2953,19
4	0,63	0,079	0,074	0,079	"	52,26	506,13	11,60	4269,41
3	0,48	0,060	0,056	0,060	"	39,69	545,82	8,70	5741,19
2	0,32	0,040	0,037	0,040	"	26,46	572,28	5,80	7169,49
1	0,16	0,020	0,018	0,020	"	13,23	585,51	2,90	8979,68
RDC	0	0	0	0	577,3	0	585,51	0	10677,66

Repartition des forces sismiques à chaque niveau.

Etude comparative

En comparant les valeurs donnees dans les tableaux des Pages 46 et 51 ; on remarque que les efforts donnés par le RPA 81 sont superieurs à ceux du PS 69.

Pour cela, on se contentera uniquement du calcul suivant le RPA 81.

LES INERTIES EQUIVALENTES

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

I_1; I_2 sont les moments d'inertie de chaque élément de refend

I : moment d'inertie du refend complet

m : moment statique de chacun des elements de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

c : demi-distance entre les deux centres de gravités des deux éléments de refend

Ψ_0 : coefficient donné par l'abaque (B-23b - M. Diver)

$\alpha = \omega\tau$ (avec α degré de concordance)

i : inertie du linteau

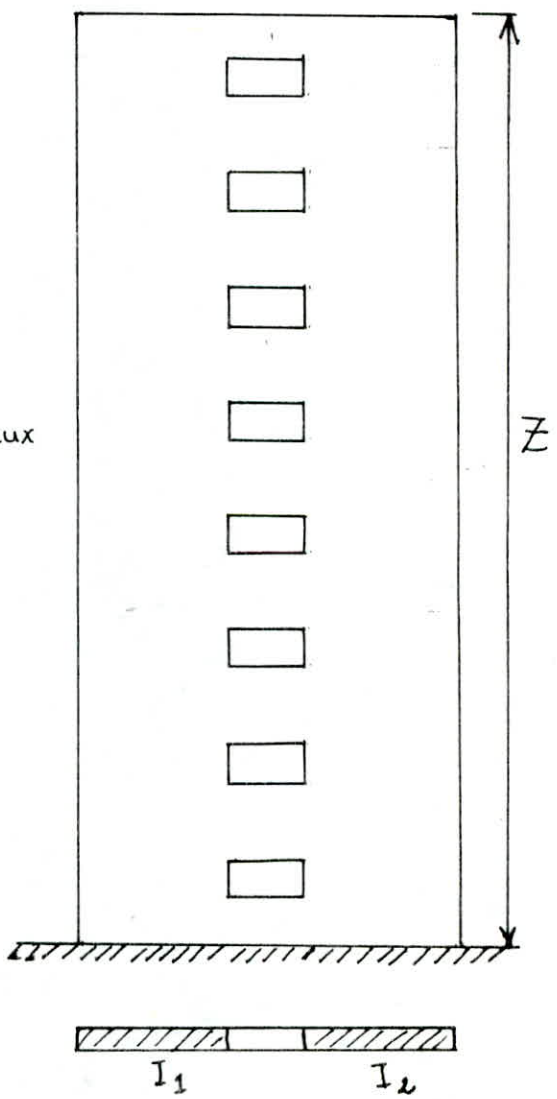
h : hauteur de l'etage

a : demi-portée de l'ouverture

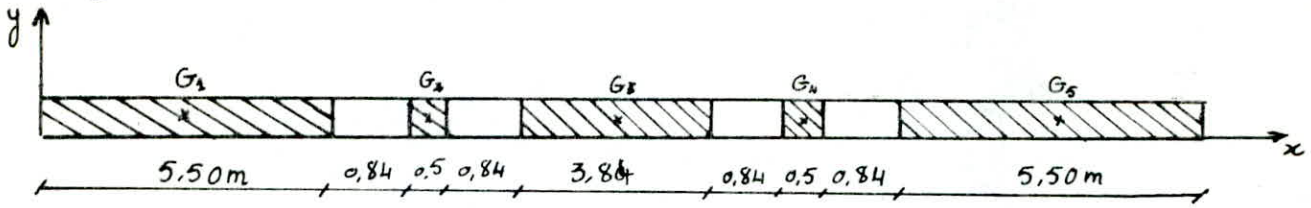
Z : hauteur du Batiment

Ω_1, Ω_2 section des deux elements (les deux trumeaux)

Ie : Inertie équivalente du refend.



Le voile V_2:



Ω (ouvertures) $= 4 \times 0,84 \times 0,20 = 0,67$

$\frac{\Omega(\text{ouvertures})}{\Omega(\text{total})} = \frac{0,67}{3,84} = 18\% \Rightarrow$ voile avec ouvertures (voir M. DIVER P. 98)

Determination des sections:

$\Omega_1 = 0,2 \times 5,5 = 1,10 m^2 = \Omega_5$
$\Omega_2 = 0,2 \times 0,5 = 0,1 m^2 = \Omega_4$
$\Omega_3 = 0,2 \times 3,8 = 0,76 m^2$

$x_{G_1} = 2,75$ m
$x_{G_2} = 5,50 + 0,84 + \frac{0,5}{2} = 6,59$ m
$x_{G_3} = 5,50 + 2 \times 0,84 + 0,5 + 3,8/2 = 9,58$ m
$x_{G_4} = 5,50 + 2 \times 0,84 + 0,5 + 3,80 + \frac{0,5}{2} = 12,57$ m.
$x_{G_5} = 16,41$ m

$$x_G = \frac{\sum \Omega_i x_{G_i}}{\sum \Omega_i} = 9,58$$

Determination de l'inertie totale:

$$I = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + \Omega_1 \overline{GG_1}^2 + \Omega_2 \overline{GG_2}^2 + \Omega_3 \overline{GG_3}^2 + \Omega_4 \overline{GG_4}^2 + \Omega_5 \overline{GG_5}^2$$

$I_1 = \frac{0,2 \times \overline{5,5}^3}{12} = 2,7729 m^4 = I_5$
$I_2 = \frac{0,2 \times \overline{0,5}^3}{12} = 2,0833 \cdot 10^{-3} m^4 = I_4$
$I_3 = \frac{0,2 \times \overline{3,8}^3}{12} = 0,9145 m^4$

$\Big\} I_0 = \sum I_i = 6,4644 m^4$

$\Omega_1 \overline{GG_1}^2 = 1,10 \left(\frac{3,8+5,5}{2} + 0,84 \times 2 + 0,5 \right)^2 = 51,31 m^4 = \Omega_5 \overline{GG_5}^2$

$\Omega_2 \overline{GG_2}^2 = 0,10 \left(\frac{5,5+3,8}{2} + 0,84 \right)^2 = 0,894 m^4 = \Omega_4 \overline{GG_4}^2$

$\Omega_3 \overline{GG_3}^2 = 0$

$\sum \Omega_i \overline{GG_i}^2 = 104,41 m^4 \Rightarrow I_{0\,total} = 110,87 m^4$.

$$\omega^2 = \frac{6E}{\rho h I_0} \left[\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2}{a_2^3} + \frac{i_3 C_3^2}{a_3^3} + \frac{i_4 C_4^2}{a_4^3} \right]$$

$a_1^3 = a_2^3 = a_3^3 = a_4^3 = 0,074\ m^3$

$C_1 = \frac{1}{2}\left(\frac{5,6+0,5}{2} + 0,84\right) = 1,92\ m = C_4$

$C_2 = \frac{1}{2}\left(\frac{0,5+3,8}{2} + 0,84\right) = 1,5\ m = C_3$

$i_1 = i_2 = i_3 = i_4 = \frac{0,20 \times \overline{0,73}^3}{12} = 6,48 \cdot 10^{-3}\ m^4$

$$\omega^2 = \frac{6.}{2,90 \times 6,4644}\left[\frac{2 \times 6,48 \cdot 10^{-3} \times \overline{1,92}^2}{0,074} + \frac{2 \times 6,48 \cdot 10^{-3} \times \overline{1,50}^2}{0,074}\right] = 0,30$$

$\omega = 0,547$

d'où $\alpha = \omega t = 0,547 \times 26,70 = 14,60$

$\alpha = 14,60 \longrightarrow \Psi_0 = 0,57$ (voir M. Diver abaque B 23b Page 105)

$$I_e = \frac{I}{8\frac{I}{I_0}\frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1} = \frac{110,87}{8 \times \frac{110,87}{6,4644} \times \frac{0,57}{\overline{14,6}^2} + 1} = 81,11\ m^4$$

.Nous resumerons les inerties équivalentes de tous les voiles dans le tableau suivant:

	Voile	m (m³)	I_0 (m⁴)	ω	α	Ψ_0	Ie (m⁴)
voiles longitudinaux	6 A'	/	0,3544	2,73	72,98	0,7	21,18
	7 E	/	0,2275	4,68	125,04	0,7	21,18
	8 C	/	/	/	/	/	14,75
	9 B'	/	/	/	/	/	3,97
	10 B_2	/	/	/	/	/	0,55
	11 B_1	0.18	0,3934	1,91	51,04	0,7	0,387
	13 D'	/	/	/	/	/	0,15
	15 C'	0,12	$9,14 \cdot 10^{-3}$	19,95	532,67	0,7	0,13
voiles transversaux	1	/	/	/	/	/	117,96
	2	/	6,4644	0,55	14,60	0,57	81,11
	3	/	1,99	1,08	28,84	0,62	70,42
	4	/	6,01	1,46	38,98	0,61	86,48
	5	/	/	/	/	/	3,42
	12 4'v	/	/	/	/	/	0,15
	14 4'a	/	/	/	/	/	0,23

CENTRE DE TORSION

METHODE SIMPLIFIEE DU CENTRE DE TORSION

On considere les memes axes x'-x et y'-y établis Pour la determination du centre de masse

Le centre de torsion Peut être considéré comme le centre de gravité des moments d'inerties des refends calculés Préalablement.

Il se calcule par les formules classiques du barycentre:

$$x_T = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad y_T = \frac{\sum I_{yi} y_i}{\sum I_{yi}}$$

Nous resumerons L'ensemble des résultats dans les tableaux suivants:

CENTRE DE TORSION DES ELEMENTS LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX

Voiles	I_{yi} (m^4)	y_i (m)	$I_{yi} y_i$
V_{L6}	21,18	17,50	370,65
V_{L7}	21,18	1,7	36
V_{L8}	14,75	9,60	141,6
$V_{L8'}$	14,75	9,60	141,6
V_{L9}	3,97	11,40	45,26
$2V_{L10}$	0,55	12,60	6,93
$2V_{L10'}$	0,55	6,60	3,63
$2V_{L11}$	0,387	12,60	4,87
$2V_{L11'}$	0,387	6,60	2,55
V_{L13}	0,15	5,45	0,82
V_{L15}	0,13	7,7	1
$V_{L15'}$	0,13	3,85	0,5
$\sum$	78,114		755,41

Voiles	I_{xi} (m^4)	X_i (m)	$I_{xi} X_i$
V_{t1}	117,96	25,20	2972,59
V_{t2}	81,11	22,20	1800,64
V_{t3}	70,42	18,6	1309,81
V_{t4}	86,48	15,60	1349,08
$V_{t4'}$	86,48	9,60	830,20
$V_{t3'}$	70,42	6,60	464,77
V_{t5}	3,42	12,60	43,09
V_{t14}	0,23	13,60	3,13
$V_{t14'}$	0,23	11,60	2,66
V_{t12}	0,15	13,60	2,04
$V_{t12'}$	0,15	11,60	1,74
$V_{t2'}$	81,11	3	243,33
V_{t1}	117,96	0	0
$\sum$	716,12		9023,112

$$y_T = \frac{\sum I_{yi} y_i}{\sum I_{yi}} = 9,67 \text{ m}$$

$$x_T = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} = 12,60 \text{ m}$$

CENTRE DE MASSE DES ETAGES

	M_i (t)	x_G (m)	y_G (m)
Niveau Terrasse	629,44	11,85	8,98
8ème etage	6,52,42	11,52	9,68
7ème ... 1er etage	661,56	12,49	9,60
RDC	578	12,47	9,70

CALCUL DES EXCENTRICITES

excentricité transversale . . $e_t = x_G - x_T$
excentricité Longitudinale . . $e_L = y_G - y_T$

on dresse ci dessous un tableau Pour donner L'excentricité aux niveaux desPlanchers denotre batiment.

	T	8ème	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1er	RDC
x_G	11,85	11,52	12,49	12,49	12,49	12,49	12,49	12,49	12,49	12,47
y_G	8,98	9,68	9,60	9,60	9,60	9,60	9,60	9,60	9,60	9,74
e_t	-0,75	-1,08	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,13
e_L	-0,69	0,01	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	0,03

Le R.P.A exige que pourLes structures comportant des Planchers horizontaux rigides dansLeur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction La resultante des forces horizontales à une excentricitée Par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des valeurs:

- 5% de la Plus grande dimension du Batiment à ce niveau.
- excentricité theorique

Dans notre cas L'excentricité fixeé par le C.T.C sera egale à:

$$e = \frac{5}{100} \times 25,40 = 1,27 \text{ m.}$$

D'où
$$ex = \max(1,27 ; -0,75 ; 1,08 ; -0,11) = 1,27 \text{m}$$
$$ey = \max(1,27 ; 0,69 ; 0,01 ; 0,07 ; 0,03) = 1,27 \text{m}$$

DISTRIBUTION DES EFFORTS SUR LES REFENDS

Methode du centre de torsion (Marius Divers Page 82)

Le centre de torsion (ou centre elastique) d'un groupe de refends est le point caracterisé par les proprietés suivantes:

① Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends.

② Un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends.

Tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur et représentant les mêmes conditions aux appuis donc on effectuera le calcul en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.

Etapes de calcul :

1_ On considère que les axes (X_X); (Y_Y) du groupe de refends sont parallèles aux axes d'inerties des refends
((X_X) et (Y_Y) ont leur origine situé au centre de torsion du groupe)

2_ Soient (X'_X') et (Y'_Y') deux axes perpendiculaires d'origine arbitraire.

3_ Par rapport aux axes arbitraires (X'_X') et (Y'_Y') on obtient:

$$X_T = \frac{\Sigma I_{xi} X_i}{\Sigma I_{xi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\Sigma I_{yi} Y_i}{\Sigma I_{yi}}$$

X_i ; Y_i = coordonnées du centre de gravités de chaque refend / (X'_X') et (Y'_Y')

4_ La réduction de la force extérieure H par rapport au centre de torsion fournit $\bar{H}_x$; $\bar{H}_y$ et $\bar{M} = H.e$ (voir Tableau Page 5)

5_ Les forces provenant des translations deviennent:

$$H'_{x_i} = \frac{\bar{H}_x I_i^{y-y}}{\Sigma I_i^{y-y}} \qquad H'_{y_j} = \frac{\bar{H}_y I_j^{x-x}}{\Sigma I_i^{x-x}}$$

6_ Les forces provenant des rotations deviennent:

$$H''_{x_i} = \frac{\bar{H}_x e_y I_i^{yy} y_i}{J} \qquad H''_{y_j} = \frac{\bar{H}_y e_x I_j^{xx} x_j}{J}$$

ou $J = \Sigma I_i^{yy} y_i^2 + \Sigma I_j^{xx} x_j^2$

7- Les forces finales distribuées dans les refends seront:

$$H_x = H'_x + H''_x \quad ; \quad H_y = H'_y + H''_y.$$

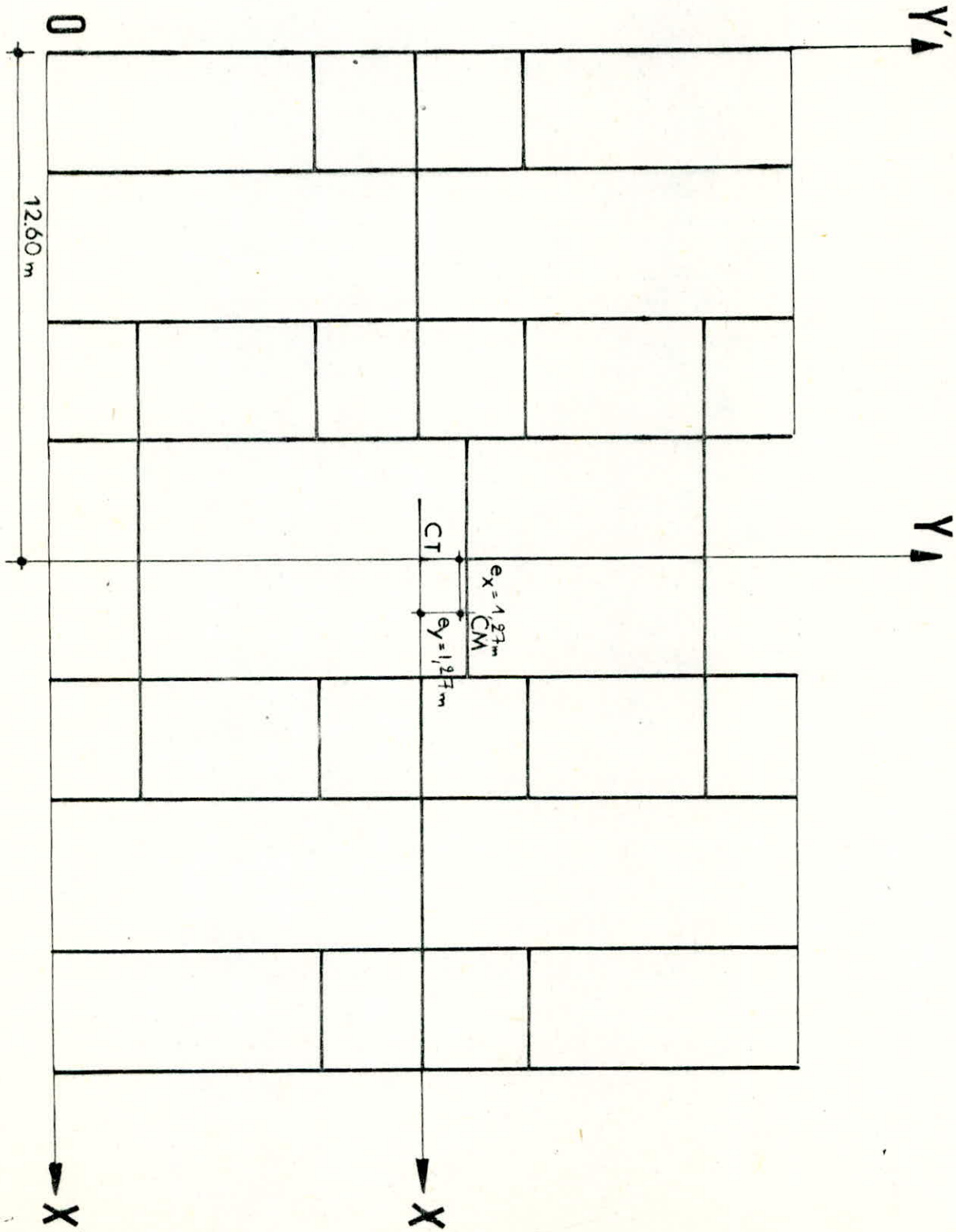


Tableau des efforts tranchants dûs aux seismes transversal et longitudinal :

voiles	Terras	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$V_{A'}$	39,81	36,95	32,63	27,97	23,31	18,64	13,98	9,32	4,66	207,17
V_{B_1}	0,72	0,67	0,59	0,51	0,43	0,34	0,25	0,17	0,08	3,76
V_{B_4}	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V_{B_3}	1,03	0,95	0,84	0,72	0,60	0,48	0,36	0,24	0,12	5,34
V_{B_2}	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
$V_{B'}$	7,39	6,86	6,06	5,19	4,33	3,46	2,60	1,73	0,87	38,49
V_{C_1}	27,38	25,41	22,44	19,24	16,03	12,82	9,62	6,41	3,21	142,56
V_{C_2}	27,38	25,41	22,44	19,24	16,03	12,82	9,62	6,41	3,21	142,56
$V_{C'}$	0,24	0,22	0,20	0,17	0,14	0,11	0,08	0,05	0,03	1,24
$V_{D''}$	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V_{D_2}	1,02	0,94	0,83	0,71	0,59	0,47	0,35	0,23	0,11	5,25
V_{D_3}	1,02	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V_{D_4}	0,72	0,66	0,58	0,50	0,42	0,33	0,25	0,16	0,08	3,70
V_{D_1}	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
$V_{D'}$	0,28	0,26	0,23	0,20	0,16	0,13	0,10	0,06	0,03	1,45
V_E	38,82	36,03	31,82	27,27	22,73	18,18	13,64	9,09	4,55	202,13
V_1	19,45	18,05	15,94	13,66	11,39	9,11	6,83	4,56	2,28	101,27
V_2	14,10	13,09	11,56	9,91	8,25	6,60	4,95	3,30	1,65	73,41
V_3	13,00	12,07	10,65	9,13	7,61	6,09	4,57	3,04	1,52	67,68
V_4	16,74	15,54	13,72	11,76	9,80	7,84	5,88	3,92	1,96	87,16
V_5	0,69	0,64	0,57	0,48	0,40	0,32	0,24	0,16	0,08	3,58
V_6	18,28	16,89	14,92	12,79	10,66	8,52	6,39	4,26	2,13	94,84
V_7	15,52	14,41	12,72	10,9	9,09	7,27	5,45	3,63	1,82	80,81
V_8	18,74	17,39	15,36	13,17	10,97	8,78	6,58	4,39	2,19	97,57
V_9	28,31	26,28	23,20	19,89	16,57	13,26	9,94	6,63	3,32	147,40
$V_{4'v}$	0,03	0,028	0,024	0,021	0,020	0,011	0,010	0,007	0,004	0,14
$V_{5'v}$	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
$V_{4'a}$	0,05	0,048	0,045	0,041	0,030	0,023	0,017	0,012	0,006	0,027
$V_{5'a}$	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX DANS LES REFENDS

Généralités :

Chaque refend sera calculé sous l'action des charges horizontales et des charges verticales qui lui sont attribuées. La méthode utilisée pour le calcul des efforts sollicitant chaque refend ou élément de refend est celle exposée dans l'ouvrage de "M. Divers" « Calcul pratique des tours en beton armé ». Ainsi à l'aide des abaques, on détermine les efforts tranchants et les moments fléchissants dans les éléments du refend considéré sous l'action des forces sismiques. (l'effet sismique est prépondérant devant l'effet du vent)

(1) Refends sans ouvertures :

La détermination de leurs efforts est tout à fait simple. Leur calcul est celle d'un mur en béton armé ou non, de section rectangulaire soumis à l'action des sollicitations extérieurs M et H.

(2) Refends avec ouvertures :

a/ Refends à une file d'ouverture :

Etapes de calcul : * évaluation α et $\gamma \Rightarrow \Psi$ (abaque de M. Divers)
* calcul des moments dans les éléments.
* calcul des forces axiales dans les éléments
* vérification de l'équilibre extérieur.

b/ Refends à plusieurs files d'ouvertures :

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une file d'ouverture peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouverture (voir M. Divers Page 97)

(A) Refends pleins :

Voiles / Niveau	E.T M.F	V_5	$V_{5'a}$	$V_{5'v}$	V_9	V_{c_2}	$V_{A'}$	V_{B_3}	$V_{D'}$
Terrasse	H_9	0,69	0,05	0,03	28,31	27,38	3,39	1,025	0,28
	M_9	0	0	0	0	0	0	0	0
8e étage	H_8	1,33	0,1	0,06	54,59	52,79	14,25	1,975	0,54
	M_8	2,0	0,14	0,09	82,10	79,40	21,43	2,97	0,81
7e "	H_7	1,9	0,14	0,084	77,79	75,23	20,31	2,815	0,77
	M_7	5,86	0,43	0,264	240,41	232,49	62,76	8,7	2,38
6e "	H_6	2,38	0,185	0,105	97,68	94,47	25,50	3,535	0,97
	M_6	11,37	0,84	0,51	466,0	450,66	121,66	16,86	4,61
5e "	H_5	2,78	0,22	0,126	114,25	110,5	29,83	4,135	1,13
	M_5	18,27	1,38	0,81	749,27	724,62	195,61	27,11	7,42
4e "	H_4	3,1	0,24	0,137	127,51	123,32	33,29	4,62	1,26
	M_4	26,33	2,0	0,85	1080,6	1045,07	282,12	39,11	10,70
3e "	H_3	3,34	0,25	0,147	137,45	132,94	35,89	4,975	1,36
	M_3	35,32	2,69	1,24	1450,38	1402,7	378,65	52,49	14,35
2e "	H_2	3,5	0,267	0,154	144,08	139,35	37,62	5,22	1,42
	M_2	45,0	3,43	1,67	1848,98	1430,6	482,74	66,92	18,30
1er "	H_1	3,58	0,28	0,16	147,4	142,56	38,49	5,34	1,45
	M_1	55,16	4,2	2,12	2266,81	1816,12	591,84	82,04	22,42
R.D.C	H_{RDC}	3,58	0,28	0,16	147,4	142,56	38,49	5,34	1,45
	M_{RDC}	65,54	5,02	2,58	2694,27	2229,24	703,46	97,53	26,62

(B) Refends avec ouvertures :

(1) - Refends à une file d'ouvertures :

$\boxed{V_{B4}}$: $H_0 = 3{,}76t$; $m = 0{,}18\ m^3$; $I = 0{,}39\ m^4$ $\quad \alpha = 51{,}04$

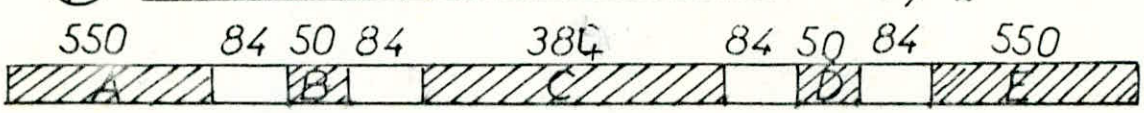
$\Pi = H_0\, m\, \frac{\ell}{I}\,(1-\rho) = 5{,}033\,(1-\rho)$; $N = \Sigma\,\Pi$

$\boxed{V_{D''}}$: $H_0 = 1{,}24t$; $m = 0{,}12\ m^3$; $I = 0{,}237\ m^4$

$\Pi = 1{,}82\,(1-\rho)$

	ρ	$(1-\rho)$	V_{B4}		$V_{D''}$	
			$\Pi(t)$	$N(t)$	$\Pi(t)$	$N(t)$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8e	0,89	0,11	0,55	0,55	0,20	0,22
7e	0,78	0,22	1,11	1,66	0,40	0,60
6e	0,67	0,33	1,66	3,32	0,60	1,20
5e	0,55	0,44	2,21	5,53	0,80	2,00
4e	0,44	0,55	2,77	8,30	1,0	3,00
3e	0,33	0,67	3,37	11,67	1,22	4,22
2e	0,22	0,78	3,93	15,60	1,42	5,64
1	0,11	0,89	4,48	20,08	1,62	7,26
RDC	0,0	1,0	5,03	25,11	1,82	9,08

(2) Refends à 4 files d'ouvertures : V_8 ; V_2



$I_1 = I_5 = 2{,}7729\ m^4$ $\quad c_1 = c_4 = 1{,}92\ m$ $\quad H_0 = 97{,}576$

$I_2 = I_4 = 2{,}0833 \cdot 10^{-3}\ m^4$ $\quad c_2 = c_3 = 1{,}50\ m$ $\quad z = 26{,}10\ m$

$I_3 = 0{,}9145$ $\quad a_1^3 = a_2^3 = a_3^3 = a_4^3 = 0{,}074\ m^3$

$\Sigma\, I_i = 6{,}4644\ m^4$

1ère calcul : $\pi_j = H_0 \ell i_j c_j \phi / 2 a_j^3 \Sigma (i_i c_i^2 / a_i^3)$.

2ème calcul : $\pi_i^* = H_0 m_i \ell (1-\Gamma) / I$

$A = \frac{(1-\Gamma)^2 (2+\Gamma)}{3}$; $M_i = \frac{H_0 z I_i (A-\Psi)}{\Sigma I_i}$

	8e	7e	6e	5e	4e	3e	2e	1e	R.D.C
Γ	0,888	0,777	0,666	0,555	0,441	0,333	0,222	0,111	0
$1-\Gamma$	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1
ϕ	0,23	0,39	0,55	0,69	0,79	0,87	0,90	0,76	0,1
$\pi_1 = \pi_4$	5,26	8,92	12,58	15,78	18,07	19,90	20,35	17,38	2,29
$\pi_2 = \pi_3$	4,11	6,97	9,83	12,33	14,12	15,55	15,90	13,58	1,79
$\pi_1^* = \pi_4^*$	2,88	5,77	8,65	11,53	14,42	17,56	20,44	23,33	26,21
$\pi_2^* = \pi_3^*$	2,99	5,99	8,99	11,99	14,99	18,26	21,26	24,25	27,25
$\pi_1^m = \pi_4^m$	4,07	7,35	10,62	13,66	16,25	18,73	20,40	20,36	14,25
$\pi_2^m = \pi_3^m$	3,55	6,48	9,41	12,16	14,56	16,91	18,58	18,92	14,52
$\Sigma \pi_1^m = \Sigma \pi_4^m$	4,07	11,42	22,04	35,70	51,95	70,68	91,08	111,44	125,69
$\Sigma \pi_2^m = \Sigma \pi_3^m$	3,55	10,03	19,44	31,60	46,16	63,07	81,65	100,57	115,09
$N_1 = N_5$	4,07	11,42	22,04	35,70	51,95	70,68	91,08	111,44	125,69
N_2	-0,52	-1,39	-2,60	-4,10	-5,79	-7,61	-9,43	-10,87	-10,60
N_3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N_4	0,52	1,39	2,60	4,10	5,79	7,61	9,43	10,87	10,60
A	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
Ψ	0,02	0,06	0,12	0,18	0,27	0,36	0,46	0,55	0,6
$A-\Psi$	-0,01	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	0,01	0,07
$M_1 = M_5$	-10,92	-21,85	-21,85	-21,85	-21,85	-10,92	-10,92	10,92	76,47
$M_2 = M_4$	-0,01	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	0,01	0,06
M_3	-3,60	-7,21	-7,21	-7,21	-7,21	-3,60	-3,60	3,60	25,22

Verification de l'équilibre :

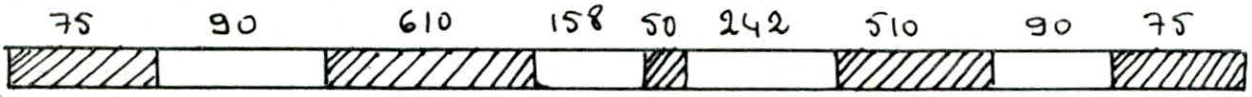
$M_{ext} = H_0 \cdot \frac{2}{3} z = \frac{97,57 \times 2 \times 26,10}{3} = \underline{1697,72 \text{ t.m}}$

$M_{int} = \Sigma M_i + 2N_1 (c_1+c_2+c_3+c_4) + 2N_2 (c_2+c_3+c_4) + 2N_3 (c_3+c_4) + 2N_4 c_4$

$= \underline{1834,12 \text{ t.m}}$

$\boxed{\Delta = 7\%}$

Les voiles : V_4 ; V_6



$\alpha = 38,98$

$I_1 = 7,03.10^{-3} = I_5$

$I_2 = 3,78\ m^4$

$I_3 = 2,08.10^{-3}\ m^4$

$\Sigma I_i = 6,01\ m^4$

$c_1 = 2,16\ m$

$c_2 = 2,44\ m$

$c_3 = 2,61\ m$

$c_4 = 1,91\ m$

$a_1^3 = a_4^3 = 0,09\ m^2$

$a_2^3 = 0,493\ m^3$

$a_3^3 = 1,77\ m^3$

$H_0 = 94,84\ t$

$i_1 = i_4 = 7,21.10^{-2}$ $\quad i_2 = i_3 = 6,48.10^{-3}$

	8 e	7 e	6 e	5 e	4 e	3 e	2 e	1 e	RDC
γ	0,888	0,777	0,666	0,555	0,444	0,333	0,222	0,111	0
$1-\gamma$	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1
ϕ	0,21	0,39	0,55	0,69	0,81	0,89	0,95	0,97	0,1
π_1	7,39	13,73	19,36	24,29	28,51	31,33	33,44	34,14	3,52
π_2	0,14	0,25	0,36	0,45	0,53	0,58	0,62	0,63	0,07
π_3	0,04	0,07	0,10	0,13	0,15	0,17	0,18	0,18	0,02
π_4	6,54	12,14	17,12	21,48	25,22	27,71	29,57	30,20	3,11
π_1^*	0,47	0,94	1,41	1,87	2,34	2,85	3,32	3,79	4,26
π_2^*	2,45	4,89	7,34	9,78	12,23	14,89	17,34	19,78	22,23
π_3^*	2,44	4,88	7,32	9,75	12,19	14,85	17,29	19,73	22,17
π_4^*	0,49	0,97	1,39	1,94	2,43	2,96	3,45	3,93	4,42
π_1^m	3,93	7,34	10,39	13,08	15,43	17,09	18,38	18,97	3,89
π_2^m	1,30	2,57	3,85	5,12	6,38	7,74	8,98	10,21	11,15
π_3^m	1,24	2,48	3,71	4,94	6,17	7,51	8,74	9,96	11,10
π_4^m	3,52	6,56	9,26	11,71	13,83	15,34	16,51	17,07	3,77
$N_1 = \Sigma \pi_1^m$	3,93	11,27	21,66	34,74	50,17	67,26	85,64	104,61	108,5
$\Sigma \pi_2^m$	1,30	3,87	7,71	12,84	19,22	26,96	35,94	46,15	57,30
$\Sigma \pi_3^m$	1,25	3,73	7,44	12,38	18,55	26,06	34,80	44,76	55,86
$\Sigma \pi_4^m$	3,52	10,08	19,34	31,05	44,88	60,22	76,73	93,8	97,57
N_2	-2,63	-7,4	-13,94	-21,9	-30,55	-40,7	-49,7	-58,46	-51,2
N_3	-0,05	-0,14	-0,28	-0,46	-0,67	-0,90	-1,14	-1,39	-1,44
N_4	2,27	6,35	11,90	18,67	26,33	34,16	41,93	48,04	44,71

N_5	3,52	10,08	19,34	31,05	44,88	60,22	76,73	93,8	97,57
A	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
Ψ	0,03	0,05	0,09	0,17	0,27	0,36	0,46	0,55	0,62
$A-\Psi$	-0,02	-0,01	0,01	-0,01	-0,02	-0,01	-0,01	0,01	0,05
$M_1 = M_5$	-0,06	-0,03	0,03	-0,03	-0,06	-0,03	-0,03	+0,03	0,15
M_2	-31,14	-15,57	15,57	-15,57	-31,14	-15,57	-15,57	15,57	233,53
M_3	-0,017	-0,008	0,008	-0,008	-0,017	-0,008	-0,008	0,008	0,13
M_4	-18,20	-9,10	9,10	-9,10	-18,20	-9,10	-9,10	9,10	136,53

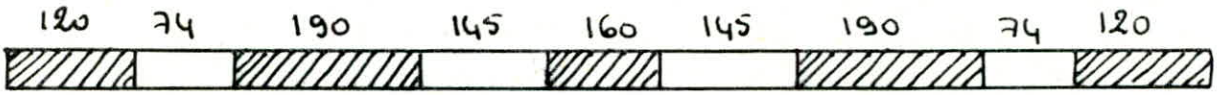
Verification:

$M_{ext} = \frac{2}{3} z H_o = \frac{2}{3} \times 26,10 \times 94,84 = 1650,22$ t.m

$M_{int} = 1783,14$ t.m

erreur $\Delta = (1783,14 - 1650,22) / 1783,14 = 0,07$ $\boxed{\Delta = 7\%}$

Le Voile $V_{A'}$:



$I_1 = I_5 = 2,88.10^{-2}$ m⁴ $\quad H_o = 207,17$ t $\quad \alpha = 72,98$

$I_2 = I_4 = 1,143.10^{-1}$ m⁴ $\quad c_1 = c_4 = 1,15$ m $\quad a_1^3 = a_4^3 = 0,05$

$I_3 = 6,82.10^{-2}$ m⁴ $\quad c_2 = c_3 = 1,60$ m $\quad a_2^3 = a_3^3 = 0,38$

$\Sigma I_i = 0,3544$ m⁴

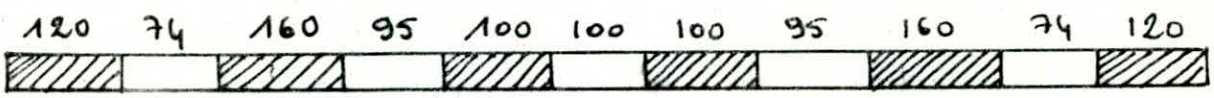
	8e	7e	6e	5e	4e	3e	2e	1e	RDC
Ψ	0,888	0,777	0,666	0,555	0,444	0,333	0,222	0,111	0
$1-\Psi$	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1
ϕ	0,21	0,39	0,56	0,69	0,80	0,89	0,95	0,98	0,1
$\pi_1 = \pi_4$	7,18	13,33	19,14	23,58	27,34	30,42	32,47	33,50	3,42
$\pi_2 = \pi_3$	14,62	27,15	38,98	48,03	55,69	61,95	66,13	68,22	6,96
$\pi_1^* = \pi_4^*$	4,12	8,24	12,36	16,47	20,59	25,08	29,20	33,32	37,44
$\pi_2^* = \pi_3^*$	7,93	15,85	23,78	31,70	39,63	48,27	56,20	64,12	72,05
$\pi_1^m = \pi_4^m$	5,65	10,79	15,75	20,03	23,97	27,35	30,84	33,41	20,43
$\pi_2^m = \pi_3^m$	11,98	21,50	31,38	39,87	47,66	55,11	61,17	66,17	39,51
$\Sigma \pi_i^m = \Sigma \pi_i^*$	5,65	16,44	32,19	52,22	76,19	103,54	134,78	168,19	188,62

$\Sigma \pi_2^m = \Sigma \pi_3^m$	11,28	32,78	64,16	104,03	151,69	206,8	267,97	334,14	373,65
$N_1 = N_5$	5,65	16,44	32,19	52,22	76,19	103,94	134,78	168,19	188,62
N_2	5,63	16,34	31,97	51,81	75,5	102,86	133,19	165,95	185,03
N_3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N_4	-5,63	-16,34	-31,97	-51,81	-75,5	-102,86	-133,19	-165,95	-185,03
A	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
Ψ	0,02	0,06	0,12	0,18	0,27	0,36	0,46	0,57	0,63
$A - \Psi$	-0,01	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	0,04
$M_1 = M_5$	-4,39	-8,79	-8,79	-8,79	-8,79	-4,39	-4,39	-4,39	17,58
$M_2 = M_4$	-17,44	-34,88	-34,88	-34,88	-34,88	-17,44	-17,44	-17,44	69,76
M_3	-10,41	-20,81	-20,81	-20,81	-20,81	-10,41	-10,41	-10,41	41,62

Verification :

$M_{ext} = 3604,76$ t.m ; $M_{int} = 3475,31$ t.m ; $\Delta = 3,7\%$

Voile à cinq files d'ouverture : V_E



$I_1 = I_6 = 0,0288$ m^4

$I_2 = I_5 = 0,0683$ m^4

$I_3 = I_4 = 0,0167$ m^4

$\Sigma I_i = 0,2276$

$H_0 = 202,13$ t

$c_1 = c_5 = 1,07$

$c_2 = c_4 = 1,13$

$c_3 = 1$

$a_1^3 = a_5^3 = 0,05$

$a_2^3 = a_4^3 = 0,11$

$a_3^3 = 0,13$

	8e	7e	6e	5e	4e	3e	2e	1e	RDC
γ	0,888	0,777	0,666	0,555	0,444	0,333	0,222	0,111	0
$1-\gamma$	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1
ϕ	0,21	0,39	0,56	0,69	0,8	0,89	0,95	0,99	0,1
$\pi_1 = \pi_5$	3,37	6,26	8,99	11,08	12,85	14,29	15,26	15,90	1,61
$\pi_2 = \pi_4$	18,02	33,46	48,05	59,20	68,64	76,36	81,51	84,94	8,58
π_3	13,49	25,06	35,98	44,33	51,40	57,18	61,04	63,61	6,43
$\pi_1^* = \pi_5^*$	4,02	8,04	12,05	16,07	20,09	24,48	28,49	32,51	36,53
$\pi_2^* = \pi_4^*$	7,31	14,61	21,92	29,22	36,53	44,50	51,81	59,11	66,42
π_3^*	7,98	15,95	23,93	31,90	39,88	48,58	56,56	64,53	72,51
$\pi_1^{**} = \pi_5^{**}$	3,70	7,15	10,52	13,58	16,47	19,39	21,88	24,21	19,07
$\pi_2^{**} = \pi_4^{**}$	19,67	24,04	34,99	44,21	52,59	60,43	66,66	72,03	37,50
π_3^{**}	10,74	20,51	29,96	38,12	45,64	52,88	58,80	64,07	38,47
$N_1 = N_6$	3,70	10,85	21,37	34,95	51,42	70,81	92,69	116,90	135,97
$N_2 = N_5$	8,97	25,86	50,33	80,96	117,08	158,12	202,9	250,72	269,15
$N_3 = N_4$	1,53	5,46	10,49	16,58	23,53	31,08	38,54	46,90	44,93
A	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
Ψ	0,02	0,06	0,12	0,18	0,27	0,36	0,46	0,57	0,64
$A-\Psi$	-0,01	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	0,03
$M_1 = M_6$	-6,68	-13,35	-13,35	-13,35	-13,35	-6,68	-6,68	-6,68	20,03
$M_2 = M_5$	-15,83	-31,66	-31,66	-31,66	-31,66	-15,83	-15,83	-15,83	47,49
$M_3 = M_4$	-3,87	-7,74	-7,74	-7,74	-7,74	-3,87	-3,87	-3,87	11,61

Verification :

$M_{ext} = \frac{2}{3} \times 26,1 \times 202,13 = 3517,06$ t.m

$M_{int} = 3813,70$ t.m

$\Delta = (3813,70 - 3517,06) / 3813,70 = 0,06$ $\boxed{\Delta = 6\%}$

- SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS -

Combinaison de charges et surcharges :

D'après le RPA 81 (Art 3.3.2) les combinaisons de forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous.

Les éléments structuraux doivent être dimensionés avec ces combinaison

$S_1 = G + P + E$
$S_2 = 0,8G \pm E$

G = charge permanente
P = charge d'exploitation non pondérée
E = effets du seisme évalués par la formule : $V = ABDQW$

Les différentes combinaisons sont données dans les tableaux suivants :

V_2 ; V_8	Comb	8e	7e	6e	5e	4e	3e	2e	1e	R.DC
Trumeaux A_E	G+1,2P	25,55	52,52	79,49	106,46	133,43	160,40	187,37	214,34	241,31
	G+P+E	29,27	62,98	99,76	139,68	182,19	227,18	273,84	320,46	360,97
	0,8G+E	24,65	52,75	84,12	118,53	155,53	195,01	236,16	277,27	312,27
	0,8G-E	16,51	29,91	40,04	47,13	51,63	53,65	54,0	54,39	60,89
	M	-10,92	-21,85	-21,85	-21,85	-21,85	-10,92	-10,92	+10,92	76,47
Trumeaux B_D	G+1,2P	5,34	10,47	15,60	20,73	25,86	30,99	36,12	41,25	46,38
	G+P+E	5,79	11,64	17,83	24,31	30,98	37,78	44,58	51,0	55,71
	0,8G+E	4,81	9,49	14,51	19,82	25,32	30,95	36,58	41,83	45,37
	0,8G-E	3,77	6,71	9,31	11,62	13,74	15,73	17,72	20,09	24,17
	M	-0,01	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	0,01	0,06
Trumeau _C_	G+1,2P	12,89	25,13	37,37	49,61	61,85	74,09	86,33	98,57	110,81
	G+P+E	12,66	24,35	36,12	47,85	59,58	71,31	83,04	94,77	106,5
	0,8G+E	9,51	17,49	25,47	33,45	41,43	49,41	57,39	65,37	73,35
	0,8G-E	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	M	-3,6	-7,21	-7,21	-7,21	-7,21	-3,6	-3,6	3,6	25,22

V_3 ; V_7	Comb	8ème	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1ère	RDC
Trumeaux A_G	G+1,2P	4,94	12,16	19,38	26,61	33,83	41,05	48,27	55,50	62,72
	G+P+E	7,55	19,65	33,83	49,89	67,58	86,48	106,32	126,21	136,92
	0,8G+E	6,36	16,65	29,03	43,29	59,17	76,26	94,30	112,38	121,25
	0,8G-E	1,04	1,37	-0,39	-4,01	-9,27	-15,74	-23,16	-30,62	-28,89
	M	-0,06	-0,18	-0,3	-0,42	-0,54	-0,6	-0,66	-0,6	-0,3
Trumeaux B_F	G+1,2P	19,14	37,56	55,93	74,34	92,73	111,13	129,53	147,93	166,33
	G+P+E	18,99	37,10	55,48	74,19	93,33	113,11	133,56	154,54	180,41
	0,8G+E	14,04	26,55	39,31	52,43	65,97	80,15	94,99	110,78	130,63
	0,8G-E	13,88	25,85	37,54	48,51	59,85	70,15	79,79	88,48	93,09
	M	-7,16	0,35	0,89	1,76	3,06	5,0	7,6	11,15	18,77
Trumeaux C_E	G+1,2P	5,29	10,38	15,47	20,56	25,65	30,75	35,84	40,93	46,02
	G+P+E	6,75	14,5	23,39	33,27	44,0	55,26	66,93	78,37	83,56
	0,8G+E	5,38	11,58	18,54	27,28	36,47	46,18	56,31	66,22	69,86
	0,8G-E	2,34	2,52	2,36	0,82	-1,57	-4,5	-7,83	-10,54	-7,8
	M	1,52	4,33	8,29	13,23	19,02	25,34	32,07	38,58	38,83
Trumeau _D_	G+1,2P	17,87	35,08	52,29	69,50	86,72	103,93	121,14	138,36	155,57
	G+P+E	17,63	34,33	51,02	67,72	84,41	101,11	117,81	134,50	151,20
	0,8G+E	11,54	23,08	34,61	46,15	57,69	69,23	80,76	92,30	103,84
	0,8G-E	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	M	0	0	0	0	0	0	0	0	0

V_{c2}	8ème	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1ère	R.D.C
G+P	31,49	61,51	91,53	121,55	151,57	181,59	211,61	241,63	271,65
G+1,2P	31,91	62,76	93,61	124,46	155,31	186,16	217,01	247,86	278,71
0,8G	26,31	50,14	73,97	97,8	121,63	145,46	169,29	193,12	216,95
M	79,40	232,49	450,66	724,62	1045,07	1402,7	1430,6	1816,12	2229,54

N.B: Dans cette présente note, on n'a reporté les valeurs que de 3 exemples de voiles (1 plein et 2 avec ouvertures)
Pour les autres voiles, se reporter à l'annexe.

- FERRAILLAGE DES VOILES -

Le ferraillage sera réalisé conformement aux réglements préconisés par le "RPA 81"
Les prescriptions relatives au ferraillage sont mentionnées dans le "RPA 81" par les articles (4.3.2) ; (4.3.3)
On partage notre batiment en 3 niveaux :

Niveau 1 : R.D.C ; 1ᵉ ; 2ᵉ
Niveau 2 : 3ᵉ ; 4ᵉ ; 5ᵉ
Niveau 3 : 6ᵉ ; 7ᵉ ; 8ᵉ

Chaque voile soumis à un moment flechissant M et un effort normal, sera calculé en flexion composée sous les sollicitations SP_2.

Determination des éléments de calcul $\bar{\sigma}'_b$ et e_0 :

(1) $\bar{\sigma}'_b$ sous SP_1 : $\bar{\sigma}'_b = \alpha\,\beta\,\gamma\,\delta\,\varepsilon\,\sigma'_{28}$

avec $\delta = \min \begin{cases} 0,6 & \longrightarrow \text{F.C.T} \\ 0,3\left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \longrightarrow \text{F.C.C.} \end{cases}$ $\Longrightarrow \bar{\sigma}'_{b_1} = 229,2.\delta$ Kg/cm²

(2) $\bar{\sigma}'_b$ sous SP_2 : on multiplie la valeur de $\bar{\sigma}'_b$ determiné pour le 1ᵉ genre par 1,5 d'ou $\bar{\sigma}'_{b_2} = 343,8.\delta$ Kg/cm²

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

$\longrightarrow e_0 > e_1$: Section partiellement comprimée : P.C
$\longrightarrow e_0 \leq e_1$: " entierement " : E.C

Calcul du ferraillage :

La methode que nous allons utilisée pour ce calcul et celle du moment fictif exposée dans Pierre CHARON (Page 243)

Voiles pleins et cage d'ascenceur :

on prendra pour exemple le voile V_{c_1} qu'on exposera en détail, les autres voiles seront donnés sous forme de tableaux.

Voile V_{c_1} :

Niveau ① Sous SP_2 : $N_{max} = 271,65$ t ; $N_{min} = 216,95$ t ; $M = 2229,54$ t.m ; $h_t = 9,80$ m ; $h = 9,30$ m ; $d = 0,50$ m ; $b = 0,20$ m

Le moment fictif est :

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 10,28\text{m} > e_1 = \frac{h_t}{6} = 1,63\text{m} \longrightarrow \text{S.P.C.}$$

$$\mathcal{M} = M + N.f = 2229,54 + 216,95\left(\frac{9,80}{2} - 0,5\right) = 3184,12\ \text{t.m}$$

$$\mu = \frac{15\,\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0657 \longrightarrow K = 32,35\ ;\ \xi = 0,8944$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 129,83 < \bar{\sigma}'_b = 206,55\ \text{kg/cm}^2 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés}$$

$$A_1 = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \xi h} = 91,14\ \text{cm}^2 \quad \text{d'où} \quad A_{fc} = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 39,49\ \text{cm}^2$$

Calcul des contraintes σ_1 et σ_2 :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I} = \frac{N}{b h_t}\left(1 \pm \frac{6.e}{h_t}\right) \quad \text{"formule de Navier Bernoulli"}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{216,95.10^3}{20 \times 980}\left(1 \pm \frac{6 \times 10,28}{9,80}\right) \longrightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 80,71\ \text{kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -58,60\ \text{kg/cm}^2 \end{cases}$$

Calcul de la longueur de la zone tendue :

elle est déterminée à partir du diagramme des contraintes :

$$y_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = \frac{58,60 \times 9,80}{80,74 + 58,60} = 4,12\ \text{m}$$

Le seisme pouvant agir aussi bien à droite qu'à gauche de l'ossature, les armatures de traction prévues seront donc symetriques et disposées sur une longueur y_t.

Calcul de la section d'armature minimale réglementaire.

$A_{min} = 0{,}5\%\ b\ y_t$ (Art 4.3.3.3 Page 66)

$= \frac{0{,}5}{100} \times 20 \times 412 = 41{,}2\ cm^2 > A = 39{,}49\ cm^2$

on retiendra donc $A_{min} = \frac{39{,}49}{2} = 19{,}74$ p.ml/face

il est prévu un renforcement aux extremités du voile sous forme de potelet dont le ferraillage est réglementé.

donc le ferraillage sera réparti comme suit :

* sur $\frac{h_t}{10} = 100\ cm = 2\ d$: 20 T 16 avec $e = 10\ cm$ (les 2 nappes comprises)

* sur $y_t - \frac{h_t}{10}$: des T 14 avec $e = 15\ cm$

Armatures horizontales (Art 4.3.3.1)

$\tau_b = \frac{1{,}4T}{b.z} = \frac{1{,}4 \times 142{,}56.10^3}{20 \times \frac{7}{8} \times 930} = 12{,}26\ Kg/cm^2 < \overline{\tau}_{lb} = 0{,}12\,\sigma'_{28} = 33\ kg/cm^2$

d'où $\omega_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \times 100 = \frac{12{,}26 - 8}{4200} \times 100 = 0{,}10\%$

donc on adoptera le minimum réglementaire :

$A_H = 0{,}15\% \times 20 \times 100 = 3\ cm^2$ p.m soit des T 10 avec ($e = 20\ cm$)

Armatures transversales (Art 4.3.3.5 et 4.3.3.8)

- épingles ϕ 6
- 1 cadre HA 6 pour les potelets ($e = 20\ cm$)

Zone courante (Art 4.3.3.2)

$0{,}025\,\sigma'_{28} = 6{,}88\ Kg/cm^2 < \tau_b = 12{,}26\ Kg/cm^2 < 0{,}12\,\sigma'_{28} = 33\ Kg/cm^2$

d'où $A_c = \frac{0{,}25}{100} \times 20 \times 100 = 5\ cm^2$ p.m $< 10{,}77\ cm^2$ p.m

donc le ferraillage précedent est bon.

Verification des contraintes

Les contraintes seront vérifiées si :

$\sigma'_b = K y_1 < \bar{\sigma}'_b$

$\sigma'_a = nK(y_1 - d') < \bar{\sigma}_a$ avec $K = \frac{N y_a}{I}$

$\sigma_a = nK(h - y_1) < \bar{\sigma}_a$

(a) Verification sous N_{min} (0,8G - E):

$h_t = 980$ cm ; $A = A' = 51,36$ cm²

$|c| = e_0 - \frac{h_t}{2} = 1028 - \frac{980}{2} = 538$ cm $\Rightarrow c = -538$ cm

$P = -3c^2 - \frac{6nA}{b}(2c - h_t) = -3\times 538^2 - \frac{6\times 15\times 51,36}{20}(-2\times 538 - 980) = -393149,28$

$q = -2c^3 - \frac{6nA}{b}\left[(c-d)^2 + (h-c)^2\right] = -266535757,7$

Résolution de l'équation $y_a^3 + p y_a + q = 0$ (1) au moyen d'abaque :

posons $y_a = nt \Longrightarrow$ (1) devient $t^3 + \frac{P}{n^2}t + \frac{q}{n^3}$

donc on aura : $t^3 + P_1 t + q_1 = 0$ avec $P_1 = P/n^2$ et $q_1 = q/n^3$

Soit $n = 300 \longrightarrow \begin{cases} P_1 = -4,37 \\ q_1 = -9,87 \end{cases} \longrightarrow t^3 - 4,37t - 9,87 = 0$

en utilisant l'abaque O (P. CHARON) $t = 2,82$

d'ou $y_a = nt = 300 \times 2,82 = 846$ cm

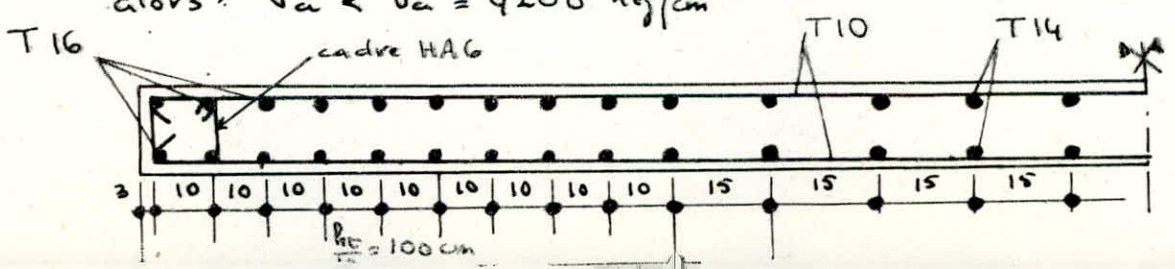
$y_1 = y_a + c = 846 - 538 = 308$ cm

$I = \frac{b y_1^3}{3} + nA\left[(y_1 - o1)^2 + (h - y_1)^2\right] = 5441237\,54$ cm⁴

$\Rightarrow K = \frac{N y_a}{I} = 0,34$

d'ou $\sigma_a = 15K(h - y_1) = 15 \times 0,34\,(930 - 308) = 317,28$ Kg/cm²

alors : $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 4200$ Kg/cm²



(b) Verification sous N_{max} $(G+P+E)$:

$|c| = 8,21 - \frac{9,80}{2} = 3,31\,m \longrightarrow c = -331\,cm$; $A = A' = 51,36\,cm^2$

$P = 50\,816,04$ $\qquad q = -32\,852\,8993$

$n = 330 \longrightarrow \left.\begin{matrix} P_1 = 0,47 \\ q_1 = -9,14 \end{matrix}\right\}$ abaque 0 : $t = 2,03$

$\Rightarrow y_2 = nt = 330 \times 2,03 = 669,9\,cm$; $y_1 = 669,9 - 331 = 338,9\,cm$

$I = 59\,296\,8896,8\,cm^4 \Longrightarrow K = 0,31$

d'où $\sigma'_b = K y_1 = 0,31 \times 338,9 = 105,06\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,55\,kg/cm^2$

$\sigma'_a = 15K(y_1 - d) = 15 \times 0,31 (338,9 - 50) = 1343,4 < \bar{\sigma}_a = 4200\,kg/cm^2$

Niveau (2)

Sous SP_2 : | $M = 1402,7\,t.m$
| $N_{max} = 181,59\,t$
| $N_{min} = 145,46\,t$

$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 9,64 > e_1 = 1,63\,m \Longrightarrow$ S.P.C

$M_G = M + N\left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 1402,7 + 145,46\left(\frac{9,80}{2} - 0,5\right) = 2042,72\,t.m$

$\mu = 0,0421 \longrightarrow K = 42,4$; $\varepsilon = 0,9129$

$\sigma'_b = 99,06\,kg/cm^2 \longrightarrow \bar{\sigma}'_b = 206,28\,kg/cm^2 \Rightarrow A' = 0$

$A_1 = 57,29\,cm^2$ d'où $A = 22,66\,cm^2$.

Calcul des contraintes :

$\sigma_1 = 51,22\,kg/cm^2$; $\sigma_2 = -36,38\,kg/cm^2 \longrightarrow y_t = 4,07\,m$

d'autre $A_{min} = \frac{0,5}{100} \times 20 \times 407 = 40,7\,cm^2 > 22,66\,cm^2$

donc on adoptera le ferraillage suivant:

* sur $\frac{h_t}{10} = 98$ cm : 5 T 14 + 5 T 12 (par nappe) e = 10 cm
* en zone courante : des T 12 avec e = 15 cm

armatures horizontales : des T 10 avec e = 20 cm

Niveau (3)

Sous SP_2 : $M = 450,66$ t.m ; $N_{max} = 91,53$ t ; $N_{min} = 73,97$ t

$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 6,09\text{m} > e_1 = 1,63\text{m} \Longrightarrow$ S.P.C

$M_G = 450,66 + 73,97 \left(\frac{0,8}{2} - 0,50\right) = 776,13$ t.m

$\mu = 0,01160 \longrightarrow K = 74,25$; $\varepsilon = 0,9440$

$A_1 = 21,05\text{ cm}^2 \longrightarrow A = 3,44\text{ cm}^2$

Calcul des contraintes:

$\sigma_1 = 17,85$ kg/cm² ; $\sigma_2 = -10,30$ kg/cm² d'où $y_t = 3,58$ m

d'où $A_{min} = 35,8\text{ cm}^2$ donc on adoptera :

* sur $\frac{h_t}{10}$: 10 T 12 e = 10 cm (par nappe)
* en zone courante : des T 10 avec e = 15 cm
* armatures horizontales : des T 8 avec e = 20 cm

Remarque : Les sollicitations du 2e genre sont nettement plus défavorables que celles du 1e genre. On montre cela aux bases de ces voiles. Sous (SP_1) ces voiles sont soumis à la compression simple (l'effort normal de compression dû aux charges verticales)

au niveau R.D.C : $N = 278,71$ t

$\sigma'_m = \frac{N}{b h_t} = \frac{278,71 \cdot 10^3}{20 \times 980} = 14,22$ kg/cm² $< \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5$ kg/cm² donc les armatures ne sont pas nécessaires

		EFFORTS							FERRAILLAGE			
Voiles	Niveau	M (t.m)	N_{max} (t)	N_{min} (t)	T (t)	h_c (m)	e_0 (m)	e_1 (m)	N.S	A_{fc} cm²	A_{min} cm²	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm²
$V_{B'}$	1	703,46	197,78	148,13	38,49	6,20	4,75	1,03	S.P.C	14,85	24,86	206,55
	2	378,65	132,53	99,86	35,89	"	3,79	"	"	5,06	22,55	"
	3	121,66	67,28	51,59	25,50	"	2,36	"	"	"	17,42	181,91
$V_{D'}$	1	26,62	63,38	36,29	1,45	2,10	0,73	0,35	"	"	5,47	174,85
	2	14,35	47,59	25,33	1,36	"	0,57	"	"	"	4,05	159,13
	3	4,61	31,40	14,37	0,97	"	0,32	"	E.C	/	4,05	134,57
V_{B_3}	1	97,53	166,83	111,24	5,34	3,20	0,88	0,53	P.C	"	6,3	160,98
	2	52,49	111,66	74,88	4,98	"	0,70	"	"	"	5,0	148,55
	3	16,86	56,49	38,52	3,54	"	0,44	"	EC	/	5,0	131,68

Voiles pleins longitudinaux

		EFFORTS							FERRAILLAGE		
Voiles	Niveau	M (t.m)	N_{max} (t)	N_{min} (t)	T (t)	h_c (m)	e_0 (m)	e_1 (m)	N.S	A_{min} cm²/ml	$\bar{\sigma}'_b$
V_5	1	65,54	196,14	151,62	3,58	5,9	0,43	0,98	S.EC	10	118,23
	2	35,32	131,16	101,76	3,34	"	0,35	"	"	"	115,42
	3	11,37	66,18	51,9	2,38	"	0,22	"	"	"	110,86
V'_{5v}	1	2,58	48,44	38,4	0,16	2,1	0,07	0,35	"	"	110,02
	2	1,24	32,72	26,04	0,15	"	0,05	"	"	"	108,05
	3	0,51	17,0	13,68	0,105	"	0,04	"	"	"	107,07
V'_{5a}	1	5,02	129,72	70,42	0,28	2,4	0,07	0,40	"	"	109,16
	2	2,69	94,01	48,89	0,255	"	0,06	"	"	"	108,3
	3	0,84	58,30	27,36	0,185	"	0,03	"	"	"	105,72

Voiles pleins transversaux

Ferraillage d'un voile avec ouvertures : V_2

(1) Trumeaux A_E :

Niveau ①		
	$M = 76,47$ t.m	$h_t = 5,5$ m
	$N_{min} = 60,89$ t	$d = 40$ cm
	$N_{max} = 360,97$ t	$b = 20$ cm

$e_0 = 1,26$ m $\rightarrow$ $e_1 = 0,92$ m $\Rightarrow$ S.P.C

Calcul des contraintes σ_1 et σ_2 : $\sigma_1 = 13,14$ kg/cm²

$\sigma_2 = -2,07$ kg/cm²

Calcul de la largeur de la zone tendue :

$$y_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = 0,75 \text{ m}$$

Calcul de la force moyenne dans la zone tendue :

$$F_m = \sigma_2 \times \frac{y_t b}{2} = 2,07 \times \frac{1}{2} \times 20 \times 75 = 1552,5 \text{ kg}$$

La section d'armatures nécessaire sera donc :

$$A = \frac{F_m}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1552,5}{4200} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale réglementaire :

$$A_{min} = 0,5\% \; b \, y_t = \frac{0,5}{100} \times 20 \times 75 = 7,5 \text{ cm}^2$$

on retiendra donc $A_{min} = 7,5$ cm²

* sur 75 cm : on prevoit 10T12 avec e = 15 cm

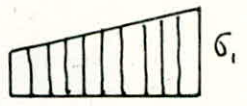
Calcul de la section d'acier verticale en zone courante :

$\tau_b = 15,77$ kg/cm² $< \bar{\tau}_b = 0,12 \, \sigma'_{28} = 33$ kg/cm² donc d'après le RPA on prendra dans la zone courante dans les 2 directions (verticales et horizontale) une section d'armature égale à :

$$A_{min} = 0,25\% \; b (h_t - y_t) = \frac{0,25}{100} \times 20 \times (550 - 75) = 23,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{23,75 \times 100}{2(550-75)} = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ p.m/face} \longrightarrow 6\,T\,8 \text{ p.m/face } (e = 20 \text{ cm})$$

Niveau ②



$e_0 = 0{,}20m < e_1 = 0{,}92m \Rightarrow$ S.E.C

$\sigma^+_{1,2} = \frac{N^+}{bh_t}\left(1 \pm \frac{6e_0}{h_t}\right)$ → $\sigma_1^+ = 25{,}16\ kg/cm^2$; $\sigma_2^+ = 16{,}15\ kg/cm^2$

$\sigma^+_m = 20{,}66\ kg/cm^2$ d'où $\sigma = \sigma^+_m - \bar{\sigma}_b = 20{,}66 - 206 < 0 \Rightarrow A^+ = 0$

les aciers ne sont pas nécessaires mais on adopte le même ferraillage qu'au niveau ①.

Niveau ③ $e_0 = 0{,}58m < e_1 = 0{,}92m <$ S.E.C ⇒ même Ferraillage qu'au niveau ①.

② Trumeaux B-D :

Dans cette partie du voile, la section est entièrement comprimée sur les 3 niveaux donc on adoptera le même ferraillage sur les 3 niveaux tq: $A_{min} = \frac{0{,}5}{100} \times 20 \times 50 = 5\ cm^2$ p.m

d'où des T10 avec e = 15 cm

③ Trumeau C :

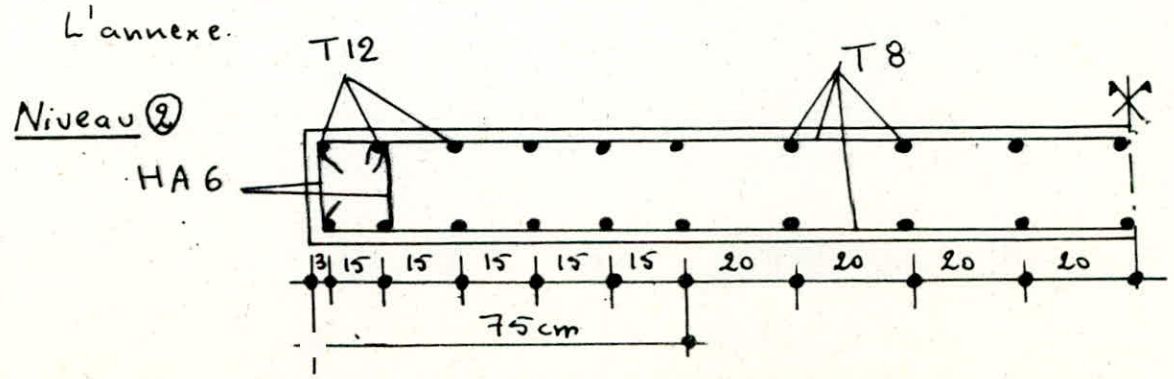
La section est entièrement comprimée dans les 3 niveaux donc on adoptera comme ferraillage :

$A_{min} = \frac{0{,}5}{100} \times 20 \times 380 = 38\ cm^2$

$A_{min} = \frac{38 \times 100}{2 \times 380} = 5\ cm^2$ p.m / face d'où des T10 e = 15cm

NB : Le ferraillage des autres voiles est donnée dans L'annexe.

Niveau ②



-VOILE PERIPHERIQUE-

Le bloc que constitue le batiment étudié doit être ceinturé par un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau du 1^{e} plancher (niveau 0,00 R.D.C).

Ce voile périphérique cré un système d'infrastructure trés rigide, assurant une bonne stabilité de l'ensemble
Il sera ferraillé forfaitairement d'aprés l'art 3.3.8.5 du R.P.A

① Armatures longitudinales filantes supérieure et inférieure:

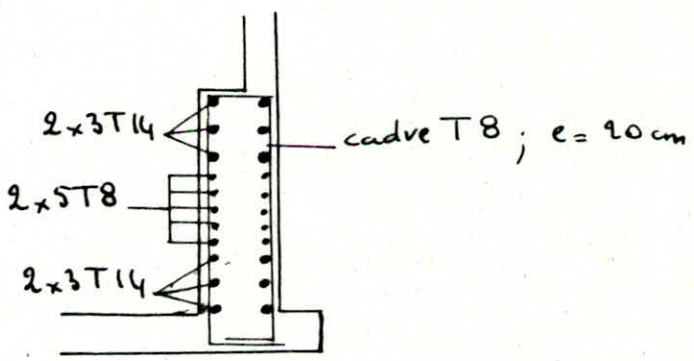
$$A \geq \frac{0,20 \times 30 \times 270}{100} = 16,2 \text{ cm}^2$$ on adopte $2 \times 2 \times 3T14$ ($18,46 \text{cm}^2$)

② Armatures longitudinales de peau:

$A \geq 2 \text{cm}^2$ par face et par metre lineaire de hauteur

soit 5T8 par m/face $\Rightarrow A = 10T8 = 5 \text{cm}^2$

③ Disposition:

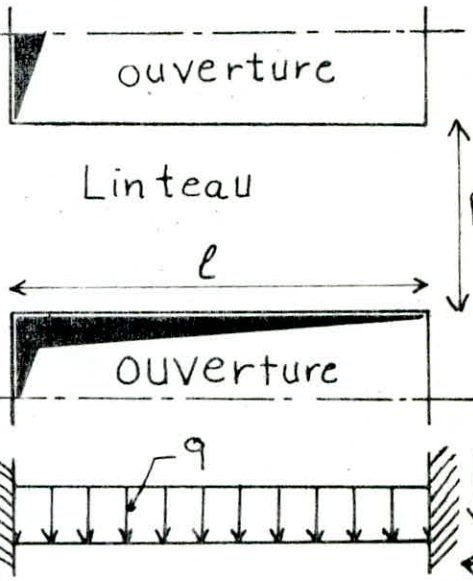


④ Remarque: Afin d'aérer le vide sanitaire, on prévoit pour ce voile, de petites ouvertures, de section: 80 cm x 80 cm.

-FERRAILLAGE DES LINTEAUX-

I- INTRODUCTION

- Les linteaux seront calculés comme des Poutres encastrées à leur extremités



- Chaque linteau est soumi a :
  - Effort tranchant T
  - Moment flechissant M

II- CONTRAINTES ADMISSIBLES

- Contrainte de cisaillement $\overline{\tau_b}$

$$\overline{\tau_b} = 0,12\,\sigma'_{28} = 33\ kg/cm^2$$

- Contrainte de flexion $\overline{\sigma'_b}$

$$\overline{\sigma'_b} = 0,75\,\sigma'_{28} = 206,25\ kg/cm^2$$

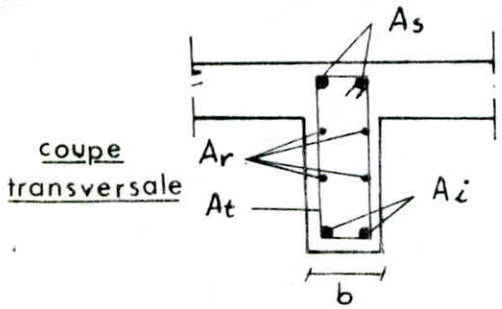
- Contrainte de traction des aciers :

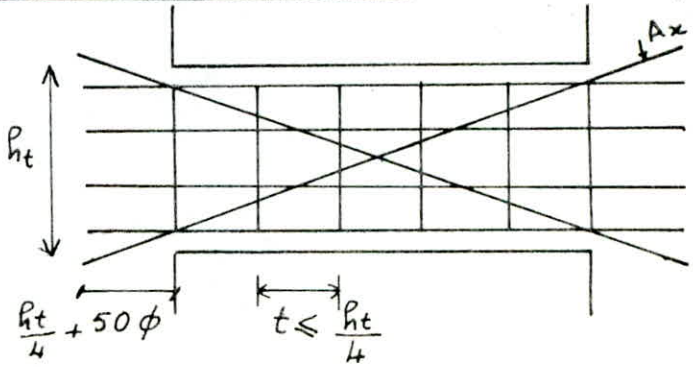
$$\overline{\sigma_a} = \overline{\sigma_{at}} = \sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2$$

III- FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Chaque linteau sera ferraillé sous l'effet de :
- Son poids propre
- Le poids propre du Plancher qui lui revient
- La surchage d'exploitation du plancher qui lui revient:
- L'effet du seisme.

IV PRESCRIPTION DU R.P.A POUR LE FERRAILLGE





$$\begin{cases} A_s = A_i \geq 0,0015\, b\, h_t \\ A_r \geq 0,0020\, b\, h_t \\ A_t \geq 0,0025\, b\, x\, t \end{cases}$$

τ_b = contrainte de cisaillement ds le linteau. $= 1,4\,T/bz$

$A_x \geq 0,0015\, b\, h_t$ si $\tau_b \geq 0,06\,\sigma'_{28}$

V- METHODE DE CALCUL

Nous exposerons un calcul detaillé Pour le linteau (L_1) du voile transversale V_8. et nous donnerons les resultats sous forme de tableau Pour les autres linteaux.

V-1 DETERMINATION DES EFFORTS

$h_t = 73$ cm
$l = 84$ cm

a) La charge Permanente: g_G

g_1 = pds propre du linteau

$g_1 = 2,5 \times 0,20 \times 0,73 = 0,37$ t/ml

g_2 = pds propre du plancher revenant au linteau. $= 1,86$ t/ml

$g_G = g_1 + g_2 = 0,37 + 1,86 = 2,23$ t/ml

b) surcharge d'exploitation :

$g_P = 0,54$ t/ml

d'où $q = g_G + P_P = 2,23 + 0,54 = 2,77$ t/ml

Effort tranchant dans le linteau L_1 :

- dû à la charge $q = 2,77$ t/ml : $T_q = q\frac{l}{2} = 2,77 \times \frac{0,84}{2} = 1,17$ t
- dû au seisme horizontal : $T_{SH} = \pi = 20,40$ t

$T = \sum T_i = T_q + T_{SH} = 21,57$ t

Moment fléchissant ds le linteau L_1

- dû à la charge q : $M_q = \frac{ql^2}{12} = \frac{2,77 \times 0,84^2}{12} = 0,16$ t·m
- dû au seisme horizontal $M_{SH} = T_{SH} \times \frac{l}{2} = 20,40 \times \frac{0,84}{2} = 8,57$ t·m

$M = \sum M_i = M_q + M_{SH} = 8,73$ t·m.

V-2 FERRAILLAGE DU LINTEAU L_1

Par la methode de Mr P. Charron.

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 8,73 \cdot 10^5}{4200 \times 20 \times 70^2} = 0,0318 \longrightarrow \begin{cases} k = 50,0 \\ \varepsilon = 0,9231 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{50} = 84,00$ kg/cm² $< 0,75 \sigma'_{28} = 206,25$ kg/cm² $\Rightarrow A' = 0$

$A_s = A_i = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{8,73 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9231 \times 70} = 3,21$ cm²

$A_s = A_i = 3,21 > 0,0015 \times 20 \times 70 = 2,19$ cm²

$A_s = A_i = 3,21$ cm² $\longrightarrow$ Soit $4T14 = 6,16$ cm²

V-3 VERIFICATION DES CONTRAINTES

a) $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \times 6,16}{20 \times 70} = 0,44 \longrightarrow \begin{cases} k = 34,4 \\ \varepsilon = 0,8988 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{8,73 \cdot 10^5}{6,16 \times 0,8988 \times 70} = 2252,54 \text{ Kg/cm}^2 < 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2252,54}{34,4} = 65,48 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 206,25 \text{ Kg/cm}^2$

b) Verification de la fissuration

$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{6,16}{2 \times 20 \times 3} = 0,0513$

$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} = 2413,67 \text{ Kg/cm}^2$

$\begin{cases} k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fiss. peu nuisible)} \\ \eta = 1,6 \longrightarrow \text{Acier HA.} \\ \phi = 14 \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2413,67 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 5812,48 \text{ Kg/cm}^2 > 4200 \text{ Kg/cm}^2$

c) Verification au cisaillement

$\tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \times 21,57 \cdot 10^3}{20 \times 7/8 \times 70} = 24,65 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2$

V-4 ARMATURES TRANSVERSALES

$\bar{t} \leq \max \begin{cases} 0,2h \\ h(1 - 0,3\tau_b/\bar{\sigma}_{b\,II}) \end{cases}$ $\qquad \bar{\sigma}_{b\,II} = 1,5\,\bar{\sigma}_{b\,I} = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{t} \leq \max \begin{cases} 0,2 \times 70 = 14 \text{ cm} \\ 70\left(1 - \frac{0,3 \times 24,65}{8,85}\right) < 0 \end{cases}$

$\bar{t} = 14 \text{ cm.}$

d'apres le R.P.A: $t \leq \frac{h_t}{4} = \frac{73}{4} = 18,25 \text{ cm.}$ on fixe $t = 13 \text{ cm.}$

$A_t = \frac{t \times T}{z \times \bar{\sigma}_{at}} = \frac{t \times T}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{13 \times 21,57 \cdot 10^3}{0,8988 \times 70 \times 4200} = 1,06 \text{ cm}^2$

$A_t = 1,06 \text{ cm}^2 > 0,0025\,b \cdot t = 0,0025 \times 20 \times 13 = 0,65 \text{ cm}^2$

$A_t = 1,06 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ soit 1 Cadre $T_{10} = 1,56 \text{ cm}^2$

V-5 ARMATURES D'ANGLES

$0,06\,\sigma_{28}' = 16,5 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_b = 24,65 \text{ Kg/cm}^2 > 0,06\,\sigma_{28}'$

il faut Prevoir des Armatures d'angles (Armatures suplémentaires)

telle que: $A_x \geq 0,0015\, b\, h_t = 0,0015 \times 20 \times 73 = 2,19\ cm^2 \longrightarrow$ soit $2T12 = 2,26\ cm^2$

Arret des armatures d'angles

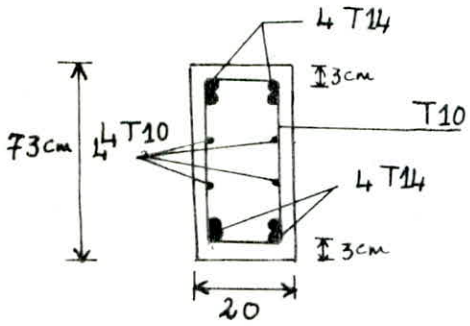
$L_o = \frac{h_t}{4} + 50\phi = \frac{73}{4} + 50 \times 1,2 = 78,25\ cm$ on prend $L_o = 80\ cm$.

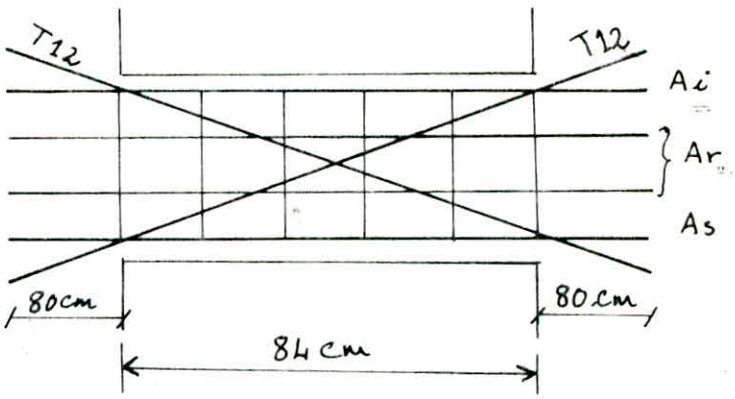
longueur de la barre d'armature d'angle = L

$L = \sqrt{\ell^2 + h_t^2} + 2\frac{L_o}{\cos\alpha} = \sqrt{84^2 + 73^2} + 2 \times \frac{80}{\cos 41^\circ} = 323,3\ cm \longrightarrow 325\ cm.$

V-6 ARMATURES DE REPARTITION

$A_r \geq 0,0020 \times b \times h_t = 0,0020 \times 20 \times 73 = 2,92\ cm^2 \longrightarrow$ soit $4\,T\,10 = 3,14\ cm^2$





V-7 LES EFFORTS DES AUTRES LINTEAUX

Lint	type de voile	h_t (m)	ℓ (m)	$q = q_G + q_P$	T_q (t)	$T_{SH} = \Pi$ (t)	$T = T_q + T_{SH}$	τ_b Kg/cm²	M_q (t·m)	M_{SH} (t·m)	M_{total}
L_1	V_8	0,73	0,84	2,77	1,17	20,40	21,57	24,65	0,16	8,57	8,73
L_2	V_8	0,73	0,84	2,475	1,04	18,92	19,96	22,81	0,14	8,38	8,52
L_3	V_7	0,73	0,74	1,535	0,57	12,77	13,34	15,24	0,07	4,96	5,00
L_4	V_7	0,73	0,84	2,725	1,14	16,32	17,74	19,95	0,16	7,45	7,61
L_5	V_7	0,73	0,84	2,475	1,04	10,92	12,00	13,71	0,15	5,04	5,19
L_6	V_6	1,63	0,9	1,255	0,56	18,97	19,53	9,76	0,08	8,79	8,88
L_7	V_6	0,73	1,58	1,855	1,46	11,15	12,61	14,41	0,38	9,96	10,34
L_8	V_6	0,73	2,42	2,04	2,47	11,10	13,57	15,51	0,99	16,42	17,41
L_9	$V_{A'}$	0,73	0,74	1,585	0,59	33,10	33,70	38,86	0,07	12,47	12,54
L_{10}	$V_{A'}$	1,63	1,45	1,595	1,16	66,17	67,33	33,66	0,28	48,81	49,09
L_{11}	V_E	0,73	0,74	1,585	0,59	24,21	24,80	28,34	0,07	9,18	9,25
L_{12}	V_E	1,63	0,95	1,285	0,54	72,03	72,64	36,02	0,10	34,50	34,60
L_{13}	V_E	1,63	1,00	0,815	0,41	64,07	64,48	32,24	0,07	32,24	32,31
L_{14}	V_{B4}	0,73	0,84	1,925	0,81	5,03	5,84	6,67	0,11	2,45	2,56
L_{15}	$V_{C'}$	0,73	0,80	1,645	0,69	1,82	2,48	2,83	0,09	0,99	1,08

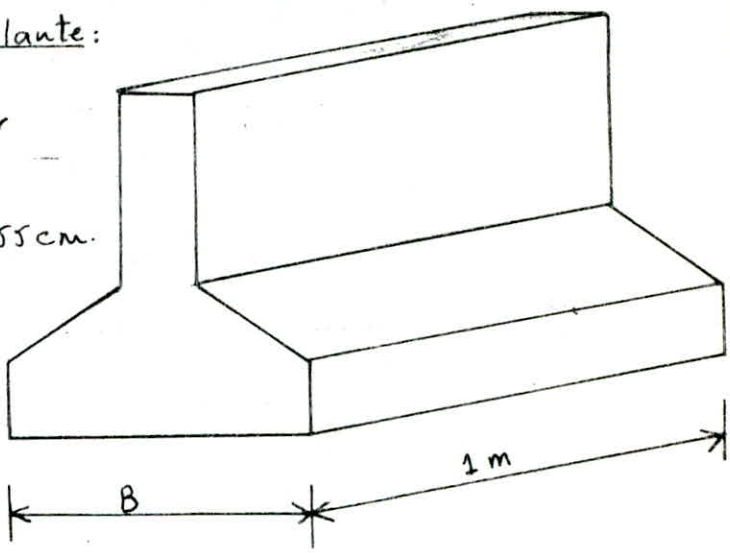
V-8 FERRAILLAGE DES AUTRES LINTEAUX

	L_3	L_4	L_5	L_6	L_7	L_8	L_9	L_{10}	L_{11}	L_{12}	L_{13}	L_{14}	L_{15}
M(t-m) calculé	5,00	7,61	5,19	8,88	10,34	17,41	12,54	49,09	9,25	34,60	32,31	2,55	1,08
T(t) calculé	13,34	17,74	12,00	19,53	12,61	13,57	33,70	67,33	24,80	72,64	64,48	5,84	2,48
$\mu = 15M/\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h^2$	0,0182	0,0277	0,0189	0,0062	0,0376	0,0634	0,0456	0,0342	0,0337	0,0241	0,0225	0,0093	0,0090
K (tableau P. charron)	69	54,5	67,5	124	45,4	33,1	40,4	48,0	48,4	59,0	61,0	100	102
ε (" ")	0,9405	0,9281	0,9494	0,9640	0,9172	0,8960	0,9101	0,9206	0,9211	0,9324	0,9342	0,9565	0,9573
$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a/K$ Kg/cm²	60,87	77,06	62,22	33,87	92,30	126,88	103,96	87,5	86,77	71,18	68,85	42	41,17
$\bar{\sigma}'_b = 0,75\ \sigma'_{28}$ Kg/cm²	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25
$A_i = A_s = M/\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h$ (cm²)	1,80	2,79	1,88	0,068	3,83	6,61	4,68	0,39	3,41	0,27	0,26	0,91	0,383
$A_i = A_s$ (d'aprés C.T.C)	2,19	2,19	2,19	4,89	2,19	2,19	2,19	4,89	2,19	4,89	4,89	2,19	2,19
$A_i = A_s$ (adoptée)	2T12	2T14	2T12	4T14	4T14	4T16	4T14	4T14	4T14	4T14	4T14	2T12	2T12
Ar (d'aprés C.T.C)	2,92	2,92	2,92	6,52	2,92	2,92	2,92	6,52	2,92	6,52	6,52	2,92	2,92
Ar (adoptée)	4T10	4T10	4T10	10T10	4T10	4T10	4T10	10T10	4T10	10T10	10T10	4T10	4T10
$t_{max} = h_t/4$ (cm)	18,25	18,25	18,25	40,75	18,25	18,25	18,25	40,75	18,25	40,75	40,75	18,25	18,25
$\bar{t} = \max\{0,2h ; h(1-0,3\frac{z_b}{\delta_x})$	33,49	22,26	37,5	107,06	35,80	33,19	14	14	14	14	14	57,17	63,19
t adopté (cm)	30	20	30	30	30	30	14	14	14	14	14	30	30
Ax (armat. d'angles)	non	oui	non	non	non	non	oui	oui	oui	oui	oui	non	non
$Ax \geq 0,015\,bh$	/	2,19	/	/	/	/	2,19	4,89	2,19	4,89	4,89	/	/
Ax (adoptée)	/	2T12	/	/	/	/	2T12	2T20	2T12	2T20	2T20	/	/
$L \geq h_t/4 + 50\phi$ (cm)	80	80	90	112	90	120	120	142	90	142	142	80	80
At (Armat trans)	1,5	1	1,5	1,5	1,5	1,5	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	1,5	1,5
At (adoptée)	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10	cadre T10

- LES FONDATIONS -

La solution retenue pour fonder notre Batiment est le radier
En premier lieu nous avons optés pour des semelles filantes mais les calculs nous ont donnés des largeurs de semelles trés grandes (chevauchement des semelles en Largeur), ce qui n'est pas realisable dans la pratique.

Exemple de calcul d'une semelle filante:

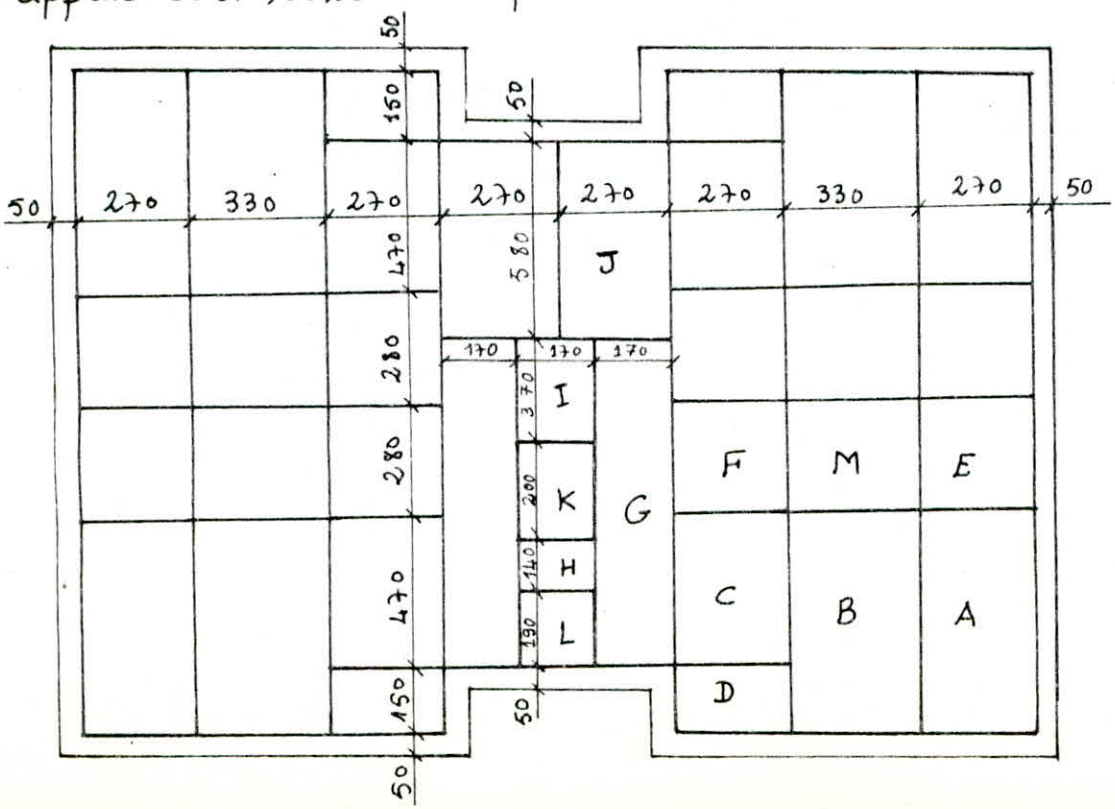


soit le voile V_7 qui est chargé par 73,51 t/ml

soit $B = \frac{Q}{\bar{\sigma}_s \times 1m} = \frac{73,51 \times 10^3}{2 \times 100} = 367,55 cm.$

soit B = 368 cm.
on a la largeur de la semelle qui est trés importante (B = 3,68 m) devant la porteé entre-axes des voiles (3,60 m).
D'où l'impossibilité d'opter pour ce genre de fondation.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les pts d'appuis sont constitués par les voiles.



I- DETERMINATION DE LA SURFACE NECESSAIRE DU RADIER

on a le poids total du Batiment (par combinaison du 1er genre)

$N_I = G + 1,2P = 8487,54\ t$

on doit avoir $\sigma = \frac{N_I}{S_{nec}} \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\overline{\sigma_s}}$

d'où : $S_{nec} \geq \frac{8487,54}{20} = 424,38\ m^2$

$\overline{\sigma_s} = 20\ t/m^2$ (contrainte admissible du sol à 2 m de profondeur)

D'autre parte la surface du Batiment est:

$S_{Bati} = 25,40 \times 19,20 - 2 \times 5,8 \times 1,6 = 469,12\ m^2$

notre surface nécéssaire est suffisante, néanmoins on effetuera un debordement de 50 cm le long du contour, ce qui nous donnera : $S_{rad} = 518,56 m^2$

Pression sous le radier

- $P = \frac{N_I}{S_{rad}} = \frac{8487,54}{518,56} = 16,37\ t/m^2 = 1,637\ Kg/cm^2$

II- PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER

On determine l'épaisseur du radier en fonction de la contrainte de cisaillement de la dalle du radier.

on a : $\tau_b = \frac{T_{max}}{b.z} \leq \overline{\tau_b} = 1,15 \times 5,9 = 6,79\ Kg/cm^2$

tel que $T_{max} = P\frac{l_{max}}{2}$ (pour une bande de 1 m largeur)

T = effort tranchant maximum developpé entre 2 voiles paralléles

l_{max} = plus grande distance entre deux voiles paralléles.

d'où :

$T_{max} = 16,37 \times \frac{3,6}{2} = 29,47\ t$

donc : $z \geq \frac{T_{max}}{\overline{\tau_b} \times b} = \frac{29,47 \cdot 10^3}{6,79 \times 100} = 43,40\ cm$

or $z = 7/8\ h \Rightarrow h = 8/7\ z = \frac{8 \times 43,40}{7} = 49,60\ cm.$

Prenons $h = 50\ cm \longrightarrow h_t = 55\ cm.$

III- VERIFICATION

III-1 Verification de la contrainte du sol

en tenant compte du pds du radier : $P_{radier} = 2,5 \times 0,55 \times 518,56 = 713,02 t$

le poids total du Batiment sera:

$N_{Total} = 8487,54 + 713,02 = 9200,56\ t.$

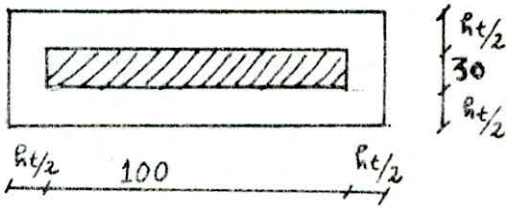
d'ou la contrainte du sol : $P' = \frac{N_{Total}}{S} = \frac{9200,56}{518,56} = 17,74\ t/m^2 < \overline{\sigma_s} = 20 t/m^2$

III-2 Verification au Poinçonnement :

le voile le plus sollicité est V_T : 73,51 t/ml

la condition de non poinçonnement est : $1,5 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$ (Art. 39.54 C.C.BA 68)

P_c : est le Perimetre du Contour cisaillé sur le plan moyen de la dalle



$P_c = 2[(100 + h_t) + (30 + h_t)]$

$P_c = 2[(100+55)+(30+55)] = 480\ cm$

$$\frac{1,5 \times 73,51 \cdot 10^3}{480 \times 55} = 4,18\ kg/cm^2 < 1,2\bar{\sigma}_b = 1,2 \times 5,9 = 7,08\ kg/cm^2$$

donc le poinçonnement n'est pas à craindre.

III-3 Verification de la stabilité du radier :

(sous les sollicitations du 2ème genre)

on doit verifier la stabilité du radier sous l'effet conjugué du moment de renversement M et l'effort normal N_{II}

$N'_{II} = G + P = 7944,81\ t$

$P_{radier} = 713,02\ t$

$\Rightarrow N_{II} = 7944,81 + 713,02 = 8657,83\ t$

Ainsi on a le moment dû au seisme :

$M_L = M_T = 15310,72\ t \cdot m.$

A - Sens Longitudinal

les contraintes sous le radier sont :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{II}}{S} \pm \frac{M_L \cdot v}{I}$$

$v_x = 10,10\ m$

$I_x = 15568,21\ m^4$

$S_{radier} = 518,56\ m^2$

$$\sigma_{1,2} = \frac{8657,83 \cdot 10^3}{518,56 \cdot 10^4} \pm \frac{15310,72 \cdot 10^5 \times 1010}{15568,21 \cdot 10^8}$$

$\sigma_1 = 2,66\ kg/cm^2$

$\sigma_2 = 0,68\ "\ "$

on doit verifier que :

la contrainte moyenne $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s = 1,5\,\bar{\sigma}_{s_0} = 1,5 \times 2 = 3\ kg/cm^2$

$\sigma_m = \frac{3 \times 2,66 + 0,68}{4} = 2,165\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s = 3\ kg/cm^2$

B - Sens transversal

$v_y = 13,20$

$I_y = 29413,63\ m^4$

$$\sigma_{1,2} = \frac{8657,83 \cdot 10^3}{518,56 \cdot 10^4} \pm \frac{15310,72 \cdot 10^5 \times 1320}{29413,63 \cdot 10^8} = \begin{cases} \sigma_1 = 2,36 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,98 \text{ "} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,36 + 0,98}{4} = 2,015 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma_s} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

donc la stabilité est assurée tant dans le sens longitudinale que transversale.

Charge à considérer dans le calcul du radier:

on détermine la réaction du sol sous le radier sans prendre en compte le pds du radier.

$$q_i = \sigma_i - \frac{\text{Poids du radier}}{\text{surface du radier}}$$

$$\sigma_{radier} = \frac{713,02}{518,56} = 1,38 \text{ t/m}^2 = 0,138 \text{ Kg/cm}^2$$

sens longitudinal: $q_1 = \sigma_1 - \sigma_{rad} = 2,66 - 0,138 = 2,52 \text{ Kg/cm}^2$

$q_2 = \sigma_2 - \sigma_{rad} = 0,68 - 0,138 = 0,54$ "

sens transversal: $q_1 = \sigma_1 - \sigma_{rad} = 2,36 - 0,138 = 2,22$ "

$q_2 = \sigma_2 - \sigma_{rad} = 0,98 - 0,138 = 0,84$ "

* Sollicitation du 1er genre: $\overline{\sigma_{a_I}} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$q_I = 1,64 \text{ Kg/cm}^2$

* Sollicitation du 2eme genre: $\overline{\sigma_{a_{II}}} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$q_{II} = 2,52 \text{ Kg/cm}^2$

$q_{II} = 2,52 > 1,5\, q_I = 1,5 \times 1,64 = 2,46 \text{ Kg/cm}^2$

Nous remarquons que la contrainte du 2eme genre est plus défavorable que celle du 1er genre

En résumé, Pour le calcul de radier on utilisera les valeurs suivantes:

$q = 2,52 \text{ Kg/cm}^2$
$\overline{\sigma_a} = 4200$ "
$h_t = 55 \text{ cm}$
$h = 50 \text{ cm}$

IV- ETUDE DES PANNEAUX DE DALLES

Ces Panneaux sont uniformement chargées sur toutes leurs surfaces, d'intensité q (t/m^2).

Nous les calculerons par la methode exposeé dans l'annexe A2 du C.C.B.A C.C.B.A-68 Page 147.

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis l_x et l_y ($l_x \leq l_y$) et tel que $0,4 \leq l_x/l_y \leq 1$.

Considerant au milieu de chaque portée une bande de 1m de Largeur. Les moments developpés au centre du Panneau dans la direction des deux bandes ont pour expression

* dans le sens de la petite portée l_x: $M_x = \mu_x\, q\, l_x^2$
* " " " " " grande portée l_y: $M_y = \mu_y\, M_x$

Les valeurs de μ_x et μ_y sont donnés en fonction de $\rho = l_x/l_y$

On procede en fait en deux étapes, en étudiant d'abord, la dalle supposeé simplement appuyée sur ces côtes, soit M_{ox} et M_{oy} les moments iso statiques.

ensuite on estime la part du moment à placer en appui et en travée. (C.C.B.A-68 — Art.57,2 et Cours BELAZOUGUI tome II)

- Panneau derive $\quad M_a = 0,4\, M_o$
  $M_t = 0,85\, M_o$

Panneau intermediaire: $M_a = 0,5\, M_o$
$M_t = 0,75\, M_o$

On a 12 types de Panneaux:

Panneaux	A	B	C	D	E,F	G	H	I	J	K	L	M
l_x (m)	2,70	3,30	2,70	1,40	2,70	1,70	1,40	1,70	2,70	1,70	1,70	2,80
l_y (m)	6,30	9,40	4,70	2,70	2,80	9,60	1,70	3,70	5,80	2,00	1,90	3,30
ρ	0,42	0,35	0,57	0,52	0,96	0,18	0,82	0,46	0,46	0,85	0,89	0,85
μ_x	0,1081	/	0,0886	0,0948	0,0456	/	0,0593	0,0813	0,1026	0,0561	0,0521	0,0569
μ_y	0,2610	/	0,1400	0,3476	0,932	/	0,713	0,470	0,294	0,757	0,8160	0,757

Exemple de calcul

A- Panneau A

$\rho = 0,42 > 0,4$ donc ce panneau travaille dans les deux sens

$M_x = \mu_x\, q\, l_x^2 = 0,1081 \times 25,2 \times \overline{2,7}^2 = 19,84$ t.m

$M_y = \mu_y\, M_x = 0,2610 \times 19,84 = 5,20$ t.m.

suivant l_x: $M_{ax} = 0,4\, M_x = 0,4 \times 19,84 = 7,94$ t.m

$M_{tx} = 0,85\, M_x = 0,85 \times 19,84 = 16,86$ t.m.

suivant l_y $\quad M_{ay} = 0,4\, M_y = 0,4 \times 5,20 = 2,08$ t·m

$M_{ty} = 0,85\, M_y = 0,85 \times 5,20 = 4,42$ t·m

Ferraillage:

① en appui on prend $M_{ax} = M_{ay} = 7,94$ t·m.

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 7,94 \cdot 10^5}{4200 \times 100 \times \overline{50}^2} = 0,0113 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9524 \\ K = 90 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{90} = 45,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b (sp_2) \Rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{7,94 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9524 \times 50} = 3,97 \longrightarrow 6\,T10/ml = 4,71 \text{ cm}^2/ml.$$

② en travée :

* $M_{tx} = 16,86$ t·m.

$$\mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0240 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9324 \\ K = 59,0 \end{cases}$$

$A = 8,61$ cm^2 $\longrightarrow$ soit $6\,T14/ml$

* $M_{ty} = 4,42$ t·m

$$\mu = \frac{15 M_{ty}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,063 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9640 \\ K = 124 \end{cases}$$

$A = 2,18 \longrightarrow$ soit $5\,T10/ml = 3,92$ cm^2/ml

B- Panneau B

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow$ ce panneau travaille dans un sens (sens de la plus petite portée)

$$M_o = q\frac{l_x^2}{8} = 25,2 \times \frac{\overline{3,3}^2}{8} = 34,30 \text{ t·m}$$

$M_t = 0,75\, M_o = 25,73$ t·m

$M_a = 0,5\, M_o = 17,15$ t·m.

ferraillage: (sens l_x)

① en appui : $\mu = \frac{15\,M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 17,15 \cdot 10^5}{4200 \times 100 \times \overline{50}^2} = 0,0245 \longrightarrow \varepsilon = 0,9318$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{17,15 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9318 \times 50} = 8,76 \longrightarrow 6\,T14/ml$$

② en travée : $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 25,73 \cdot 10^5}{4200 \times 100 \times \overline{50}^2} = 0,0367 \longrightarrow \varepsilon = 0,9181$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 13,35 \text{ cm}^2/ml \longrightarrow 9\,T14/ml = 13,85 \text{ cm}^2/ml$$

(sens ly)

en appui on prend $A_x = A_y = 6T14/ml$

en travée : (Armatures de repartion)

$\frac{A_{tx}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_{tx}}{2} \Rightarrow 3,46\,cm^2 \leq A_r \leq 6,93\,cm^2$

on prendra : $A_r = 5T12/ml = 5,49\,cm^2/ml$

Nous resumerons tous les ferraillages dans le tableau suivant :

	APPUIS		TRAVEE : sens lx		TRAVEE : sens ly	
PANNEAU	A calculée cm^2/ml	A adoptée /ml	A calculée cm^2/ml	A adoptée /ml	A calculée cm^2/ml	A adoptée /ml
A	3,97	6T10	8,61	6,T14	2,18	5T10
B	8,76	6T14	13,35	9T14	5,49	5T12
C	3,24	5T10	7,02	5T14	2,74	5T10
D	1	5T10	2,14	5T10	0,82	5T10
E;F	1,65	5T10	3,55	5T10	3,31	5T10
G	2,25	5T10	3,40	5T10	1,24	5T10
H	0,70	5T10	1,50	5T10	0,82	5T10
I	1,16	5T10	2,48	5T10	1,15	5T10
J	3,76	5T10	8,17	6T14	2,23	5T10
K	0,86	5T10	1,84	5T10	1,28	5T10
L	0,74	5T10	1,58	5T10	1,29	5T10
M	1,85	5T10	3,74	5T10	3,45	5T10

- CALCUL DES DEFORMATIONS -

Dans ce chapitre on calcul les deformations de la structure étudiée sous l'action horizontale du seisme qui risque de destabiliser l'ouvrage.

Le calcul des deplacements sera effectué a chaque niveau à partir des forces latérales distribuées sur la hauteur du Batiment.

DEPLACEMENT RELATIF (article - 3.3.7.1 R.P.A)

le deplacement calculé à partir des forces latérales spécifiés, doit être multiplié par $1/2B$ (où $B = 1/3$) pour obtenir le deplacement relatif.

Le rapport $1/2B$ ne doit pas être plus petit que 1.

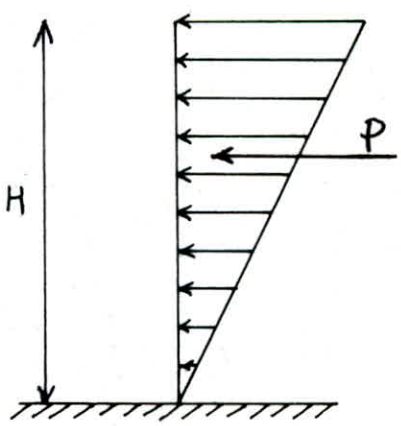
Les deplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage, à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand deplacement relatif peut être toléré.

Pour cela on considère le batiment comme étant une console encastrée à la base, soumise à une charge triangulaire.

$$f_{i\,relatif} = \left(f_i - f_{i-1}\right) \times \frac{1}{2B}$$

$$f_i = \frac{P x_i^2}{60 E I H^2}\left(20H^3 - 10H^2 x_i + x_i^3\right)$$

(Voir aide mémoire RDM-DUNOD Page 58)



$H = 26,10$ m.

$E = 21000\sqrt{\sigma_j} = 21000\sqrt{275} = 3,48 \cdot 10^5$ Kg/cm²

$E = 3,48 \cdot 10^6$ t/m².

$P_t = P_L = 755$ t

$I_L = 78,114$ m⁴

$I_t = 716,12$ m⁴

Deplacement admissible :

$\bar{f} = 0,0075 \times 2,90 = 0,02175$ m

$\bar{f} = 21,75 \cdot 10^{-3}$ m.

		LONGITUDINALES		TRANSVERSALES	
NIVEAU	x_i (m)	f_i (m)	f_i relatif (m)	f_i (m)	f_i relatif (m)
9	26,10	$7,40 \cdot 10^{-3}$	$0,96 \cdot 10^{-3}$	$0,81 \cdot 10^{-3}$	$0,10 \cdot 10^{-3}$
8	23,20	$6,76 \cdot 10^{-3}$	$1,37 \cdot 10^{-3}$	$0,74 \cdot 10^{-3}$	$0,15 \cdot 10^{-3}$
7	20,30	$5,85 \cdot 10^{-3}$	$1,62 \cdot 10^{-3}$	$0,64 \cdot 10^{-3}$	$0,18 \cdot 10^{-3}$
6	17,40	$4,77 \cdot 10^{-3}$	$1,71 \cdot 10^{-3}$	$0,52 \cdot 10^{-3}$	$0,20 \cdot 10^{-3}$
5	14,50	$3,63 \cdot 10^{-3}$	$1,68 \cdot 10^{-3}$	$0,39 \cdot 10^{-3}$	$0,18 \cdot 10^{-3}$
4	11,60	$2,51 \cdot 10^{-3}$	$1,04 \cdot 10^{-3}$	$0,27 \cdot 10^{-3}$	$0,10 \cdot 10^{-3}$
3	8,70	$1,82 \cdot 10^{-3}$	$1,65 \cdot 10^{-3}$	$0,20 \cdot 10^{-3}$	$0,29 \cdot 10^{-3}$
2	5,80	$0,72 \cdot 10^{-3}$	$0,79 \cdot 10^{-3}$	$0,007 \cdot 10^{-3}$	$0,007 \cdot 10^{-3}$
1	2,90	$0,19 \cdot 10^{-3}$	$0,28 \cdot 10^{-3}$	$0,002 \cdot 10^{-3}$	$0,003 \cdot 10^{-3}$
0	0	0	0	0	0

Donc tous les déplacement relatifs sont verifiés

f_i relatif $< \overline{f_i} = 0,0075 \times 2,90 = 21,75 \cdot 10^{-3}$ m.

Notice technologique

Dans nos métiers du batiment, l'organisation du travail puis son contrôle revêtent une grande importance et sont les deux facteurs primordiaux de productivité.
Les besoins actuels de notre pays en matiere de construction necessitent des méthodes d'organisation rationnelles toujours plus poussées afin de pouvoir accelérer le rythme de production tout en respectant la valeur du travail et l'architecture de nos ensembles.
Les progres du machinisme ont facilité l'évolution de nos méthodes de travail. Ils sont parfois limités par l'importance des travaux, il a donc fallu trouver dans l'étude des projets le complement necessaire à ce developpement.
Au fur et à mesure que la necessité des immeubles de plus en plus hauts se faisait sentir, les portiques ont commencé à être remplacés par des refends (murs en béton armé)
Pour la conception d'une structure en voiles, on utilise soit le coffrage "tunnel" soit le coffrage "tables et banches".
le 1er cité est un procedé qui permet de couler dalles et voiles simultanément au moyen d'un coffrage metallique composé de moules réglables.
Tandis que pour le 2e type de coffrage, on utilise les banches munies de passerelles pour le coffrage des voiles et les table

munies d'un étaiement contre ventré pour le coffrage des planchers.

Il semble que le coffrage "table et banches" s'est averé plus satisfaisant que le coffrage tunnel car il peut être utilisé pour n'importe quel ouvrage.

Mais dans l'"etat actuel de nos connaissances, il nous est difficile d'avantager l'un des coffrages par rapport à l'autre sachant que chacun d'eux possède ses propres avantages et inconvénients.

Sachant que le "tunnel" est un coffrage simultané des voiles et des dalles, qui est plus performant du pt de vue delai, il permet d'avoir une structure solide et homogène car il ne necessite pas de reprise de beton d'ou meilleur qualite de finition.

le "tables et banches" (utilisé dans notre ouvrage) a été opté par le ministere à partir de 1980.

Utilisé dans de nombreux chantiers, il permet un temps d'exécution faible, un parement de meilleur qualité et assure la securité des ouvriers.

Essayons dans ce qui suit de donner un bref aperçu sur les tables et banches.

Origine de la banche de hauteur d'étage :

Le banchage est une technique ancienne déjà utilisée pour la réalisation de murs en pisé.

les entretoises étaient en bois noyées dans le mur et restant apparentes à l'extérieur et constituent un trait caractéristique de l'architecture souclanaise.

La banche de hauteur d'étage en bois a été employée à Lyon et en Angleterre et connue en France sous le nom de "banches lyonaise".

Dès que les moyens de manutention du type grues se sont répandus sur les chantiers et ont permis la manutention de panneaux de plus grand dimension, l'interet de ceux-ci a favorisé leur développement rapide car lorsque le nombre de tiges et de raccords est plus faible, on peut avoir un parement de meilleur qualité et aussi par les grands panneaux, on diminue le nombre de manoeuvres, le temps d'exécution donc le prix de mise en oeuvre.

Un autre avantage pour les banches est que ces panneaux peuvent être munis des accessoires necessaires pour assurer la securité des ouvriers

Les équipements des banches :

La facilité d'emploi donc les rendements main-d'oeuvre et la sécurité des ouvriers sont conditionnées directement par les équipements.

Les équipements sont les suivants :

(1) equipement de couplage des banches bout à bout.

un bon couplage doit :

- éviter la désolidarisation des banches lors du coulage ou sous l'action de la vibration.
- assurer un alignement parfait de deux banches.
- assurer une étanchéité aussi parfaite que possible au joint.
- rendre capable d'effectuer les manoeuvres avec le coût minimum (temps plus court possible et utilisant minimum d'outils)

(2) équipement du réglage de la verticalité suffisamment solide pour pouvoir soutenir la banche même si celle-ci est inclinée.

(3) dispositif d'accès et de sécurité pour les ouvriens : existence d'une passerelle munie d'une garde-corps qui empeche la chute de l'ouvrier.

L'acces à cette passerelle se fait par une echelle

Si on veut couler plusieurs voiles perpendiculaires en même temps vu que le delai le rend indispensable

on peut utiliser des pieces d'angle pour raccorder les panneaux. Un des avantages de l'emploi d'angles est d'"eliminer toute necessité de ragréage au raccord entre deux voiles.

Ceci a été une description assez sommaire sur les "tables et banches". Mais du point de vue "cout" (comparaison avec le tunnel) on ne peut en generaliser car le prix de revient d'un ouvrage s'établit non seulement en fonction du procedé utilisé mais en fonction du lieu d'execution (eloignement par rapport à la cimenterie) des possibilités d'approvisionnement en materiaux, en materiel, des méthodes d'organisation de l'entreprise et du temps passé pour l'execution

La grue: L'emplacement de la grue sur le chantier est en fonction du site.

Si on considere un seul batiment (comme il nous a été demandé) la grue se dresse à proximité de la construction ou plus exactement sur son axe median de maniere à intervenir dans l'ensemble du batiment et tel que l'espace libre entre les éléments mobiles de l'appaveil et ceux de la construction doit être de deux mètres au minimum dans le cas d'un terrain plat.

Si le terrain est accidenté, et que cette distance minimale ne peut être respectée, un travailleur doit être désigné pour signaler l'approche des charges.

_ Conclusion _

Arrivés au terme de notre travail ; nous tenons à porter quelques remarques concernant différents chapitres:

(1) Etude comparative entre le "RPA 81" et le "PS 69".

- En comparant les valeurs données dans les tableaux des Pages 46 et 51 ; on a remarqué que les efforts donnés par le RPA 81 sont nettement supérieurs à ceux du PS 69
- Pour cela ; on s'est contenté uniquement du calcul suivant le 1er règlement cité

(2) Etude dynamique :

- L'étude dynamique d'une structure est obligatoire si la structure présente une dissymétrie dans son plan ou des irrégularités dans son élévation qui dépassent les tolérances fixées dans les règlements de même que pour les sols à hauts risques sismiques.
- Ne satisfaisant pas les conditions ci-dessus : forme en plan du batiment est simple, symetrique proche d'un rectangle avec des parties en retrait, pas de décrochements en élévation Aussi nous avons opté pour l'étude dynamique dans le but de déterminer la période T de vibration de notre structure mais néanmoins pas d'une façon impérative.

- BIBLIOGRAPHIE -

- Regles CCBA 68
- Regles parasismiques 69
- Complement aux regles parasismiques.
- Regles NV 65
- Calcul et verifications des ouvrages en B.A (P. Charon)
- Calcul pratique des tours en béton armé. (M. Divers)
- Document Technique unifié (D.T.U)
- Recommandations technique relatives aux volées d'escalier préfabriquées (C.T.C)
- Cours de béton Armé (M. Belazougui)