

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

40/86

وزارة التعليم و البحث العلمي

2FA

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Génie - Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

TOUR D'HABITATION

« STRUCTURE VOILES PORTEURS »

(R + 10)

Proposé par :

CTC

Etudié par :

M. Ait Oussaid

M. Bouras

Dirigé par :

M^r Hafidi

M^r AlPetkin

PROMOTION : juin 86

(بِسْمِ اللّهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ)

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

AI

- Ma mère
- mon père
- mes frères et sœurs, en particulier Karim et Kamel.
- toute ma famille.
- tous mes amis.

Mohamed BOURAS.



AI

- La mémoire de ma mère.
- Mon père.
- ma grande mère, plus précisément «TITTI».
- mes frères et sœurs.
- Merzouk et sa femme.
- « MOUNIR et SAFIA ».
- No Yamina.
- toute ma famille.
- tous mes amis.

Mourad Ait Oussaid



REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tout d'abord et avant toute autre chose, Dieu, pour nous avoir permis de fournir ce modeste Travail et sans lequel rien ne peut être accompli.

Nous remercions sincèrement :

M^r OUAZIT , M^r ALPETKIN du CTC pour leur disponibilité.

M^r HAFIDI , notre promoteur , pour ses précieux conseils.

FETHI , SLIMANE , M^{ed} Boudjemâa et BENKOUITEN M^{ed} pour leur aide.

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation,
Nos parents et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet.

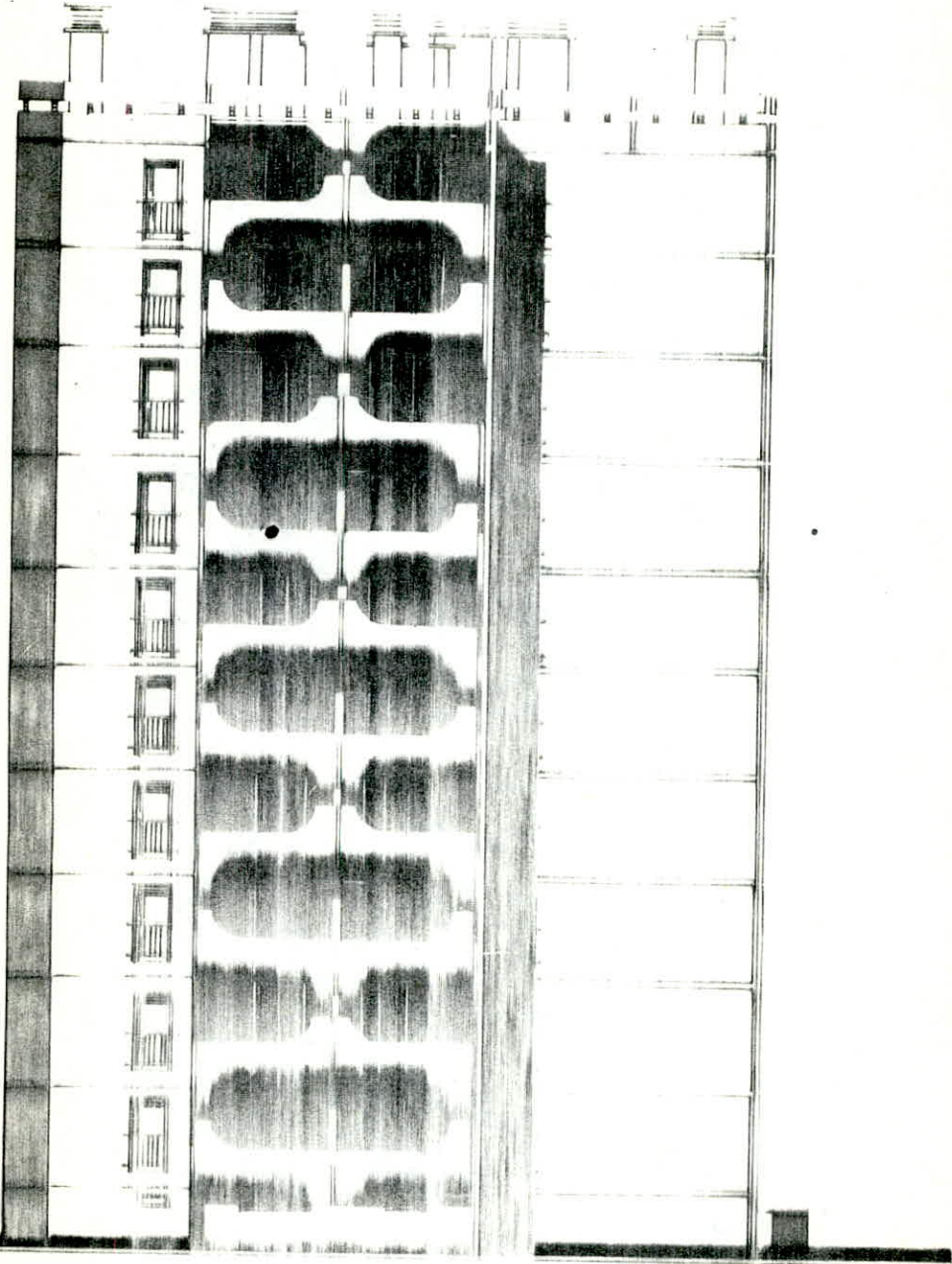
sommaire

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CH

1 .	INTRODUCTION.	1
2 .	PREDIMENSIONNEMENT.	2
3 .	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.	4
4 .	DESCENTE DE CHARGES .	6
5 .	CALCUL DES ELEMENTS :	
	— ESCALIERS .	11
	— PLANCHERS.	19
	— ACROTERE .	25
6 .	CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES .	29
7 .	CALCUL DES CENTRES D'INERTIE & DE MASSE .	32
8 .	CALCUL DE LA PERIODE D'OSCILLATIONS .	36
9 .	ETUDE AU SEISME .	42
10 .	ETUDE AU CONTREVENTEMENT .	45
11 .	EFFORTS DANS LES REFENDS .	50
12 .	SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS .	58
13 .	FERRAILLAGE :	
	— DES VOILES	66
	— DES LINTEAUX .	75
14 .	FONDATION .	78

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



FAÇADE SUB OUEST

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Le projet qui nous a été confié par le CTC consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une TOUR à usage d'habitation (R+10) qui sera implantée à BORDJ-EL-KIFFAN, zone de moyenne sismicité.

CARACTERISTIQUES.

DIMENSIONS :

- Hauteur : 30.8 au dessus du Sol
- Hauteur d'étage : 2.80 m
- Longueur : 20.45 m
- Largeur : 20.32 m

PLANCHERS :

Constitués de dalles pleines en béton Armé.
épaisseur 16 cm. La terrasse est non accessible.

ESCALIERS :

type d'étage courant à paillasse préfabriquées.

OSSATURE :

Contreventée uniquement par des Voiles porteurs en béton Armé, d'épaisseur constante 16 cm.
c'est une ossature qui supporte la totalité des efforts dus aux charges verticales et horizontales.

FONDACTIONS :

Radier général en béton Armé.
Le Taux de Travail du Sol $\bar{\sigma}_s = 1.4$ bars.

EXECUTION :

Coffrage "Table et Banche". procédé qui permet de couler les voiles à l'aide des banquettes, ensuite les dalles à l'aide des Tables.

Le calcul a été fait conformément aux règles parasismiques algériennes. **RPA 81**

voiles d etage
courant

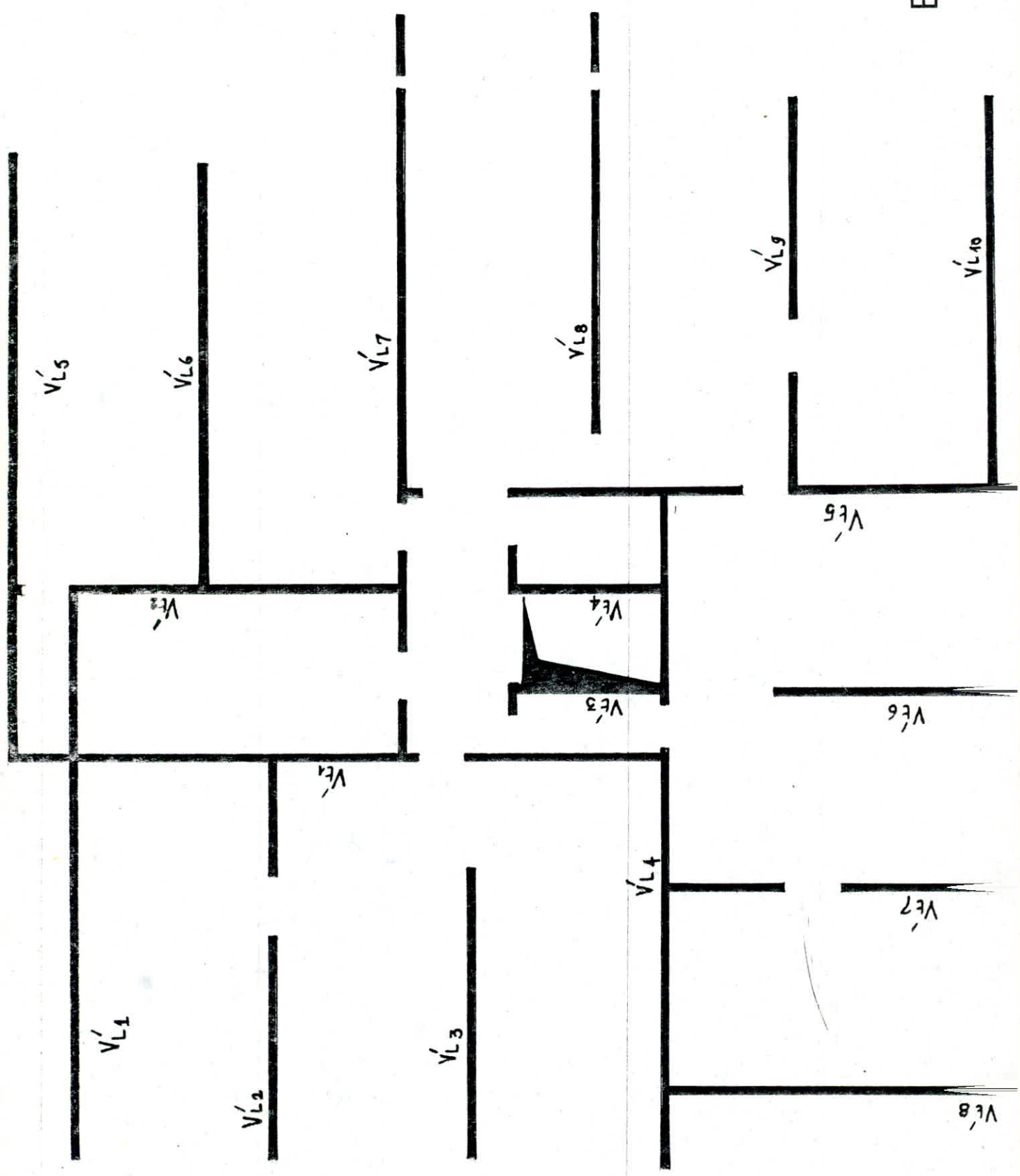
ECH : 1/100

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



voiles du R D C

ECH 1/100



PREDIMENSIONNEMENT

1) PLANCHER TERRASSE :

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir des conditions suivantes:

a) CONDITION DE LIMITATION DE FLECHE :

Cette condition est importante car elle est à la base des fissurations naissantes dans les revêtements.

on considère une poutre de plus grande portée $l = 3.60 \text{ m}$ de section $e \times 100$ uniformément chargée sous SP1 avec $q = G + 1,2 Q$.

$$f_{\max} \leq \frac{l}{500} \Rightarrow \frac{5924}{384 EI} \leq \frac{l}{500} \text{ d'où } I \geq \frac{500 q l^4}{384 E l}$$

$$\text{avec } I = \frac{b e^3}{12} \text{ il vient } e \geq \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}}$$

E : module de déformation longitudinal du béton sous l'action des charges de longue durée :

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_j} \quad \text{à } 90 \text{ j} \quad \sigma_{90} = 1,2 \sigma_{28} = 1,2 (275) = 330 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où } E = 127161 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q = 749 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}.$$

$$\text{d'où : } I \geq 17891,4 \text{ cm}^4 \text{ et } e \geq \left(\frac{12 \times 17891,4}{100} \right)^{1/3} = 12,86 \text{ cm}.$$

b) CONDITION D'ISOLATION :

Elle exige que $e \geq 16 \text{ cm}$.

on prendra finalement :

$$e = 16 \text{ cm}$$

2) PLANCHER COURANT :

$$q = 825 \text{ kg/m}^2.$$

on trouve aussi $e = 16 \text{ cm}$.

3) VOILES : art 3.412 RPA 01 :

l'épaisseur des voiles est prise égale à 16 cm .

$$e \geq 15 \text{ cm} \text{ en zone II}$$

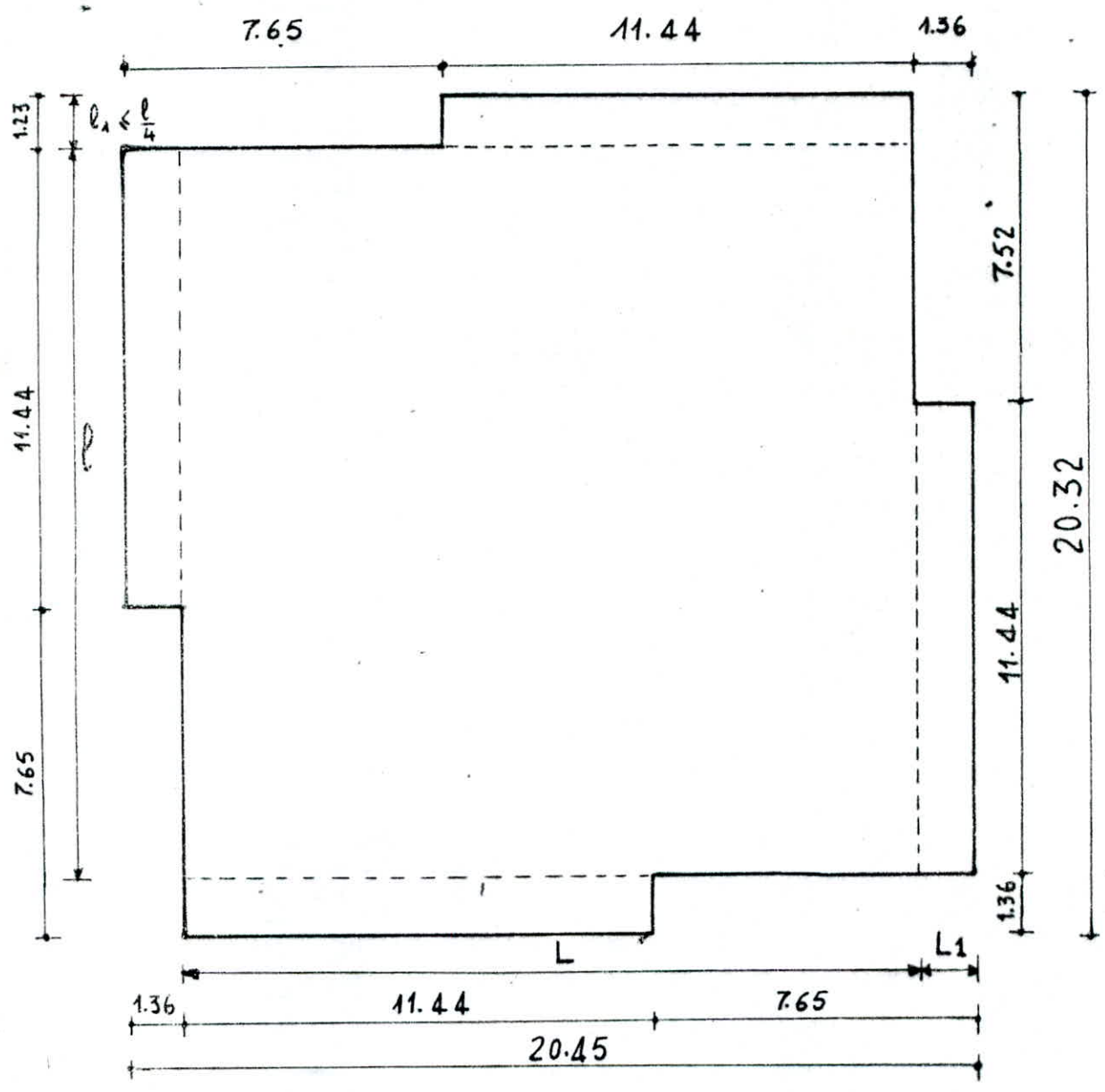
$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} = \frac{280}{20} = 14 \text{ cm}.$$

h_e : hauteur d'étage.

on prend donc

$$e = 16 \text{ cm}$$

FORME DE BLOCS.



art 23.1.1. RPA 81.

Les parties en saillie, dans une direction considérée, sont acceptées à condition de ne pas dépasser un quart de la dimension du bloc en question.

pour les formes en plan présentant plusieurs saillies, choisir un rectangle inscrit de référence présentant la plus grande surface et comparer les dimensions des saillies par rapport aux dimensions de ce rectangle dans le sens considéré.

$$L = 17,73 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,36 < \frac{L}{4} = 4,43 \text{ m} \quad ; \quad l_1 = 1,23 < \frac{l}{4} = 4,43 \text{ m}$$

Caracteristiques

Des

Materiaux

BETON

Le béton utilisé sera dosé à 350 kg/m³ de ciment C.P.A 325, à contrôle atténué.

La résistance nominale à la compression : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$.
(à l'âge de 28 j).

CONTRAINTES ADMISSIBLES :

1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION.

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

α : dépend de la classe du ciment ($\alpha=1$, classe 325)

β : dépend de l'efficacité de contrôle du béton ($\beta = 5/6$ contrôle atténué).

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments de construction et des dimensions des granulats $\gamma=1$ ($h_m \geq 4 \text{ G}$)

δ : dépend de la nature de la sollicitation.

$\delta = 0.3$ en compression simple

$\delta = 0.6$ en flexion simple, et en flexion composée quand l'effort Normal est une Traction.

$\delta = \begin{cases} 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{quand l'effort Normal est une compression} \\ 0.6 & \text{dans le cas de la flexion composée.} \end{cases}$

$e_0 = \frac{M}{N}$: excentricité de la force extérieure par rapport à la section du béton seul.

$e_1 = \frac{h_t}{6}$; rayon vecteur, de même signe que e_0 du noyau central de la section du béton seul, situé dans le plan radial passant par le centre de pression.

ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$\epsilon = 1$ en compression simple, Flexion simple, F. composé avec Traction

2. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE RÉFÉRENCE DE TRACTION :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad ; \quad \text{avec} \quad \theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_{28}} = 0.026$$

	COMPRESSION SIMPLE	FLEXION simple	TRACTION.
CONTRAINTES	$\bar{\sigma}'_{b0}$ (bars)	$\bar{\sigma}'_b$ (bars)	$\bar{\sigma}_b$ (bars)
SP 1	67.5	135	5.85
SP 2	101.25	202.5	8.77

les contraintes admissibles du second genre (SP2) sont obtenus en majorant les contraintes du 1^{er} genre de 50% ;

$$\bar{\sigma}_{SP2} = 1.5 \bar{\sigma}_{SP1}$$

ACIERS

Les aciers utilisés sont classés en deux catégories.

* Aciers à Haute adhérence (HA) ; de nuance FeE 40, de limite

élasticité :

$$\sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

* Aciers Ronds lisses (Adx) ; FeE 2A.

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

CONTRAINTES ADMISSIBLES : (de Traction).

a) Aciers HA : $\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$

sous SP1 : $\rho_a = 2/3 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 2/3 \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

sous SP2 : $\rho_a = 1 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

LIMITES IMPOSÉES PAR LES CONDITIONS DE NON FISSURATION du Béton.

La condition de non fissuration du béton impose une contrainte de traction limite (σ_a), cette dernière doit vérifier l'inégalité :

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = k_f \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \left(\frac{k_f \eta \bar{\sigma}_b}{\phi} \right)^{1/2}$$

avec : k_f = Coefficient dépendant des conséquences de la fissuration et ayant les valeurs ci-après :

$k_f = 1,5 \cdot 10^6$: fissuration peu nuisible

$k_f = 1 \cdot 10^6$: " préjudiciable

$k_f = 0,5 \cdot 10^6$: " nuisible.

η : coefficient de fissuration : $\begin{cases} \eta = 1 & \text{Aciers (Adx)} \\ \eta = 1,5 & \text{" (HA)} \end{cases}$

ϕ : diamètre en (mm) de la plus grosse barre

$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f}$ = pourcentage de fissuration.

A : section des Armatures Tendues

B_f : section du béton entourant les barres.

**DES'CENTE
DE
CHARGE**

1. BUT

Déterminer les sollicitations des charges permanentes "G" et surcharges "Q" qui sont distribuées selon les surfaces afférentes des planchers, correspondant à chaque élément porteur pris en considération.

2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.

2.1.

CHARGES PERMANENTES :

a/ PLANCHER TERRASSE.

. protection gravillon 5cm	----- 0.05 x 1800	= 90 kg/m ²
. étanchéité multicouche	-----	= 10
. forme de pente ~ 8 cm	----- 0.08 x 1100	= 88
. film polyane protégeant l'isolation	-----	= 5
. isolation Liège 4cm	----- 0.04 x 400	= 16
. dalle 16 cm	----- 0.16 x 2500	= 400
. Enduit en plâtre 2cm	----- 0.02 x 1000	= 20
		<hr/>
		G = 629 kg/m ²

b/ PLANCHER ETAGE COURANT ; R.D.C.

. carrelage 2cm	----- 0.02 x 2200	= 44 kg/m ²
. Mortier de ciment 2cm	----- 0.02 x 2000	= 40
. Sable 2cm	----- 0.02 x 1800	= 36
. Dalle 16cm	-----	= 400
. Enduit en plâtre 2cm	----- 0.02 x 1000	= 20
. cloisons	-----	= 75
		<hr/>
		G. 615

c/ LOGGIAS ; SECHOIRS.

. carrelage ; mortier ; sable	-----	= 120
. dalle pleine 16 cm	-----	= 400
. Enduit en plâtre	-----	= 20
		<hr/>
		G. 540

e/ FACADES.

. En brique creuse 22 cm	----- 0.22 x 1400	= 308
. Enduit en plâtre	-----	= 20
		<hr/>
		G. 328

e/ Escaliers.

* Volée : $\left. \begin{array}{l} h = 17.5 \text{ cm} \\ g = 27 \text{ cm} \end{array} \right\} \alpha = \text{arc tg } \frac{h}{g} = 33^\circ$

- poids propre de la paillasse d'épaisseur "e" (e=14 cm) :

$$\frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = 417 \text{ kg/m}^2$$

- poids des marches de hauteur h :

$$\frac{2200 \cdot h}{2} = 192$$

- Mortier 2cm ----- = 40

- Revêtement granito 4cm ----- = 88

- Garde corps ----- = 20

$$G = 757 \text{ kg/m}^2$$

* paliers :

- épaisseur 16 cm ----- $0.16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$

- Mortier 2cm ----- = 40

- revêtement 4cm ----- $0.04 \times 2200 = 88$

$$G = 528 \text{ kg/m}^2$$

f/ Acrotère :

- hauteur 63 cm

- épaisseur 16 cm.

Poid / ml ----- $0.16 \times 0.63 \times 2500 = 252 \text{ kg/ml}$

2.2: SURCHARGES

· plancher terrasse (non accessible) -----	100 kg/m ²
· plancher Etage courant ; R.D.C -----	175 "
· Loggias , Sechoirs -----	350
· Escaliers -----	250
· Acrotère (main courante) -----	100 kg/m
· Garde corps -----	100 kg/m

3 - SURFACES DE PLANCHER REVENANT A CHAQUE VOILE (m²)

Les planchers étant constitués de dalles pleines en béton armé, on admet que les charges appliquées à la surface de la dalle se diffusent suivant un angle de 45° jusqu'au plan moyen de la dalle.

3.1. VOILES LONGITUDINAUX DE L'ETAGE COURANT : "V_L"

VOILES	V _{L1} V _{L10}	V _{L2} V _{L9}	V _{L3} V _{L8}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{L7}
P. terrasse	11,86 ₂	21,56	21,56	21,28	10,84	23,82	28,22
Loggia	-	-	2,16	2,16	2,16	2,16	2,16
Sechoir	-	2,16	2,16	-	-	-	-
Voleés	-	-	-	-	-	-	-

3.2 VOILES TRANSVERSAUX DE L'ETAGE COURANT : "V_t"

VOILES	V _{t1}	V _{t2}	V _{t3}	V _{t4}	V _{t5}	V _{t6} V _{t7}	V _{t8}
P. Terrasse	20	7,64	9,71	23,49	23,49	21,56	11,86
Loggia	-	-	-	-	2,16	2,16	-
SECHOIR	-	-	-	-	-	2,16	-
VOLEÉS	2,84	2,84	-	-	-	-	-

3.3 VOILES DU R.D.C : "V'"

3.3.1 voiles longitudinaux "V'_L"

VOILES	V' _{L1}	V' _{L2} V' _{L3}	V' _{L4}	V' _{L5}	V' _{L6}	V' _{L7}	V' _{L8}
Pl. RDC	15,1	23,72	23,44	13,68	25,41	38,13	29,12

3.3.2 voiles transversaux "V'_t"

VOILES	V' _{t1}	V' _{t2}	V' _{t3}	V' _{t4}	V' _{t5}	V' _{t6} , V' _{t7}	V' _{t8}
Pl RDC	24,68	17,62	9,7	9,96	19,23	23,72	11,86
Voleés	2,84	2,84					

4. POIDS DES VOILES. (Tonne).

La hauteur de chaque voile est constante en élévation ($h=2.80m$), ainsi que l'épaisseur ($e=16\text{ cm}$). $P_i = \gamma_b \times e \times h \times L_i$ (L_i : longueur du voile).

4.1: VOILES DE L'ETAGE COURANT :

VOILES	V_{L1} V_{t8}^{10}	V_{L2} V_{t7}^9	V_{L3} V_{t6}^8	V_{L4} V_{t5}^7	V_{L5}	V_{L6}	V_{L7}	V_{t1}	V_{t2}	V_{t3}	V_{t4}
Poids (t)	7.27	7.21	6.23	13.15	8.15	4.48	12.14	12.0	8.6	3.26	

4.2: VOILES DU R.D.C

V'_{L1}	V'_{L2} V'_{t7}	V'_{L3} V'_{t6}	V'_{L4}	V'_{L5}	V'_{L6}	V'_{L7}	V'_{L8}	V'_{L10} V'_{t8}	V'_{t1}	V'_{t2}	V'_{t3} V'_{t4}	V'_{t5}
12.10	7.38	6.23	13.15	12.81	8.91	13.60	8.61	8.39	12.95	7.08	3.26	11.0

5. EXEMPLE DE CALCUL: V_{L5}

5.1: charges verticales permanentes:

Niv 10
 acrotère -----: $0,252 (8,12 + 1,96) = 2,54^t$
 plancher terrasse: $0,629 \times 10,84 = 6,82^t$
 charge sur $e=16\text{ cm}$: $0,629 \times 0,16 \times 8,12 = 0,817^t$

Niv 9 $G_{10} = 10,175^t$

G_{10} -----: $= 10,175^t$
 cte { plancher courant: $0,615 \times 10,84 = 6,667$
 charge sur $e=16\text{ cm}$: $0,615 \times 0,16 \times 8,12 = 0,799$
 charge du loggia: $0,540 \times 2,16 = 1,166$
 poids de V_{L5} (du niv 10) -----: $= 8,15$
 $G_9 = 26,96^t$

Niv 8: $G_9 + cte = 26,96 + 16,78 = 43,74^t$

Niv 7: $G_8 + cte = 60,54^t$

Niv 6: $G_7 + cte = 77,32^t$

Niv 5: $= 94,10^t$

Niv 4: $= 110,89$

3: $= 127,68$

2: $= 144,46$

1: $G_3 = 161,25^t$

RDC: G_1 -----: $161,25$
 poids V_{L5} -----: $= 8,15$
 plancher RDC $0,615 \times 13,68 = 8,413$
 pl. RDC sur $e=16$: $0,615 \times 0,16 \times 11,44 = 1,126$
 poids V'_{L5} -----: $= 12,81$

191,75^t

5.2 surcharges d'exploitation:

Niv 10
 ----- $0,100 \times 10,08 = 1^t$
 ----- $0,100 \times 10,84 = 1,08$
 ----- $0,1 \times 0,16 \times 8,12 = 0,13$
 Niv 9 $Q_{10} = 2,21^t$
 ----- $= 2,21$
 ----- $0,175 \times 10,84 = 1,89$
 ----- $0,175 \times 0,16 \times 8,12 = 0,227$
 ----- $0,350 \times 2,16 = 0,756$ } cte
 $Q_9 = 5,08^t$

Niv 8: $Q_9 + cte = 7,95^t$

----- $Q_8 + cte = 10,82$

----- $= 13,7$

----- $= 16,57$

----- $= 19,44$

----- $= 22,31$

----- $= 25,18$

----- $= 28,06$

RDC Q_1 -----: $28,06$

----- $0,175 \times 13,68 = 2,4$

----- $0,175 \times 0,16 \times 11,44 = 0,32$

30,78^t

CHARGES VERTICALES PERMANENTES REVENANT A CHAQUE VOILE: "G" (Tonne)

NIV VOILES	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
VL1	10,6	25,89	41,19	56,5	71,8	87,1	102,4	117,7	133	148,3	178
VL2 - VL9 Vt7	15,26	37,63	60	82,38	104,75	127,12	149,5	171,86	194,23	216,61	246,53
VL3 Vt6	15,26	36,46	57,67	78,88	100	121,29	142,5	163,7	184,9	206,10	233,89
VL4	15,45	44,1	72,74	101,39	130,1	158,68	187,33	215,97	244,62	273,27	315,22
VL5	10,17	26,96	43,74	60,54	77,32	94,10	110,89	127,68	144,46	161,25	191,75
VL6	16,73	37,80	58,89	79,96	101	122,12	143,2	164,28	185,35	206,43	236,24
VL7	20,31	52,21	84,12	116	148	179,84	211,75	243,65	275,56	307,5	358
Vt5	16,84	46,85	76,85	106,86	136,87	166,87	196,88	226,88	256,89	286,9	324,2
Vt4	7,24	17,1	26,93	36,78	46,63	56,48	66,32	76,17	86,1	95,87	109,46
Vt3	6,4	18,5	30,59	42,68	54,78	66,87	78,96	91,06	103,15	115,24	131,84
VL8	15,26	36,46	57,67	78,87	100,82	121,29	142,5	163,7	184,9	206,10	236,33
VL10; Vt8	10,6	25,89	41,2	56,49	71,8	87,1	102,4	117,7	133	148,3	171,98
Vt2	5,96	24,1	42,23	60,37	78,51	96,65	114,8	133	151	169,3	200
Vt1	14,52	43,58	72,64	101,7	130,76	159,8	188,87	217,93	247	276,05	320,99

SURCHARGES D'EXPLOITATION "Q" (Tonne)

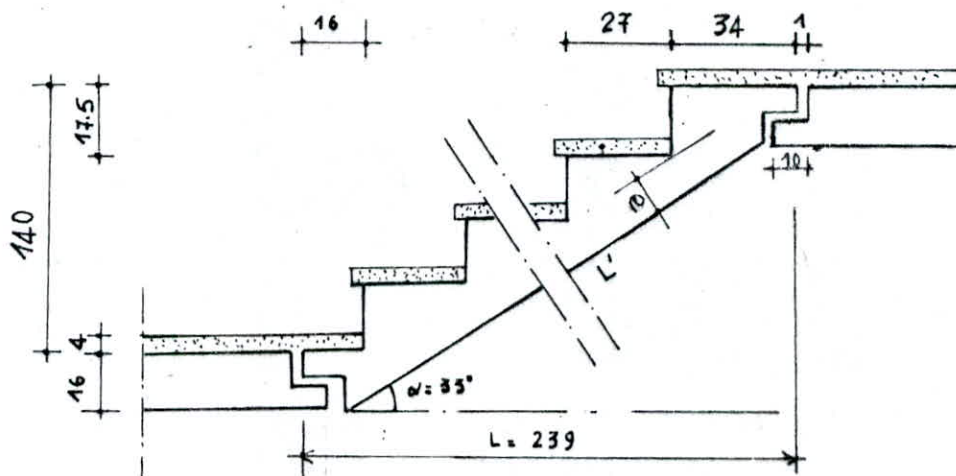
VL1	2,25	4,53	6,82	9,1	11,38	13,67	15,96	18,24	20,52	22,80	25,76
VL2, VL9 Vt7	2,67	7,31	11,96	16,61	21,26	25,91	30,56	35,21	39,86	44,51	48,87
VL3 Vt6	2,63	8,13	13,62	19,12	24,61	30,11	35,6	41,1	46,59	52	56,36
VL4	2,72	7,55	12,38	17,22	22,05	26,89	31,72	36,55	41,39	46,22	55,31
VL5	2,21	5,08	7,95	10,82	13,7	16,57	19,44	22,31	25,18	28,06	30,78
VL6	2,77	7,92	12,98	18	23,12	28,19	33,25	38,32	43,39	48,45	53,12
VL7	6,28	12,33	18,37	24,42	30,47	36,52	42,57	48,61	54,66	60,71	67,78
Vt5	2,35	6,87	11,27	15,74	20,2	24,67	29,13	33,6	38	42,52	46,24
Vt4	0,1	2,77	4,55	6,33	8,11	9,89	11,67	13,45	15,23	17,01	19,52
Vt3	0,97	2,75	4,53	6,31	8,09	9,87	11,65	13,43	15,21	17	18,77
VL8	2,55	7,99	13,42	18,86	24,30	29,74	35,18	40,62	46,1	51,5	56,6
VL10 Vt8	2,25	4,53	6,82	9,1	11,38	13,67	15,95	18,24	20,52	22,80	25,1
Vt2	0,95	3,21	5,47	7,73	9,98	12,24	14,5	16,76	19	21,27	25,27
Vt1	2,31	6,87	11,44	16	20,56	25,13	29,69	34,25	38,82	43,38	48,57

calcul

des

éléments

Les escaliers prévus sont constitués de volées préfabriquées en béton armé. Les paliers sont en dalle pleine d'épaisseur 16 cm. La jonction "palier - paillasse" est assurée par des becquets, qui par scellement s'oppose à l'effort transmis par la paillasse au palier.



DIMENSIONS

hauteur de la marche : $h = 17.5$ cm

giron : $g = 27$ cm

Emmarchement : 1.16 m

Hauteur de la volée : $H = 1.40$ m

α : inclinaison de la paillasse / Horizontale :

$$\alpha = \arctg \frac{h}{g} = 33^\circ$$

nbr. de marche $n = \frac{H}{h} = 8$

portée horizontale de la volée : $L = 2.39$ m

L' : Longueur développée $L' = \frac{L}{\cos \alpha}$

Revêtement : 4 cm.

PREDIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSEUR DE LA PAILLASSE :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad \text{avec} \quad L' = \frac{L}{\cos \alpha} = 285 \text{ cm} ; \quad \text{donc} \quad 9.5 \leq e \leq 14.25 \text{ cm} \Rightarrow \underline{\underline{e = 14 \text{ cm}}}$$

VÉRIFICATION DE LA RELATION DE "BLONDEL" :

$$0.55 < g + 2h < 0.66 \text{ cm} \Rightarrow g + 2h = 0.62 \text{ cm} \quad \text{vérifié.}$$

CALCUL :

① : VOLEE : (calcul de la paillasse).

1.1 : charges et surcharges dans la volée préfabriquée :

$$\left. \begin{array}{l} G = 757 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} q = G + 1.2 Q = 1057 \text{ kg/m}^2 = 1057 \times 1.16 = 1226 \text{ kg/ml}$$

soit : q = 1,226 t/ml

1.2 : EVALUATION DES SOLLICITATIONS :

Le moment fléchissant en travée pourra être calculé par référence à la poutre sur deux appuis simples, de portée égale à la distance horizontale (L), et supportant le même système de charges que la volée préfabriquée, (q t/ml).

Equilibre Statique :

Moment des forces par rapport au point B.

$$R_A L - \frac{qL^2}{2} - F_h \cdot H = 0$$

d'où: $R_A = \frac{qL}{2} + F_h \cdot \frac{H}{L}$ (1)

et $R_B = \frac{qL}{2} - F_h \cdot \frac{H}{L}$ (2)

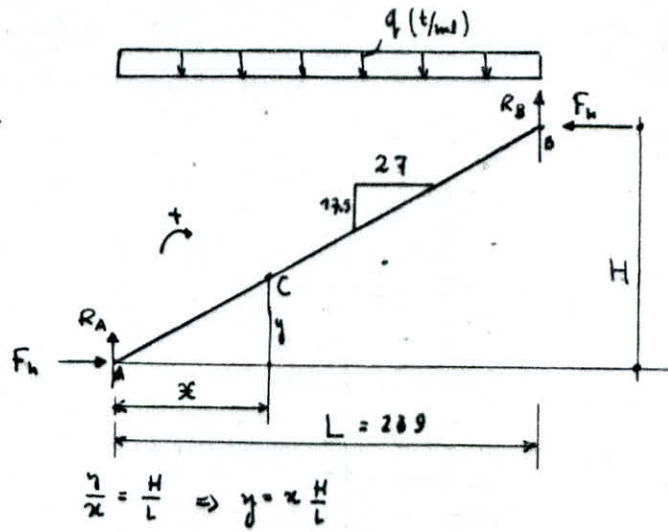
Moment des forces au pt C d'abscisse x:

$$M = R_A x - \frac{qx^2}{2} - F_h x \frac{H}{L}$$

$$= \frac{qL}{2} x + F_h \frac{H}{L} x - \frac{qx^2}{2} - F_h x \frac{H}{L}$$

$M = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2}$; pour $x = \frac{L}{2}$

on retrouve l'expression du moment fléchissant en travée, de la poutre isostatique de référence.



$M = \frac{qL^2}{8}$

1.3 FERRAILLAGE :

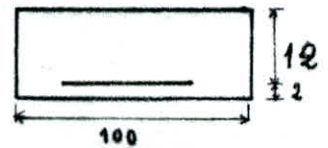
la section est rectangulaire, et soumise à la flexion simple, On adoptera la méthode de M^r P. CHARON.

Données: $M = \frac{qL^2}{8} = 0.875 \text{ t.m} = 0.875 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$

$h_f = e = 14 \text{ cm}$, $h = h_e - d = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$.

$b = 100 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_a (\text{spa}) = 2800 \text{ kg/cm}^2$



on calcule: $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.0326 \rightarrow \begin{cases} k = 49,4 \\ \epsilon = 0.9224 \end{cases}$

La contrainte de compression du béton:

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 2.8 \text{ cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 56,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

on adoptera: 6 HAB/ml (A=3,01cm²), espacement: 18 cm.

Armatures de répartition:

Elles sont adoptées tel que leurs section soit prise forfaitairement au 1/4 des armatures principales. $A_r = \frac{1}{4} \cdot 3.01 = 0,75 \text{ cm}^2$

soit: 6 HAB (A=1,69 cm²)
espacé de 16 cm.

Armatures Transversales:

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$

$T_{max} = \frac{qL}{2} = 1,465 \text{ t}$

$b = 100 \text{ cm}$

$z = \frac{7}{8} (h) = 10,5 \text{ cm}$

$\rightarrow \tau_b = 1,39 \text{ kg/cm}^2$

calcul de $\bar{\tau}_b$. (contrainte de cisaillement admissible).

$\bar{\tau}_b = 2 \psi_s \bar{\sigma}_b$ avec $\begin{cases} \psi_s = 1,5 \text{ (acier HA)} = \text{coefficient de scellement} \\ \bar{\sigma}_b = 5.85 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

$\bar{\tau}_b = 17,55 \text{ kg/cm}^2$ et $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$

pas utile d'utiliser les armatures Transversales

1.4. VERIFICATIONS:

a) condition de non fissuration:

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \text{ avec: } \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \omega_f}$$

d'où $\sigma_1 = 1789 \text{ kg/cm}^2$

et $\sigma_2 = 1,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi \text{ (mm)}}} = 3179 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_f = 3179 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 3179 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte σ_a est admissible, c'est la limite imposée par la condition de non fissuration, du béton.

b) flèche:

la flèche admissible sera limitée au 1/300 de la portée horizontale "L".

la flèche en Traversé est donnée par: $f = \frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{EI}$ qui doit être inférieure à \bar{f} .

$E = 7000 (\sigma_j')^{1/2} = 7000 (270)^{1/2} = 115000 \text{ kg/cm}^2$

(E: module de déformation Longitudinal).

$I = bh^3/12 = \frac{116 (12)^3}{12} = 16704 \text{ cm}^4$; $q = 12,26 \text{ kg/cm}$; $L = 239 \text{ cm}$;

d'où $f = 0,27 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75 \text{ cm}$. (vérifié).

c) verification des contraintes de l'acier:

$$\tilde{w} = \frac{A}{b \cdot h} \times 100 \quad \left| \begin{array}{l} A = 3,01 \\ b = 100 \\ R = 12 \end{array} \right. \Rightarrow \tilde{w} = 0,251 \longrightarrow \begin{cases} k = 47,8 \\ \eta = 0,9204 \end{cases}$$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = 2632 \text{ kg/cm}^2$

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

d) condition de non fragilité:

$A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$; avec

$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 12 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_b = 5,85 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 (\phi < 20 \text{ mm}) \end{cases}$

d'où: $3,01 \text{ cm}^2 > 1,15 \text{ cm}^2$

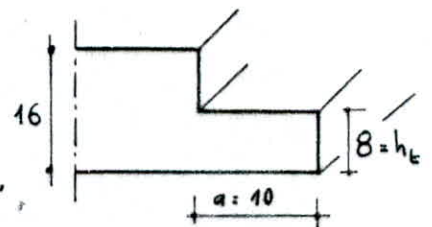
(vérifié).

②. CALCUL DU BECQUET

2.1. DIMENSIONS:

La hauteur des becquets d'appui ne sera pas inférieure à 7 cm. (D.T.U SOCOTEC)

on choisira une hauteur $h_b = 8 \text{ cm}$, pour le becquet de la volée, et du palier.



2.2. EVALUATION DE LA CHARGE SUR LE BECQUET: "P"

D.T.U. (SOCOTEC):

- Les efforts verticaux et horizontaux sollicitant les becquets

Peuvent être remplacés par une charge verticale d'intensité égale au poids total de la volée surchargée (q), majorée par le coefficient de comportement (γ_q) qui tient compte des résultats d'essais de la résistance des béquets, et met en évidence les phénomènes de rupture prématurée.

$$P = q \cdot L \cdot \gamma_q \quad ; \quad q = \text{poid de la volée surchargée} : 1,226 \text{ t/ml}$$

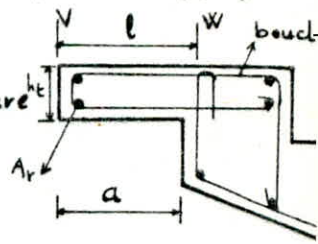
$$L : \text{longueur horizontal de la volée} : 2,39 \text{ m.}$$

$$\gamma_q = 1,4.$$

d'où $P = 4,1 \text{ t}$

2.3 Sollicitations :

La section de l'armature en boucle des béquets d'appui, sera dimensionnée en prenant comme portée la distance (l) entre les plans verticaux V et W , sans que cette portée soit inférieure à \bar{a} ($a + 3 \text{ cm}$), ni inférieure à (h_t).



$$l \geq \begin{cases} 13 \text{ cm} \\ 8 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \underline{l = 14 \text{ cm}} ; \quad \underline{M = P \cdot l = 0,57 \text{ tm}}$$

- fig 1.

2.4: FERRAILLAGE :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_s b h^2} ; \quad M = 0,57 \cdot 10^5 \text{ kg cm} \quad \Rightarrow \mu = 0,0848 \rightarrow \begin{cases} k = 27,5 \\ \epsilon = 0,8824 \end{cases}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \sigma'_b = \frac{2800}{27,5} = 101 \bar{\sigma}$$

$$h = 8 - 2 = 6 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \epsilon h} = 3,84 \text{ cm}^2 / \text{ml} , \text{ on adoptera : } \underline{5 \text{ boucles } \phi 10 / \text{ml} , (3,92 \text{ cm}^2)}$$

espacement : 20 cm

2.5 $A_v = \frac{1}{4} A = \frac{1}{4} 3,92 = 0,98 \text{ cm}^2$ soit : $4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

2.6 Vérification au cisaillement :

pour le calcul de la contrainte tangente dans le béton du béquet, la valeur de γ_q est égale à 1.

d'où : $P = 1 \times 1,226 \times 2,39 = 2,93 \text{ t} = T_{max}$

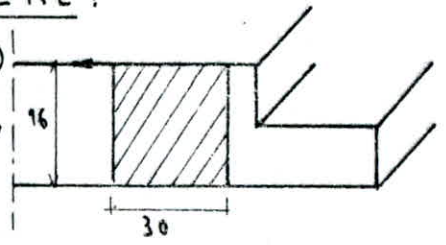
$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \times \frac{7}{8} h} = 5,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,72 \text{ kg/cm}^2 . \text{ pas utile d'utiliser les armatures transversales.}$$

2.7 Dispositions Constructives; (D.T.U)

- i) l'armature des béquets devra être réalisée au moyen de boucles ou de cadres fermés (suivant fig 1)
- ii) les armatures en boucle des béquets ne seront pas espacées de plus de deux fois la hauteur de la section d'encastrement du béquet, la valeur maximale de l'espacement étant toutefois fixé à 20 cm.

3. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

la poutre palier est une poutre incorporée (noyée) dans le palier. elle sert d'appui pour ce dernier, et reprend les efforts que transmet la volée au becquet. on choisit $b = 30 \text{ cm}$.

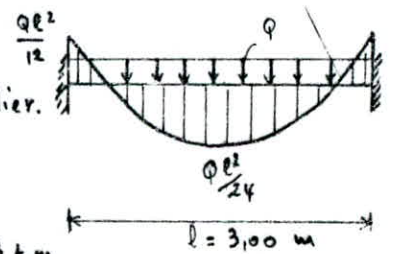


3.1 : CHARGES ET SURCHARGES : (D.T.U).

la charge agissant sur la poutre palier "Q", et transmise par l'élément préfabriqué (volée) au droit de chaque appui (haut et bas), sera prise égale à $0.7 q$. (q = poids de la volée surchargée). $Q = 0.7 q = 0.7 \times 1,057 = 0,74 \text{ t/m}$

3.2 : FERRAILLAGE :

le calcul se fait en flexion simple, la portée de la poutre correspond à la longueur totale du palier.



Calcul des armatures inférieures : (Travée)

$$M_t = Q \frac{l^2}{24} \quad ; \quad \left. \begin{array}{l} Q = 0,74 \times 2,39 = 1,769 \text{ t/ml} \\ l = 3,00 \text{ m} \end{array} \right\} M = 0,663 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b \times h^2} \quad ; \quad \left. \begin{array}{l} \text{avec } b = 30 \text{ cm} \\ R = 16 - 2 = 14 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \mu = 0,0604 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \lambda = 34,1 \\ \epsilon = 0,8982 \end{array} \right. \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 1,88 \text{ cm}^2$$

soit : 4HA8 (8,01)

Calcul des armatures supérieures : (appui) : $M_a = \frac{Ql^2}{12} = 1,327 \text{ t.m}$.

$$\mu = 0,1208 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 21,84 \\ \epsilon = 0,8642 \end{array} \right. \text{ d'où } A_a = 3,91 \text{ cm}^2$$

soit : 4HA12 (4,52 cm²)

Armatures Transversales :

$$T = Q \frac{l}{2} = 2,65 \text{ t} \quad ; \quad \bar{\tau}_b = \frac{T}{b \times \frac{7}{8} h} = 7,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 (5,85) = 20,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{t \cdot T}{\bar{\sigma}_{at}}$$

$$T = 2,65 \text{ t} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_{at}$ = contrainte admissible pour les armatures

Transversales. $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

t : écartement des Cadres : (P. CHARON).

$$t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 14 \left(1 - \frac{0,3 \times 7,27}{5,85} \right) = 8,78 \text{ cm} \\ 0,2 h = 0,2 \times 14 = 2,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit t = 8 cm

d'où : $A_t = 0,61 \text{ cm}^2$ soit : 4HA6 = 1,13 cm²

Remarque : la résistance à la Torsion de la poutre incorporée étant généralement faible, des armatures supérieures perpendiculaires à la poutre devront être disposées, pour équilibrer le Couple P.r.e :

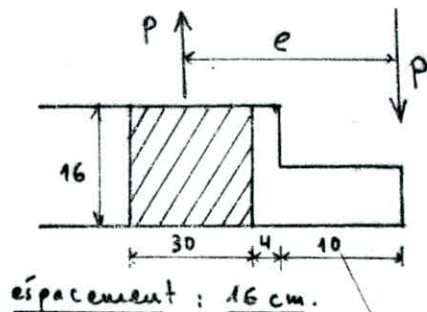
$$p = 1,769 \times 3,00 = 5,31$$

$$e = 23 \text{ cm}$$

$$M = p \cdot e = 1,54 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,54 \cdot 10^3}{2800 \cdot 300 \cdot 14^2} = 0,014 \rightarrow \varepsilon = 0,9474$$

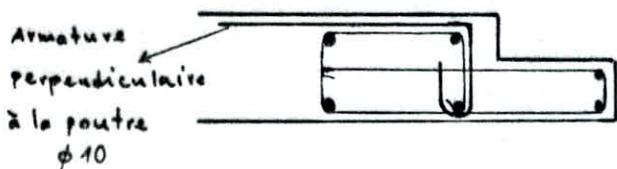
d'où $A = 4,14 \text{ cm}^2$ soit 6 HA10/ml ($A = 4,71 \text{ cm}^2$)



Vérification des Contraintes:

$$w = \frac{100 A}{b \times h} = 0,142 \rightarrow \begin{cases} k = 23,0 \\ \varepsilon = 0,8681 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 421 < \bar{\sigma}_b \\ \sigma'_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = 2690 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

(vérifiée)



Liaison "Voleé - palier".

Elle est assurée par une bande de béton, coulée sur place, régissant sur toute la largeur de la voleé, après interpénétration des armatures sortant de la voleé préfabriquée et du palier. Cette solution permet d'obtenir une plus grande résistance de la dalle palière, et une meilleure garantie contre le risque d'effondrement de la voleé.

l'acier de liaison sera calculé pour la charge $q = 1,226 \text{ t/ml} \times 2,39 \text{ m} = 2,93 \text{ t}$

d'où: $A = \frac{q}{\sigma_a} = \frac{2,93 \cdot 10^3}{2800} = 1,04 \text{ cm}^2$ soit: 3 HA8/ml ($1,5 \text{ cm}^2$)

Calcul des Armatures en crochets:

poide propre de la paillasse: $G = 757 \text{ kg/ml}^2$

$$G = 757 \times 1,16 \times 2,39 = 2098 \text{ kg.}$$

poide propre majoré: $1,2 G = P = 2517,6 \text{ kg}$

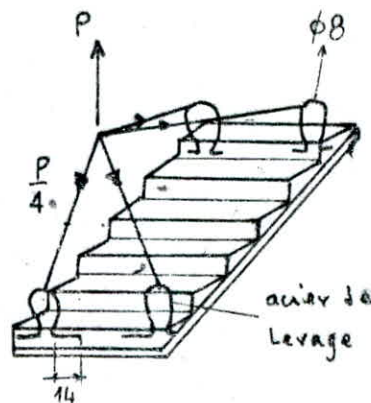
on dispose de 4 crochets sur les extrémités

de la paillasse. d'où: $T = \frac{P}{4} = 629,4 \text{ kg.}$

$$A = \frac{T}{\sigma_a} = 0,22 \text{ cm}^2$$

on placera un crochet $\phi 8$ ($0,5 \text{ cm}^2$) à chaque extrémité:

Ces aciers seront ancrés sur une distance égale à l'épaisseur de la paillasse ($e = 14 \text{ cm}$).



Remarque: Dès que la pose est achevée, vérifiée, on sectionne ces aciers.

4: CALCUL DES PALIERS.

Les paliers sont considérés comme des dalles pleines. Pour le calcul on utilisera les Tables de M^r BARES. (Tables pour le calcul des dalles et des parois).

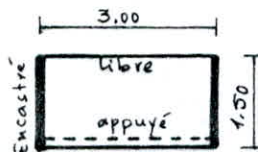
4.1: Palier 1 :

ce palier est encastré sur 2 côtés, simplement appuyé sur le 3^{em} côté, et libre sur le 4^{em}.

Encastré dans les voiles.

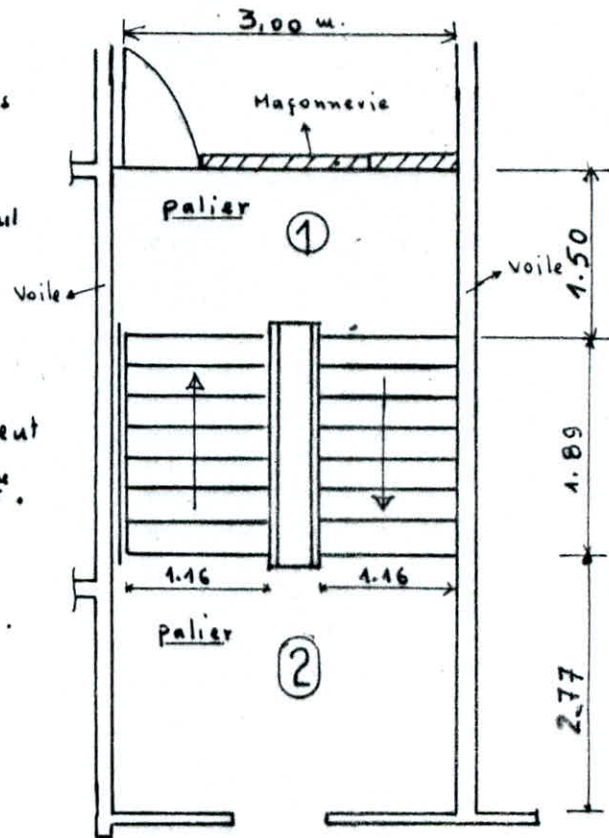
Simplement appuyé sur la poutre palière.

Libre du côté de la maçonnerie.



$$l_x = a = 1.50 \text{ m}$$

$$l_y = b = 3.00$$



* charges et surcharges:

pois propre du palier : $G_p = 528 \text{ kg/m}^2$

pois de la voilée considéré comme uniformément répartie : $G_v = 757 \text{ kg/m}^2$

surcharges majoré du palier et de la voilée : $2 \times 250 \text{ kg/m}^2$.

$$q = (528 + 757) + 1.2 (2 \times 250) = 1885 \text{ kg/m}^2 = 1.885 \times 1.16 = \underline{2.19 \text{ t/ml}}$$

* Sollicitations: (Table 1.34. R. BARES)

$$\gamma = \frac{a}{b} = 0.5 \quad ; \quad \mu = 0.15 \quad ; \quad \text{coefficient de poisson pour le béton armé.}$$

on tire de la Table les valeurs suivantes:

$m_{x_s} = 0.0520$	$m_{y_s} = -0.0557$	des facteurs multiplicateur
$m_{y_s} = 0.0232$	$m_{y_v} = -0.0846$	

d'où:

M_{x_s} : moment fléchissant au milieu de la portée dans le sens x.

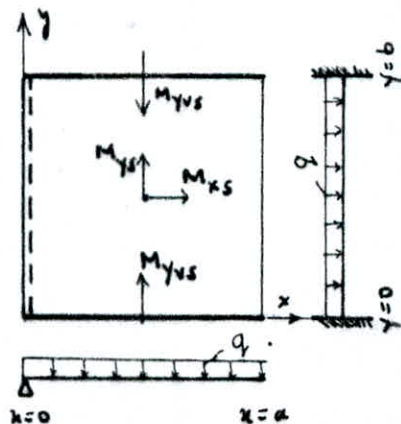
$$M_{x_s} = m_{x_s} q a^2 = 0.0520 \times 2.19 \times (1.5)^2 = \underline{0.26 \text{ tm}}$$

M_{y_s} : Moment fléchissant au milieu de la portée dans le sens y;

$$M_{y_s} = m_{y_s} \times q b^2 = 0.0232 \times 2.19 (3.00)^2 = \underline{0.45 \text{ tm}}$$

M_{y_v} : Moment flechi d'appui dans le sens y à l'encastrement en $x = a/2, y = 0$.

$$M_{y_v} = -0.0557 q b^2 = -1.08 \text{ tm.}$$



M_{yva} : à l'encastrement dans le sens y : $M_{yva} = -0,0846 q b^2 = \underline{-1,64 \text{ tm}}$

Ferraillage:

* Sens de la petite portée: "Armatures principales": SENS y :

Travée: $\mu = \frac{15 M_{ys}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $M_{ys} = 0,45 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$

$\Rightarrow \mu = 0,012 \rightarrow \begin{cases} k = 87 \\ \epsilon = 0,9510 \end{cases} \rightarrow \sigma_b = 32 < \bar{\sigma}_b$

$A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2$ soit 4 HA8/mL (2,01)

Sens X : Travée:

$\mu = \frac{0,25 \cdot 10^5 \times 15}{2800 \cdot 100 \times 13^2} = 0,008 \rightarrow \epsilon = 0,9587 \rightarrow A_{tx} = 0,74 \text{ cm}^2$ soit 4 HA8/mL

(Pour raisons constructives)

Appui (Armatures supérieures):

$|M_{max}| = M_{yva} = 1,64 \text{ tm}$; $\mu = 0,0448 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9104 \\ k = 40,8 \end{cases} \Rightarrow A_a = 4,6 \text{ cm}^2$ soit;

6 HA10/mL (4,71 cm²)

VERIFICATIONS:

a/ verification des contraintes:

* $A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2$

$\bar{w} = \frac{100 A_{ty}}{b \times h} = 0,144 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9375 \\ k = 65 \end{cases} \rightarrow \sigma_a = \frac{M_{ys}}{A_{ty} \epsilon h} = 1705 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$

** $A_a = 4,71 \text{ cm}^2$

$\bar{w} = 0,336 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9098 \\ k = 40,4 \end{cases} \rightarrow \sigma_a = 2733,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

b/ verification de non fissuration:

$k = 1,5 \cdot 10^6$ peu nuisible $\rightarrow \bar{w}_f = \frac{A}{2bd_0} = 5,02 \cdot 10^{-3} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1451 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3179 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

$\sigma_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \sigma_f = \sigma_2 = 3179 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$ (vérifiée)

c/ condition de non fragilité:

$f = a/b = 0,5$

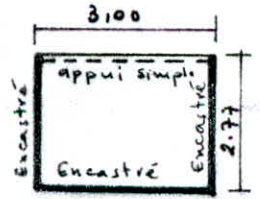
sens x : $A = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,69 b \frac{h \cdot \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 - \frac{f}{2}\right) = 1 \text{ cm}^2$ vérifiée

sens y : $A = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,69 b \cdot \frac{h \cdot \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{1+f}{4}\right) = 0,5 \text{ cm}^2$ vérifiée

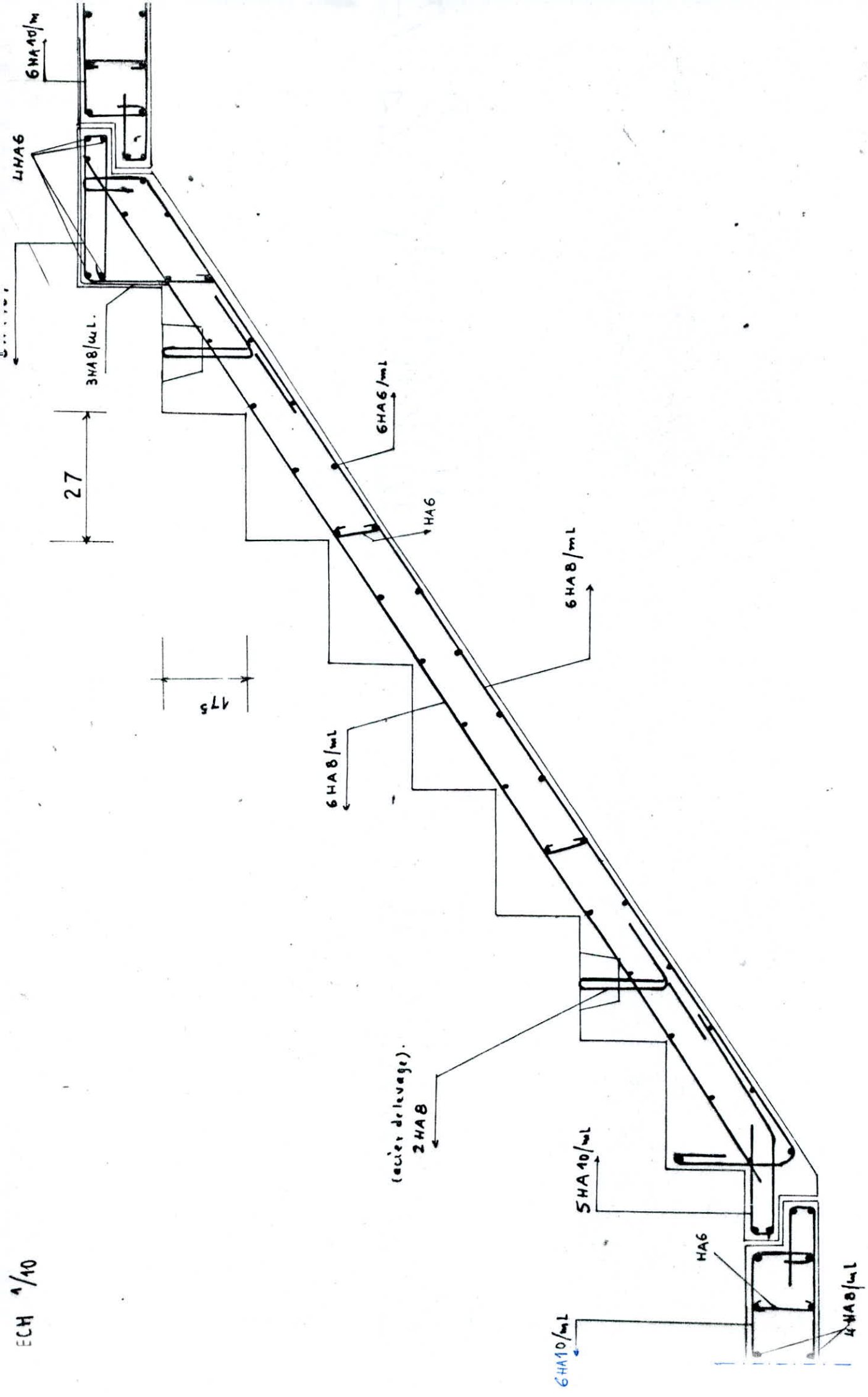
palier 2: $\gamma = 0,92$; $M_{ys} = 0,0241 q b^2 = 0,41 \text{ tm}$

Le moment dans le sens de la petite portée étant proche de

Celui calculé pour le palier 1, par conséquent le palier 2 sera ferrailleur de la même manière que le premier.



ECH 1/40



1 PLANCHER TERRASSE .

les panneaux de dalles constituant le plancher terrasse sont considérés comme pleines, mais en réalité certains présentent de petites ouvertures réservées au passage des gaines.

on distinguera deux types de dalles :

a) Dalles reposant sur 3 côtés et libres sur le 4^{ème}.
(panneaux P1 ; P4 ;)

b) dalle reposant sur 4 côtés :

Panneau P5

(N.B: on suppose que l'ouverture réservée à l'ascenseur est fermée.)

METHODE DE CALCUL :

On utilisera les Tables de R. BARES pour le calcul des efforts et des flèches .

les ETAPES DE CALCUL sont les suivantes:

* calculer $\gamma = \frac{a}{b}$; a: petite portée de la dalle.
b: grande portée

la valeur du coefficient de poisson ($\mu = 0,15$) pour le béton Armé

* Tirer des Tables correspondant aux types d'appui :

- w_s : coefficient de flèche au milieu de la dalle
- w_{bs} : " " au bord libre de la dalle .
- M_{xs} : moment flechissant dans le sens x au milieu de la dalle.
- M_{ys} : " " " " " "
- M_{yas} : moment au bord libre de la dalle .

les flèches sont données par:

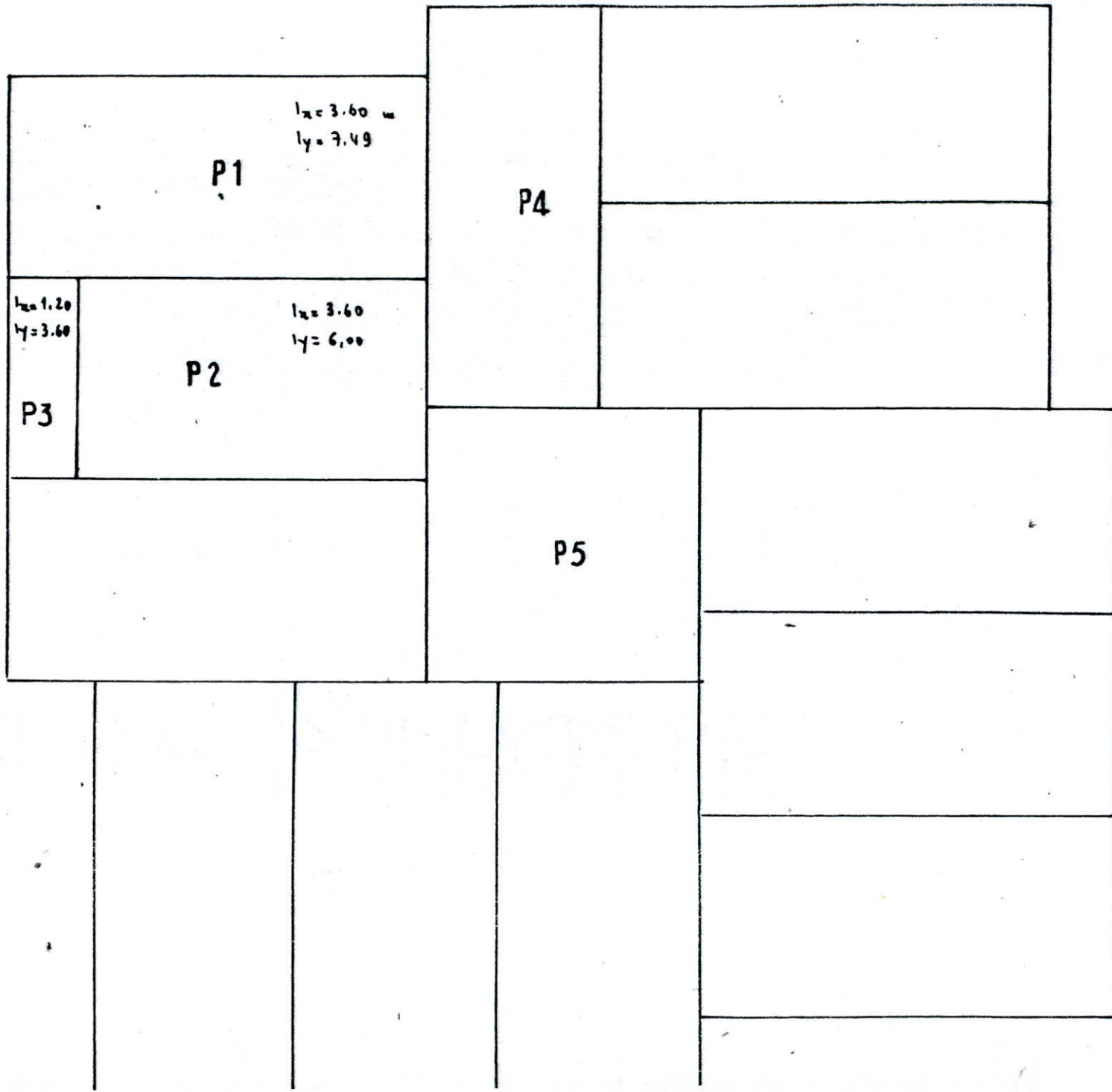
$$f_s = w_s \cdot \frac{q a^4}{E h_x^3} < \bar{f}_a = \frac{a}{500} \quad (\text{au milieu de la dalle})$$

$$f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{q a^4}{E h_y^3} < \bar{f}_a = \frac{b}{500} \quad (\text{au milieu du bord libre})$$

q: charge uniformément répartie sur la dalle

$$E = 7000 \sqrt{1,2 \sigma_{28}} = 127161 \text{ kg/cm}^2.$$

hi épaisseur de la dalle



IDENTIFICATION
PANNEAUX
DALLES.

ECH: 1/100

APPLICATION:

Panneau P1:

Ce panneau est considéré comme encastré sur 3 côtés et libre sur le

4^{ème} :

$a = 3.60 \text{ m}$

$b = 7.49 \text{ m}$

$q = 6 + 1.2 \phi = 7.49 \text{ kg/m}^2 \cdot x 1 \text{ m.}$

$\gamma = \frac{a}{b} = 0.4806 \sim 0.5$

on tire de la Table : 1.35

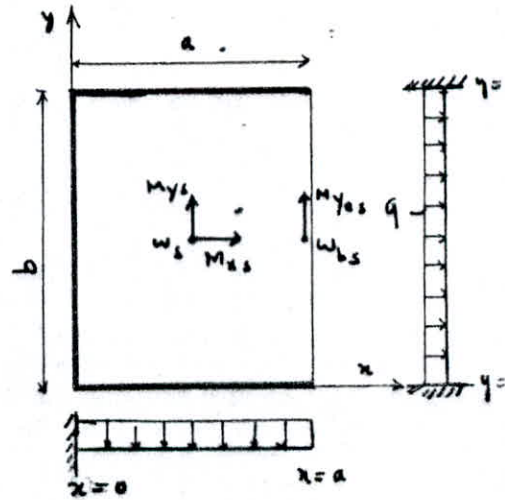
$M_{xs} = 0.0132 q a^2 = 0.128 \text{ tm}$

$M_{ys} = 0.0120 q b^2 = 0.504 \text{ tm}$

$M_{yas} = 0.0268 q b^2 = 1.126 \text{ tm}$

$w_s = 0.1613$

$w_{bs} = 0.3433.$



Ferraillage:

on se trouve dans le cas de dalles continues, les moments en travée sont des fractions des M_{xs}, M_{ys}, M_{yas} , on prendra forfaitairement

En travée : $M_{tx} = 0.85 M$

sur appui : $M_a = 0.5 M$

Sous x: Armatures SUPERIEURES:

$M_{tx} = 0.85 M_{xs} = 0.108 \text{ tm}$

$\mu = \frac{15 M_t}{\sigma_a b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0.108}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} \Rightarrow \mu = 0.0273 \rightarrow \begin{cases} k = 54.5 \\ \epsilon = 0.9281 \end{cases}$

$\frac{1}{\sigma_b} = \frac{2800}{54.5} = 51 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

soit : 5HAB/ml (2.51cm²)
e = 20cm

Armatures superieures

$M_{ax} = 0.5 M_{xs} = 0.064 \text{ tm}$

$\mu = 0.0017 \rightarrow \epsilon = 0.9808 \rightarrow A_a = 0.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

soit : 5HAG/ml
(1.12cm²)

Sens y: Armatures inférieures:

$$M_{ty} = 0.85 M_{ys} = 0,428 \text{ tm.}$$

$$\mu = 0,0238 \longrightarrow \epsilon = 0,9329 \longrightarrow A_{ty} = 4,09 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5 \text{ HA8/mt}$$

Armatures supérieures:

$$M_{ay} = 0.5 M_{ys} = 0,252 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,006 \longrightarrow \epsilon = 0,8645 \longleftarrow A_{ay} = 0,62 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5 \text{ HA6/mt}$$

VERIFICATIONS:

a) FLECHE :

au milieu de la dalle:

$$f_s = w_s \frac{q l^4}{E h^3} = 0,58 \text{ cm} < \bar{f}_a = \frac{a}{500} = 0,72 \text{ cm.}$$

(verifié)

b) Fissuration:

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \bar{\sigma}_{en} \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right. = \bar{\sigma}_2 = 3671,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{d'où } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

(verifié)

c) condition de non fragilité:

sous porteur x: $A_{min} = 0,69 v b \times h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{2-f}{2} \right) = 1,02 \text{ cm}^2 < A =$

sous y: $A_{min} = 0,69 \times b \times h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{1+f}{4} \right) = 0,53 \text{ cm}^2 < A.$

(verifié)

d) verification vis à vis du cisaillement:

$$T = q l / 2 = 2805 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \times z} = 2,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,72 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures transversal ne sont pas utile.

Arrêt des Barres :

les aciers inférieurs de chaque sens, peuvent être arrêtés par moitié.

la longueur du lit arrêté en Traversé est égale à $(0,8 l_x)$, pour le sens principal, et, $(l_y - 0,2 l_x)$ pour le sens secondaire, l'autre moitié étant totalement ancrée au delà de la ligne d'appui.

les chapeaux ont pour longueur $l_x/5$.

Remarque :

les sollicitations dans les panneaux P4, P5 sont inférieures à celles calculées pour le panneau 1, par conséquent ils seront ferrillés de la même manière et ce pour commodité d'exécution.

2. PLANCHER COURANT :

2.1 : DALLE COMPOSANT LE LOGGIA ET SECHOIR : (panneau 3) $\begin{cases} l_x = 1.20 \text{ m} \\ l_y = 3.60 \text{ m} \end{cases}$

le panneau est sollicité par une charge $q = 540 + 1,2(350) = 960 \text{ kg/m}^2$.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \quad \begin{cases} l_x = 1.20 \text{ m} \\ q = 0.960 \text{ t/m}^2 \times 1 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_0 = 0.173 \text{ tm/ml} \quad \longrightarrow \quad \begin{aligned} M_{\text{travée}} &= 0.85 M_0 = 0.147 \text{ tm/ml} \\ M_{\text{appui}} &= 0.15 M_0 = 0.026 \text{ tm/ml} \end{aligned}$$

Ferraillage :

$$\text{Travée : } A = \frac{M_t}{\delta \bar{\sigma}_a} ; \quad \begin{cases} \delta = \frac{7}{8}(16-2) \\ \bar{\sigma}_a = 28000 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad A_t = 0.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit : 5HA8/ml $\epsilon = 20 \text{ cm}$

$$\text{Appui : } A = 0.25 \text{ cm}^2$$

soit : 5HA6/ml.

Dans le sens secondaire on adopte des armatures de répartition, choisies forfaitairement. $A_r = 25\% A = 0.10 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$
 toutes les vérifications sont satisfaites.

2.2 plancher courant : panneau P2 :

$$\begin{aligned} l_x &= a = 3.60 \text{ m} & ; & & q = 615 + 1,2(175) = 825 \text{ kg/m}^2 \\ l_y &= b = 6.00 \text{ m} \end{aligned}$$

ce panneau est encastré sur 3 côtés, et libre sur le 4^{ème}.

$$\gamma = 0.6 \quad \longrightarrow \quad \text{Table 4.35 ; on tire :}$$

$$w_s = 0.1031 ; \quad w_{b_s} = 0.1981 ; \quad M_{x_s} = 0.0192 q a^2 ; \quad M_{y_s} = 0.0177 q b^2$$

Ferraillage :

$$\text{Sens X : } M_{t_x} = 0.85 M_{x_s} = 0.175 \text{ tm} \quad \longrightarrow \quad \mu = 0.0048 \quad \longrightarrow \quad \epsilon = 0.9686 \quad \longrightarrow \quad A_{t_x} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens Y : } M_{t_y} = 0.45 \text{ tm} \quad \longrightarrow \quad \mu = 0.0107 \quad \longrightarrow \quad \epsilon = 0.9537 \quad \longrightarrow \quad A_{t_y} = 1.12 \text{ cm}^2$$

ou adopte : sens x : 5HA8/ml

sens y : 5HA6/ml.

Remarque : pour commodité d'exécution, les planchers terrasse et étage courant sont ferrillés de la même manière.

3. PLANCHER RDC; « PRÉDALLES »...

les prédalles sont définies comme étant des plaques préfabriquées en béton Armé, elles sont constituées par des dalles de faible épaisseur (8cm).
Après leur pose, on coule une couche de béton dessus avec un treillis soudé pour éviter les fissurations.

principe de calcul :

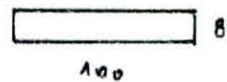
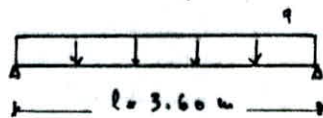
on distinguera deux phases pour le calcul, conformément aux prescriptions du CCBA art 2.2.

1^{re} phase : calcul sous son poids propre, et sous une surcharge forfaitaire dite "de chantier" correspondant au poids des ouvriers et du matériel courants, elle sera prise égale à 100 kg/m².

2^{me} phase : on considère la prédalle à pleine résistance sous la combinaison $G+1,2Q$.

CALCUL :

1^{re} phase :



poids propre de la prédalle : $0.08 \cdot 1 \times 2500 = 200 \text{ kg/m}$
 poids du béton coulé : $0.08 \times 1 \times 2500 = 200 \text{ kg/m}$
 surcharge de chantier majorée : $1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/m}$

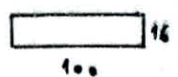
$q_1 = 520 \text{ kg/m}$.

2^{me} phase :

Dalle 16 cm	400 kg/m
Carrélage	44
Mortier de ciment	44
Sable	36
surcharge	175
	<hr/>
	$q_2 = G + 1,2Q = 734 \text{ kg/m}$

Ferraillage :

$$M_b = \frac{q l^2}{10} = \frac{0,734 \times 3,6^2}{10} = 0,951 \text{ tm}$$



$\mu = 0,0260$

$\epsilon = 0,9301$
 $k = 56,5$

$A = 2,60 \text{ cm}^2$

soit : $G4AB/m$ (3,04 cm²)
 $e = 16 \text{ cm}$.

Verifications:

a) condition de non fissuration:

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

b) condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.69 bh \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{bh}} = 1.34 \text{ cm}^2 < A = 3.04 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

Armatures de répartition:

$$A_r \geq \max\left(\frac{A}{4}, A_{\min}\right) = \max(0.75, 1.34) = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 5 \text{ HA } 6 / \text{ml} = (1.41 \text{ cm}^2)$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Appui : } M_a = \frac{q l^2}{20} = 0.475 \text{ tm}$$

$$\mu = 0.0130 \rightarrow \epsilon = 0.9492 \rightarrow A_a = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 5 \text{ HA } 6 / \text{ml} = (1.41 \text{ cm}^2)$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

Verification des contraintes:

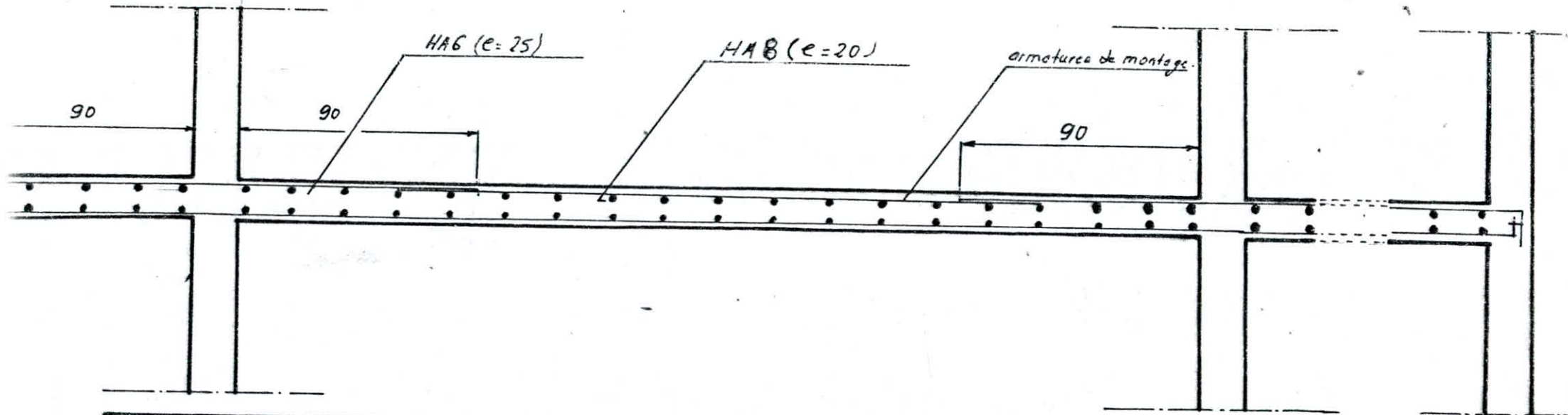
$$\text{Travée : } \bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = 0.2450 \rightarrow \epsilon = 0.9254$$

$$k = 52$$

$$\sigma_b^1 = \frac{2800}{52} = 54 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b^1$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 2438.7 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

ECH: 1/20

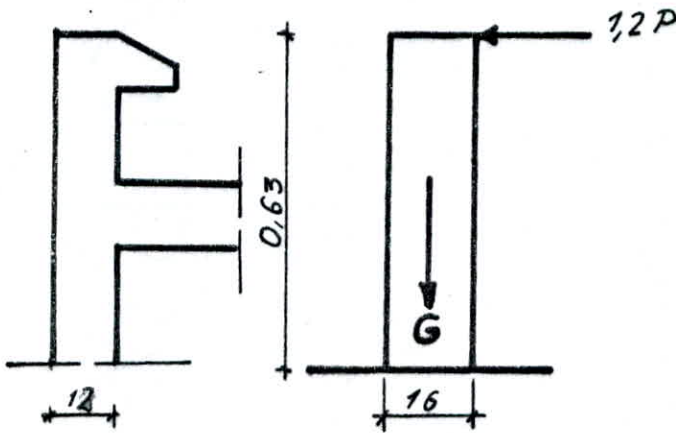


**PLAN DE FERRAILLAGE
PLANCHER
CONTINU**

ACROTÈRE

Introduction : l'acrotère est un système isostatique, assimilable à une console encastree dans le plancher terrasse. elle est sollicitée, par son poids propre G et la surcharge due à la main courante. La section dangereuse est située à l'encastrement.

Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire et pour une section $(0,12 \times 1,00) \text{ m}^2$.



Charges et surcharges :

poids propre de l'acrotère : $G = 0,12 \times 0,63 \times 1,2500 = 189 \text{ kg/ml}$

surcharge majorée, due à la main courante $1,2P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$

Efforts : $M = 1,2PH = 1,2 \times 100 \times 0,63 = 75,6 \text{ kg/ml}$

$N = G = 189 \text{ kg/ml}$; $T = 1,2P = 120 \text{ kg/ml}$

Excentricité : soient : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{75,6}{189} = 40 \text{ cm}$

$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$

$e_0 > e_1$, la section est donc partiellement comprimée. L'effort normal sollicitant l'acrotère, est un effort de compression.

Le point d'application de la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section (rectangulaire).

Ferraillage

$M_{rb} = k b h^2$	$\bar{\alpha} = 0,419$	$M_{rb} = 2,43 \text{ t.m}$
$\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma} = 0,860$	$M_{ext} = 75,6 \text{ kg.m/ml}$
$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a}$	$\bar{k} = 24,322$	$M_{rb} > M_{ext}$
$\bar{\sigma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$		

$M_{rb} > M_{ext}$, les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires.

Soit M_f , le moment fléchissant par rapport aux aciers tendus, défini par :

$M_f = M + N f$: f : distance du centre de pression, aux armatures tendues.

$M_f = 158,76 \text{ kg.m}$. $f = (e_0 + \frac{h_t}{2} - d) = (0,4 + \frac{0,12}{2} - 0,02) = 1,02 \text{ m}$.

La section A , est calculée par la méthode de Mr CHARON.

Verification:

* condition de non fragilité $A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} b \cdot h$ (art 52 CCBA 68)

$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0085$ | $M_f = 158,76 \text{ kg.m}$

$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 0,574 \text{ cm}^2$ | $b = 100 \text{ cm}$

$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,506 \text{ cm}^2$ | $h = 10 \text{ cm}$

$\epsilon = 0,9863$; $k = 350$ (abaque CHARON).
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$A = 0,506 \text{ cm}^2 < 0,69 \cdot \frac{5,85}{4200} \cdot 100 \cdot 10 = 0,96 \text{ cm}^2$

Conformément au CCBA 68, cette section étant faible, on adoptera alors une section d'armatures minimale qui est donnée par la condition précédente.

soit

$A = 5 \text{ HA } 6 / \text{ml}$

Espacement $t = 20 \text{ cm}$

* Espacement : conformément à l'art 57.33 du CCBA 68 :

$t_{min} \leq 3 h_t$ ($h_t = 12 \text{ cm}$)

$t_{min} \leq 36 \text{ cm}$ ce qui est vérifié, puisque $t = 20 \text{ cm}$.

Important : pour éviter l'excès d'ouverture des fissures, on prévoit des armatures perpendiculaires aux armatures principales.

Ces armatures sont dites de peau ($5 \text{ HA } 8$)

* Verification des Contraintes:

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{350} = 8 < \bar{\sigma}'_b$ contrainte de compression du béton.

Calcul de $\bar{\sigma}_a$, contrainte de l'acier.

* Equation du moment statique: $b \frac{x^2}{2} - nA(h-x)$

$$x = 3,7 \text{ cm}$$

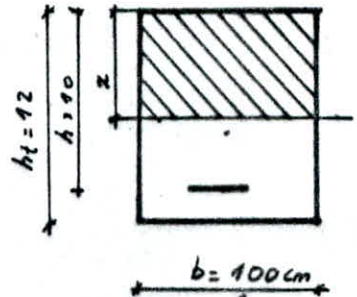
* Moment d'inertie: $I = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2 = 1008,28 \text{ cm}^4$

d'où $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-x) = 1488 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

* Verification de la condition de non fissuration.

On doit verifier que :

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right. \quad \text{ou} \quad \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}; \quad \sigma_2 = \frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}$$



la valeur de la contrainte admissible, dépend des caractéristiques mécaniques de l'acier. On peut être amené à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$, une valeur inférieure, afin de limiter la fissuration du béton (art 49 CCBA 68).

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B \rho} = \frac{A}{2bd} = 3,525 \cdot 10^{-3} \quad \text{pourcentage de fissuration.} \quad (d = 2 \text{ cm})$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 908 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2997,6 \text{ kg/cm}^2 \\ \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \sigma_a = 1488 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

la non fissuration est donc vérifiée.

avec $k = 10^6$ fissuration des zones tendues, préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries.

$\eta = 1,6$ Coefficient de fissuration (barres HA)
 k , Coefficient dépendant des conséquences de la fissuration tant sur le comportement de l'ouvrage que sur son aspect.

* Verification d'effort tranchant: $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$ ($z = \frac{7}{8} h = 8,75 \text{ cm}$)

$$T = 1,2 P = 120 \text{ kg} ; M = 158,76 \text{ kg.m/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} A \bar{\sigma}_a = 3948 \\ \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \bar{\sigma}_a} = 0,69 \end{array} \right\} A > \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \bar{\sigma}_a}$$

Condition vérifiée.

* Verification au cisaillement: $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ avec $\tau_b = \frac{T}{b z}$; $\bar{\tau}_b = 15 \bar{\sigma}_b$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_b = 0,137 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}_b = 6,82 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{condition vérifiée}$$

les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires, mais pour éviter tout risque de fissuration excessive, on prévoit des armatures de répartition : 3HA8.

* Vérification au cisailage local.

Conformément à l'article 3.3.9 du R.P.A.81, les éléments des structures secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales, d'où la formule.

$$F_p = Z I C_p W_p$$

Le produit $Z I$, dépend de la zone et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, zone II et on suppose qu'on a un groupe d'usage 2
Par conséquent $Z I = 0,6$

C_p : facteur de force horizontale

$C_p = 0,8$ (élément en console) : RPA.81

W_p : poids de l'élément : $W_p = 189 \text{ kg/ml}$

d'où $F_p = 90,72 \text{ kg/ml} < 1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$

l'acrotère est dimensionné avec un effort supérieur à l'effort sismique, donc l'acrotère est vérifié au cisailage local.

**Inertie
équivalente**

INERTIE EQUIVALENTE

La notion d'inertie équivalente permet, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

Par définition, on appelle "inertie équivalente" I_e du refend considéré, l'inertie d'un refend plein fictif qui soumis au même effort horizontal (uniforme réparti pour le vent, et triangulaire pour le séisme) sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

a/ Refends à une file d'ouvertures.

la flèche au sommet d'un refend plein : $f_0 = \frac{H_0 Z^3}{8 I_0 E}$

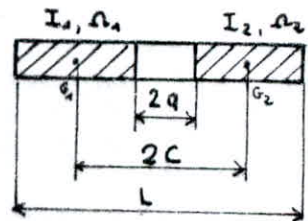
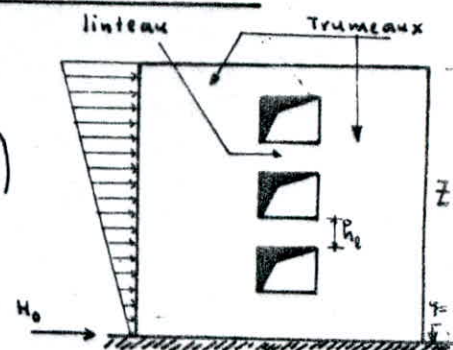
la flèche au sommet d'un refend à une

file d'ouvertures : $f = H_0 Z^3 \left(\frac{11}{60 EI} + \frac{2mC}{I} \frac{\lambda_0}{\alpha^2} \frac{1}{E(I_1 + I_2)} \right)$

$f_0 = f$ on obtient :

$$I_e = \frac{(a_n) I}{\left(\frac{60}{11} \frac{2mC}{I_0} \frac{\lambda_0}{\alpha^2} \right) + 1}$$

Pour un refend sollicité par des charges triangulaires (séisme)



NOTATIONS :

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

Ω_1, Ω_2 : aires des éléments de refend.

$2C$: distance entre les CDG des deux éléments de refend 1 et 2

$2a$: portée de l'ouverture.

$I_0 = I_1 + I_2$; I inertie des deux Trumeaux / leurs CDG.

I : inertie total du refend ($I = I_0 + 2mC$)

α : degré de monolithisme, (caractéristique géométrique du refend) . $\alpha = \bar{w} Z$

avec : $\bar{w} = \frac{3i E'}{E(I_1 + I_2)} \frac{I}{m} \frac{C}{a^3 H}$

H : hauteur d'étage
 E : Coef's d'élasticité du matériaux constituant le refend
 E' : " " " " le linteau. ($E = E'$)
 i : inertie du linteau.

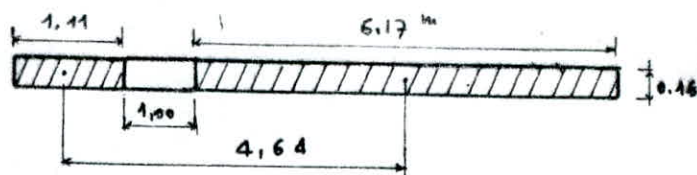
- Si $\alpha \leq 1$ Refend à grande ouverture
- $1 < \alpha < 10$ Refend à ouverture moyenne
- $\alpha \geq 10$ Refend à petites ouvertures

λ_0 : coefficient Lu sur l'abaque B.23 b de "Marius Divers" ; $\lambda_0 = f(\alpha, \gamma = \frac{Z}{2} = 0$

(a_n) : coefficient qui est fonction du nombre d'étages. (voir polycopie opu M. Rili).

$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}$; pour notre cas $n=10 \rightarrow a_n = 0.595$

EXEMPLE DE CALCUL : VL5



$2a = 1,00 \text{ m}$

$2c = 4,64 \text{ m}$

$\Omega_1 = 1,11 \times 0,16 = 0,178 \text{ m}^2$

$\Omega_2 = 0,987 \text{ m}^2$

$I_1 = 0,16 (1,11)^3 / 12 = 0,018 \text{ m}^4$

$I_2 = 0,16 (6,17)^3 / 12 = 3,13 \text{ m}^4$

$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = 0,7 \text{ m}^3$

$I_0 = I_1 + I_2 = 3,15 \text{ m}^4$

$I = I_0 + 2mc = 6,4 \text{ m}^4$

$i = e \frac{h^2}{12} = \frac{0,16 \times (0,7)^3}{12} = 0,0047 \text{ m}^4$

$\bar{w}^2 = \frac{3 \times 0,0047}{3,15} \frac{6,4}{0,7} \frac{2,32}{2,80} \Rightarrow w = 0,52 \text{ et } z = 30,8 \Rightarrow \alpha = wz = 16,02$

abaque $\rightarrow \lambda_0 = f(16,02, 0) = 0,66$

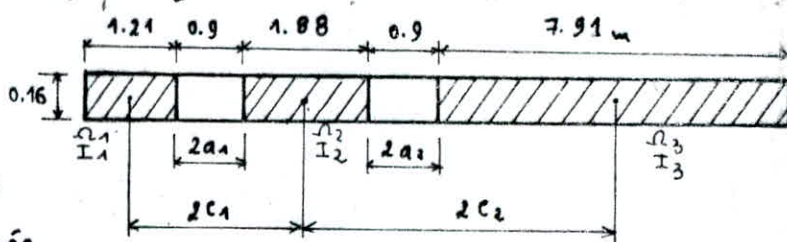
dou: $I_e = \frac{0,595 \times 6,4}{\left(\frac{60}{11} \frac{4,64 \times 0,7}{3,15} \frac{0,66}{(16,02)^2}\right) + 1}$

$I_e = 3,80 \text{ m}^4$

b/ Refends à deux files d'ouvertures

voile VL7.

la méthode de calcul utilisée pour l'étude des refends à une file d'ouvertures est généralisée



dans le cas des refends à deux ou plusieurs files d'ouvertures.

la valeur $\alpha = wz$ est évaluée à partir de :

$\bar{w}^2 = \frac{6 \cdot E'}{Eh (I_1 + I_2 + I_3)} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)$

l'inertie équivalente est donnée par: \rightarrow

$I_e = \frac{a_n \cdot I}{\left(\frac{60}{11} \frac{I}{I_0} \frac{\lambda_0}{\alpha^2}\right) + 1}$

avec $I_0 = I_1 + I_2 + I_3$

$I = I_0 + \sum_{i=1}^n 2m_i c_i$

$m_i = \Omega_i D_i$ (D_i : distance du CG du Trumeau considéré au CG de l'ensemble du voile).

Ω_i : aire du Trumeau i .

APPLICATION :

$2a_1 = 2a_2 = 0,9 \text{ m}$

$2c_1 = 2,45 \text{ m}$

$2c_2 = 5,80 \text{ m}$

$\Omega_1 = 1,21 \times 0,16 = 0,194 \text{ m}^2$

$\Omega_2 = 1,88 \times 0,16 = 0,3 \text{ m}^2$

$\Omega_3 = 1,26 \text{ m}^2$

$D_1 = \frac{12,8}{2} - \frac{1,21}{2} = 5,8 \text{ m}$

$D_2 = 3,35 \text{ m}$

$D_3 = 2,45 \text{ m}$

$m_1 = 1,124 \text{ m}^3$

$m_2 = 1,0 \text{ m}^3$

$m_3 = 3,1 \text{ m}^3$

$2m_1 c_1 = 2,754 \text{ m}^4$

$2m_2 c_2 = 5,846 \text{ m}^4$

$2m_3 c_3 = 0$

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= 0.16 \frac{(1.21)^3}{12} = 0.024 \text{ m}^4 \\ I_2 &= 0.089 \text{ m}^4 \\ I_3 &= 6.6 \text{ m}^4 \end{aligned} \right\} I_0 = 6.712 \text{ m}^4 ; I = I_0 + 2m_1 c_1 + 2m_2 c_2 = 15.31 \text{ m}^4$$

$$\lambda_1 = \lambda_2 = 0.16 \frac{(0.71)^3}{12} = 0.0047 \text{ m}^4$$

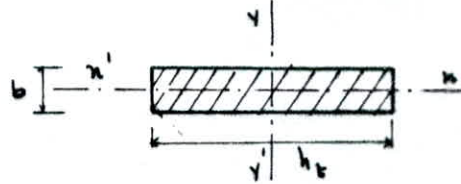
$$\bar{\omega}^2 = \frac{6}{2.80 \times 6.712} \left[\frac{0.0047}{(0.45)^3} \left(\left(\frac{2.45}{2}\right)^2 + \left(\frac{5.8}{2}\right)^2 \right) \right] = 0.331 \Rightarrow \omega = 0.575 \Rightarrow \alpha = \omega^2 = 17.70 \Rightarrow \lambda_0 = 0.66$$

d'où:
$$I_e = \frac{0.595 \times 15.31}{\left(\frac{60}{14} \times \frac{15.31}{6.712} \frac{0.66}{(17.7)^2}\right) + 1} = \underline{\underline{8.88 \text{ m}^4}}$$

c/ Refend Plein

$$I_y = \frac{b h^3}{12}$$

$$I_x = 0$$



d/ TABEAU RECAPITULATIF DES "Ie" :

voiles	nbrs de files pour	L (m)	2a ₁ (m)	2a ₂ (m)	2c ₁ (m)	2c ₂ (m)	m (kg)	I ₀ (m ⁴)	$\bar{\omega}$	α	λ_0	I _e (m ⁴)
$\frac{VL1, VL10}{Vt8}$	1	7.65	1.00	-	4.32	-	0.356	4.55	0.612	18.87	0.66	2.32
$\frac{VL2, VL9}{Vt7}$	1	7.65	1.05	-	4.35	-	1.056	5.785	0.677	20.86	0.66	3.3
$\frac{VL4}{Vt5}$	1	12.8	0.9	-	6.85	-	2.9	27.34	0.488	15.04	0.66	15.6
$\frac{VL5}{Vt1}$	1	8.28	1	-	4.64	-	0.7	6.4	0.52	16.02	0.66	3.80
$\frac{VL6}{Vt2}$	0	3.98	-	-	-	-	-	0.844	-	-	-	-
$\frac{VL3, VL8}{Vt6}$	0	4.41	-	-	-	-	-	1.147	-	-	-	-
$\frac{VL7}{Vt3}$	0	7.84	-	-	-	-	-	6.425	-	-	-	-
$\frac{VL9}{Vt4}$	0	3.07	-	-	-	-	-	0.386	-	-	-	-
$\frac{VL7}{Vt7}$	2	12.8	0.9	0.9	2.45	5.8	$\sum m_i$ 5.22	15.31	0.575	17.7	0.66	8.88

L = longueur du voile.

Rem: Somme des Inerties dans le sens Transversal: $I_t = 42.02 \text{ m}^4$
 Somme ————— = ————— Longitudinal: $I_l = 42.66 \text{ m}^4$

CENTRE

de

MASSE & INERTIE

CENTRE DE MASSE.

Il s'agit de déterminer le centre de masse des éléments soumis à des efforts horizontaux que l'on suppose concentrés au niveau des planchers.

les coordonnées du centre de Masse sont données par:

$$X_M = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} ; \quad Y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

a) Centre de Masse du plancher Terrasse:

$G + 1,2 \varphi = 629 + 1,2(100) = 749 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow M_i = (G + 1,2 \varphi) \times \text{Surface de la dalle } i$
(du schéma de la page on repère les panneaux de dalle D_i).

Panneaux	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆	D ₇	D ₈	D ₉	D ₁₀	D ₁₁	D ₁₂	D ₁₃	D ₁₄	D ₁₅
S (m ²)	26,96	26,96	27,54	26,96	26,96	27,54	26,96	26,96	27,54	28,66	29,23	22,62	5,59	3,72	4,74
M (t)	20,2	20,2	20,63	20,2	20,2	20,63	20,20	20,20	20,63	21,46	21,89	16,94	4,18	2,79	3,55
x _i (m)	3,82	3,82	3,83	3,32	7,08	10,84	16,55	16,55	16,47	14,84	15,02	9,30	10,22	8,44	11,78
y _i (m)	17,12	13,36	9,60	3,82	3,82	3,82	3,32	7,08	10,84	14,60	18,36	16,55	13,60	9,26	9,26

$$\sum M_i = 253,9^t, \quad \sum M_i x_i = 2589,85, \quad \sum M_i y_i = 2590 \Rightarrow$$

$$\begin{cases} X_M = 10,20 \text{ m} \\ Y_M = 10,20 \text{ m} \end{cases}$$

b) Centre de Masse du plancher étage Courant:

$$G + 1,2 \varphi = 0,825 \text{ t/m}^2 \Rightarrow M_i = 0,825 \times S_i$$

les Surfaces des panneaux (D_i) étant les mêmes, on obtient:

$$\sum M_i = 279,66, \quad \sum M_i x_i = 2853,08, \quad \sum M_i y_i = 2854,23 \Rightarrow$$

$$\begin{cases} X_M = 10,20 \text{ m} \\ Y_M = 10,20 \text{ m} \end{cases}$$

c) Centre de Masse des voiles:

voiles	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{L7}	V _{L8}	V _{L9}	V _{L10}	V _{L11}	V _{L12}	V _{L13}	V _{L14}	V _{L15}	V _{L16}	V _{L17}	V _{L18}
M (t)	7,27	7,21	6,23	13,15	8,15	4,48	12,14	6,23	7,21	7,27	12,0	8,6	3,26	3,26	13,15	6,23	7,21	7,27
x _i (m)	3,82	3,82	2,86	6,32	14,94	15,64	14,0	17,52	16,56	18,48	7,72	10,88	9,17	10,93	12,72	8,96	5,20	1,44
y _i (m)	19	15,24	11,48	7,72	20,24	16,48	12,72	8,96	5,20	1,44	14,0	16,56	9,26	9,26	6,32	2,86	3,82	3,82

$$\sum M_i = 140,32^t, \quad \sum M_i x_i = 1389,47, \quad \sum M_i y_i = 1445,8 \Rightarrow$$

d) Centre de Masse du palier:

$$G + 1,2 \varphi = 588 + 1,2(250) = 828 \text{ kg/m}^2 = 0,828 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} X_M = 9,90 \text{ m} \\ Y_M = 10,30 \text{ m} \end{cases}$$

Paliers	l _y (m)	l _x (m)	S (m ²)	M (t)	x _i (m)	y _i (m)
1	4,5	3,0	4,5	3,72	9,3	18,21
2	2,77	3,0	8,31	6,88	9,3	14,19

$$\sum M_i = 10,6$$

$$\sum M_i x_i = 98,58$$

$$\sum M_i y_i = 165,37$$

$$\begin{cases} X_M = 9,30 \text{ m} \\ Y_M = 15,6 \text{ m} \end{cases}$$

e/ Centre de Masse de la Voilée: $G+1,2 \varnothing = 757 + 1,20 (250) = 1057 \text{ kg/cm}^2 = 1,057 \text{ t/m}^2$

l_x	l_y	$S \text{ (m}^2\text{)}$	$M \text{ (t)}$	$x_i \text{ (m)}$	$y_i \text{ (m)}$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
3,0	1,89	5,67	5,99	9,30	16,31	55,71	97,7

$$x_M = 9,30 \text{ m}$$

$$y_M = 16,31 \text{ m}$$

f) Centre de Masse de l'acrotère:

$G+1,2 \varnothing = 0,372 \text{ t/ml}$ $M = 0,372 \times l_i$

Exemple:
(voir vue
ou plan)

	$l \text{ (m)}$	$M \text{ (t)}$	x_i	y_i
A_{t1}	7,52	2,80	19,09	16,56

on trouve:
 $\Sigma M_i = 21,75 \text{ t}$
 $\Sigma M_i x_i = 230,77$
 $\Sigma M_i y_i = 204,87$

$$x_M = 10,61 \text{ m}$$

$$y_M = 9,42 \text{ m}$$

g/ Centre de Masse des façades:

FACADES	F1	F2	F3	F4
$M \text{ (t)}$	6,63	6,63	6,63	4,23
$x_i \text{ (m)}$	0	5,64	20,45	19,09
$y_i \text{ (m)}$	13,44	0	5,64	14,98

Exemple: $M = \gamma \times h \times L$

$F_1: M = 1400 \times 0,15 \times 2,80 \times 11,28 = 6632 \text{ kg} = 6,63$

Resultat:

$\Sigma M_i = 24,12$, $\Sigma M_i x_i = 253,72$, $\Sigma M_i y_i = 189,87$

$$x_M = 10,52 \text{ m}$$

$$y_M = 7,87 \text{ m}$$

Centre de Masse au niveau Terrasse:

	$M \text{ (t)}$	$x \text{ (m)}$	$y \text{ (m)}$	Mx	My
Acrotère	21,75	10,61	9,42	230,77	204,87
pl. Terrasse	253,9	10,20	10,20	2589,78	2589,78
$\frac{1}{2}$ Voiles	70,16	9,90	10,30	694,58	722,65
$\frac{1}{2}$ Façades	12,06	10,52	7,87	126,07	94,91
	357,87			3641,10	3612,21

$$x_M = 10,19 \text{ m}$$

$$y_M = 10,11 \text{ m}$$

Centre de Masse au niveau de l'étage Courant:

	M	x	y	Mx	My
pl. Courant	279,66	10,20	10,20	2853,08	2854,23
Voiles	140,32	9,9	10,30	1389,47	1445,8
façades	24,12	10,52	7,87	253,72	189,87
paliers	10,35	9,30	15,60	96,25	161,49
voilées	5,99	9,30	16,31	55,71	97,7
	460,44			4648,23	4749,09

$$x_M = 10,10 \text{ m}$$

$$y_M = 10,31 \text{ m}$$

CENTRE DE TORSION

Définitions

Le centre de torsion (appelé aussi centre élastique, ou centre de rigidité, ou centre de gravité des moments d'inertie) d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes:

i/ Une force dont la ligne d'action passe par le C.T engendre uniquement un déplacement (le sens du déplacement est parallèle à la direction de la force).

ii/ un moment dont l'axe (vertical) passe par le C.T engendre uniquement une rotation des refends, (le sens de la rotation est le même que le sens du moment).

Les coordonnées du C.T par rapport au repère oxy choisi arbitrairement sont données par:

$$X_T = \frac{\sum I_{y_i} x_i}{\sum I_{y_i}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{x_i} y_i}{\sum I_{x_i}}$$

oxy : repère orthogonale convenablement choisi.

I_x (I_{ex}): inertie (réelle ou équivalente) d'un refend longitudinal

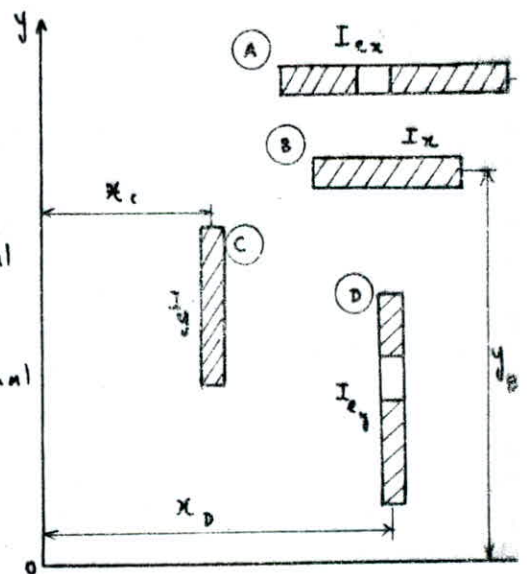
I_y (I_{ey}): inertie ... d'un refend transversal

x_i : distance algébrique d'un refend transversal à l'axe oy .

y_i : distance algébrique d'un refend longitudinal à l'axe ox .

$$X_T = \frac{I_{y_c} x_c + I_{y_d} x_d}{I_{y_c} + I_{y_d}}$$

$$Y_T = \frac{I_{x_b} y_b + I_{x_a} y_a}{I_{x_b} + I_{x_a}}$$



Application:

	V_{L1}	V_{L2}	V_{L3}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L6}	V_{L7}	V_{L8}	V_{L9}	V_{L10}
$I_{x_i} (I_{ex})$	2.32	3.3	1.147	15.6	3.80	0.844	8.88	1.147	3.3	2.32
y_i (m)	10	15.24	11.48	7.72	20.24	16.48	12.72	8.96	5.20	1.44
$I_{x_i} \cdot y_i$	44.08	50.25	12.62	120.43	77.0	13.9	113.	40.28	17.15	3.34

	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}	V _{T8}
I _y (m ⁴)	12.46	6.42	0.386	0.386	15.6	1.147	3.3	2.32
\bar{x}_i (m)	7.72	10.88	9.17	10.93	12.72	8.96	5.20	1.44
I _y x _i	96.19	69.9	3.54	4.22	198.43	10.28	17.14	3.34

d'où

$$x_T = 9.59 \text{ m}$$

$$y_T = 10.83 \text{ m}$$

EXCENTRICITE

art 3.35 RPA 81:

la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

a) 5% de la plus grande dimension du bâtiment (L=20.45 m).

$$\frac{5}{100} \times 20.45 = 1.02 \text{ m.}$$

b) excentricité théorique résultant des plans

$$e_x = |x_M - x_T|$$

$$e_y = |y_M - y_T|$$

au niveau du plancher Terrasse:

$$e_x = |10.19 - 9.59| = 0.60 \text{ m}$$

$$e_y = |10.11 - 10.83| = 0.72 \text{ m}$$

Etage courant:

$$e_x = |10.10 - 9.59| = 0.51 \text{ m}$$

$$e_y = |10.31 - 10.83| = 0.52 \text{ m.}$$

l'excentricité adoptée est :

$$e_x = e_y = 1.02 \text{ m.}$$

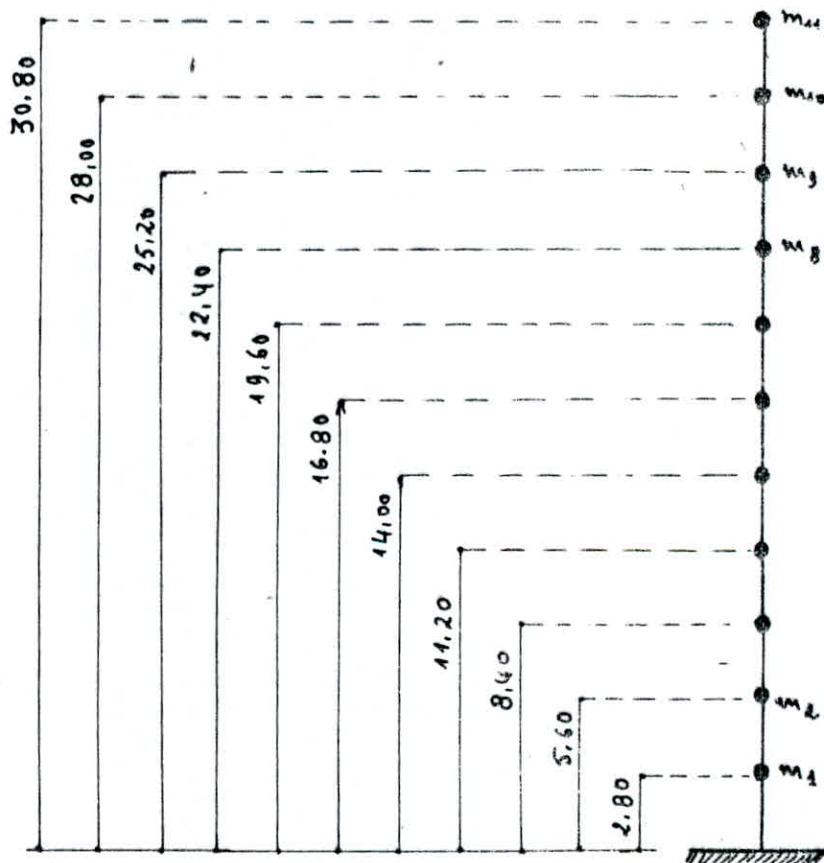
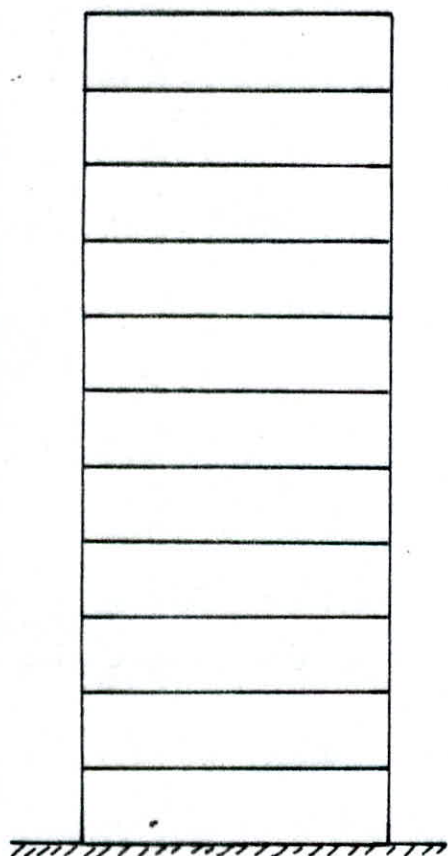
1. INTRODUCTION.

Lors des Tremblements de terre, une instabilité du sol peut apparaître qui entraîne des séries d'oscillations de la structure, et engendre des efforts pouvant amener la destruction brutale.

2. MODELISATION :

La structure est en général modélisée par une console verticale encastrée à la base, et supportant des masses supposées concentrées aux niveaux des planchers.

chaque nœud possède au maximum six degrés de liberté, c'est à dire six mouvements possibles: Trois Translations et Trois rotations, mais en pratique on considère un modèle simplifié à un seul degrés de liberté par niveau, en d'autre terme le déplacement horizontal des nœuds étant seul pris en compte. $i \rightarrow$



Lorsque seuls les mouvements horizontaux sont pris en compte, les modes propres de vibration classés par ordre croissant de pulsation ont l'allure suivante:

- a) 1^{er} mode "fondamental"
- b) 2^{em} mode de vibration
- c) 3^{em} mode de vibration



3. METHODES DE CALCUL :

Pour le calcul de la période du 1^{er} mode de vibration, on applique:

④ La méthode approchée de RAYLEIGH:

principe:

La méthode a été développée à partir de la loi de conservation de l'énergie. Elle est utilisée pour la détermination de la pulsation fondamentale d'un système oscillant ayant un nombre limité ou infini de degrés de liberté.

Afin d'établir l'expression de la pulsation fondamentale, on écrit que l'énergie totale du système conservatif reste constante pendant le mouvement.

$$E_{total} = E_c(t) + E_p(t) = cte. \quad (1)$$

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté, les masses m_1, \dots, m_k, \dots auront les elongations $x_1(t) \dots x_k(t) \dots$ mesurés d'après les directions des d° liberté, à partir de la position d'équilibre statique.

Les deux énergies sont exprimés sous la forme:

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \dot{x}_k^2(t) \quad (2) ; \quad E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n Q_k x_k^2(t) \quad (3)$$

avec $Q_k = m_k \cdot g$: "charge gravitationnelle" : (on impose à toutes les masses la même accélération "g" horizontal, c'ad en les soumettant à leur poids propre supposé agir à l'horizontal).

Dans le cas du mode fondamental les solutions sont données par :

$$x_k(t) = x_k \sin(\omega_1 t + \phi_k)$$

En remplaçant en (2) et (3) il vient:

$$E_c(t) = E_c^{max} \cos^2(\omega_1 t + \phi_1) \quad \dots (2') ; \quad E_p(t) = E_p^{max} \sin^2(\omega_1 t + \phi_1) \quad \dots (3')$$

quand le système passe par sa position extrême alors:

$$E_c = 0 \Rightarrow \dot{x}(t) = 0 \quad \text{et} \quad E_p = \max$$

quand le système passe par sa position d'équilibre :

$$E_p = 0 \Rightarrow x(t) = 0 \quad \text{et} \quad E_c = \max \Rightarrow \dot{x}(t) = \dot{x}$$

pour les deux positions (1) devient:

$$E_{tot} = 0 + E_p^{max} = E_c^{max} + 0 = cte$$
$$\frac{1}{2} \sum Q_k x_k = \frac{1}{2} \omega_1^2 \sum m_k x_k^2$$

d'où :

$$\omega_1^2 = \frac{\sum_{k=1}^n Q_k x_k}{\sum_{k=1}^n m_k x_k^2} = \frac{g \sum_{k=1}^n m_k x_k}{\sum_{k=1}^n m_k x_k^2} ; \quad (\text{pulsation fondamentale}).$$

$T = \frac{2\pi}{\omega}$, il vient :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k x_k^2}{g \sum_{k=1}^n m_k x_k}}$$

x_k : déplacement statique des masses correspondants à l'action des charges Q_k (càd en les soumettant à leurs poids propre).

$x_k = \sum_{k=1}^n Q_k \delta_{kj}$; δ_{kj} = déplacements unitaire (coefficient d'influence). c'est le déplacement en k pour une force unitaire appliquée en j .

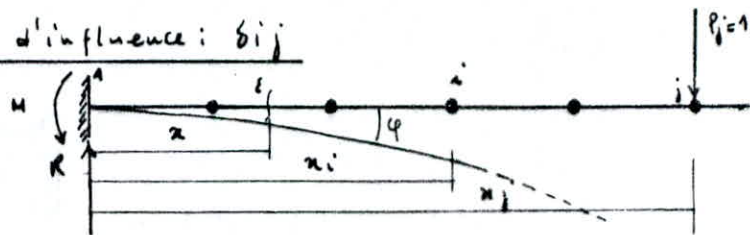
4. HYPOTHESES DE CALCUL:

- i/ les masses sont supposées concentrées au niveaux des planchers.
- ii/ la variation de EI est constante en hauteur.
- iii/ les planchers sont supposés indéformable dans le plan horizontal.

5. ETAPES DE CALCUL:

5.1: Evaluation des coefficients d'influence: δ_{ij}

on cherche le déplacement en i provoqué par l'application de $P=1$ en j



L'équation différentielle de la ligne élastique d'une poutre est donnée par.

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} = - \frac{M}{EI} \quad (1)$$

$$\sum M/A = 0 \quad M = P_j \cdot x_j \quad ; \quad R = P_j = 1$$

$$\sum M/E = 0 \quad M(x) = R \cdot x - M_e = R x - P_j x_j = R(x - x_j) = x - x_j$$

$$\text{de (1)} \quad \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = - \frac{(x - x_j)}{EI} \quad ; \quad \frac{dy(x)}{dx} = - \frac{1}{EI} \left(\frac{x^2}{2} - x_j x \right) + C_0$$

$$\text{pour } x=0 \Rightarrow \frac{dy(x)}{dx} = 0 \Rightarrow C_0 = 0$$

$$y(x) = - \frac{1}{EI} \left(\frac{x^3}{6} - x_j \frac{x^2}{2} \right) + C_1$$

$$\text{pour } x=0 \quad y(0) = 0 \Rightarrow C_1 = 0$$

$$\text{d'où: } \boxed{y(x) = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_i^2}{2} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right) \right]} \quad j > i$$

et d'après le Théorème de MAXWELL - BETTI : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

5.1.1 Application:

$$\delta_{11} ? \quad \begin{matrix} x_i = 2,80 \text{ m} \\ x_j = 2,80 \text{ m} \end{matrix} \Rightarrow \delta_{11} = \frac{1}{EI} \frac{2,8^2}{2} \left(2,8 - \frac{2,8}{3} \right) = \frac{7,32}{EI}$$

$$\delta_{12} ? \quad \begin{matrix} x_1 = 2,80 \text{ m} \\ x_2 = 5,60 \text{ m} \end{matrix} \Rightarrow \delta_{12} = \frac{18,29}{EI} = \delta_{21}$$

$$\delta_{23} ? \quad \begin{matrix} x_i = 5,60 \\ x_3 = 8,4 \end{matrix} \Rightarrow \delta_{23} = \frac{102,44}{EI} = \delta_{32}$$

EI δ_{ij}

i \ j	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	7.32	18.29	29.37	40.42	51.22	61.20	73.17	84.15	95.12	106.10	117.07
2	18.29	58.54	102.44	146.35	190.25	234.15	278.05	321.96	372.13	409.77	453.67
3	29.37	102.44	197.57	296.35	395.13	493.92	592.70	691.19	790.27	889.05	987.84
4	40.24	146.35	296.36	468.31	643.92	819.54	995.15	1170.77	1346.38	1522.00	1697.62
5	51.22	190.25	395.13	643.92	914.67	1189.06	1463.46	1737.86	2012.26	2286.66	2561.06
6	61.20	234.15	493.92	819.54	1189.06	1580.44	1975.68	2370.81	2765.95	3161.08	3556.22
7	73.17	278.05	592.70	995.15	1463.46	1975.68	2509.84	3047.64	3585.5	4123.31	4661.14
8	84.15	321.96	621.49	1170.77	1737.86	2370.81	3047.67	3746.47	4448.93	5151.40	5853.86
9	95.12	372.13	790.27	1346.38	2012.26	2765.95	3585.5	4448.93	5334.33	6223.4	7112.44
10	106	409.77	889.05	1522.00	2286.66	3161.08	4123.31	5151.40	6223.4	7317.33	8414.93
11	117.07	453.67	987.84	1697.62	2561.06	3556.22	4661.14	5853.86	7112.44	8414.93	9739.37

5.2 Evaluation des déplacements statique : x_k .

5.2.1. Calcul des masses m_k :

plancher Terrasse m_{11} :

$G = 0.629 \text{ t/m}^2$

$S_{p_i} = 338.84 \text{ m}^2$

--- $0.629 \times 338.84 = \underline{213.13}^t$

acrotères : $G = 0.252 \text{ t/m}$

$SL = 58.47 \text{ m}$

--- $0.252 \times 58.47 = \underline{14.74}^t$

$\frac{1}{2}$ Jalis : $\underline{70.16}^t$

$\frac{1}{2}$ façades : $\underline{12.06}^t$

$\Rightarrow m_{11} = \underline{310}^t$

Etage Courant :

$G = 0.615 \text{ t/m}^2$

$S = 338.84 \text{ m}^2$

--- 208.39^t

voiles : 140.32

façades : 24.12

paliers : 6.56 = $0.528 \times 3(1.5+2.77)$

Volées : 4.22 = $0.757 \times 3 \times 1.89$

$\Rightarrow m_{10} = \dots = m_{10} = \underline{383.55}^t$

5.2.2 DEPLACEMENTS STATIQUE TRANSVERSAL.

câd quand l'action sismique est dans le sens Transversal.

$x_k = \sum_{i=1}^n \varphi_k \delta_{ki} = g \sum_{k=1}^n m_k \delta_{ki}$

$x_1 = \frac{g}{EI} \left[m_1 \left(\sum_{j=1}^{10} \delta_{1j} \right) + m_{11} \delta_{1-11} \right] ; m_1 = \dots = m_{10}$

Valeur de E: il doit être exprimé en kN/m².

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_{20}'} \quad (\text{cas de charges instantané}) , \sigma_{20}' = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 345000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow E = 3,45 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

+ pour l'inertie on travaillera avec $I_g = 42,66 \text{ m}^4$ (car l'inertie des voiles parallèle à l'action sismique sont très faible ≈ 0).

$$\text{donc: } EI_g = 3,45 \cdot 10^7 \times 42,66 = 147,2 \cdot 10^7 \text{ kN.m}^2$$

$$\chi_1 = \frac{10}{147,2 \cdot 10^7} \left[383,55 (566,18) + 310 (117,07) \right] = 0,0017 \text{ m} = 0,17 \text{ cm}$$

χ_1 (m)	χ_2	χ_3	χ_4	χ_5	χ_6	χ_7	χ_8	χ_9	χ_{10}	χ_{11}
0,0017	0,0065	0,0136	0,0230	0,0338	0,0457	0,0589	0,0715	0,0853	0,0990	0,1128

DEPLACEMENTS STATIQUE « longitudinal »

qd l'action du séisme est dans le sens longitudinal.

$$EI_g = 145 \cdot 10^7 \text{ kN.m}^2 ; \text{expl: } \chi_3 = \frac{g}{EI_g} \left[m_3 \left(\sum_{j=1}^{10} \delta_{3j} \right) + m_{11} \delta_{3,11} \right]$$

χ_1 (m)	χ_2	χ_3	χ_4	χ_5	χ_6	χ_7	χ_8	χ_9	χ_{10}	χ_{11}
0,0017	0,0066	0,138	0,233	0,0340	0,0464	0,0593	0,0726	0,0866	0,100	0,1145

Evaluation de la période du mode fondamental « Sens Transversal »

NIV	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
m (t)	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	310
χ_k (m)	0,0017	0,0065	0,0136	0,0230	0,0338	0,0457	0,0589	0,0715	0,0853	0,0990	0,1128
$m_k \chi_k$	0,652	2,493	5,216	8,822	12,964	17,528	22,591	27,424	32,717	37,971	34,968
$m_k \chi_k^2$	0,001	0,016	0,071	0,203	0,438	0,801	1,331	1,961	2,791	3,759	3,964

$$\sum m_k \chi_k = 203,346 ; \sum m_k \chi_k^2 = 15,316 \Rightarrow T = 0,550 \text{ s}$$

$T = 0,55 \text{ s}$

Evaluation de la période « Sens longitudinal »

NIV	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
m (t)	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	383,55	310
χ_k (m)	0,0017	0,0066	0,138	0,233	0,0340	0,0464	0,0593	0,0726	0,0866	0,100	0,1145
$m_k \chi_k$	0,652	2,531	5,293	8,937	13,041	17,797	22,745	27,846	32,215	38,215	35,495
$m_k \chi_k^2$	0,001	0,017	0,073	0,208	0,443	0,826	1,349	2,022	2,876	3,836	4,064

$$\sum m_k \chi_k = 205,906 ; \sum m_k \chi_k^2 = 15,715 \Rightarrow T = 0,554 \text{ s}$$

$T = 0,55 \text{ s}$

b Calcul de la période par la formule donnée en Annexe C des règles PS69.

$$T = 1.79 \sqrt{\frac{m \cdot H^3}{EI}}$$

$m = 4145,5^t$ (Somme des masses)

$H = 30,8 \text{ m}$ (Hauteur du bâtiment)

Sens Transversal: $EI_t = 145 \cdot 10^7 \text{ kN.m}^2$

$$T = 1.79 \sqrt{\frac{4145,5 (30,8)^3}{145 \cdot 10^7}} = \underline{0.513 \text{ s}}$$

Sens longitudinal:

$$EI_l = 147,2 \cdot 10^7 \Rightarrow \underline{T = 0.517 \text{ s}}$$

c Calcul de la période par la formule Analytique donnée par le R.P.A.

$$T = \frac{0.09 (H)}{\sqrt{L}}$$

H: hauteur du bâtiment = 30,8 m

L: dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

Sens Transversal:

$$L = 20.32 \text{ m} \Rightarrow \underline{T = 0.615 \text{ s}}$$

Sens longitudinal:

$$L = 20.45 \text{ m} \Rightarrow \underline{T = 0.613 \text{ s}}$$

d la valeur de la période calculée par ordinateur au niveau du C.T.C est la suivante: (pour un seul degré de liberté).

Sens Transversal:

$$T = 0.552 \text{ s}$$

Sens longitudinal:

$$T = 0.548 \text{ s}$$

} période du premier mode.

Resumé:

	R P A	RAYLEIGH	PS 69	O.R.D
sens tran	0.615	0.554	0.513	0.552
long	0.613	0.550	0.517	0.548

conclusion:

On remarque que la période donnée par le RPA est excessive du fait que l'équation empirique ne considère pas tous les éléments participant à la rigidité de la structure. Et le fait de prendre le minimum de rigidité, donne une valeur assez grande de la période, et donc un coefficient de calcul dynamique faible, ce qui n'est pas dans le sens de la sécurité.

**ETUDE
AU
S'EISME**

Calcul de la force sismique.

* Action Sismique:

Pour le calcul des forces sismiques, le R.P.A., permet sous certaines conditions de calculer la structure, par une méthode pseudo-dynamique, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant défini par:

$$V = ABDQW \quad (\text{R.P.A 81})$$

- $A = 0,15$ ----- facteur d'accélération de zone (groupe d'usage?, zone II)
- $B = \frac{1}{3}$ ----- facteur de comportement de la structure (R.P.A art 3.3.4.3)
- $D = 2\sqrt{\frac{0,5}{T}}$ ----- facteur d'amplification dynamique moyen (R.P.A art 3.3.1.2)
 dépend de la nature du sol (notre cas: sol meuble) et de la période T , du bâtiment.

Important: la valeur de D , obtenue, pour la valeur de T , calculée d'après la formule du R.P.A, ne devra pas être inférieure à 80% de celle obtenue par la formule de "RAYLEIGH" ou "PS69"

selon R.P.A:

sens transversal: $D_t = 2\sqrt{\frac{0,5}{0,615}} = 1,80$

sens longitudinal: $D_L = 2\sqrt{\frac{0,5}{0,65}} = 1,80$

selon RAYLEIGH

$D_t = 2\sqrt{\frac{0,5}{0,554}} = 1,90$

$D_L = 2\sqrt{\frac{0,5}{0,550}} = 1,907$

Verification: sens transversal $\frac{D_{RPA}}{D_{RAY}} = \frac{1,80}{1,90} = 94,7\% > 80\%$ Verifié.

sens longitudinal $\frac{D_{RPA}}{D_{RAY}} = \frac{1,80}{1,907} = 95,7\% > 80\%$ Verifié.

On prendra finalement pour le calcul de la force sismique:

	T (s)	D
sens transversal	0,55	1,90
sens longitudinal	0,55	1,90

$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$ ----- facteur de qualité, obtenu à partir du tableau 3 du RPA (art 3.3.1.4)
 (voir procédé de détermination de Q , tableau ci-après)

q critère	s. longitudinal		s. transversal	
	critère observé	critère non observé	critère observé	critère non observé
Condition min des files portées	0		0	
surabondance en plan	0		0	
symétrie en plan		0,1		0,1
régularité en élévation	0		0	
contrôle de la qualité des matériaux		0,1		0,1
Contrôle de la qualité de la construction.		0,1		0,1
	$\Sigma = 0,3$		$\Sigma = 0,3$	

d'où $Q_L = Q_T = 1,3$.

Calcul de W : poids de la structure, c'est la totalité des charges permanentes.

(art 3.3.1.5 R.P.A 81) : $W = 4145,5 t$.

Les forces sismiques dans les deux sens sont donc :

$$\left. \begin{aligned} \text{sens longitudinal : } V_L &= 0,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,90 \cdot 1,3 \cdot 4145,5 = 512 t \\ \text{sens transversal : } V_T &= 0,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,90 \cdot 1,3 \cdot 4145,5 = 512 t \end{aligned} \right\} \longrightarrow V_L = V_T = 512 t$$

* Distribution de la force sismique :

la force latérale V , doit être distribuée sur la hauteur de la structure, selon les formules suivantes : $V = F_L + \sum_{i=1}^n F_i$ F_L : force concentrée au sommet de la structure et définie par : $F_L = 0,07 TV$

la valeur de F_L , ne dépassera en aucun cas 0,25V et est négligée si la valeur de la période T est inférieure à 0,7s (art 3.3.3 R.P.A 81)

la partie restante de l'effort horizontal V , doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule : $F_k = \frac{(V - F_L) W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i}$ (effort horizontal d'un niveau k)

a) sens transversal : $T = 0,55 s \longrightarrow (F_L = 0) \longrightarrow F_k = \frac{V_T W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$

W_k : poids à l'étage considéré

h_k : hauteur du niveau k à la base.

$\sum W_i \cdot h_i = 68614,7 t$

$F_k = \frac{512}{68614,7} \cdot W_k \cdot h_k$

b) sens longitudinal : $V_L = V_T$ et $T_L = T_T = 0,55 s$, par conséquent $F_{kL} = F_{kT}$

Remarque: La force sismique V , étant la même dans les deux sens, alors les F_k , seront les mêmes dans les deux sens.

$$F_k = 0,007462 W_k \cdot h_k$$

NIV	F_k (t)	F_k cumulée (t). effort tranchant à chaque niveau	M (moment cumulé) t.m
11	71,610	71,610	0
10	80,136	151,746	200,508
9	72,122	223,868	625,396
8	64,108	287,977	1252,3
7	56,095	344,072	2058,56
6	48,081	392,154	3029,96
5	40,068	432,222	4119,99
4	32,054	464,276	5330,21
3	24,040	488,317	6639,19
2	16,027	504,344	7997,47
1	8,013	512,35	9409,64
0	0	512,35	10844,22.

**ETUDE
DU
CONTREVENTEMENT**

Introduction :

Notre système de contreventement, est constitué de voiles porteuses, soumis aux forces horizontales dues au séisme, étant donné que ces dernières sont plus prépondérantes que celles dues au vent en zone II.

Sollicitations horizontales :

Il s'agit de répartir les efforts horizontaux F_{ki} de chaque niveau, entre les différents éléments de contreventement.

Méthode de calcul : pour déterminer les efforts H_i , repris par chaque voile et à chaque niveau, on utilise la méthode de "MARIUS DIVERS".

- Hypothèses de calcul :
- les refends sont parfaitement encastres à leur base
 - L'inertie I , est constante sur toute la hauteur.
 - Le plancher est indéfiniment horizontal.

Étapes de calcul et notations :

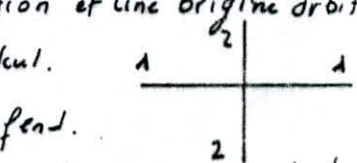
Soient $x-x, y-y$ système d'axes parallèles aux axes principaux des refends, dont l'origine est située au centre de torsion du groupe.

$x'x', y'y'$: axes de refends ayant une direction et une origine arbitraire, choisies en fonction de la commodité de calcul.

1-1 ; 2-2 axes principaux de chaque refend.

La réduction de la force extérieure par rapport du centre de torsion

fournit \bar{H}_x, \bar{H}_y et $M = H \cdot e = F_k \cdot e$ où :



- e = excentricité (1,02m).
- M = moment dû à l'excentricité

Les forces provenant de la translation deviennent :

sens longitudinal $H'_x = \frac{\bar{H}_x I_y}{\sum I_y}$; $\left\{ \begin{array}{l} H'_y \text{ étant } F_{ky} \\ H'_x \text{ étant } F_{kx} \end{array} \right.$

sens transversal $H'_y = \frac{\bar{H}_y I_x}{\sum I_x}$;

avec : I_y = inertie du voile longitudinal, par rapport à son propre axe principal y (c'est à dire, par rapport à 1-1)

I_x : inertie du voile transversal, par rapport à son axe principal x (c'est à dire 2-2)

Si le voile présente des ouvertures, on prendra l'inertie équivalente.

les forces provenant des rotations deviennent:

$$\begin{array}{l} \text{sens longitudinal} \\ \text{sens transversal} \end{array} \left| \begin{array}{l} H''_x = \frac{M y I_y}{J} \\ H''_y = \frac{M x I_x}{J} \end{array} \right.$$

- J : moment de torsion polaire: $J = \sum I_y y^2 + \sum I_x x^2$
- x, y : distances du centre de torsion aux axes principaux et x, y de chaque voile: ($x = x' - x_T$; $y = y' - y_T$)

les forces distribuées dans les refends, sont en définitive:

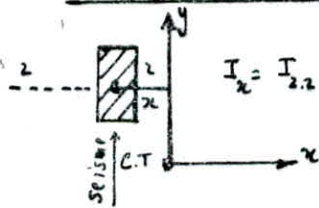
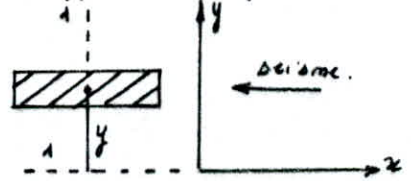
$$\begin{array}{l} \text{sens longitudinal:} \\ \text{sens transversal:} \end{array} \left| \begin{array}{l} H_x = H''_x + H''_y \\ H_y = H''_x + H''_y \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} H''_x, H''_y \text{ sont négligées s'ils sont négatifs} \\ \text{(art 3.3.5 RPA 81).} \end{array} \right.$$

APPLICATION: l'effort sismique dans le sens considéré, est repris par les voiles parallèles à cet effort, car leur inertie est grande par rapport à l'axe perpendiculaire à l'effort sismique.

A. Caractéristiques géométriques des voiles

sens transversal.

sens longitudinal.



Voile	I_{x_i}	x_i (m)	$I_{x_i} x_i^2$ (m ⁴)	$I_{x_i} x_i^4$ (m ⁶)
V61	12,46	-1,65	-20,56	33,92
V62	6,425	1,51	9,702	14,650
V63	0,386	-0,2	-0,154	0,015
V64	0,386	1,52	0,602	0,939
V65	15,60	3,35	52,260	175,071
V66	1,147	-0,41	-0,470	0,193
V67	3,287	-4,17	-13,716	57,331
V68	3,32	-7,93	-19,398	145,898

voile	I_y (m ⁴)	y (m)	$I_y y$ (m ⁵)	$I_y y^2$ (m ⁶)
VL1	2,82	7,87	18,258	143,693
VL2	3,287	4,11	13,550	55,693
VL3	1,147	0,35	0,401	0,140
VL4	15,60	-3,42	-53,360	182,42
VL5	3,805	9,1	34,625	315,092
VL6	0,844	5,34	4,507	24,067
VL7	8,880	1,58	14,030	22,168
VL8	1,147	-2,18	-2,500	5,45
VL9	3,287	-5,94	-19,584	116,330
VL10	2,82	-9,7	-27,504	218,288

$\sum I_x = 42,020 \text{ m}^4$; $\sum I_{x_i} x_i^2 = 42,020 \text{ m}^4$

$\sum I_y = 42,657 \text{ m}^4$; $\sum I_{y_i} y_i^2 = 1083,381 \text{ m}^6$

$J = \sum I_{x_i} x_i^2 + \sum I_{y_i} y_i^2 = 1511,40 \text{ m}^6$

exemple de calcul: soit la voile longitudinale V_{L5} , pour laquelle, on fera une application numérique détaillée, du niveau 1.

$$F_{K1} = 8,013 \text{ t}$$

$$H = F_{K1} \cdot e = 8,013 \cdot 1,02 = 8,173 \text{ t}$$

$$H'_{x_i} = \frac{8,013}{42,657} \cdot I_{y_i} = 0,187 I_{y_i}$$

$$H''_{x_i} = \frac{8,173}{1511,4} \cdot I_{y_i} \cdot x_i = 0,005 I_{y_i} \cdot x_i$$

d'où

$$H'_{x_5} = \frac{8,013}{42,657} \cdot 3,805 = 0,715 \text{ t}$$

$$H''_{x_5} = \frac{8,173}{1511,4} \cdot 34,625 = 0,173 \text{ t}$$

$$H_{x_5} = 0,715 + 0,173 = \underline{0,888 \text{ t}}$$

pour le calcul de H_{y_5} , le calcul est le même, il suffit de lire les valeurs de x_i et I_{x_i} correspondants à chaque voile V_{L_i} .

Résultats

Voiles longitudinales : niveau 1. $F_{K1} = 8,013 \text{ t}$

	V_{L1}	V_{L2}	V_{L3}	V_{L4}	V_{L5}	V_{L6}	V_{L7}	V_{L8}	V_{L9}	V_{L10}
$H'_{x_i} (\text{t})$	0,441	0,626	0,218	2,964	0,715	0,160	1,687	0,218	0,626	0,441
$H''_{x_i} (\text{t})$	0,091	0,068	0,002	-	0,173	0,023	0,07	-	-	-
$H_{x_i} (\text{t})$	0,532	0,694	0,220	2,964	0,888	0,183	1,757	0,218	0,626	0,441

Voiles transversales : niveau 1. $F_{K2} = 8,013 \text{ t}$

	V_{t1}	V_{t2}	V_{t3}	V_{t4}	V_{t5}	V_{t6}	V_{t7}	V_{t8}
$H'_{y_i} (\text{t})$	2,376	1,190	0,073	0,073	2,974	0,218	0,628	0,442
$H''_{y_i} (\text{t})$	-	0,051	-	0,003	0,285	-	-	-
$H_{y_i} (\text{t})$	2,376	1,241	0,073	0,076	3,259	0,218	0,628	0,442

États dans les refoules : voiles longitudinales VL:

F _k (t)	Voiles NIV	VL1		VL2		VL3		VL4		VL5		VL6		VL7		VL8		VL9		VL10	
		H _i (d)	Cumul V _i (t)	H _i	V _i	H _i	V _i	H _i	V _i	H _i	V _i	H _i	V _i	H _i	V _i	H _i	V _i	H _i	V _i	H _i	V _i
71,610	M	4,771	4,771	6,186	6,186	1,945	1,945	26,192	26,192	8,051	8,051	1,635	1,635	15,783	15,783	1,926	1,926	5,536	5,536	3,895	3,895
80,136	10	5,345	10,116	6,927	13,113	2,177	4,122	29,182	55,504	9,020	14,071	1,829	3,462	17,444	33,027	2,155	4,081	6,197	11,731	4,359	8,254
72,123	9	4,818	14,934	6,239	19,356	1,960	6,882	24,340	81,894	8,131	25,202	1,648	5,110	15,703	48,750	1,940	6,021	5,575	12,306	3,923	12,177
64,108	8	4,272	19,206	5,538	24,890	1,741	8,823	23,147	105,331	7,208	32,410	1,463	6,573	13,950	62,690	1,724	7,745	4,955	22,261	5,487	15,664
56,095	7	3,745	22,951	4,851	29,741	1,523	11,342	20,516	125,845	6,420	38,830	1,281	7,854	12,210	74,790	1,508	9,253	4,336	26,597	5,051	18,715
48,081	6	3,194	36,150	4,150	33,891	1,306	12,652	14,581	143,426	5,396	44,226	1,095	8,949	10,457	85,347	1,293	10,546	3,712	39,313	2,615	21,330
40,068	5	2,671	38,821	3,462	37,353	1,088	11,740	14,648	158,074	4,508	48,734	0,915	9,864	8,717	94,064	1,078	11,623	3,096	33,409	2,178	23,508
32,054	4	2,144	30,965	2,774	40,127	0,870	12,610	11,716	169,790	3,620	52,354	0,733	10,597	6,978	101,042	0,861	12,484	2,472	35,881	1,742	25,260
24,030	3	1,600	32,565	2,077	42,644	0,653	13,263	8,798	178,588	2,700	55,054	0,548	11,145	5,232	106,274	0,647	13,131	1,760	37,641	1,308	26,568
16,027	2	1,073	33,638	1,389	43,593	0,435	13,698	5,766	184,454	1,812	56,866	0,367	11,512	3,483	109,757	0,431	13,562	1,240	38,985	0,872	27,430
8,013	-1	0,532	34,170	0,694	44,287	0,220	13,918	2,966	187,418	0,896	57,762	0,183	11,695	1,757	111,524	0,218	13,780	0,622	39,617	0,441	27,871
0,000	R.D.L	0,000	34,170	0,000	44,287	0,000	13,918	0,000	187,418	0,000	57,762	0,000	11,695	0,000	111,524	0,000	13,780	0,000	39,611	0,000	27,871
M: extérieur Moment à la base (t.m)		723,204		937,264		294,557		3966,217		1222,368		247,50		2360,198		291,626		838,261		589,658	

40.

Efforts dans les refends : voiles transversaux V_{tj}

F _k : effort repris par chaque voile à chaque niveau (t)	Voile Niveau	V _{t1}		V _{t2}		V _{t3}		V _{t4}		V _{t5}		V _{t6}		V _{t7}		V _{t8}	
		H _i (t)	V _i (t) "cumul"	H _i (t)	V _i (t)	H _i (t)	V _i (t)	H _i (t)	V _i (t)	H _i (t)	V _i (t)	H _i (t)	V _i (t)	H _i (t)	V _i (t)	H _i (t)	V _i (t)
71,610	11	21,233	21,233	11,417	11,417	0,657	0,657	0,686	0,686	29,109	29,109	1,954	1,954	5,618	5,618	3,953	3,953
80,166	10	23,761	44,994	12,776	24,193	0,735	1,392	0,767	1,43	32,576	61,685	2,186	4,140	6,287	11,905	4,424	8,377
72,122	9	21,385	66,379	11,024	35,220	0,661	2,053	0,690	2,143	29,317	91,002	1,968	6,108	6,658	17,563	3,981	14,358
64,108	8	19,008	85,387	10,224	45,441	0,588	2,641	0,614	2,757	26,021	117,063	1,749	7,857	5,029	22,592	3,540	15,898
56,095	7	16,633	102,020	8,943	54,384	0,515	3,156	0,537	3,294	22,519	139,582	1,530	9,387	4,401	26,993	3,096	18,994
48,081	6	14,257	116,277	7,665	62,049	0,441	3,597	0,460	3,754	19,545	159,127	1,312	10,699	3,772	30,765	2,654	21,648
40,068	5	11,880	128,157	6,388	68,437	0,367	3,964	0,383	4,137	16,288	175,415	1,096	11,795	3,143	33,908	2,211	23,859
32,054	4	9,504	137,661	5,110	73,547	0,293	4,257	0,306	4,443	13,029	188,444	0,874	12,669	2,514	36,422	1,769	25,628
24,04	3	7,128	144,789	3,832	77,379	0,220	4,477	0,229	4,672	9,771	198,215	0,655	13,324	1,885	38,307	1,324	26,954
16,027	2	4,752	149,541	2,555	79,934	0,146	4,623	0,152	4,824	6,515	204,730	0,436	13,760	1,252	39,563	0,885	27,839
8,013	1	2,376	151,917	1,241	81,175	0,073	4,696	0,076	4,900	3,259	207,989	0,218	13,978	0,628	40,191	0,442	28,281
0	R.O.	0,000	151,917	0,000	81,175	0,000	4,696	0,000	4,900	0,000	207,989	0,000	13,978	0,000	40,191	0,000	28,281

E f f o r t s

d a n s

l e s

R e f e n d s

Introduction:

pour calculer les efforts sollicitant les éléments de refends, on applique la méthode imaginée par MM ALBIGES et GOULET, fournissant des abaques pour le calcul pratique.

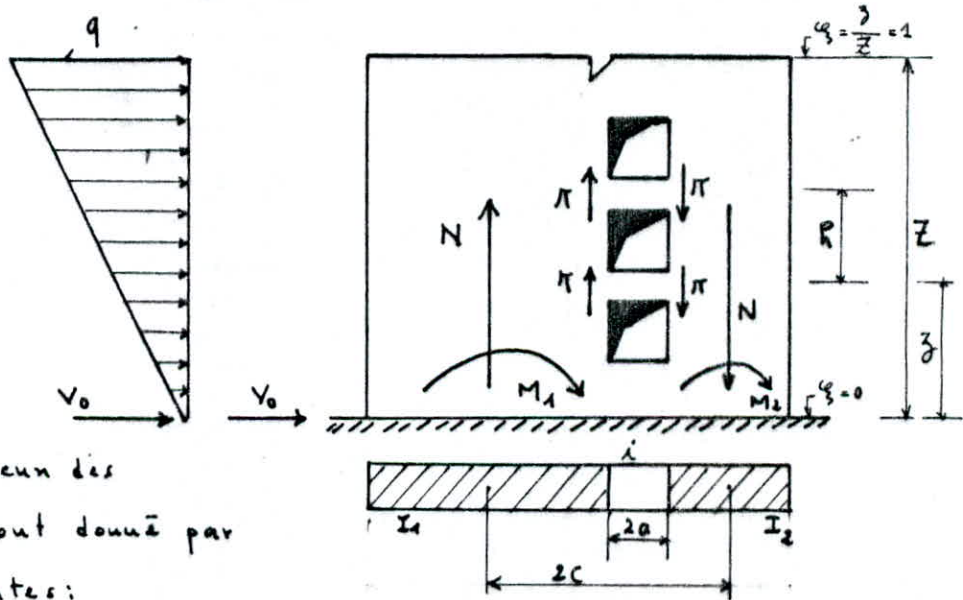
HYPOTHESES: « Refends à files d'ouvertures ».

- * les efforts transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- * les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.
- * la hauteur d'étage est constante
- * les linteaux ont une inertie faible vis à vis de chacun des refends.

REFEND A UNE FILE D'OUVERTURE

a/ MOMENTS DANS LES ELEMENTS DE REFEND.

CAS DE CHARGES TRIANGULAIRES. « SEISME »



les moments dans chacun des éléments de refend sont donnés par les formules suivantes:

TRUM 1
$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} V_0 Z \left[\frac{(1-\psi)^2 (2+\psi)}{3} - \frac{2mc \psi}{I} \right]$$

TRUM 2
$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} V_0 Z \left[\frac{(1-\psi)^2 (2+\psi)}{3} - \frac{2mc \psi}{I} \right]$$

V_0 : effort tranchant d'ensemble à la base du voile

Z : hauteur du bâtiment.

I_1 : inertie du trumeau 1 par rapport à son propre axe.

I_2 : " " " " " "

I : inertie globale du refend " $I = I_1 + I_2 + 2mc$ ".

mc : moment statique des éléments de refend.

b/ EFFORT TRANCHANT π DANS LES LINTEAUX :

donné par :

$$\pi = \frac{V_0 m h}{I} \phi(\alpha, \psi) \quad ; \quad h = \text{hauteur d'étage.}$$

c) EFFORT NORMAL N DANS LES TRUMEAUX :

Il est égale à la somme des efforts tranchants dans les linteaux.

$$N = \sum \pi$$

d) VERIFICATION :

On vérifie à la base du refend l'équilibre extérieur :

où, $M_{ext} = M_1 + M_2 + 2NC$

M_{ext} : moment d'ensemble distribué au refend

M_1, M_2, N : sont celles calculées à la base du refend.

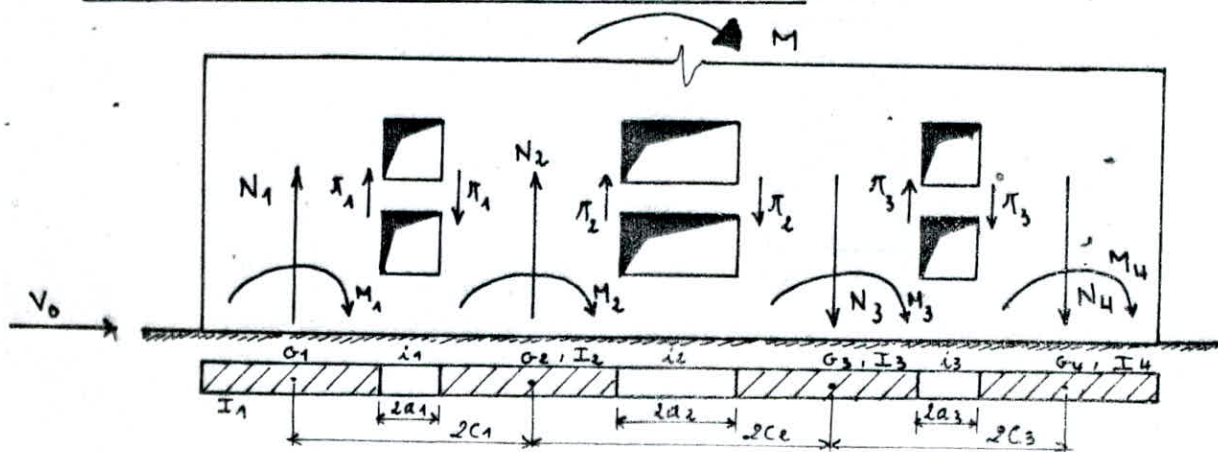
Remarque :

on notera que les moments dans les éléments de refend pour le cas de charge uniforme (vent) sont donnés par :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} V_0 Z \left[\frac{(1-\psi)^2}{2} - \frac{2mc}{I} \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} V_0 Z \left[\frac{(1-\psi)^2}{2} - \frac{2mc}{I} \psi \right]$$

REFEND A DEUX FILES D'OUVERTURE



a) MOMENT DANS LES ELEMENTS DE REFEND :

Cas de charges Triangulaire (seisme) :

pour le Trumeau j le moment est donné par :

$$M_j = \frac{I_j}{\sum_{i=1}^n I_i} V_0 z \left[\frac{(1-\psi)^2 (2+\psi)}{3} - \psi(\alpha, \psi) \right]$$

pour le cas de charge uniforme (vent) :

$$M_j = \frac{I_j}{\sum I_i} V_0 z \left[\frac{(1-\psi)^2}{3} - \psi(\alpha, \psi) \right]$$

b) EFFORT TRANCHANT π .

pour le $j^{i\text{ème}}$ linteau :

$$* \quad \pi_j = V_0 h \frac{i_j c_j}{2 a_j^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \frac{i_3 c_3^2}{a_3^3} + \dots \right)} \phi_{k,i}$$

pour la 1^{ère} série des linteaux on aura :

$$\pi_1 = V_0 h \frac{i_1 c_1}{2 a_1^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi(\alpha, \psi) \quad ; \quad \begin{array}{l} h = \text{hauteur d'étage.} \\ i = \text{inertie du linteau.} \end{array}$$

A cause des approximations effectuées (déformation des éléments de refend provoquée par les efforts normaux considéré comme nulle) les valeurs des efforts tranchants π deviennent peu précises quand les ouvertures sont assez petites, ($\alpha > 10$).

Les formules pour plusieurs files d'ouvertures fournissent des valeurs de π par excès pour les ouvertures proches des extrémités du refend, et par défaut pour les ouvertures centrales, sans pouvoir donner d'indications précises, il est donc conseillé, pour les petites ouvertures d'effectuer deux évaluations de π , et de prendre dans l'étude une valeur intermédiaire.

la première évaluation donné par * et qu'on notera π^I .

$$\pi_j^I = V_0 h \frac{i_j c_j}{2 a_j^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi(\alpha, \psi)$$

la deuxième évaluation noté π^{II} .

$$\pi_j^{II} = \frac{V_0 h w_j}{I} \phi(\alpha, \psi)$$

$$\pi_j = \frac{\pi_j^I + \pi_j^{II}}{2}$$

c) EFFORT NORMAL DANS CHAQUE ELEMENT DE REFEND.

$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$$

$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2, \text{ etc ; pour notre cas de figure } N_4 = \sum \pi_3.$$

($\sum \pi_1, \sum \pi_2, \dots$ étant les sommes des efforts π à partir du sommet et jusqu'à l'étage considéré).

VERIFICATION :

il faudra vérifier l'équilibre extérieur par la relation :

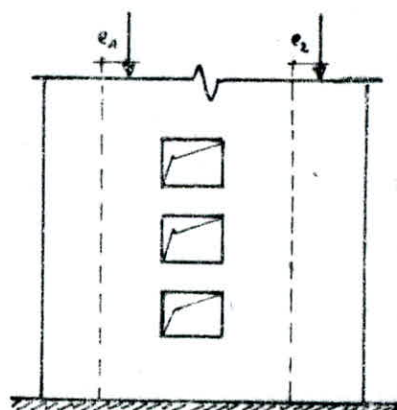
$$M_{\text{ext}} = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1 (e_1 + e_2 + e_3 + \dots) + 2N_2 (e_2 + e_3 + \dots) + 2N_3 (e_3 + \dots) + \dots$$

Cas de sollicitations verticales :

D'après M^r DAVIDOVICI, si les ouvertures sont disposées d'une manière symétrique par rapport à leur axe, alors les charges verticales (G+Q) sont excentrées, comme s'indique en figure.

la redistribution des efforts dans les éléments de refend engendre des moments M_1 et M_2

(cas d'une seule file d'ouverture) et des efforts N_1 et N_2 , mais puisque ces moments sont négligeables devant les moments dus au séisme, on néglige donc cette excentricité et on ne tient compte que de l'effort normal de compression dans les Trumeaux.



$$e_1 \approx e_2 \approx 0$$

REFEND PLEIN

leur calcul est celui d'une section rectangulaire en béton Armé calculée sous les charges verticales et les efforts du séisme, soient, M, N, V.

Applications :

a) Refends à une seule file d'ouverture :

V L 1 :

$$2c = 4,32 \text{ m ; } u = 0,356 \text{ m}^2$$

$$I_1 = 0,16 (6,09)^2 / 12 = 3,014 \text{ m}^4$$

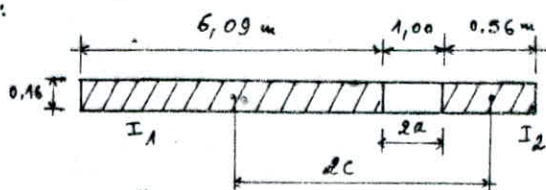
$$I_2 = 0,002 \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 3,016 \text{ m}^4$$

$$I = I_0 + 2uc = 4,55 \text{ m}^4$$

$$V_0 = 34,17 \text{ t, effort Tranchant à la base du refend. ((Chap. 10))$$

$$z = 30,8 \text{ cm}$$



	ξ	ϕ	ψ	$\frac{2mc}{I} \psi$	$\pi = \frac{v_0 m h}{I} \phi$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3}$	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	$N = 2\pi$ (t)
Terre	1	0	0,00	0	0	0	0	0	0
10	0,9	0,2	0,00	0	1,496	0,010	10,524	0,011	1,496
9	0,81	0,36	0,04	0,014	2,692	0,034	21,049	0,022	4,188
8	0,72	0,49	0,08	0,027	3,665	0,071	46,307	0,046	7,853
7	0,63	0,61	0,12	0,041	4,562	0,120	83,606	0,084	12,415
6	0,54	0,7	0,18	0,061	5,235	0,179	124,356	0,124	17,650
5	0,45	0,8	0,25	0,085	5,983	0,247	171,021	0,171	23,633
4	0,36	0,87	0,32	0,108	6,507	0,322	225,053	0,225	30,140
3	0,27	0,92	0,41	0,139	6,881	0,403	278,285	0,278	37,021
2	0,18	0,96	0,48	0,162	7,180	0,489	343,894	0,344	44,200
1	0,09	0,99	0,57	0,193	7,404	0,577	404,493	0,404	51,605
R.D.C	0,00	1,00	0,66	0,223	7,479	0,667	467,202	0,467	59,084

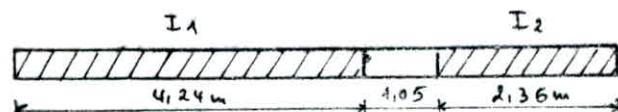
$M_{ext} = 723,204 \text{ t.m}$ (voir ch. 10) |

$M_{int} = M_1 + M_2 + 2Nc = 467,204 + 0,467 + 59,084(4,325) = 723,207 \text{ t.m}$.

$e_r = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} \sim 4 \cdot 10^{-6} \% \sim 0 \%$.

V_{L2}

$2c = 4,35 \text{ m}$; $I_0 = 1,191 \text{ m}^4$
 $w = 1,056 \text{ m}^3$; $I = 5,785 \text{ m}^4$
 $I_1 = 1,016 \text{ m}^4$; $V_0 = 44,287 \text{ t}$
 $I_2 = 0,175 \text{ m}^4$;



$M_{ext} = 937,264 \text{ t.m}$
 $M_{int} = 972,942 \text{ t.m} \Rightarrow e_r = 3,8 \%$

	ξ	ϕ	ψ	$\frac{2mc}{I} \psi$	π (t)	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3}$	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	N (t)
Terre	1	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0,90	0,20	0	0	4,527	0,010	11,636	2,004	4,527
9	0,81	0,36	0,04	0,032	8,149	0,034	2,327	0,449	12,676
8	0,72	0,49	0,08	0,064	11,092	0,071	8,145	1,403	23,768
7	0,63	0,61	0,12	0,095	13,808	0,120	28,765	4,955	37,576
6	0,54	0,70	0,18	0,143	15,845	0,179	41,983	7,231	53,421
5	0,45	0,80	0,25	0,199	18,109	0,247	56,435	9,721	71,530
4	0,36	0,87	0,32	0,254	19,693	0,322	79,033	13,613	91,223
3	0,27	0,92	0,41	0,326	20,825	0,403	90,134	15,525	112,048
2	0,18	0,96	0,48	0,381	21,731	0,489	125,531	21,622	113,779
1	0,09	0,99	0,57	0,453	22,410	0,577	144,288	24,853	156,188
R.D.C	0,00	1,00	0,66	0,524	22,636	0,667	166,397	28,661	178,824

	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C	
V _{L1}	JT (t)	0	9,690	17,443	23,740	29,556	33,916	38,762	42,154	44,576	46,514	47,968	48,452
	N (t)	0	9,690	27,133	50,873	80,429	114,345	153,107	195,261	239,775	286,289	334,257	382,709
	M ₁ (t.m)	0	5,449	3,814	9,808	21,796	32,150	43,592	58,850	69,748	91,070	106,258	122,605
	M ₂ (t.m)	0	41,338	28,934	74,406	165,351	243,900	330,703	446,450	529,131	690,356	806,108	930,122
	Erreur %	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2,84
V _{L5}	JT (t)	0	12,337	22,208	30,228	37,630	43,182	49,352	53,670	56,754	59,222	61,073	61,689
	N (t)	0	12,337	34,545	64,773	102,403	147,755	195,107	248,777	306,531	364,753	425,826	487,515
	M ₁ (t.m)	0	56,866	28,433	73,726	187,658	278,644	375,316	514,795	602,781	801,812	926,918	1069,083
	M ₂ (t.m)	0	7,132	9,566	9,247	23,538	34,950	47,076	64,195	75,608	100,573	116,265	134,097
	Erreur %	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,18
V _{L7}	JT (t)	0	4,708	7,395	10,065	12,530	14,379	16,433	17,871	18,898	19,720	20,336	20,542
	N (t)	0	4,108	11,503	21,560	34,098	48,477	64,910	82,781	101,679	121,399	141,735	162,277
	M ₁ (t.m)	0	10,599	3,168	8,448	26,399	30,015	60,191	71,807	82,367	110,047	131,999	151,007
	M ₂ (t.m)	0	1,825	0,545	1,455	4,547	5,169	10,367	12,368	14,187	19,643	22,736	26,010
	Erreur %	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,78
V _{L8}	JT (t)	0	1,236	2,225	3,029	3,770	4,327	4,945	5,377	5,616	5,934	6,119	6,182
	N (t)	0	1,236	3,461	6,490	10,260	14,577	19,532	24,909	30,595	36,529	42,641	48,829
	M ₁ (t.m)	0	8,692	18,254	38,246	69,539	103,440	141,687	186,018	239,350	294,243	334,659	385,945
	M ₂ (t.m)	0	0,005	0,012	0,025	0,046	0,068	0,0940	0,123	0,152	0,178	0,222	0,256
	Erreur %	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	20

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

$$2c_1 = 2,45m$$

$$I = 6,712 m^4$$

$$2c_2 = 5,80m$$

$$i_1 = i_2 = 0,0047 m^4$$

$$2a_1 = 2a_2 = 0,9m$$

$$v_0 = 111,524 t$$

$$\omega_1 = 1,124 m^3$$

$$\pi_1' = 19,293 \phi$$

$$\omega_2 = 1,008 m^3$$

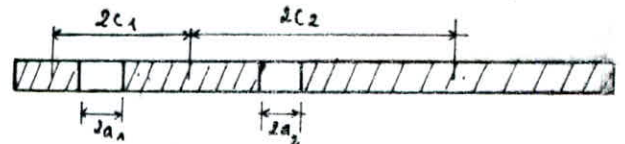
$$\pi_2' = 45,687 \phi$$

$$\pi_1 = \frac{\pi_1' + \pi_1''}{2}$$

$$\pi_2'' = 52,293 \phi$$

$$\pi_2'' = 46,896 \phi$$

$$\pi_2 = \frac{\pi_2' + \pi_2''}{2}$$



$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$$

$$N_3 = \sum \pi_2$$

EFFORTS NIVEAUX	π_1'	π_1''	π_1	π_2'	π_2''	π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3
T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10'	3,860	10,459	7,160	9,137	9,379	9,258	7,160	2,098	9,258	0,123	0,455	33,771
9	6,948	18,825	12,887	16,447	16,883	16,665	20,047	3,778	25,923	-0,076	-0,282	-20,892
8	9,457	25,624	17,540	22,387	22,979	22,683	37,587	5,143	48,606	-0,110	-0,406	-30,115
7	11,772	31,899	21,835	27,869	28,607	28,238	59,422	6,403	76,844	0,000	0,000	0,000
6	13,509	36,605	25,057	31,981	32,827	32,404	84,479	7,347	109,248	-0,010	-0,039	-2,855
5	15,439	41,834	28,637	36,550	37,517	37,033	113,116	8,396	146,281	-0,036	-0,135	-9,991
4	16,790	45,495	31,142	39,748	40,800	40,274	144,258	9,132	186,555	0,027	0,101	7,493
3	17,755	48,110	32,932	42,032	43,144	42,588	177,190	9,656	229,143	-0,083	-0,308	-22,871
2	18,527	52,201	34,364	43,860	45,020	44,440	211,554	10,076	273,583	0,106	0,392	29,079
1	19,106	51,770	35,438	45,230	46,427	45,829	246,992	10,391	319,412	0,085	0,315	23,335
R.D.C	19,299	46,896	33,098	45,687	46,896	46,292	280,090	13,194	365,704	0,082	0,304	22,514

$$M_{ext} = 2360,198 \text{ t.m}$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2C_2 = 2410,25 \text{ t.m}$$

$$e_r = 0,021 = 2,1 \%$$

-57-

superposition

BASE DE CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges verticales, et des charges sismiques, données sur la base du règlement parasismique en vigueur R.P.A 81.

La combinaison des charges et surcharges pour les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les deux formules:

$$G + Q + E$$

$$0.8 G \pm E$$

G : charge verticale permanente

Q : surcharge d'exploitation Non pondérée.

E : surcharge verticale due au séisme

pour les voiles à une ou plusieurs files d'ouvertures, la distribution des charges verticales et surcharges sur les Trumeaux se fait proportionnellement à leurs longueurs.

$$G_i = G \cdot \frac{l_i}{l} \quad ; \quad Q_i = Q \frac{l_i}{l}$$

G_i charge verticale qui s'applique sur le voile

G_i : charge verticale qui revient au Trumeau i

l_i : longueur du Trumeau i + $1/2$ longueur du linteau.

l : longueur du voile.

K.P

	COMBIN	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$V_t 2$	G (t)	5,956	24,095	42,234	60,373	78,512	96,651	114,790	132,929	151,068	169,207	192,96
	Q (t)	0,956	2,218	5,475	7,732	10,0	12,25	14,5	16,76	19,017	21,27	25,27
	G + Q	6,912	27,113	47,709	68,105	88,501	108,9	129,3	149,67	170,08	190,48	218,23
	0.8 G	4,765	19,276	33,78	48,3	62,81	77,32	91,83	106,34	120,85	135,36	154,37
	M (tm)	31,76	99,70	198,32	325,55	477,83	651,57	843,14	1049,13	1265,8	1489,6	1716,89
$V_t 3$	G (t)	6,409	18,495	30,589	42,683	54,777	66,871	78,965	91,059	103,153	115,247	124,764
	Q (t)	0,971	2,751	4,531	6,311	8,091	9,871	11,651	13,431	15,211	16,991	18,771
	G + Q	7,372	21,246	35,120	48,994	62,868	76,742	90,616	104,490	118,364	132,238	143,535
	0.8 G	5,121	14,769	24,471	34,146	43,822	53,497	63,172	72,847	82,522	92,198	99,811
	M	1,839	5,737	11,485	18,88	27,71	37,79	48,89	60,80	73,34	86,28	99,44

	COMBIN.	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
V ₄	G	17,242	17,089	26,936	36,783	46,630	56,477	66,324	76,171	86,018	95,865	106,204
	Q	0,996	2,776	4,556	6,336	8,116	9,896	11,676	13,456	15,236	17,016	19,525
	G+Q	8,238	19,865	34,492	43,419	54,746	66,373	78,000	89,627	101,254	112,881	125,729
	0.8 G	5,794	13,674	24,549	29,426	37,304	45,182	53,059	60,937	68,814	76,692	84,963
	M	1,920	5,989	11,909	19,709	28,932	39,443	51,027	63,467	76,549	89,500	103,776
V ₆	G	15,262	36,464	57,672	78,877	100,082	121,287	142,492	163,697	184,902	206,107	227,665
	Q	2,548	8,043	13,483	18,923	24,363	29,803	35,243	40,683	46,123	51,563	55,924
	G+Q	17,810	44,507	71,155	97,800	124,445	151,090	177,735	204,380	231,025	257,670	283,589
	0.8 G	12,210	29,171	46,137	63,101	80,065	97,030	113,993	130,957	147,921	164,885	182,132
	M	5,471	17,063	34,165	56,165	82,448	112,406	145,432	180,905	218,212	256,740	295,878
V ₃	G	45,262	36,464	57,672	78,877	100,082	121,287	142,492	163,697	184,902	206,107	227,665
	Q	2,548	8,043	13,483	18,923	24,363	29,803	35,243	40,683	46,123	51,563	55,924
	G+Q	17,810	44,507	71,155	97,800	124,445	151,090	177,735	204,380	231,025	257,670	283,589
	0.8 G	12,210	29,171	46,137	63,101	80,065	97,030	113,993	130,957	147,921	164,885	182,132
	M	5,446	16,988	34,017	55,922	82,090	111,916	144,178	180,096	217,232	255,597	294,587
V ₆	G	16,731	37,809	58,987	79,965	101,043	122,121	143,199	164,277	185,355	206,433	227,323
	Q	2,774	7,921	11,988	18,055	23,122	28,189	33,256	38,323	43,390	48,457	53,127
	G+Q	19,505	45,730	71,875	98,020	124,165	150,310	176,455	202,600	228,745	254,890	280,450
	0.8 G	13,384	30,257	47,109	63,972	80,834	97,697	114,560	131,421	148,284	165,146	181,858
	M	4,572	14,266	28,574	46,978	68,970	94,027	121,646	151,318	182,524	216,757	247,500
V ₈	G	15,262	36,464	57,672	78,877	100,110	121,287	142,492	163,697	184,902	206,107	227,718
	Q	2,548	7,988	13,428	18,868	24,308	29,748	35,188	40,628	46,068	51,508	56,604
	G+Q	17,810	44,452	71,100	97,745	125,128	151,035	177,680	204,325	230,970	257,615	284,322
	0.8 G	12,210	29,171	46,138	63,102	80,066	97,030	113,994	130,958	147,922	164,886	182,114
	M	5,393	13,292	33,678	55,364	81,273	109,802	143,346	178,301	215,068	253,042	291,626

REFEND A UNE FILE D'OUVERTURE.

COMBINAISONS		10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
TRU MEAU I	G (t)	5,067	15,204	25,342	35,479	45,616	55,743	65,890	75,027	86,164	96,301	107,463
	Q (t)	0,807	3,446	3,991	5,583	7,175	8,766	10,358	11,950	13,542	15,134	16,944
	E (t)	9,690	27,133	50,873	80,429	114,345	153,107	195,261	239,775	286,289	334,257	382,709
	G + Q + E	15,564	45,783	80,206	121,491	167,136	217,626	271,509	326,752	385,995	445,692	507,116
	0.8 G + E	13,743	39,296	71,146	108,812	150,137	197,709	247,973	299,796	355,220	411,297	468,680
	0.8 G - E	-5,636	-14,969	-30,599	-52,045	-77,852	-107,504	-142,549	-179,753	-217,357	-257,216	-296,738
	M ₁ (t.m)	5,449	3,814	9,808	21,796	32,150	43,592	58,76	69,748	91,000	106,251	112,605
TRU MEAU II	G	9,460	28,380	47,301	66,222	85,143	104,064	122,985	141,905	160,826	179,747	200,580
	Q	1,507	4,478	7,449	10,421	13,392	16,363	19,334	22,305	26,276	28,248	31,627
	E	9,690	27,133	50,873	80,429	114,345	153,107	195,261	239,775	286,289	334,257	382,709
	G + Q + E	20,657	59,991	105,623	157,072	212,880	273,534	337,680	403,995	472,391	542,252	614,916
	0.8 G + E	17,258	49,837	88,714	133,406	182,450	236,358	293,649	353,299	414,949	478,054	543,173
	0.8 G - E	-2,122	-4,429	-13,032	-27,451	-46,250	-69,855	-96,973	-126,251	-157,628	-190,459	-222,245
	M ₂ (t.m)	41,338	28,934	74,406	165,351	243,900	330,703	446,450	529,131	690,356	806,108	930,122
TRU MEAU I	G (t)	11,027	30,671	50,316	69,960	89,605	109,249	128,894	148,538	168,183	187,827	204,996
	Q (t)	1,537	4,460	7,383	10,305	13,228	16,150	19,073	21,995	24,918	27,840	30,275
	E (t)	12,337	34,545	64,773	102,403	145,755	195,107	241,777	305,531	364,753	425,926	487,515
	G + Q + E	24,901	69,676	122,472	182,668	248,591	320,506	396,744	476,064	557,854	641,493	722,786
	0.8 G + E	21,158	59,081	105,025	159,371	211,459	272,506	351,892	424,395	499,299	576,087	651,511
	0.8 G - E	-3,515	-10,008	-24,520	-46,435	-74,071	-107,707	-145,661	-186,667	-230,206	-275,564	-323,519
	M ₁ (t.m)	56,866	28,433	73,726	177,651	278,644	375,316	511,795	602,781	801,812	926,918	1069,083
TRU MEAU II	G (t)	5,916	16,177	26,538	36,900	47,262	57,623	67,982	78,346	98,707	99,069	108,124
	Q (t)	0,811	2,352	3,994	5,435	6,977	8,518	10,06	11,601	13,143	14,684	15,968
	E (t)	12,337	34,545	64,773	102,403	145,755	195,107	241,777	305,531	364,753	425,926	487,515
	G + Q + E	18,964	53,074	95,185	144,738	199,994	261,248	326,819	395,478	466,603	539,579	611,607
	0.8 G + E	16,989	47,486	96,003	131,923	183,564	241,205	303,162	367,207	435,719	505,081	574,014
	0.8 G - E	-7,684	-21,603	-43,542	-72,883	-107,945	-149,001	-194,391	-242,854	-293,787	-346,570	-401,015
	M ₂ (t.m)	7,132	3,566	9,247	23,538	34,950	47,076	64,195	75,606	100,573	116,265	134,017

binaisons	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
G (t)	9,506	23,441	37,376	51,311	62,246	79,181	93,116	107,051	120,986	134,921	148,958
Q (t)	1,587	4,482	7,378	10,272	13,170	16,066	18,961	21,857	24,753	27,648	30,364
E (t)	4,108	11,503	21,561	34,098	48,477	64,910	82,781	101,679	121,399	141,735	162,277
G+Q+E	15,201	39,422	66,322	95,683	123,893	160,157	194,858	230,587	267,138	304,304	341,599
0,8G+E	11,712	30,255	51,468	75,146	98,273	128,254	157,273	187,319	218,187	249,671	281,443
0,8G-E	3,496	7,249	8,332	6,450	1,319	-1,565	-8,288	-16,038	-24,610	-33,798	-43,110
M ₁ (t.m)	10,599	3,168	8,448	26,399	30,015	60,191	71,807	82,367	114,047	131,999	151,007
G (t)	5,755	14,192	22,629	31,066	39,503	47,940	56,377	64,815	73,251	81,688	90,128
Q (t)	0,951	2,714	4,467	6,22	7,974	9,727	11,480	13,233	14,987	16,740	18,384
E (t)	4,108	11,503	21,561	34,098	48,477	64,910	82,781	101,679	121,399	141,735	162,277
G+Q+E	10,824	28,409	48,664	71,324	95,954	122,577	150,638	179,727	209,637	240,163	270,849
0,8G+E	8,712	22,856	39,671	59,902	80,079	103,262	127,882	153,531	179,999	207,085	234,427
0,8G-E	0,496	-0,149	-3,468	-9,293	-16,874	-26,559	-37,679	-49,827	-62,798	-76,384	-90,126
M ₂ (t.m)	1,825	0,545	1,455	4,547	5,169	10,367	12,361	14,187	19,643	22,736	26,010
G (t)	9,126	22,306	35,486	48,666	61,846	75,026	88,206	101,386	114,566	127,746	140,926
Q (t)	1,139	3,906	5,874	7,841	9,809	11,776	13,744	15,711	17,679	19,646	21,615
E (t)	1,236	3,461	6,490	10,260	14,587	19,532	24,909	30,595	36,529	42,648	48,829
G+Q+E	12,301	29,673	47,850	66,767	96,242	126,334	166,859	207,692	268,774	330,040	399,070
0,8G+E	8,536	21,805	34,878	49,192	64,065	79,552	99,473	111,703	129,181	144,844	161,569
0,8G-E	6,064	14,393	21,898	28,672	34,889	40,498	45,655	50,513	55,123	59,548	63,911
M ₁ (t.m)	8,692	19,254	38,246	69,539	103,400	141,687	186,018	230,350	294,243	334,659	385,945
G (t)	1,468	3,597	5,708	7,828	9,948	12,068	14,188	16,308	18,428	20,548	22,668
Q (t)	0,312	0,628	0,945	1,261	1,578	1,894	2,211	2,527	2,844	3,160	3,476
E (t)	1,236	3,461	6,490	10,260	14,587	19,532	24,909	30,595	36,529	42,648	48,829
G+Q+E	3,016	7,676	13,143	19,349	26,113	33,494	41,308	49,430	57,801	66,356	74,973
0,8G+E	2,410	6,330	11,056	16,522	22,545	29,196	36,259	43,641	51,271	59,086	66,963
0,8G-E	-0,061	-0,591	-1,923	-3,997	-6,621	-9,977	-13,558	-17,548	-21,786	-26,209	-30,694
M ₂ (t.m)	0,005	0,012	0,025	0,046	0,061	0,094	0,123	0,152	0,181	0,222	0,256

Combinations		10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G (t)	9,121	22,295	35,468	48,641	61,815	74,988	88,161	101,335	114,508	127,681	142,851
	Q (t)	1,938	3,905	5,871	7,838	9,804	11,771	13,737	15,704	17,670	19,637	22,183
	E (t)	3,496	4,188	7,853	12,415	17,650	23,633	30,140	37,021	44,200	51,605	59,084
	G+Q+E	12,555	30,388	49,192	68,894	89,270	110,392	132,038	154,060	176,378	198,923	224,118
	0,8G+E	8,793	22,024	36,227	51,328	67,102	83,623	100,669	118,099	135,806	153,750	173,365
	0,8G-E	5,801	13,648	20,521	26,498	31,802	36,357	40,389	44,047	47,406	50,540	55,197
	M ₁ (t.m)	10,524	21,049	46,307	83,606	124,356	171,021	225,053	278,285	343,894	404,493	467,202
Trumeau II	G (t)	1,473	3,599	5,726	7,853	9,979	12,106	14,233	16,359	18,476	20,613	23,062
	Q (t)	0,313	0,630	0,948	1,265	1,583	1,900	2,218	2,535	2,853	3,170	3,581
	E (t)	1,496	4,188	7,853	12,415	17,650	23,633	30,140	37,021	44,200	51,605	59,084
	G+Q+E	3,282	8,417	14,527	21,533	29,212	37,639	46,591	55,915	65,539	75,388	85,727
	0,8G+E	2,674	7,067	12,434	18,697	25,633	33,318	41,526	50,108	58,989	68,095	77,534
	0,8G-E	-0,318	-1,309	-3,272	-6,133	-9,667	-13,948	-18,754	-23,934	-29,411	-35,115	-40,634
	M ₂ (t.m)	0,011	0,022	0,046	0,084	0,124	0,171	0,225	0,278	0,344	0,404	0,467
Trumeau I	G (t)	9,508	23,446	37,384	51,321	65,259	79,197	93,135	107,073	121,010	134,948	148,989
	Q (t)	1,587	4,484	7,380	10,276	13,173	16,069	18,965	21,862	24,758	27,654	30,871
	E (t)	4,527	12,676	23,768	37,576	53,421	71,530	91,223	112,098	133,779	156,188	178,824
	G+Q+E	15,622	40,606	68,532	99,173	131,853	166,796	203,323	240,983	279,547	318,790	357,194
	0,8G+E	12,133	31,433	53,675	78,633	105,628	134,888	165,731	197,706	230,587	264,146	298,015
	0,8G-E	3,079	6,081	6,139	3,481	-1,214	-3,172	-16,715	-25,390	-36,971	-48,230	-59,633
	M ₁ (t.m)	11,636	2,327	8,145	21,765	41,983	56,435	71,033	90,134	125,531	144,288	166,397
Trumeau II	G (t)	5,754	14,188	22,622	31,057	39,491	47,925	56,359	64,793	73,228	81,662	90,167
	Q (t)	0,961	2,713	4,466	6,219	7,971	9,724	11,477	13,229	14,982	16,735	18,378
	E (t)	4,527	12,676	23,768	37,576	53,421	71,530	91,223	112,048	133,779	156,198	178,824
	G+Q+E	11,242	29,577	50,866	74,852	100,883	129,174	159,059	190,070	221,999	254,585	287,560
	0,8G+E	9,130	24,026	41,866	62,422	85,014	109,970	136,310	163,982	192,361	221,511	250,960
	0,8G-E	0,076	-1,326	-5,670	-12,730	-21,828	-33,190	-46,136	-60,214	-75,197	-90,758	-106,698
	M ₂ (t.m)	2,004	0,449	1,403	4,955	7,231	9,721	13,613	15,525	21,622	24,853	28,661

Combinaisons		10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G (t)	10,122	28,885	47,648	66,411	85,174	103,937	122,700	141,464	160,227	178,990	197,754
	Q (t)	1,651	4,817	7,983	11,149	14,316	17,482	20,648	23,814	26,981	30,147	33,313
	E (t)	11,128	31,159	58,424	92,365	131,815	175,123	224,237	275,428	328,844	383,930	439,572
	G+Q+E	22,901	64,861	114,055	169,925	230,905	297,247	367,595	440,706	516,052	593,067	670,497
	0,8G+E	19,226	54,267	96,562	145,494	199,464	268,978	322,397	388,599	457,026	527,122	597,859
	0,8G-E	-3,030	-8,051	-20,806	-39,236	-63,176	-92,671	-126,077	-162,257	-200,662	-240,738	-291,285
	M ₁ (t.m)	51,291	25,646	66,679	167,261	246,197	333,393	461,621	538,557	723,205	936,046	964,274
Trumeau II	G (t)	5,331	15,214	26,097	34,980	44,863	54,746	64,629	74,511	84,394	94,277	104,160
	Q (t)	0,869	2,537	4,205	5,873	7,540	9,208	10,876	12,544	14,211	15,879	17,546
	E (t)	11,121	31,159	58,424	92,365	131,815	175,123	224,237	275,428	328,844	383,930	439,572
	G+Q+E	17,328	48,910	87,726	133,218	193,718	259,782	299,742	362,483	427,449	494,076	561,204
	0,8G+E	15,393	43,330	78,502	120,349	167,206	219,625	275,940	335,037	396,359	459,352	522,945
	0,8G-E	-6,763	-18,981	-38,346	-64,591	-96,425	-132,031	-172,534	-218,919	-261,329	-308,508	-356,199
	M ₂ (t.m)	6,434	3,217	8,364	21,231	30,881	41,918	57,902	67,552	90,793	104,767	120,951
Trumeau I	G (t)	1,974	5,230	8,487	11,743	15,000	18,256	21,513	24,769	28,026	31,282	34,539
	Q (t)	0,405	0,964	1,523	2,081	2,640	3,199	3,757	4,316	4,875	5,434	5,993
	E (t)	3,539	9,009	19,590	29,374	41,761	55,917	71,312	87,591	104,578	122,097	139,792
	G+Q+E	5,918	16,103	28,590	43,198	59,401	77,372	96,582	116,676	137,479	158,913	180,467
	0,8G+E	5,118	14,093	25,370	39,768	53,761	70,522	88,522	107,406	126,999	147,123	167,564
	0,8G-E	-1,960	-5,725	-11,790	-19,980	-29,761	-41,312	-54,102	-67,776	-82,157	-97,071	-112,020
	M ₁ (G.m)	0,102	0,742	0,305	0,600	0,895	1,220	1,627	1,992	2,491	2,928	3,375
Trumeau II	G (t)	9,201	21,731	35,260	48,790	62,319	75,849	89,378	102,908	116,437	129,967	144,227
	Q (t)	1,693	4,004	6,325	8,647	10,968	13,289	15,611	17,932	20,253	22,574	24,896
	E (t)	3,539	9,909	19,590	29,374	41,761	55,917	71,312	87,591	104,578	122,097	139,792
	G+Q+E	13,428	35,644	60,165	86,911	115,048	145,055	176,301	208,431	241,268	274,638	308,781
	0,8G+E	10,100	27,294	46,788	68,406	91,616	116,596	142,914	169,917	197,729	226,071	255,174
	0,8G-E	3,022	7,476	9,628	9,658	8,094	4,762	0,190	-5,265	-11,428	-18,123	-24,410
	M ₂ (G.m)	17,699	24,765	53,067	104,365	155,664	212,261	273,025	344,936	433,311	509,444	577,276

COMBINAISSONS	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
V L 9											
TRUPEAU I											
G	9.508	23.446	37.384	51.321	65.259	79.197	93.135	107.073	121.010	134.948	148.889
Q ⁻	4.597	4.484	7.380	10.276	13.173	16.069	18.965	21.862	24.758	27.654	30.551
E	4.049	11.338	24.258	33.608	47.780	63.977	81.591	100.217	119.654	139.697	159.943
G+Q+E	15.144	39.268	66.022	95.205	126.212	159.243	193.691	224.152	265.422	302.299	339.303
0.8G+E	11.655	30.045	51.165	74.665	99.487	127.335	156.094	185.975	216.462	247.655	279.134
0.8G-E	3.557	7.419	9.649	1.449	4.427	-0.619	-7.083	-14.559	-33.996	-31.739	-40.752
M ₁	10.438	2.088	7.307	26.096	33.578	50.104	70.980	80.375	112.733	120.435	149.267
TRUPEAU II											
G	5.554	14.188	22.622	31.057	39.491	47.925	56.359	64.793	73.228	81.662	90.158
Q	0.961	2.713	4.466	6.219	7.971	9.724	11.477	13.229	14.982	16.735	18.378
E	4.049	11.338	21.258	33.608	47.780	63.977	81.951	100.217	119.654	139.697	159.943
G+Q+E	10.764	29.239	48.346	70.984	95.242	121.626	149.427	179.239	207.964	238.094	268.479
0.8G+E	8.652	22.688	39.356	59.414	79.373	102.317	126.278	152.051	179.236	205.017	231.069
0.8G-E	0.554	0.012	-3.160	-9.762	-16.197	-25.637	-36.504	-49.323	-61.072	-74.367	-87.817
M ₂	1.793	0.359	1.255	4.482	6.454	9.605	12.190	13.803	19.361	22.229	25.635
V L 10											
TRUPEAU I											
G	9.121	22.295	35.468	49.641	61.815	74.988	89.161	101.535	114.508	127.691	142.815
Q	1.938	3.905	5.871	7.838	9.804	11.771	13.737	15.704	17.670	19.637	22.183
E	1.216	3.405	6.385	10.094	14.351	19.216	24.506	30.101	35.939	41.959	49.040
G+Q+E	12.275	20.605	47.724	66.573	95.970	105.975	126.404	174.140	168.117	189.277	213.074
0.8G+E	9.513	21.241	34.359	49.007	63.803	79.206	95.035	111.169	127.545	144.104	162.321
0.8G-E	6.081	14.431	21.989	28.919	35.101	40.774	46.023	50.967	55.667	60.186	66.241
M ₁	9.557	17.113	37.649	67.597	100.967	139.616	183.110	225.893	279.799	328.572	379.941
TRUPEAU II											
G	1.473	3.599	5.727	7.853	9.979	12.106	14.233	16.359	18.486	20.613	23.062
Q	0.313	0.630	0.948	1.265	1.583	1.900	2.218	2.535	2.853	3.170	3.581
E	1.216	3.405	6.385	10.094	14.351	19.216	24.506	30.101	35.939	41.959	48.040
G+Q+E	3.002	7.634	13.059	19.712	25.913	32.219	40.957	49.995	57.278	65.742	74.623
0.8G+E	2.394	6.284	10.966	16.376	21.354	27.198	33.992	43.188	50.718	58.449	66.490
0.8G-E	-0.058	-0.926	-1.804	-3.912	-6.368	-8.528	-13.120	-17.014	-21.150	-25.449	-29.580
M ₂	0.006	0.011	0.025	0.045	0.067	0.092	0.121	0.150	0.185	0.218	0.252

		NIVEAUX EFFORTS										ROC
		10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
Trumeau I	G	2,641	6,788	10,936	15,084	19,232	23,379	27,527	31,675	35,823	39,971	44,776
	Q	0,817	1,603	2,389	3,175	3,962	4,748	5,534	6,320	7,107	7,893	8,811
	E=N ₁	7,160	20,047	37,587	59,422	84,479	113,116	144,258	177,190	211,554	246,992	280,090
	G+Q+E	10,618	28,438	50,912	77,681	107,673	141,243	177,319	215,185	254,484	294,856	333,677
	0,8G+E	9,273	25,477	46,336	71,489	99,865	131,819	166,280	202,530	240,212	278,969	315,911
	0,8G-E	-5,047	-14,617	-28,838	-47,355	-69,093	-94,413	-122,236	-151,850	-182,896	-215,015	-244,269
	M ₁	0,123	-0,076	-0,110	0	-0,01	-0,036	0,027	-0,083	0,106	0,085	0,082
Trumeau II	G	4,408	11,331	18,255	25,179	32,102	39,026	47,949	52,873	59,797	66,720	74,742
	Q	1,363	2,676	3,988	5,300	6,613	7,925	9,238	10,550	11,863	13,175	14,708
	E=N ₂	2,098	3,778	5,143	6,403	7,347	8,396	9,132	9,656	10,076	10,391	13,194
	G+Q+E	7,869	17,785	27,386	36,882	46,062	55,347	64,319	73,079	81,736	90,286	102,644
	0,8G+E	5,624	12,843	19,747	26,546	33,029	39,617	45,894	51,954	57,914	63,767	72,988
	0,8G-E	1,428	5,217	9,461	13,740	18,335	22,825	27,627	32,642	37,762	42,985	46,600
	M ₂	0,455	-0,282	-0,406	0	-0,039	-0,135	0,101	-0,308	0,392	0,315	0,304
Trumeau III	G	13,264	34,098	54,933	75,768	96,602	117,437	138,871	159,106	179,941	200,775	224,915
	Q	4,102	8,051	12,000	15,950	19,900	23,849	27,798	31,748	35,697	39,646	44,259
	E=N ₃	9,258	25,923	48,606	76,844	109,248	146,281	186,555	229,143	273,583	319,412	365,704
	G+Q+E	26,624	68,072	115,539	168,562	225,710	287,567	352,624	419,997	489,221	559,833	634,878
	0,8G+E	19,869	53,201	92,552	137,458	186,530	240,231	297,172	356,428	417,536	480,032	545,636
	0,8G-E	1,353	1,355	-4,660	-16,230	-31,966	-52,331	-75,938	-101,858	-129,630	-158,792	-186,772
	M ₃	37,771	-20,892	-30,115	0	-2,855	-9,991	7,493	-22,871	29,079	23,335	22,514

Ferrailage

Ferraillage des Voiles

Introduction

Les voiles sont sollicitées par un effort normal et un moment, le calcul du ferraillage se fera donc en flexion composée, sous les sollicitations du deuxième genre, telles qu'elles sont données par le R.P.A : $0,86 \pm E$ et $6 \pm Q+E$.
La méthode utilisée pour la détermination des sections d'acier, est celle de Pierre CHARON.

Dispositions générales pour le ferraillage

(art 4.3.2.1) La vérification de la résistance aux sollicitations normales les plus défavorables, doit être effectuée avec la contrainte admissible du 1^{er} genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{en} .

$$\left| \begin{array}{ll} \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2} & \text{alors } \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \text{si } e_0 > \frac{h_t}{2} & \text{alors } \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} \end{array} \right.$$

$$\text{et } \left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_b(s_{p1}) = 2\bar{\sigma}'_{b_0} ; \bar{\sigma}'_b(s_{p2}) = 1,5\bar{\sigma}'_{b_0}(s_{p1}) \\ \bar{\sigma}'_a(s_{p2}) = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right.$$

(art 4.3.3.1) armatures transversales :

les armatures de la section transversale résistante à l'effort tranchant doivent être calculées à l'aide de la formule : $w_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100$ avec $\tau = \frac{1,4T}{b \cdot z}$ et $z = \frac{7}{8} h$

(art 4.3.3.2) les parties courantes :

elles doivent être armées par un quadrillage d'armature en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{ll} - \text{pour } \tau_b \leq 0,025\sigma'_{28} & 0,15\% \\ - \text{pour } 0,025\sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12\sigma'_{28} & 0,25\% \end{array} \right\} \text{ dans chaque direction.}$$

(art 4.3.3.3) lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage min des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.

(art 4.3.3.4) l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (ou) valeurs suivantes : $S \leq \min(30 \text{ cm}; 1,5b) = (30, 24) \rightarrow S \leq 24 \text{ cm}$

(art 4.3.3.5) les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

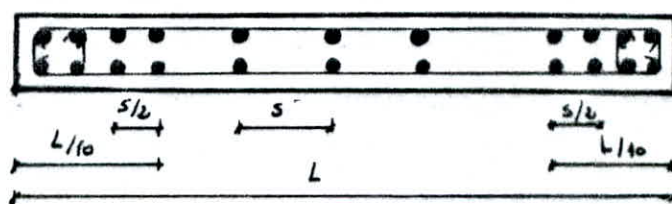
(art 4.3.3.6) le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

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

(art 4.3.3.8) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cordons horizontaux, dont l'épacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

mise en place aux extrémités des refends, des armatures de renforcement (principales), sous forme de potelets de dimensions : $b \times 1,5b$ où $b =$ épaisseur du voile.

Le potelet est ferrillé comme un poteau avec $A_{min} = 1\% b \times 1,5b$ en zone II, sans toutefois dépasser 4%.



Vérification du cisaillement dans les trumeaux:

D'après l'article 4.3.3.1 du R.P.A.81, la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau = 1,4 \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \text{ avec}$$

T : effort tranchant

b : épaisseur du voile ($b = 16 \text{ cm}$)

z : bras de levier ($z = 7/8 h$)

h : hauteur du refend.

$\bar{\tau}_b$: contrainte admissible de cisaillement $\bar{\tau}_b = 0,12 \times 1,02 \times 270 = 33 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\omega} = \frac{\tau_b - 8}{\sigma_{tm}}$: section d'acier résistant à l'effort tranchant.

Le pourcentage minimum est donné par :

. pour $\tau_b \leq 0,025 \sigma_{tm} = 0,025 \times 1,02 \times 270 = 6,88 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \omega_t = 0,15\%$

. pour $0,025 \sigma_{tm} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma_{tm}$ $6,88 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_b \leq 33 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \omega_t = 0,25\%$

Toutes les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

avec :

T_i : effort tranchant repris par le trumeau (i)

τ_b : contrainte de cisaillement du trumeau (i)

I_i : inertie du trumeau (i).

- 0 0 -

Verification au cisaillement des trumeaux : $\tau_{b_i} \leq \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$

Voiles	V (±)	ΣI_i (m ⁴)	longueur trumeau I, II, III (m)		$V_i = \frac{I_i}{\Sigma I_i} V$ (±)	$\tau_{b_i} = 1,4 \frac{V_i}{b \cdot l_i}$ (kg/cm ²)	ω % R.P.A.	$\bar{\omega}_t$	
Voile à une file d'ouvertures	VL ₁	34,170	3,014	I	6,09	34,142	5,606 < $\bar{\tau}_b$	0,15	-0,057
				II	0,56	0,027	0,048 < $\bar{\tau}_b$	0,15	-0,189
	VL ₂	44,287	1,191	I	4,24	37,780	8,91	0,25	0,021
				II	2,76	6,507	2,757	0,15	-0,125
	VL ₅	55,762	3,150	I	1,11	0,323	0,291	0,15	-0,18
				II	6,17	55,439	8,985	0,25	0,023
VL ₅	206,000	7,483	I	7,93	184,811	23,305	0,25	0,36	
			II	3,97	23,189	5,841	0,15	-0,05	
2 files d'ouv.	VL ₇	111,524	6,711	I	1,21	0,394	0,326	0,15	-0,132
				II	1,68	1,497	0,8	0,15	-0,18
				III	7,91	109,659	13,963	0,25	-0,14
Voiles pleines	VL ₈	81,175	8,425		7,84	81,175	10,854	0,25	0,056
	VL ₆	14,000	1,147		1,147	4,415	3,171	0,15	-0,115
	VL ₆	11,700	0,844		3,985	11,700	2,936	0,15	-0,120

Exemple de calcul: VL₁ : Trum I : $l = 6,09 \text{ m}$ $I_1 = 3,012 \text{ m}^4$
 Trum II : $l = 0,56 \text{ m}$ $I_2 = 0,002 \text{ m}^4$ } $\rightarrow \Sigma I_i = 3,014 \text{ m}^4$

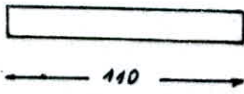
$$V_1 = \frac{3,012}{3,014} \cdot 34,170 = 34,142 \pm$$

$$\tau_{b_i} = \frac{1,4 \times 34,142 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 6,09 \cdot 10^4} = 5,606 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau_b - 8}{\sigma_{cn}} \cdot 100 \quad \text{et} \quad \sigma_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Ferraillage des voiles: exemple de calcul: VLS (deux trumeaux I et II)

TRUM I



$$d = \frac{l}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

$$\text{soit } d = 10 \text{ cm}$$

$$h = 110 - 10 = 100 \text{ cm} \quad \frac{h}{2} = 55 \text{ cm}$$

R.D.C. → 2^{ème} étage: secteur I

$$M = 3,375 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = -112 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 180,467 \text{ t}$$

1^{ère} combinaison

$$(M, N_{\min}) = (3,375; -112)$$

N: effort de traction (N < 0)

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} = 55 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2}$$

section entièrement tendue

(S.E.T)

soient:

$$l_1 = \frac{h}{2} + e_0 - d = 48 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{h}{2} - e_0 - d = 42 \text{ cm}$$

$$l_1 + l_2 = 90 \text{ cm} = z$$

$$A_1 = \frac{N l_2}{2 \bar{\sigma}_a} = 12,44 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N l_1}{2 \bar{\sigma}_a} = 14,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot \frac{1}{100} \cdot b \cdot l_t = 0,5 \cdot \frac{1}{100} \cdot 16 \cdot 110 = 8,8 \text{ cm}^2$$

où $l_t = l = 110$ (car la section est entièrement tendue)

2^{ème} combinaison: (M, N_{\max}) N: effort de compression.

$$e_0 = 1,87 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \quad \text{la section est donc entièrement comprimée.}$$

donc dans tous les cas, on ferruillera les trumeaux avec la première combinaison.

On prendra pour ce trumeau I, comme section d'acier, $\max(A_1, A_2, A_{\min})$

$$\text{c'est à dire } A = 14,22 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_{\text{adoptée}} = \underline{4HA16 + 6HA12}$$

3^{ème} étage → 6^{ème} secteur II

$$M = 1,982 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = -67,776 \text{ t} \quad \text{effort de traction}$$

$$N_{\max} = 116,676 \text{ t} \quad \text{effort de compression.}$$

$$(M, N_{\min})$$

$$e_0 = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} = 55 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_0 < \frac{h}{2} \rightarrow \text{S.E.T}$$

$$l_1 = 75 \text{ cm} \quad A_1 = 9,69 \text{ cm}^2$$

$$l_2 = 15 \text{ cm} \quad A_2 = 13,45 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } A = 13,45 \text{ cm}^2$$

$$z = 90 \text{ cm} \quad A_{\min} = 8,88 \text{ cm}^2 \quad \text{et } A_{\text{adoptée}} = \underline{4HA16 + 6HA12}$$

7^{eme} étage → 10^{eme} Secteur III.

$$K = 0,6 \frac{t}{m}$$

$$N_{min} = -20^t$$

$$N_{max} = 43,2^t$$

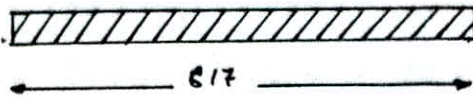
$$(M, N_{min}) \rightarrow e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow S.E.T$$

$l_1 = 48 \text{ cm}$	$A_1 = 2,22 \text{ cm}^2$
$l_2 = 42 \text{ cm}$	$A_2 = 2,54 \text{ cm}^2$
$r = 90 \text{ cm}$	$A_{min} = 8,88 \text{ cm}^2$

d'où $A = A_{min} = 8,88 \text{ cm}^2$ et $A_{adoptée} = \frac{4HA12 + 6HA16}{}$

TRUFT

R.D.C → 2^{eme}



$$d = \frac{h}{10} = 60 \text{ cm} \quad h = 557 \text{ cm}$$

$$M = 587,3 \text{ tm}$$

$$N_{min} = -24,410^t \quad N_{max} = 308,781^t$$

(M, N_{min}):

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 24^m \quad \left. \begin{array}{l} e_0 > \frac{h_t}{2} \\ h_t/2 = \frac{617}{2} \end{array} \right\} \text{ section partiellement comprimée (S.P.C)}$$

les formules utilisées ci-après sont exposées dans le livre P. CHARON (P. 145)

soient : $\mathcal{U}_G = M - N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 526,763 \text{ t.m}$

$$k = \frac{15 \mathcal{U}_G}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,038 \text{ abaque} \quad \left| \begin{array}{l} k = 45,2 \\ E = 0,9169 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 92,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b (s_{p2}) \quad \text{d'où } A' = 0$$

$$A_1 = \frac{\mathcal{U}_G}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 24,56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 30,36 \text{ cm}^2$$

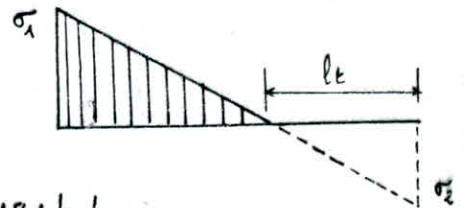
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e_0}{h_t} \right) = \begin{cases} \sigma_1 = 60,181 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -55,236 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$l_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = 295 \text{ cm} \quad \text{longueur de la zone tendue}$$

$$l_c = h_t - l_t = 322 \quad \text{longueur de la zone courante}$$

$$A_{min} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot l_c = 23,6 \text{ cm}^2$$

d'où le ferrillage : $A \geq 30,36 \text{ cm}^2 : 4HA25 + 6HA16$



Zone courante: On adopte 5 HA10 p.m par face. C'est à dire 10 HA10 p.m pour les 2 faces.

conformément au R.P.A 81 : $A = 0,25 \cdot 100 \cdot \frac{16}{100}$

Armatures horizontales: Conformément à l'article 4.3.3.1 du R.P.A 81, on adoptera 5 HA10 p.m et par face ($\omega_t = \frac{\tau_b - 8}{\sigma_{ca}} \cdot 100$) $A = 0,25 \cdot 100 \cdot \frac{16}{100} = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par face.

Armatures transversales: - un cadre $\phi 8$
- 4 épingle $\phi 8/\text{ml}$

3^{ème} étage — 6^{ème} niveau II.

$$\left. \begin{array}{l} M = 345 \text{ t.m} \\ N_{\min} = -5,265 \text{ t} \\ N_{\max} = 208,431 \text{ t} \end{array} \right\} e_0 = 65,52 > \frac{h_t}{2} \quad \text{S.P.C}$$

$$U_G = M - N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 332 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,025 \quad k = 57,7 \quad \varepsilon = 0,9310 \quad \sigma'_b = \frac{4200}{57,7} = 73 < \bar{\sigma}'_b = 205,6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \mu = 0$$

$$A_1 = \frac{U_G}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h^2} = 15,24 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 16,5 \text{ cm}^2$$

longueur de la zone tendue: $l_t = 303,7 \text{ cm}$

longueur de la zone courante $l_c = 313,328 \text{ cm}$

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} \cdot 16 \cdot 303,7 = 24,24 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } A = A_{\min} = 24,24 \text{ cm}^2$$

soit 4 HA20 + 6 HA16

remarque: les armatures horizontales, transversales et de la zone courante restent les mêmes pour tous les niveaux.

7^{ème} étage — 10^{ème}

$$\left. \begin{array}{l} H = 104,4 \text{ t.m} \\ N_{\min} = 9,658 \text{ t} \\ N_{\max} = 86,81 \text{ t} \end{array} \right\} e_0 = 10,8 \text{ m} \\ \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \frac{l_t}{l_c} = \frac{617}{6} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} e_0 > \frac{h_t}{6} \quad \text{S.P.C}$$

$$U_G = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 128,352 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,009 \quad k = 102 \quad \varepsilon = 0,9573 \quad \sigma'_b = 41,176 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = 5,73 \text{ cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_1 = 11,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = -9,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_t = 279 \text{ cm}$$

$$l_c = 338 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} \cdot 16 \cdot 279 = 22,32 \text{ cm}^2$$

d'où $A = A_{\min} = 22,32 \text{ cm}^2$ soit 4 HA20 + 6 HA16

Verification des contraintes

Voile VL5: Trameau I : R.D.C → 2^{eme} (Section entierement tendue)

Soient $\sigma_{a1} = \frac{N \cdot l_2}{Z \cdot A_1} = 4201 \text{ kg/cm}^2 \approx 4200 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$

$\sigma_{a2} = \frac{N \cdot l_1}{Z \cdot A_2} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

} → Verifia

Trameau II: R.D.C 2^{eme} (Action partiellement Comprimee)

$A = 30,36 \text{ cm}^2$

Soient $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,34$

$M^s = M \cdot N (h + k) = 512 \text{ t.m}$

$\beta = 0,79 = \frac{1 M^s}{1 M^t} \left| \begin{matrix} \text{above} \\ \text{below} \end{matrix} \right. \rightarrow \begin{matrix} k_1 = 0,048 \\ k_2 = 36,5 \end{matrix}$

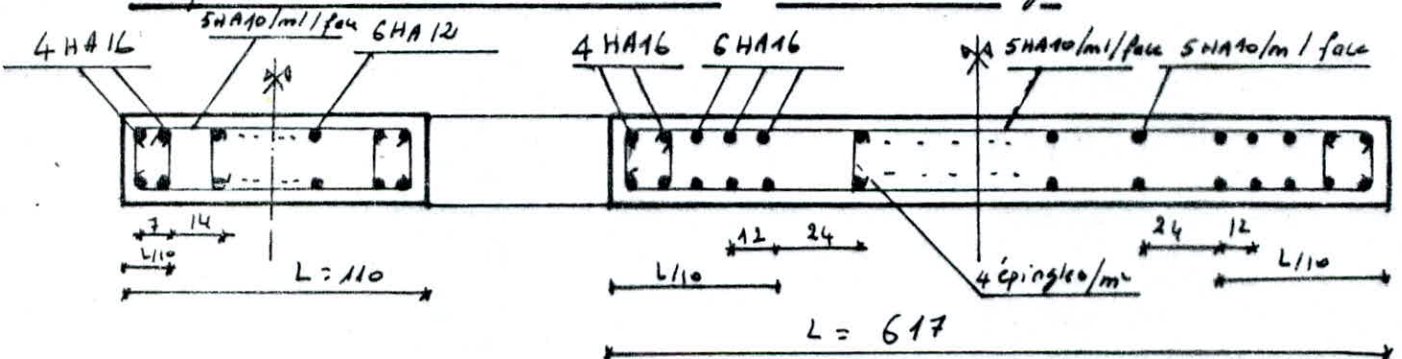
$M_e^t = M + N \left(\frac{h}{2} - d \right) = 648 \text{ t.m}$

$\sigma_a = \frac{15 M^s}{M_2 b h^2} = 3233 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 88,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

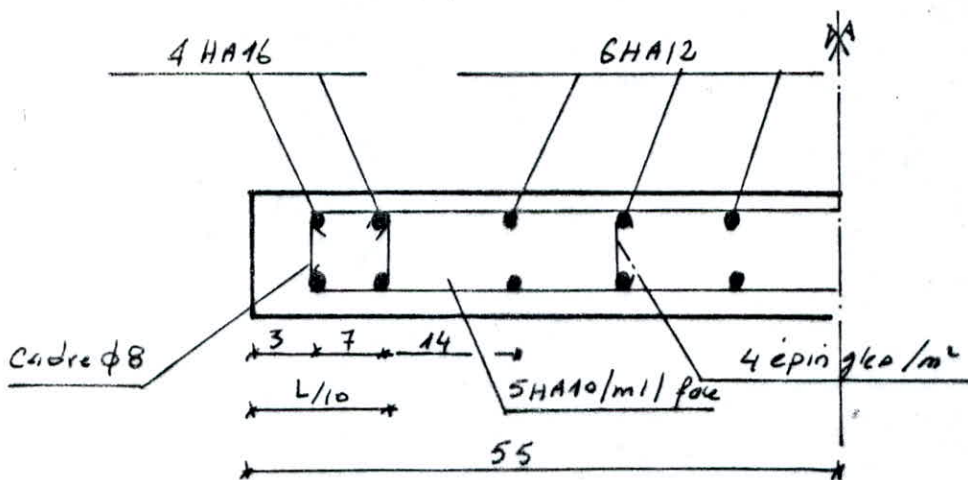
} → Verifia

Disposition Constructive des armatures : R.D.C 2^{eme} étage



TRUM I

TRUM B

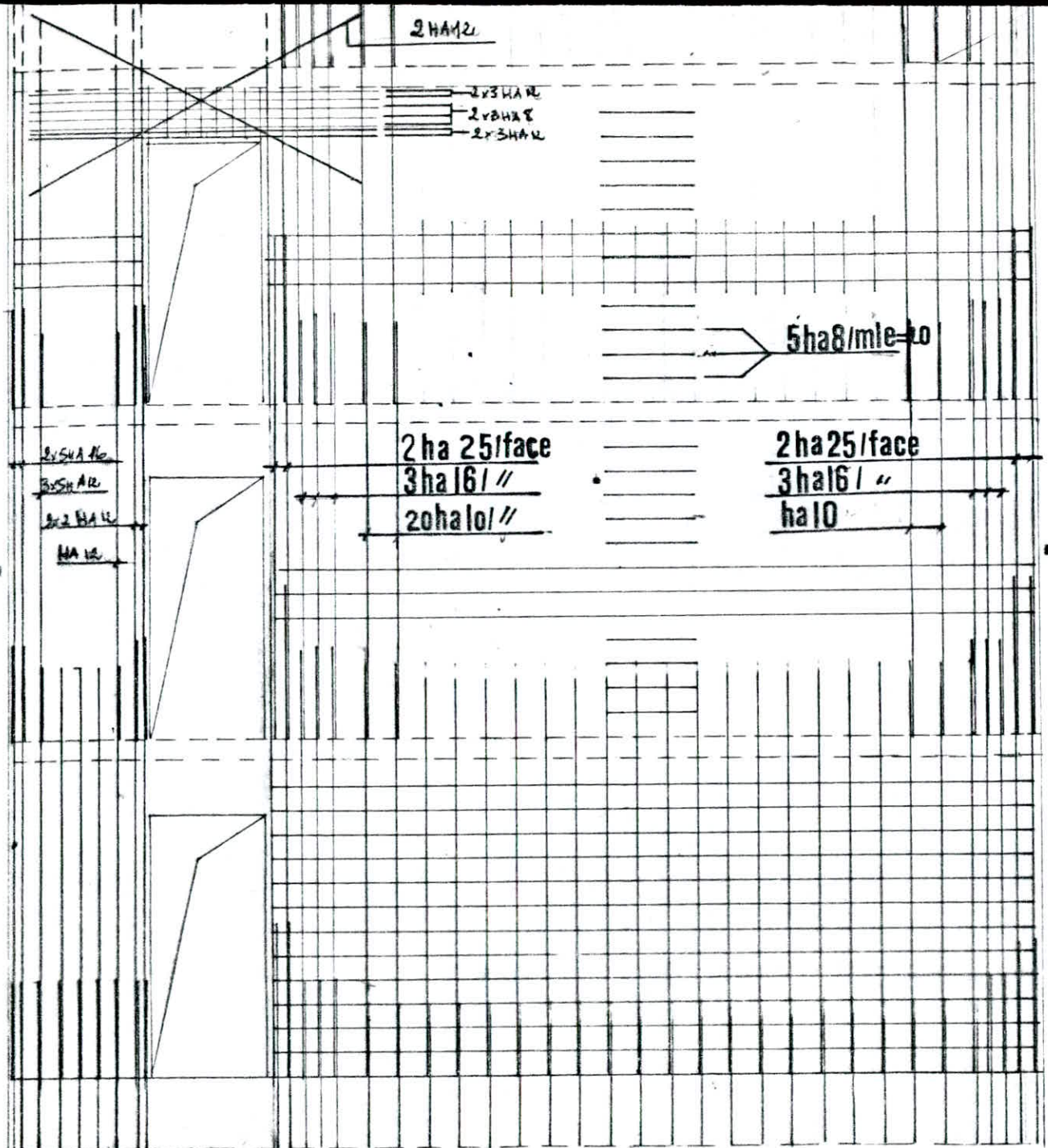


TRUM I

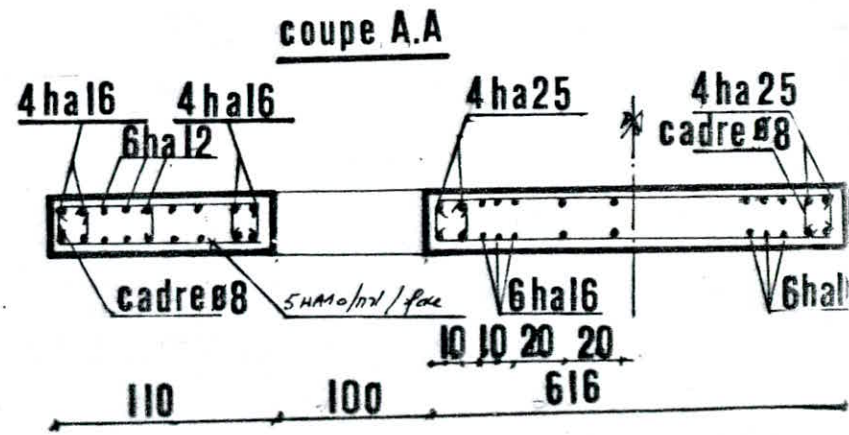
bleau Ferrailage des Voiles :

Secteurs:		Niveaux	
1	---	EDC	→ 2 ^{me} E
2	---	3	→ 6 ^{me} E
3	---	7	→ 10

Voies	TRONÇONS	nature sollicitations	ARMATURES VERTICALES				Armatures Horizontales	Arm. Transv.	
			Secteur	Potelet	Zone Tendue	Zone Constante			
VL1	I	S.P.C	1	4 HA 20	8 HA 16	10 HA 10/m	10 HA 10/ml	4 epingle au m ²	2 cadres + 8 B
			2	4 HA 16	8 HA 12	HA 10/ml	4	4	4
			3	4 HA 16	8 HA 12	4	4	4	4
VL40	II	S.E.T	1	4 HA 14	/	4	4	4	4
			2	4 HA 14	/	4	4	4	4
			3	4 HA 14	/	4	4	4	4
VL2	I	S.P.C	1	4 HA 20	4 HA 14				
			2	4 HA 20	4 HA 12				
			3	4 HA 20	4 HA 12				
VL9	II	S.E.T	1	4 HA 20	4 HA 16				
			2	4 HA 20	4 HA 16				
			3	4 HA 20	4 HA 16				
VL1	I	S.E.T	1	4 HA 25	18 HA 20				
			2	4 HA 25	24 HA 16				
			3	4 HA 20	4 HA 16				
VL4	II	S.E.T	1	4 HA 25	14 HA 20				
			2	4 HA 20	12 HA 16				
			3	4 HA 20	12 HA 16				
VL6	/	S.P.C	1	4 HA 14	4 HA 12				
			2	4 HA 14	4 HA 12				
			3	4 HA 12	/				
VL6	/	S.P.C	1	4 HA 14	4 HA 12	4	4	4	4
			2	4 HA 14	4 HA 12				
			3	4 HA 14	4 HA 12				
VL2	/	S.P.C	1	4 HA 20	18 HA 16				
			2	4 HA 20	10 HA 14				
			3	4 HA 20	10 HA 14				
VL4	/	S.P.C	1	4 HA 16	/				
			2	4 HA 16	/				
			3	4 HA 16	/				
VL5	I	S.E.T	1	4 HA 16	6 HA 12				
			2	4 HA 16	6 HA 12				
			3	4 HA 12	6 HA 10				
VL5	II	S.P.C	1	4 HA 25	6 HA 16				
			2	4 HA 20	6 HA 16				
			3	4 HA 20	6 HA 16				
VL7	I	S.E.T	1	6 HA 25	/				
			2	6 HA 20	/				
			3	6 HA 16	/				
VL7	II	C.S	1	4 HA 20	6 HA 16				
			2	4 HA 16	6 HA 14				
			3	4 HA 16	6 HA 14				
VL7	III	S.E.T	1	4 HA 25	14 HA 20				
			2	4 HA 25	14 HA 20				



ferrailage voile v₁₅
RDC 2^{eme} etage



Etude du voile périphérique.

On a un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau du premier plancher au dessus du sol.

Le voile assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

Dimensions du voile : épaisseur : 16cm (≥ 15 cm) .
 hauteur : 150cm

Le ferrailage se fera forfaitairement.

Armatures longitudinales filantes :

Le choix de ces armatures a été pris, conformément du R.P.A.81.

Art 3.3.8.5 : (armatures supérieures et inférieures).

$A \geq 0,2\%$ de la section totale du béton avec recouvrement de 50ϕ en queue de renfortement dans les angles.

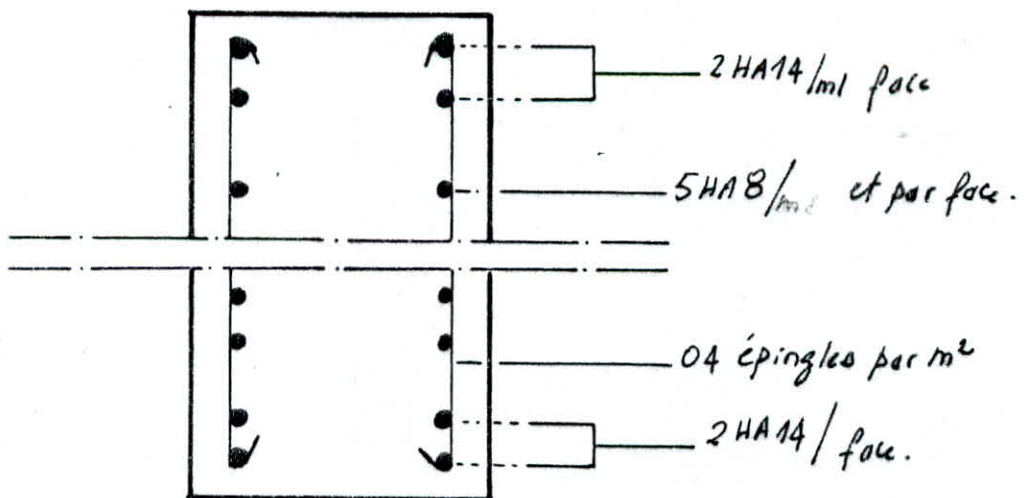
$$A \geq \frac{0,26 \cdot ht}{100} = \frac{0,2 \times 16 \times 150}{100} = 4,8 \text{ cm}^2.$$

soit : 4HA14 = 6,16cm²

et ce par partie sup et inf.

Armatures longitudinales de peau : (de section ≥ 2 cm² par face et par mètre linéaire de hauteur).

$A \geq 2$ cm² soit 5HA8/m, c'est à dire 2,51cm²/m et par face.



ETUDE DES LINTEAUX

L'étude des linteaux se fait comme une poutre encastree à son extremité. on doit concevoir les linteaux de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant, dont le sens d'action peuvent alterer, Ils seront ferrailles sous l'effort tranchant maximum de la file considérée.

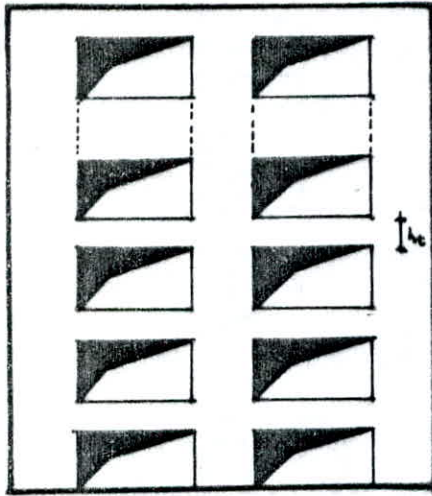
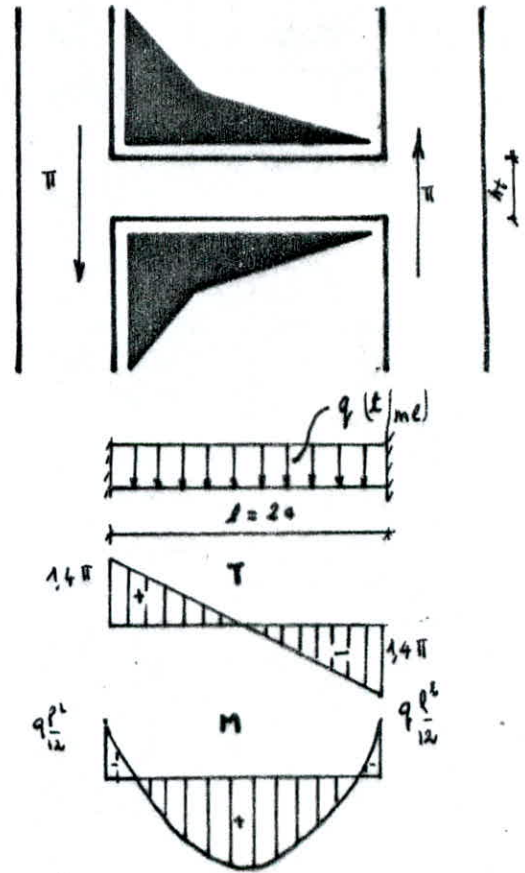
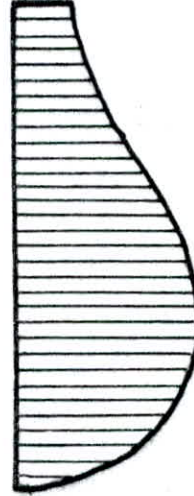


Diagramme de l'effort tranchant dans les linteaux : cas général



Caracteristiques du linteau :

- h_t : hauteur du linteau
- l : longueur du linteau
- b : largeur du linteau.
- π : effort tranchant max dû au poids.

Contraintes admissibles

- * Contrainte de cisaillement $\tau_b = 0,12 \sigma'_{28}$ (R.P.A)
- * Contrainte du béton en flexion $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma'_{28}$ (R.P.A)
- * Contrainte de traction $\sigma_{dt} = \bar{\sigma}'_t = \sigma_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

exemple de calcul d'un linteau: Voiles V12, V19, V67

$$h_t = 71 \text{ cm} \quad l = 105 \text{ cm} \quad b = 16 \text{ cm} \quad q = 0,284 \text{ t/m}$$

$$q = 2,5 \cdot b \cdot h_t = 2,5 \cdot 0,16 \cdot 0,71 = 0,284 \text{ t/m}$$

$$\text{l'effort tranchant max est tel que : } T = 1,4\pi + q \frac{l}{2} \text{ (R.P.A)}$$

$$\text{le moment est défini par } M = 1,4\pi a + q \frac{l^2}{12} \text{ où } l = 2a.$$

$$T = 31,84 \text{ t} \quad \text{et} \quad M = 16,66 \text{ t.m}$$

moment résistant : $M_{r,b} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}'_b b h^2 = 27,78 \text{ t.m} > M = 16,66 \text{ t.m} \rightarrow A' = 0$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,424$$

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

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma'_{2B} \text{ (R.P.A)}$$

$$\sigma'_{2B} = 275 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \bar{\sigma}'_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = h_t \cdot d \quad (d = 3 \text{ cm})$$

Armatures longitudinales : le ferroillage sera symétrique, vu l'alternance de charge

$$A = \frac{15M}{\bar{\sigma} h \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 16,66 \cdot 10^5}{0,859 \cdot 68 \cdot 4200} = 6,80 \text{ cm}^2 = A_i = A_d$$

on adoptera 3 HA16.

Le pourcentage minimum recommandé par la R.P.A est de :

$$A_i = A_s \geq 0,0015 b h_t = 1,65 \text{ cm}^2 < A \text{ calculée.}$$

Aciers de répartition

Le R.P.A recommande $A_r \geq 0,0026 b h_t = 0,002 \cdot 16 \cdot 71 = 2,17 \text{ cm}^2$

On adoptera : (4 HA10 = A_r) armatures filantes.

Aciers transversaux :

Le R.P.A recommande $A_t \geq 0,0025 b s$ et $s \leq \frac{h_t}{4}$

l'espacement s , doit être tel que :

$$s \leq \min \begin{cases} h_t/4 & \text{(CHARON).} \\ \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} & s = \frac{7}{8} h \end{cases}$$

$$\text{C'est à dire } s \leq \min \begin{cases} 17 \\ 15,77 \end{cases} \text{ on choisit } \underline{s = 15 \text{ cm.}}$$

On choisira aussi pour les armatures

transversales, deux cadres $\phi 8$, c'est à dire 2 HA8.

Armatures supplémentaires

Le R.P.A recommande des aciers supplémentaires $A_e \geq 0,0015 b h_t = 1,70 \text{ cm}^2$ dans le cas où $\tau_b \geq 0,06 \sigma'_{2B} = 16,5 \text{ kg/cm}^2$, ce qui est le cas pour ce linteau.

avec $\tau_b = \frac{T}{b s} = 33,4 \text{ kg/cm}^2 > 16,5 \text{ kg/cm}^2$; on prendra 2 HA12

l_d : longueur d'ancrage définie par : $l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi_{max} = 97 \text{ cm}$ soit $l_d = 100 \text{ cm}$.

$$\text{et } L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + 2 \frac{l_d}{\cos \alpha} = 370 \text{ cm}$$

$$\text{et } \alpha = \arctg \frac{h_t}{L}$$

Verification des contraintes : Cisaillement

$\tau_b = 33,4 \text{ kg/cm}^2$ différence 32, le limiteau
 $\bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$ est donc verifié du cisaillement

Soient les coefficients suivants : (P. CHARON)

$D = \frac{15}{b} (A_i + A_s) = 17,66$

$E = \frac{30}{b} (A_j d' + A_i h) = 1254,03$

$y_1 = -d + \sqrt{d^2 + \frac{E}{D}} = 21,91 \text{ cm}$

$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_j (y_1 - d')^2 + 15 A_i (h - y_1)^2 = 4,06 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$

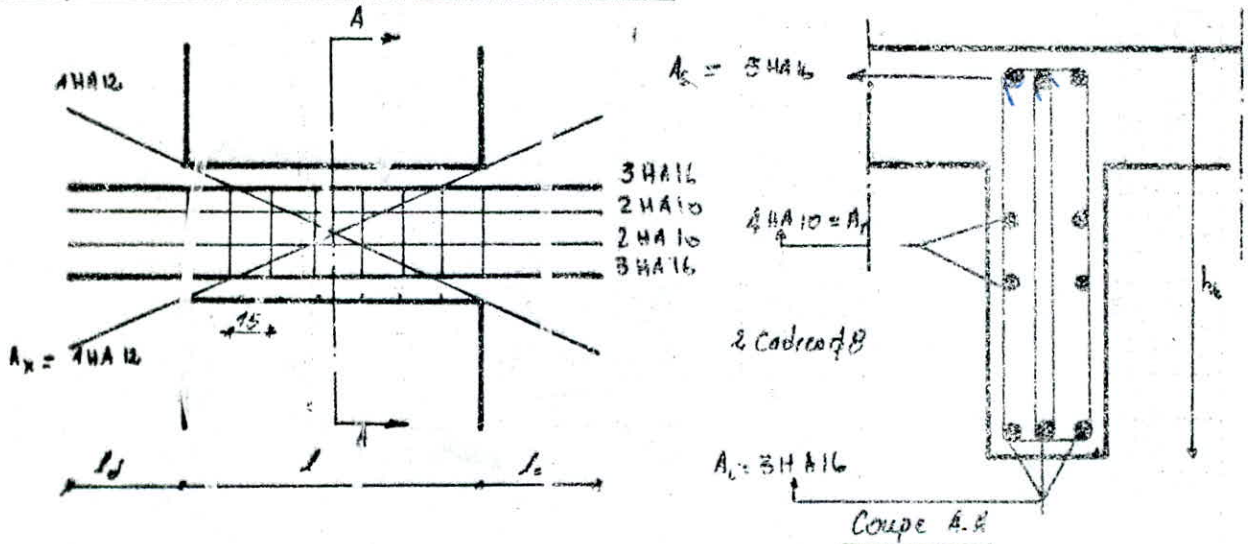
$k = \frac{M}{I} = 4,09$

$\sigma'_b = k y_1 = 89,61 \text{ kg/cm}^2 < 206,25 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_a = 15 k (y_1 - d') = 1160,12 \text{ kg/cm}^2$

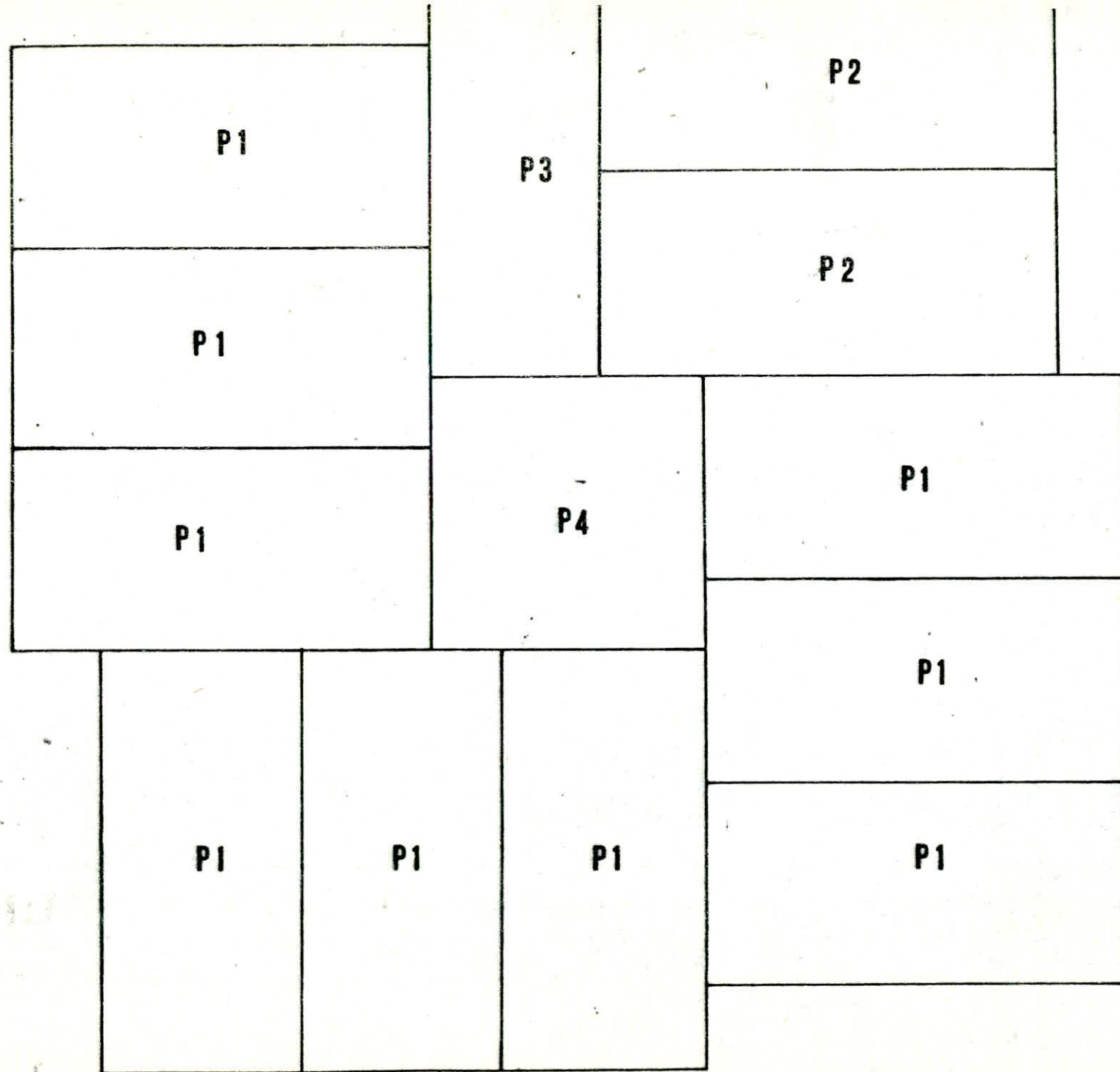
$\sigma_a = 15 k (h - y_1) = 2696,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Disposition constructive des armatures



Voiles	V_{L1}, V_{L2}, V_{L3}	V_{L4}	V_{L5}, V_{L6}, V_{L7}	V_{L8}	V_{L9}	V_{L10}	V_{L11}	V_{L12}
l (cm)	100	100	105	90	90	90	90	90
l_0 (cm)	71	71	71	71	71	71	71	71
h (cm)	78	68	68	68	68	68	68	68
T (k)	7,479	17,635	22,636	48,452	61,69	55,642	33,098	46,292
T (kg)	10,61	24,91	31,84	67,96	86,50	78,02	46,465	64,936
N (k.cm)	5,86	12,41	16,66	30,54	38,78	35,07	20,487	29,183
A Calculée (cm)	2,14	5,05	6,80	12,74	15,42	14,07	8,35	11,57
A adoptée (cm)	2HA14	6HA12	3HA14	4HA20	5HA20	5HA20	6HA14	4HA16
Espacement (cm)	16	14	15	4	6	6	16	5
τ_b (kg/cm ²)	11,14	16,16	33,4	39,7	42,72	41,09	48	50,12
A_s adoptée (cm)	-	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
l_d (cm)	90	90	100	120	120	120	90	90
l (cm)	-	345	370	295	425	425	345	345
A_s adoptée	2HA8	4HA8	2HA8	2HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_s adoptée	4HA10	6HA8	4HA10	6HA10	4HA10	4HA10	6HA10	4HA10

Fondations



IDENTIFICATION DE
PANNEAUX DE RADIE

ECH: 1/100

Contrainte Admissible du Sol.

La portance du sol a été évaluée à partir des essais exécutés sur les échantillons intacts d'argile.

La cohésion ainsi obtenue permet d'estimer un taux de Travail par une formule de TERZAGHI simplifiée.

$$q_{adm} = \frac{1}{3} C \cdot N_c + \gamma D$$

N_c : facteur de la portance égal à 6.1

C : cohésion égale à 0.55 bars.

$\gamma = 2.2 \text{ kg/m}^3$.

D : profondeur d'ancrage (1,5 m). (profondeur recommandée).

il vient:

$$q_{adm} = \frac{1}{3} \times 0.55 \times 6.1 + 0.2 \times 1.5 = 1.407 \text{ bars.}$$

d'où: $\bar{\sigma}_s = 1.4 \text{ bars.}$

Justification du choix du Radier:

- a) le choix des semelles filantes comme fondations a abouti à des largeurs de semelles occupant tout l'entre-axe des voiles.
De plus le sol est de faible portance, et le bâtiment est ancré à une faible profondeur ($D=1,5 \text{ m}$).
- b) (D'après J. PUTTATI dans son ouvrage "Fondations-soutènement"), si $S_0 \geq S_{nec}$; S_0 : surface de l'emprise du bâtiment
 S_{nec} : surface nécessaire du radier
alors une solution par radier est exigée, sous réserve de respecter la condition suivante:

- le centre de gravité de l'aire du radier doit dans toute la mesure du possible coïncider avec le point de passage de la résultante des forces.

* $S_0 = 373,5 \text{ m}^2$

$S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$; N : l'effort total transmis au sol

$N = G + 1,2 Q$ (sous sp4); $N = 5016^t$

avec $\left\{ \begin{array}{l} G = G(\text{bâtiment}) + G(\text{voile périphérique}) = 4145,5^t + 49^t = 4194,5^t \\ Q: \text{ surcharge transmise au sol ; } 684,75^t \end{array} \right.$

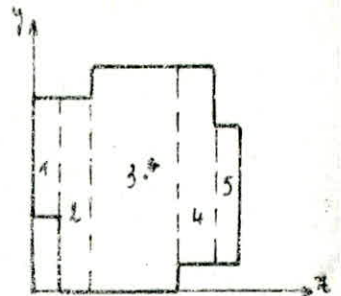
$$S_{nec} \geq \frac{5016 \cdot 10^3}{4,4} \Rightarrow S_{nec} = 358,3 \text{ m}^2 \text{ (sans débord)}. \quad (S_0 \approx S_{nec})$$

Centre de gravité de l'aire du radier;

Panneaux	1	2	3	4	5
x_i (m)	0,68	4,5	10,22	15,94	19,77
y_i (m)	13,37	9,54	10,26	10,84	7,08
A_i m ²	15,56	120	105,73	119,25	15,55

$$x_R = 10,20 \text{ m}$$

$$y_R = 10,21 \text{ m}$$



le centre de Masse du bâtiment étant défini par :

$$x_G = 10,10 \text{ m} \quad y_G = 10,31 \text{ m}$$

les deux centres étant proche, $S_0 \approx S_{nec}$, la condition b) est vérifiée, d'où le choix du radier.

PREDIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSEUR DU RADIER. "h_t"

l'épaisseur sera déterminée à partir de la contrainte de cisaillement pour une bande de 1 m.

REMARQUE :

En prenant pour le radier un débord de 30 cm, on trouvera une épaisseur $h_t = 40 \text{ cm}$, mais en faisant la vérification de la stabilité du radier sous SP2 conformément à l'article 4.13.1 RPA, on a trouvé que ce dernier n'était pas stable car $\sigma_s > 1,3 \bar{\sigma}_s$, il fallait cependant augmenter le débord jusqu'à 1,20 m, soit une surface du radier ($S_{radier} = 477,10 \text{ m}^2$).

la nouvelle épaisseur du radier est donnée par :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \times z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b \quad \text{d'où} \quad z \geq \frac{T_{max}}{1,15 \bar{\sigma}_b \times b}$$

$$T_{max} = \frac{q l_{max}}{2} \quad \text{où : } \begin{cases} q = \frac{N}{S_{radier}} = \frac{5016}{477,10} = 10,51 \text{ t/m}^2 \\ l_{max} = 3,60 \text{ m (distance entre axes de deux voiles)}. \end{cases}$$

si $T_{max} = 18,91 \text{ t/m}$

$$\Rightarrow z \geq \frac{18,91 \cdot 10^3}{1,15 \times 5,85 \cdot 100} = 28,40 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{8}{7} z = 32,91 \text{ cm} \quad \text{d'où}$$

$$h_t = 35 \text{ cm}$$

VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER sous SP2

le radier est soumis à un effort Normal (N) et un moment de renversement (M).

art 4124 RPA 81 :

La contrainte des sols de fondation doit être prise égale à la contrainte admissible pour les charges verticales majorée de :

- 30% pour les sols meubles
- 50% pour les sols fermes

Notre sol est meuble, on doit vérifier que :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \pm \frac{M V}{I} \leq 1,3 \bar{\sigma}_s$$

avec :

$$N = G + Q + G_{\text{radier}} \quad \left| \begin{array}{l} G + Q = 494,5 + 684,75 = 4879,25 \\ G_{\text{radier}} = 2,5 \times 0,35 \times 477,10 = 417,46 \end{array} \right. \Rightarrow N = \underline{5296,71 \text{ t}}$$

M : moment par rapport à la base du radier.

$$M = M_{\text{Roc}} + V D'$$

D' : hauteur entre la ROC et la face inférieure du radier.

$$V_x = V_y = 512 \text{ t}$$

$$M_{\text{Roc } x} = M_{\text{Roc } y} = 10844 \text{ tm}$$

$$D' = 1,5 + 0,35 = 1,85 \text{ m}$$

$$\text{d'où : } M_x = M_y = 10844 + 512(1,85) = \underline{11791,2 \text{ tm}}$$

Sens Longitudinal :

$$I_{y/6} = 18952,916 \text{ m}^4 ; \quad V_x = 11,4 \cdot 10^2 \text{ m} \quad S = 477,10 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V_x}{I_y} = 1,819 \sim 1,82 \text{ kg/cm}^2 = 1,3 \bar{\sigma}_s = 1,82 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

$$\sigma_2 = 0,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on vérifie aussi par } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,3 \bar{\sigma}_s \Rightarrow 1,46 \text{ kg/cm}^2 < 1,82 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

Sens Transversal :

$$I_{x/6} = 18775,80 \text{ m}^4 ; \quad V_y = 11,41 \cdot 10^2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 1,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \sim 1,3 \bar{\sigma}_s \quad (\text{vérifié})$$

$$\sigma_2 = 0,354 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } \sigma_m = 1,46 \text{ kg/cm}^2 < 1,82 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

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

VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL SOUS LE RADIER (sous SPA).

$$N = (G + G_{\text{radier}}) + 1,2 Q = 494,5 + 417,46 + 1,2(684,75) = \underline{5433,66 \text{ t}}$$

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{5433,66 \cdot 10^3}{477,10 \cdot 10^4} = 1,138 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,4 \text{ bars}$$

VERIFICATION AU POINÇONNEMENT :

la voile la plus chargée étant VL7.

la condition de non poinçonnement sous mur est donnée par :

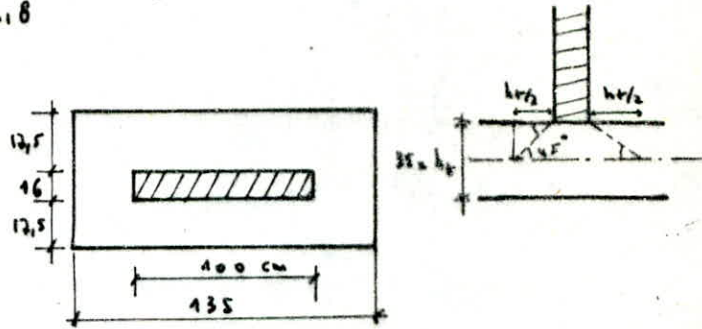
$$\bar{\sigma}_{max} = \frac{1,5 q}{P_c \cdot h_c} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$q = G + Q$: G : charge permanente reprise par la voile = 358,1 t
 Q : surcharge = 67,8 t

$$q = 425,9 \text{ t/m}^2 = \frac{425,9}{12,8} = 33,3 \text{ t/ml.}$$

P_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle.
 le cisaillement se fait suivant un angle de 45°.

$$P_c = (135 + 51) \cdot 2 = 372 \text{ cm.}$$



d'où :

$$\bar{\sigma}_{max} = \frac{1,5 \cdot 33,3 \cdot 10^3}{372 \cdot 35} = 3,96 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 (5,85) = 6,70 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICATION A L'EFFET DE SOUS PRESSION :

on doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique que le bâtiment ne risque pas de se soulever. Habituellement on prend un coefficient de sécurité de 1,5 vis à vis du risque de soulèvement et on vérifie que :

$$P \geq 1,5 S \cdot z$$

P : poids du bâtiment avec surcharge = 5433,66 t

$$S = 477,10 \text{ m}^2$$

z : pression hydrostatique = $\rho g h = 1,85 \text{ t/m}^2$.

d'où : $1,5 z \cdot S = 1324 \text{ t}$ $P \gg 1,5 S \cdot z$ (vérifié).

CHARGES A PRENDRE EN COMPTE POUR LE RADIER.

le radier est calculé comme un plancher renversé dont les points d'appui sont constitués par les murs porteurs.

Il est soumis à une charge uniformément répartie (q) dirigée de bas en haut, et est égale à la réaction du sol, diminuée du poids du radier (q_r).

le poids du radier / m² est : $q_r = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2 = 0,088 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitation du premier genre SP1 :

$$q = \frac{5433,66}{477,1} = 11,38 \text{ t/m}^2$$

Sollicitation du Second Genre: SP2.

$$q = 1,82 - 0,088 = 1,73 \text{ kg/cm}^2 = 17,3 \text{ t/m}^2.$$

$$\frac{q(SP2)}{q(SP1)} = 1,52 > \frac{\bar{\sigma}_a(SP2)}{\bar{\sigma}_a(SP1)} = 1,5$$

par conséquent les Contraintes du Second Genre sont plus défavorable, le radier sera calculé sous SP2, avec $q = 17,3 \text{ t/m}^2$.

CALCUL DES MOMENTS DANS LES PANNEAUX DE DALLES:

Les panneaux de dalles étant sollicités par des charges uniformément réparties, q étant la charge par unité d'aire, couvrant entièrement le panneau considéré. On considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur.

Les moments développés au centre du panneau dans la direction des deux bandes ont pour expression:

- dans le sens de la petite portée l_x : $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$
- dans le sens de la grande portée l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$.

μ_x, μ_y sont donnés en fonction de $\beta = \frac{l_x}{l_y}$ par une échelle fonctionnelle donné par CEBA 68.

On se trouve dans le cas de dalles continues, les moments en travée sont des fractions de M_{0x} , et M_{0y} , on prendra forfaitairement: pour les panneaux de rive:

En travée : $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$ $M_{ty} = 0,85 M_{0y}$

sur appui : $M_{ax} = 0,5 M_{0x}$ $M_{ay} = 0,5 M_{0y}$

panneaux intermédiaire:

En travée : $M_{tx} = 0,75 M_{0x}$ $M_{ty} = 0,75 M_{0y}$

sur appui : $M_{ax} = 0,5 M_{0x}$ $M_{ty} = 0,5 M_{0y}$

ces moments sont choisis avec l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

APPLICATION:

Panneau P1

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,60 \text{ m} \\ l_y = 7,49 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \beta = 0,48$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0999 \\ \mu_y = 0,3442 \end{array} \right.$$

(par interpolation).

$$M_{0x} = 22,52 \text{ tm} = 0,0999 \times 17,3 \times 3,6^{-2}$$

$$M_{0y} = 7 \text{ tm} = 0,5112 \times 22,52$$

donc : SENS X : $M_{tx} = 0,85 (22,52) = 19,14 \text{ tm}$
 $M_{ax} = 0,5 (22,52) = 11,26 \text{ tm}$

SENS Y : $M_{ty} = 5,95 \text{ tm}$
 $M_{ay} = 3,5 \text{ tm}$

FERRAILLAGE :

SENS X : Travée : $\mu = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h^2}$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 19,14 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 35 - 5 = 30 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_a &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sens SP2)} \end{aligned}$$

$$\mu = 0,0051 \rightarrow \begin{cases} k = 138 \\ \epsilon = 0,9673 \end{cases} \rightarrow \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 20,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135$$

$$A_{tx} = 15,70 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \frac{8 \text{ HA } 16 / \text{ml}}{\text{espacement } 12 \text{ cm}} \quad (15,08 \text{ cm}^2)$$

Appui $\mu = 0,0030 \rightarrow \epsilon = 0,9749 \rightarrow A_{ax} = 9,16 \text{ cm}^2$

soit : $\frac{6 \text{ HA } 14 / \text{ml}}{\text{espacement : } 18 \text{ cm}} \quad (9,23 \text{ cm}^2)$

* Sous y :

Travée : $\mu = 0,007 \rightarrow \epsilon = 0,9811 \rightarrow A_{ty} = \frac{5,95 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9811 \times 29} = 5 \text{ cm}^2$

soit : $\frac{8 \text{ HA } 10 / \text{ml}}{\text{esp. } 12 \text{ cm}} \quad (6,28 \text{ cm}^2)$

appui :

$$\mu = 0,004 \rightarrow \epsilon = 0,9851 \rightarrow A_{ay} = 2,91 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \frac{6 \text{ HA } 8 / \text{ml}}{\text{esp } 18 \text{ cm}} \quad (3,07)$$

Espacements Maximaux :

Sous l_x : $t = \min (3 h_t, 33 \text{ cm})$

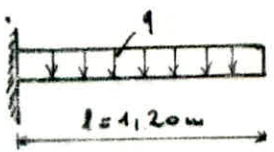
Sous l_y : $t = \min (4 h_t, 45 \text{ cm})$

Le Résumé du ferrailage des panneaux est donné dans le Tableau ci-après :

PANNEAUX.		1	2	3	4
TRAVÉE S E N S X	M_{lx} (tm)	19,14	20,34	14,77	12,88
	A_x (cm ²)	15,7	16,7	12,06	10,50
	A choisie /ml	8 HA 16	9 HA 16	6 HA 16	7 HA 14
	Espacement	12 cm	10	16	15
TRAVÉE S E N S Y	M_{ly}	5,95	5,65	3,61	12,88
	A_y (cm ²)	5,0	4,72	3,0	10,50
	A choisie /ml	8 HA 10	6 HA 10	6 HA 8	7 HA 14
	Espacement	12	16	16	15
APPUY S E N S X	M_{ax}	11,26	11,96	8,69	8,58
	A_{ax}	9,16	9,74	7,05	6,96
	A choisie /ml	6 HA 14	9 HA 12	7 HA 12	7 HA 12
	Espacement	18	10	15	15
APPUY S E N S Y	M_{ay}	3,5	3,32	2,12	8,58
	A_{ay}	2,91	2,76	1,76	6,96
	A choisie /ml	6 HA 8	6 HA 8	5 HA 8	7 HA 12
	Espacement	18	16	20	15

FERRAILLAGE DU DEBORD.

la dalle au débord est étudiée comme une console.



$q = 20,76 \text{ k/ml}$

$M = q l^2 / 2 = 15 \text{ tm.}$

$\mu = \frac{15 \times 15 \cdot 10^5}{4200 \times 100 \times 30} = 0,0595$

$\rightarrow k = 34,4$
 $\lambda = 0,8988$

$\sigma_b = \frac{2800}{34,4} = 81,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \lambda} = 13,24 \text{ cm}^2$

ou adoptera : 9 HA 14 /ml. (13,85 cm²).

Bibliographie

RPA 81

REGLES CCBA 68

CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BETON ARME. "M. DIVERS"
"ALBIGES & GOULET": CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS.

CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN B.A. "P. CHARON."

EXERCICES EN B.A. "P. CHARON"

CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENTS EN B.A. "A. FUENTES"

TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES ET DES PAROIS. "R. BARES".

CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN ZONE SISMIQUE.

"A. CAPRA, V. DAVIDOVICI"

D.T.U ESCALIERS PREFABRIQUES (SOCOTEC).

AIDE MEMOIRE B.A.

AIDE MEMOIRE RDM.

FONDATIONS & SOUTÈNEMENTS "J. PUTTATI".

COURS DE B.A. "M. BELAZOUGUI" TOME II.

