

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études
Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master 2 en génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+12) à usage d'habitation contreventé par un
système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

Melle. MADAGH ALDJA
Melle. NAIT IDIR CHAHINEZE

Promoteur :

Mr. LAICHAOUI

Jury:

Mme. SEGHIR
Mme. BOUSSA

Promotion 2015-2016

Remerciements

Je tiens à

Exprimer toute ma reconnaissance à mon encadreur de mémoire monsieur Laichaoui et je le remercie de m'avoir encadré.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie

Mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi «Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier» ,Je remercie mes frères et ma sœur pour leur encouragement.

Je remercie

très spécialement Lynda , Yasmine , Lillia Qui ont toujours été là pour moi. Avec leur amitié, leur soutien inconditionnel et leur encouragement

Enfin, je remercie tous mes Ami(e)s que j'aime Pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement. À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Description de l'ouvrage.....	2
I.3. Nature de l'ouvrage.....	2
I.4. Caractéristiques géométriques.....	2
I.5. Rapport géotechnique du sol.....	2
I.6. Définition éléments de l'ouvrage.....	3
I.7. Règlements et normes utilisés.....	4
I.8. Indication générale sur les règles de BAEL.....	4
I.9. Actions et sollicitations.....	6
I.10. Les matériaux de construction.....	8
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	12
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	12
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	17
II.4. Evaluation des charges et surcharge.....	19
II.5. Descente charge.....	21
II.6. Conclusion.....	31
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Introduction.....	32
III.2. Etude des planches.....	32

III.3. Dalle pleine.....	61
III.4. Etude de l'acrotère.....	79
III.5. Etude de poutre de chainage.....	84
III.6. Etude de l'ascenseur.....	86
III.7. Etude des escaliers.....	93
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1. Introduction.....	110
IV.2. Modélisation.....	110
IV.3. Méthode de calcul.....	110
IV.4. Dispositions des voiles de contreventement.....	113
IV.5. Conclusion.....	121
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1. Introduction.....	122
V.2. Etude des poteaux.....	122
V.3. Etude des poutres.....	133
V.4. Etude des voiles.....	141
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction.....	158
VI.2. Choix du type des fondations.....	158
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer.....	158
VI.4. Etude des fondations.....	158
VI.5. Voile périphérique.....	170
Conclusion.....	175

Bibliographie

Annexes

Symboles Et Notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_u : Section d'aciers à l'ELU.

A_t : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max}, N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_{radier} : Poids du radier (KN).
Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.
Q_S : Frottement latéral.
Q_I : Charge limite d'un pieu.
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
S_r : Surface du radier (m²).
S_t : Surface totale du bâtiment (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
W : Poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
W_{gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Une dimension (en général longitudinale) .
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre
d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche
fe : Limite d'élasticité
h_t : Hauteur total du radier (m).
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite
q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

Chapitre IV

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$
Avec $Lx < Ly$.

A-5

$$p = 0.8$$

$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	—	0,282	0,237	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,085
0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,052
0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

Annexe 4

Caractéristiques générales

Installation :

en simplex
pour les dispositions
en batterie,
consulter le table T31
simplex accès
255 cm

Alimentation :

Portes automatiques

collective de sécurité
sélective, à analyse
permanente de trafic
à ouverture centrale
trafic intense

Nombre de faces de service
Distance mini entre niveaux

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines				Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO	Passage libre trappe		TRI 220 V		TRI 380 V			cavités FC	local des machines DM	PM
						In	Id	In	Id				
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	58	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	1500
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	31000	12000	2000
530		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	14000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33000	14000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	33500	12500	1500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	13500	2500
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16500	7000



Symbolisé par le Comité National de Liaison des
Associations d'Handicapés (C.N.L.H.). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et
accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le copié d'un document général.
S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
contact avec votre correspondant Schneider submer.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

Ligne Building

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux max	Course max en m	Dimensions de cabine		Passage libre de port	Dimensions de gaine		Profondeur de cuvette																					
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG																						
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140																					
												Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140												
												ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140												
	1,60		Dy S	18	50	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160																				
													ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160											
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	140	140																					
												Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140												
												ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140												
												1,60		Dy S	18	50	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	155	160									
																								ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2,50		Dy MV	28	80	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	180	220																				
													TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220											
	4,00		TD 2	31	80	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	220																					
	1250 16 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	140	160																				
													Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160											
ACVF													12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160												
1,60														Dy S	18	50	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	155	160									
																								ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
2,50			Dy MV	28	80	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	180	220																				
													TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220											
4,00			TD 2	31	80	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	220																					
1600 21 pers.		1,00	2 v	12	32	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	140	160																				
													Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160											
	ACVF												12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160												
	1,60													Dy S	18	50	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	155	160									
																								ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2,50		Dy MV	28	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	180	220																				
													TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220											
	4,00		TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	220																					
	5,70		TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	320																					

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont données dans les plans suivants le 10/10. (2) Entretien: 2 v = 2 vitesses, Dy S = DYNASON S (à vitesse constante de rotation) et Dy S (à vitesse variable de rotation). (3) La capacité est calculée en fonction de la norme EN 1200 et EN 1200-2. (4) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont données dans les plans suivants le 10/10. (5) ACVF = vitesse constante de fréquence, Dy S = DYNASON S (à vitesse constante de rotation) et Dy S (à vitesse variable de rotation). (6) La capacité est calculée en fonction de la norme EN 1200 et EN 1200-2. (7) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont données dans les plans suivants le 10/10. (8) Dy MV = DYNASON MV (à vitesse constante de rotation) et Dy MV (à vitesse variable de rotation). (9) TD 2 = Traction (à vitesse constante de rotation) et TD 2 (à vitesse variable de rotation).

ANNEXE IV

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexes

Bibliographie

Bibliographie

[1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

[2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

[3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

[4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

[5] Cours de béton armé, 3ième et M1 Génie Civil.

[6] Enceins mémoires de fin d'étude.

Chapitre I

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point du vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

A. Plancher en corps creux

Ce type de plancher est adopté pour tous les étages. Il est constitué de :

- ✓ Corps creux : dont le rôle est le coffrage, isolation phonique et sonore, aucune fonction de résistance.
- ✓ Poutrelles : ce sont les éléments résistants du plancher. Elles servent à transmettre les charges aux poutres principales.
- ✓ Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6cm. Elle sert à répartir les charges et les surcharge sur les poutrelles.
- ✓ Treillis soudé : Il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction.

A.1. Dimensionnement

Le prédimensionnement de plancher est fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2}) [4]$$

Avec:

h_t : hauteur total du plancher

h_0 : hauteur de la dalle de compression

h_{cc} : hauteur de l'hourdis (corps creux)

L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles)

On suppose $b=30\text{cm}$ la largeur de la poutre

$$L = 475 - 30 = 445\text{cm} \implies h_t \geq \frac{445}{22,5} = 19,77\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur $h_t = h_{cc} + h_0 = 20\text{cm}$

$h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_0 = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

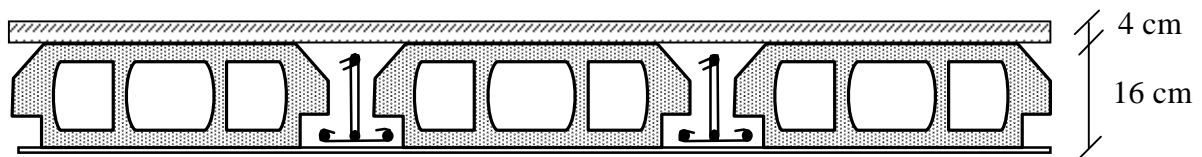


Figure II.1 : Plancher en corps creux

A.2. Les poutrelle

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

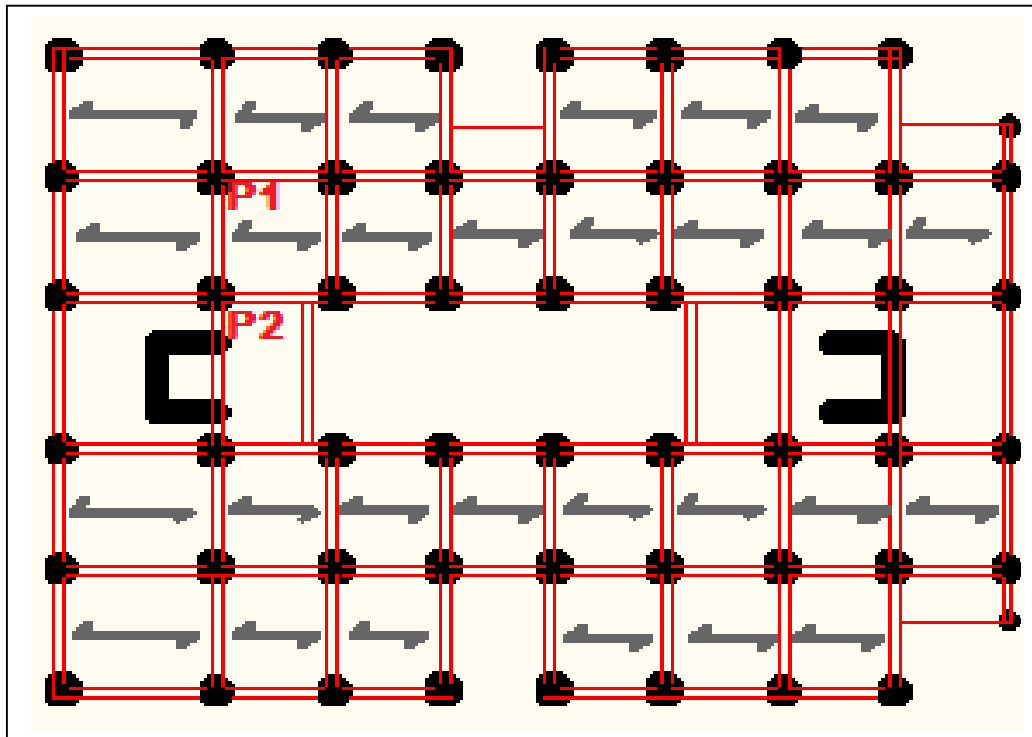


Figure II.2 Schéma de la disposition des poutrelles

➤ Dimensionnement des poutrelles

Elles se calculent comme une poutre continue de section en T.

Avec : h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : largeur de la nervure.

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$(0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm} \quad [5]$$

On prend $b_0 = 10$ cm, b : largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$b - b_0 / 2 \leq \min(L_X / 2, L_Y / 10) \quad [5]$$

L_X : distance entre nus des deux poutrelles ($L_X = 65 - 10 = 55$ cm).

L_Y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_Y = 320 - 50 = 270 \text{ cm}$$

$b \leq 2 * [\min(L_X / 2 ; L_Y / 10)] + b_0 \quad [5] \Rightarrow b \leq 2 * [\min(55 / 2 ; 270 / 10)] + 10 \Rightarrow b \leq 64$ cm, D'où la valeur de la table de compression est prise égale à : $b = 64$ cm.

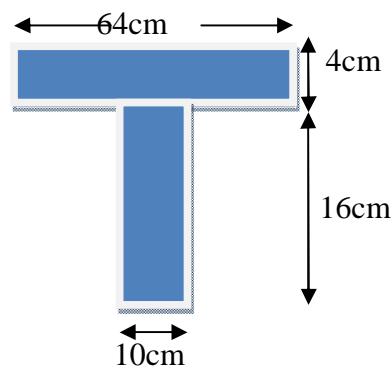


Figure II.3 : Schéma représentant la section transversale d'une poutrelle

B. Planchers en dalle pleine

Ce type de plancher est généralement utilisé quand le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé :

- La surcharge est importante (Q).
- Les travées sont importantes.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance :**

- | | | |
|--|---|-----|
| $e \geq l_x/20 \longrightarrow$ pour une dalle sur un seul ou deux appuis. | } | [5] |
| $l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \longrightarrow$ pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$ | | |
| $l_x/45 \leq e \leq l_x/40 \longrightarrow$ pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$ | | |

➤ **Coupe-feu :**

- | | | |
|---|---|-----|
| $e \geq 7\text{cm} \longrightarrow$ pour une heure de coupe-feu | } | [5] |
| $e \geq 11\text{cm} \longrightarrow$ pour deux heures de coupe-feu | | |
| $e \geq 14\text{cm} \longrightarrow$ pour trois heures de coupe-feu | | |

a) Dalles sur un appui :

$$e \geq l_x/20 \rightarrow e \geq 60/20 \rightarrow e \geq 3\text{cm}$$

b) Dalles sur deux appuis :

$$1) l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \rightarrow 130/35 \leq e \leq 130/30 \rightarrow 3.714\text{cm} \leq e \leq 4.33\text{cm}$$

$$\rho = l_x/l_y = 130/290 = 0.448 \geq 0.4$$

$$2) l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \rightarrow 130/35 \leq e \leq 130/30 \rightarrow 3.714\text{cm} \leq e \leq 4.33\text{cm}$$

$$\rho = l_x/l_y = 130/270 = 0.481 \geq 0.4$$

$$3) l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \rightarrow 165/35 \leq e \leq 165/30 \rightarrow 4.714\text{cm} \leq e \leq 5.500\text{cm}$$

$$\rho = l_x/l_y = 165/415 = 0.39 < 0.4$$

c) Dalles sur 3 appuis :

$$1) l_x/45 \leq e \leq l_x/40 \rightarrow 155/45 \leq e \leq 155/40 \rightarrow 3.444\text{cm} \leq e \leq 3.875\text{cm}$$

$$\rho = l_x/l_y = 155/295 = 0.525 \geq 0.4$$

$$2) l_x/45 \leq e \leq l_x/40 \rightarrow 120/45 \leq e \leq 120/40 \rightarrow 2.666\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}$$

$$\rho = l_x/l_y = 120/310 = 0.39 < 0.4$$

$$3) l_x/45 \leq e \leq l_x/45 \rightarrow 155/45 \leq e \leq 155/40 \rightarrow 3.444\text{cm} \leq e \leq 3.875\text{cm}$$

$$\rho = 155/280 = 0.553 \geq 0.4$$

d) Dalles sur 4 appuis :

$$1) l_x/45 \leq e \leq l_x/40 \rightarrow 310/45 \leq e \leq 310/40 \rightarrow 6.888\text{cm} \leq e \leq 7.75\text{cm}$$

$$\rho = l_x/l_y = 265/470 = 0.56 \geq 0.4$$

$$2) l_x/45 \leq e \leq l_x/40 \rightarrow 195/45 \leq e \leq 195/40 \rightarrow 4.333\text{cm} \leq e \leq 4.875\text{cm}$$

$$\rho = l_x/l_y = 195/240 = 0.81 \geq 0.4$$

On opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur **e=14cm** à partir de la condition de coupe-feu pour 3 heures

II.2.2. Les escaliers

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Le choix de l'architecte s'est porté sur un escalier droit à deux volées parallèles, avec un palier intermédiaire pour tous étages.

On détermine les dimensions de la montée, de giron (marche) et de la contre marche et l'épaisseur de la paillasse.

Pour assurer le confort des usages il faut que la condition de **BLONDEL** soit vérifiée :

$$60 \leq g+2h \leq 65\text{cm} \dots \dots \dots (1) \quad [5]$$

g : Giron de marche (largeur de la marche) $27\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$

h : Hauteur de la cotre marche $16.5 \leq h \leq 17.5\text{cm} \quad [5]$

l : Emmarchement (longueur de la marche)

ep : Epaisseur de la paillasse.

H : Hauteur de la volée.

L : Longueur de la paillasse.

H : La hauteur d'étage.

Paillasse : la dalle horizontal inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

Palier : la dalle horizontal d'accès de repos ou d'arrivée.

Volée : Succession de marches entre deux paliers.

Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

L'escalier comporte **n** contre marche et **n-1** marches.

$$n * h=H \implies h=H/n \text{ Alors } g=L_0/n-1$$

Si on pose $2h+g=64\text{cm} \dots \dots \dots (2)$, on remplace h par son expression en fonction de n :

$$L_0/n-1+2*H/n=64 \implies 64n^2-(64+2H+L)*n+2H=0 \dots \dots \dots (3)$$

n est la solution de l'équation (3).

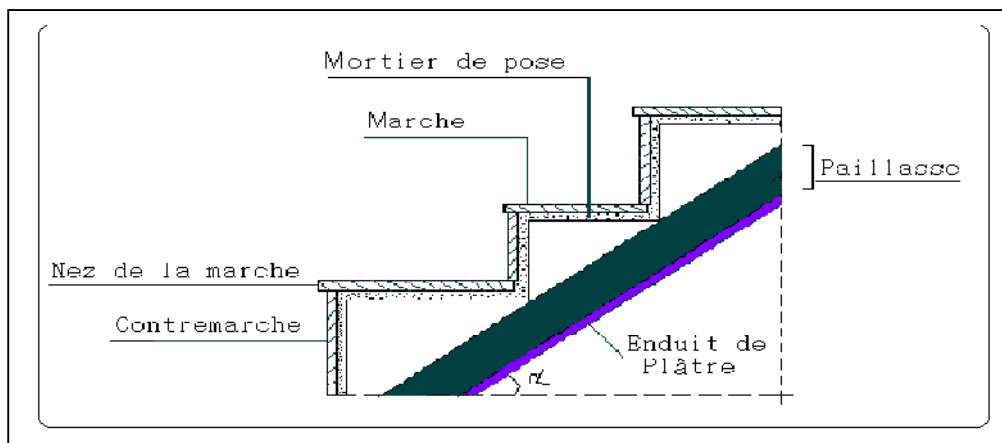


Figure II.4. Coupe verticale de l'escalier.

➤ **Etude des escaliers types 1 et 2**

$L_0=216\text{cm} ; H=153\text{cm}$

$$AN : 64n^2-586n+306=0 \implies n=9$$

$$g=L_0/n-1=216/9-1=27\text{cm}$$

$$h= H/n=153/9=17\text{cm}$$

Donc on prend **h=17cm ; g=27cm**

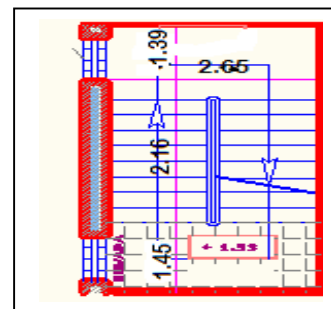


Figure II.5. Schéma d'escalier types 1et2

➤ Etude l'escalier type 3

Volée 1

On pose $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$.

$L_0=90\text{cm}$; $H=68\text{cm}$

$AN : 64n^2 - 290n + 136 = 0 \Rightarrow n=4$

Volée 2

$L_0=90\text{cm}$; $H=68\text{cm}$

$AN : 64n^2 - 290n + 272 = 0 \Rightarrow n=4$

Volée 3

$L_0=240\text{cm}$; $H=170\text{cm}$

$AN : 64n^2 - 644n + 340 = 0 \Rightarrow n=10$

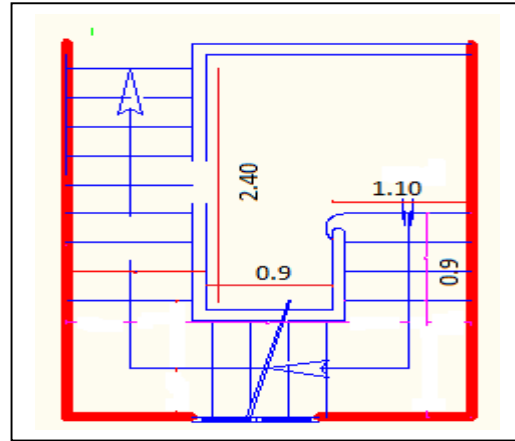


Figure II.6: schéma d'escalier type 3

➤ L'épaisseur de la paille

La détermination de l'épaisseur de la paille est faite en l'assimilant à une poutre simplement appuyée. $L/30 \leq ep \leq L/20$

• 1^{er} et 2^{ème} Type d'escalier

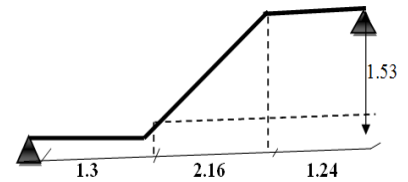
$L = [(2.16^2 + 1.53^2)]^{1/2} + 1.3 + 1.24 = 5.186 \Rightarrow L = 5.186\text{m}$

$518.6/30 \leq ep \leq 518.6/20 \Rightarrow 17.28\text{cm} \leq ep \leq 25.93\text{cm}$

Soit $ep=20\text{cm}$

$Tg(\alpha) = 1.53/2.16 \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$; $L_v = (L_0/\cos\alpha) = 264.69\text{cm}$

$60 \leq g+2h \leq 65\text{cm} \Rightarrow 60 \leq 2*17+27 \leq 65 \Rightarrow 60 \leq 61 \leq 65 \dots \dots \dots$ Vérifiée



Les dimensions sont reportées dans le Tableau suivant :

Tableau II.1 : Dimension de 1^{er} et 2^{ème} type escalier

L_0 (cm)	H (cm)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	L_v (cm)	E_p (cm)
216	153	9	17	27	35.31	264.69	20

• 3^{ème} Type d'escalier

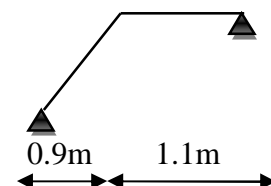
Volée 1 :

$L_v = [(0.9^2 + 0.68^2)]^{1/2} + 1.1 = 2.228\text{m} \Rightarrow L_v = 2.228\text{m}$

$222.8/30 \leq ep \leq 222.8/20 \Rightarrow 7.42\text{cm} \leq ep \leq 11.14\text{cm}$

$Tg(\alpha) = 0.68/0.9 \Rightarrow \alpha = 37.073^\circ$; $L_v = (L_0/\cos\alpha) = 112.8\text{cm}$

$60 \leq g+2h \leq 65\text{cm} \Rightarrow 60 \leq 2*17+30 \leq 65\text{cm} \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \dots \dots \dots$ Vérifiée



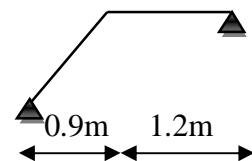
Volée 2 :

$L = [(0.9^2 + 0.68^2)]^{1/2} + 1.2 = 2.328\text{m} \Rightarrow L = 2.328\text{m}$

$232.8/30 \leq ep \leq 232.8/20 \Rightarrow 7.76 \leq ep \leq 11.64\text{cm}$

$Tg(\alpha) = 0.68/0.9 \Rightarrow \alpha = 37.073^\circ$; $L_v = (L_0/\cos\alpha) = 112.8\text{cm}$

$60 \leq g+2h \leq 65\text{cm} \Rightarrow 60 \leq 2*17+30 \leq 65\text{cm} \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \dots \dots \dots$ Vérifiée



Volée 3 :

$L = [(2.4^2 + 1.7^2)]^{1/2} = 2.941\text{m} \Rightarrow L = 2.941\text{m}$

$2.941/30 \leq ep \leq 2.941/20 \Rightarrow 9.8 \leq ep \leq 14.07\text{cm}$

$Tg(\alpha) = 1.7/2.4 \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$; $L_v = (L_0/\cos\alpha) = 294.1\text{cm}$

$$60 \leq g+2h \leq 65\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad 60 \leq 2*17+30 \leq 65\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad 60 \leq 64 \leq 65 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les dimensions sont reportées dans le Tableau suivant :

Tableau II.2 : Dimension de 3^{ème} type d'escalier

Volée	L (cm)	H (cm)	n	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	L _v (cm)	E _P (cm)
Volée1	90	68	4	17	30	37.073	112.8	10
Volée2	90	68	4	17	30	37.073	112.8	10
Volée3	240	170	10	17	30	35.31	294.1	14

D'après la condition de **Coupe-feu** ($e \geq 14\text{cm}$) on opte pour d'escalier l'épaisseur $e = 15\text{ cm}$

II.2.3. L'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Etant donné que la terrasse est inaccessible. $h = 40\text{cm}$

$$S = (0.4*0.1) + (0.1*0.05) + (0.1*0.05)/2 = 0.0475\text{ m}^2$$

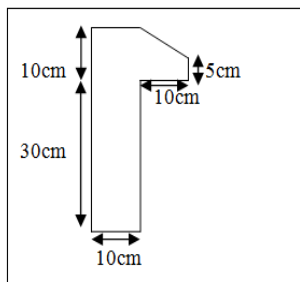


Figure. II.7 : Dimensionnement de l'acrotère

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1. Les poutres

A. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL99 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 460\text{cm}$)

D'où:

$$L_{\max} = 460\text{cm} \Rightarrow 30.66\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm}$$

On prend : $h = 45\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA 99(version 2003)** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ \longrightarrow $b = 30 > 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ \longrightarrow $45 > 30\text{cm}$ condition vérifiée. (Article 7.5.1) [2]
- $h/b < 4$ \longrightarrow $45/30 = 1.5$ condition vérifiée.

B. Les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis

$L_{\max} = 415\text{cm} \Rightarrow 27.66\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}$.

On prend: **$h = 40\text{ cm}$** et **$b = 30\text{ cm}$** .

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30, 45)\text{cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30, 40)\text{cm}^2$

II.3.2. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15\text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$(2). (article 7.7.1) [2]
- $L > 4 e$(3).

h_p : hauteur de plancher

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$e \geq 14.3\text{cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **$e = 15\text{cm}$**

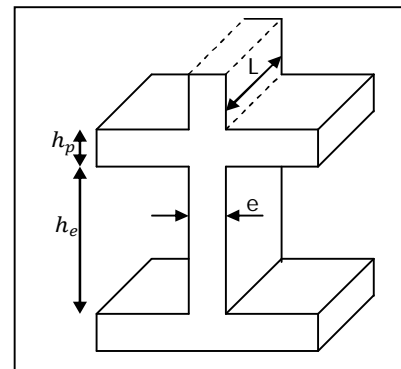


Figure .II.8: Hauteur libre en étage

II.3.3. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Les exigences de RPA en zone IIa

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \\ 0.25 < b/h < 4 \end{cases} \quad \text{(Article 7.4.1) [2]}$$

On fixera les dimensions des Poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA citées ci-dessus.

On adopte au préalable la section des poteaux comme suit :

Pour les poteaux

R.D.C ou 3^{ème} étage : $(b, h) = (55, 50)\text{cm}^2$

4^{ème} ou 6^{ème} étage : $(b, h) = (50, 50)\text{cm}^2$

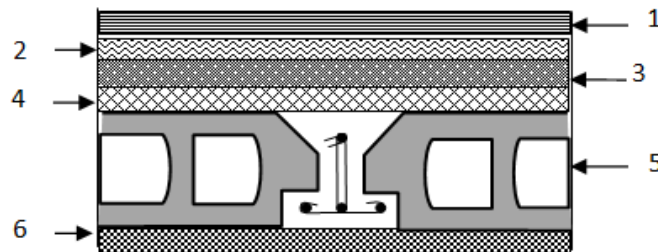
7^{ème} ou 9^{ème} étage : (b, h) = (50, 45) cm²
 10^{ème} ou 12^{ème} étage : (b, h) = (45, 45) cm²

II.4. Evaluation des charges et sur charges

II.4.1. Terrasses inaccessible (16+4) cm

Tableau. II.3 : Evaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessibles

Désignation des éléments	Epaisseur {e} (m)	Poids {G} (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	0.05	1.00
2-Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3-Forme de pente	0.095	2.09
4-Isolation thermique	0.04	0.16
5-Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	2.85
6-Enduit de ciment	0.02	0.36
Total charges Permanentes	G= 6.58 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q= 1 KN/m²	



Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible

II.4.2. Terrasses accessible (16+4) cm

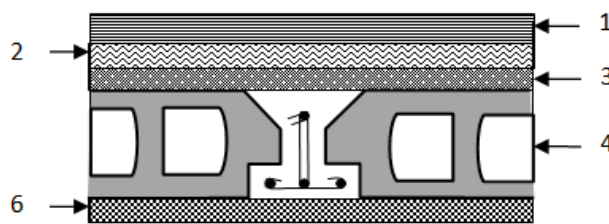
Tableau II.4 : Evaluation des charges des planchers d'une terrasse accessibles

Désignation des éléments	Epaisseur {e} (m)	Poids {G} (KN/m ²)
1-Revêtement carrelage	0.02	0.4
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher à corps creux (16+4) cm	0.20	2.85
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.095	2.09
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Total charges permanentes	G= 6.76 KN/m²	
Total charges exploitation	Q= 1.5 KN/m²	

II.4.3. Plancher étage courant à usage d'habitation

Tableau II.5 : Evaluation des charges des planchers des étages courants

Désignation des éléments	Epaisseur {e} (m)	Poids {G} (KN/m ²)
1-Revêtement carrelage	0.02	0.4
2-Mortier de pose	0.02	0.4
3-Lit de sable	0.03	0.54
4-Plancher à corps creux (16+4) cm	0.2	2.85
6-Enduit de ciment	0.02	0.36
Cloison de séparation	0.10	0.90
Total charges permanentes	G= 5.45 KN/m²	
Total charges exploitation	Q= 1.5 KN/m²	

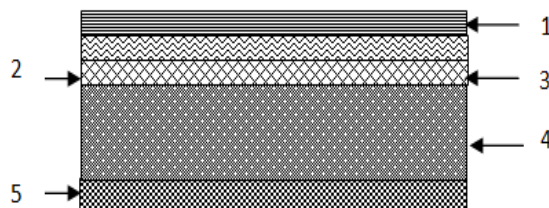


Coupe transversale dans le plancher étage courant

II.4.4. Dalles pleines (Balcons)

Tableau II.6 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines

Désignation des éléments	Epaisseurs {e} (m)	Poids {G} (KN/m ²)
1-Revêtement en carrelage	0.02	0.4
2-Mortier de pose	0.02	0.4
3-Lit de sable fin	0.02	0.36
4-Dalle pleine	0.14	3.5
5-Enduit de ciment	0.015	0.27
Total charges permanentes	G= 4.97 KN/m²	
Total charges exploitation	Q= 3.5 KN/m²	



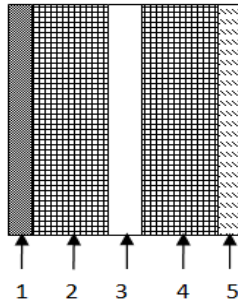
Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

II.4.5. Murs extérieurs et intérieurs

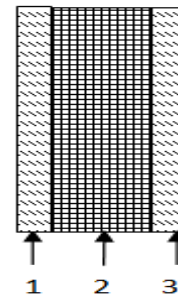
Tableau II.7 : Evaluation des charges dues aux murs extérieur

Désignation des éléments	Epaisseurs {e} (m)	Poids {G} (KN/m ²)
1-Enduit en ciment	0.015	0.27
2-Briques creuses	0.15	1.35

3-Lame d'air	0.05	0.00
4-Briques creuses	0.10	0.90
5-Enduit de plâtre	0.015	0.15
La charge permanente totale	G=2.67 KN/m²	



Murs extérieurs.



Murs intérieurs.

II.4.6. Les escaliers

Tableau II.8 : Evaluation des charges sur les escaliers

Désignation des éléments	Palier (KN/m ²)	Paillasse (KN/m ²)
Poids de la dalle	25*0.15=3.75	25*0.15/cos(37.073)=4.7
Poids des marches	0.00	22*0.17/2=1.87
Mortier de pose vertical	0.00	20*0.02*0.17/0.3=0.226
Mortier de pose horizontal	20*0.02=0.4	20*0.02=0.4
Carrelage de pose horizontal	20*0.02=0.4	22*0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	22*0.02*0.17/30=0.249
Enduit en plâtre	0.015*18=0.27	18*0.015/cos(37.073)=0.338

G_{Palier} = 4.82 KN/m² ; G_{Paillasse} = 8.223 KN/m² ; Q_{escalier} = 2.5 KN/m²

II.5. Descente de charges

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlement « **D.T.R.B.C.22** », qui recommande « d'appliquer une dégression donnée par les d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux, elle se fait de niveau le plus haut (charpente ou terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Le calcul du poids propre des poteaux est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : les poids propre des poteaux de la structure

Niveau	Section (cm ²)	Poids propre des poteaux G _{pot} (KN)
RDC à 3 ^{ème}	55*50	0.55*0.5*25*3.06=21.04
4 ^{ème} à 6 ^{ème}	50*50	0.5*0.5*25*3.06=19.12
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	50*45	0.5*0.45*25*3.06=17.21
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	45*45	0.45*0.45*25*3.06=15.49

❖ Pour poteaux 1

• Terrasse accessible

$G_{\text{Terrasse accessible}} = 6.76 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 $G = 6.76 \times 9 = 60.84 \text{ KN}$; $Q = 1.5 \times 9 = 13.5 \text{ KN}$

$S_{\text{aff}} = 9 \text{ m}^2$

• Plancher étage d'habitation

$S = 12.687 \text{ m}^2$; $G = 5.45 \times 12.687 = 69.146 \text{ KN}$; $Q = 1.5 \times 12.687 = 19.031 \text{ KN}$

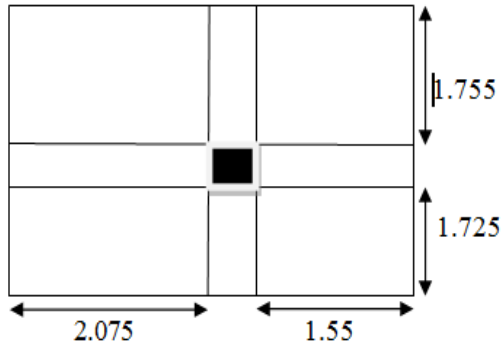


Figure. II.9 : Surface afférente de Pot1 pour étages courant

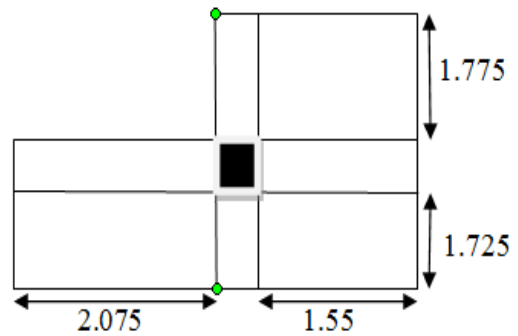


Figure. II.10 : Surface afférente de Pot1 de 12^{ème} étage

❖ La loi de dégression des charges d'exploitation :

➤ 1^{er} cas

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n

Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

➤ 2^{ème} cas :

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Etage 1 : $Q_0 + Q$

Etage 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Etage 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Etage 4 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Etage 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Etage 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

A partir du 6^{ème} étage on aura toujours :

Etage 7 : surcharge étage 6 + $0.5 \times Q$

⇒ Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$N_1 : Q_0 = 13.5 \text{ KN}$

$$N_2 : Q_1 = 13.5 + 19.03 = 32.53 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 19.03 = 49.66 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 19.03 = 64.88 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 19.03 = 78.20 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 19.03 = 89.62 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 19.03 = 99.16 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 19.03 = 108.7 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 19.03 = 118.24 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 19.03 = 127.78 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_{10} = Q_9 + 0.5 \times 19.03 = 137.32 \text{ KN}$$

$$N_{12} : Q_{11} = Q_{10} + 0.5 \times 19.03 = 146.86 \text{ KN}$$

$$N_{13} : Q_{12} = Q_{11} + 0.5 \times 19.03 = 156.4 \text{ KN}$$

$$N_{14} : Q_{13} = Q_{12} + 0.5 \times 19.03 = 165.94 \text{ KN}$$

Tableau II.10 : Descente de charge poteau 1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Terrasse accessible	60.84	13.5
	Poutre	22.62	
	Poteau (45×45)	15.49	
	Σ 98.95		
N2	Venant de N1	98.95	32.53
	Plancher (16+4)	69.146	
	Poutre	22.62	
	Poteau (45×45)	15.49	
	Σ 206.21		
N3	Venant de N2	206.21	49.66
	Plancher (16+4)	69.146	
	Poutre	22.62	
	Poteau (50×45)	17.21	
	Σ 315.186		
N4	Venant de N3	315.186	64.88
	Plancher (16+4)	69.146	
	Poutre	22.62	
	Poteau (50×45)	17.21	
	Σ 424.162		
N5	Venant de N4	424.162	78.2
	Plancher (16+4)	69.146	
	Poutre	22.62	
	Poteau (50×45)	17.21	
	Σ 533.138		

N6	Venant de N5 Plancher (16+4) Poutre Poteau (50×45)	533.138 69.146 22.62 17.21 Σ 642.11	89.62
N7	Venant de N6 Plancher (16+4) Poutre Poteau (50×50)	642.11 69.146 22.62 19.12 Σ 752.99	99.16
N8	Venant de N7 Plancher (16+4) Poutre Poteau (50×50)	752.99 69.146 22.62 19.12 Σ 863.88	108.7
N9	Venant de N8 Plancher (16+4) Poutre Poteau (50×50)	863.88 69.146 22.62 19.12 Σ 974.77	118.24
N10	Venant de N9 Plancher (16+4) Poutre Poteau (55×50)	974.77 69.146 22.62 21.04 Σ 1087.58	127.78
N11	Venant de N10 Plancher (16+4) Poutre Poteau (55×50)	1087.58 69.146 22.62 21.04 Σ 1200.39	137.32
N12	Venant de N11 Plancher (16+4) Poutre Poteau (55×50)	1200.39 69.146 22.62 21.04 Σ 1313.20	146.86

N13	Venant de N12 Plancher (16+4) Poutre Poteau (55×50)	1313.20 69.146 22.62 21.04 Σ 1426	156.41
N14	Venant de N13 Plancher (16+4) Poutre Poteau (55×50)	1426 69.146 22.62 19.25 Σ 1537.02	165.94

❖ Pour poteaux 2 :

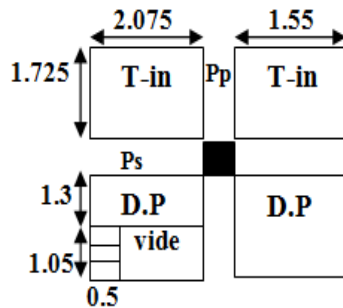


Figure.II.11: surface afférente de Pot 2 pour les étages courante

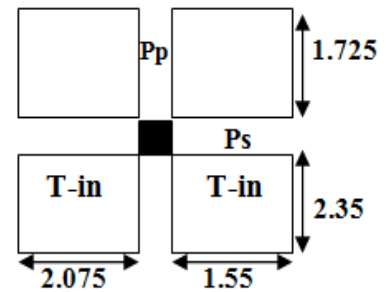


Figure. II.12: Surface afférente de Pot 2 de 13^{ème} étage

➤ Calcul des charges revenantes au poteau (P2)

• La surface afférente

$$S_{aff} = \sum S_i; S_{aff} = (2.075 \times 2.35) + (2.075 \times 1.725) + (1.55 \times 1.725) + (1.55 \times 2.35)$$

$$S_{aff} = 14.77 \text{m}^2$$

• La longueur des poutres principales

$$L_{pp} = 1.725 + 2.35 \implies L_{pp} = 4.075 \text{m.}$$

• La longueur des poutres secondaires

$$L_{ps} = 1.55 + 2.075 \implies L_{ps} = 3.625 \text{m.}$$

• Calcul la charge de terrasse inaccessible au Niv 13^{ème} étage

$$\begin{cases} G = 6.58 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \implies \begin{cases} G_T = G \times S_{aff} \\ Q_T = Q \times S_{aff} \end{cases} \implies \begin{cases} G_T = 6.58 \times 8.52 = 56.06 \text{ KN} \\ Q_T = 1 \times 8.52 = 8.52 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul la charge de terrasse accessible au Niv 12^{ème} étage

$$\begin{cases} G = 6.76 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \implies \begin{cases} G_T = G \times S_{aff} \\ Q_T = Q \times S_{aff} \end{cases} \implies \begin{cases} G_T = 6.76 \times 6.25 = 42.25 \text{ KN} \\ Q_T = 1.5 \times 6.25 = 9.37 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul la charge du plancher :

$$\begin{cases} G = 5.45 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \implies \begin{cases} G_p = G \times S_{aff} \\ Q_p = Q \times S_{aff} \end{cases} \implies \begin{cases} G_p = 5.45 \times 6.25 = 34.06 \text{ KN} \\ Q_p = 1.5 \times 6.25 = 9.37 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul des poutres

$$\begin{cases} G_{PP} = \gamma \times v = 25(4.075 \times 0.3 \times 0.45) \\ G_{PS} = \gamma \times v = 25(3.625 \times 0.4 \times 0.3) \end{cases} \implies \begin{cases} G_{PP} = 13.75 \text{ KN} \\ G_{PS} = 10.87 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul la charge de la dalle pleine

$$\begin{cases} G = 4.97 \times [(1.55 \times 2.35) + (2.075 \times 1.3)] \\ Q = 3.5 \times [(1.55 \times 2.35) + (2.075 \times 1.3)] \end{cases} \implies \begin{cases} G = 31.51 \text{ KN} \\ Q = 22.19 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul la charge des escaliers

$$\begin{cases} G = 8.223 \times (1.05 \times 0.5) \\ Q = 2.5 \times (1.05 \times 0.5) \end{cases} \implies \begin{cases} G = 4.317 \text{ KN} \\ Q = 1.312 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcule charge cloison double

$G = 2.67 \text{ KN/m}^2$

➤ Pour RDC+ les 11 étages :

$G = (2.67 \times 2.66 \times 2.075) + (2.67 \times 2.66 \times 0.7) + (2.67 \times 2.66 \times 0.55) \implies G = 23.61 \text{ KN}$

➤ Pour 12^{ème} étage :

$G = (2.67 \times 2.66 \times 0.55) + (2.67 \times 2.66 \times 2.075) \implies G = 18.64 \text{ KN}$

• Calcule le vide sanitaire

➤ Pour les poteaux

$G = 2.8 \times 0.5 \times 0.55 \times 25 \implies G = 19.25 \text{ KN}$

• L'acrotère

$S_{acr} = (40 \times 10) + (10 \times 5/2) + (10 \times 5) = 475 \text{ cm}^2$

$G_{acr} = 25 \times 0.0475 \times 1 = 1.19 \text{ KN/ml}$

$G_{end} = 18 \times 0.015 \times 0.4 = 0.11 \text{ KN/ml} \implies G_t = 1.3 \text{ KN}$

$Q = 1 \text{ KN}$

$G = 1.3 \times (1.55 + 2.075) = 4.71 \text{ KN}$

$Q = 1 \times 3.625 = 3.625$

Tableau II.11 : Descente de charge de poteau P2.

Niveau	Eléments	Charge permanente G (KN)	Surcharge Q (KN)
N 1	L'acrotère	4.71	12.145
	Terrasse inaccessible	56.06	
	Poteaux (45*45)	15.49	
	Poutres (Pp+Ps)	24.63	
	Σ 100.89		
N 2	G venant de N1	100.89	45.017
	Terrasse accessible	42.25	
	Dalle pleine	31.51	
	Poutres (Pp+Ps)	24.63	
	Poteaux (45*45)	15.49	
	Escaliers	04.317	
	Cloison double	18.64	
Σ 237.73			
	G venant de N2	237.73	

N 3	Plancher	34.06	74.60
	Dalle pleine	31.51	
	Poutres (Pp+Ps)	24.63	
	Poteaux (45*45)	15.49	
	Escaliers	04.317	
	Cloison double	23.61	
	Σ 371.35		
N 4	G venant de N3	371.35	100.90
	Plancher	34.06	
	Dalle pleine	31.51	
	Poutres (Pp+Ps)	24.63	
	Poteaux (45*45)	15.49	
	Escalier	04.317	
	Cloison double	23.61	
Σ 504.97			
N 5	G venant de N4	504.97	123.91
	Plancher	34.06	
	Dalle pleine	31.51	
	Poutres (Pp+Ps)	24.63	
	Poteaux (50*45)	17.21	
	Escaliers	04.317	
	Cloison double	23.61	
Σ 640.31			
N 6	G venant de N5	640.31	143.63
	Plancher	34.06	
	Dalle pleine	31.51	
	Poutres (Pp+Ps)	24.63	
	Poteaux (50*45)	17.21	
	Escaliers	04.317	
	Cloison double	23.61	
Σ 775.65			
N 7	G venant de N6	775.65	160.066
	Plancher	34.06	
	Dalle pleine	31.51	
	Poutres (Pp+Ps)	24.63	
	Poteaux (50*45)	17.21	
	Escaliers	04.317	
	Cloison double	23.61	
Σ 910.99			
N 8	G venant de N7	910.99	176.502
	Plancher	34.06	
	Dalle pleine	31.51	
	Poutres (Pp+Ps)	24.63	
	Poteaux (50*50)	19.12	
	Escaliers	04.317	
	Cloison double	23.61	
Σ 1048.24			

N 9	G venant de N8 Plancher Dalle pleine Poutres (Pp+Ps) Poteaux (50*50) Escaliers Cloison double	1048.24 34.06 31.51 24.63 19.12 04.317 23.61 Σ 1185.49	192.938
N 10	G venant de N9 Plancher Dalle pleine Poutres (Pp+Ps) Poteaux (50*50) Escaliers Cloison double	1185.49 34.06 31.51 24.63 19.12 04.317 23.61 Σ 1322.74	209.374
N 11	G venant de N10 Plancher Dalle pleine Poutres (Pp+Ps) Poteaux (50*50) Escaliers Cloison double	1322.74 34.06 31.51 24.63 19.12 04.317 23.61 Σ 1459.99	225.81
N 12	G venant de N11 Plancher Dalle pleine Poutres (Pp+Ps) Poteaux (50*50) Escaliers Cloison double	1459.99 34.06 31.51 24.63 19.12 04.317 23.61 Σ 1597.24	242.246
N 13	G venant de N12 Plancher Dalle pleine Poutres (Pp+Ps) Poteaux (55*50) Escaliers Cloison double	1597.24 34.06 31.51 24.63 21.04 04.317 23.61 Σ 1736.41	258.686
RDC	G venant de N13 Plancher Dalle pleine Poutres (Pp+Ps) Poteaux (55*50) Escaliers Cloison double	1736.41 34.06 31.51 24.63 21.04 04.317 23.61 Σ 1875.58	275.118
	G venant de RDC Plancher	1875.58 34.06	291.554

Vide sanitaire	Poutres (Pp+Ps)	24.63	
	Poteaux (55*50)	19.25	
		Σ 1953.52	

Les calculs montrent que le poteau « P2 » est le plus sollicité sous charges verticales.

$G=1953.52 \text{ KN}$; $Q=291.554 \text{ KN}$

- **Calcul de l'effort normal ultime N_u** : N_u est calculé comme suit : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Tableau II.12 : L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau.

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)
N₁	100.89	12.145	154.42
N₂	237.73	45.017	388.46
N₃	371.35	74.60	613.22
N₄	504.97	100.90	833.06
N₅	640.31	123.91	1050.28
N₆	775.65	143.63	1262.57
N₇	910.99	160.066	1469.93
N₈	1048.24	176.502	1679.88
N₉	1185.49	192.938	1889.82
N₁₀	1322.74	209.374	2099.76
N₁₁	1459.99	225.81	2309.70
N₁₂	1597.24	242.246	2519.64
N₁₃	1736.41	258.686	2732.18
RDC	1875.58	275.118	2944.71
Vide sanitaire	1953.52	291.554	3074.58

II.5.1. Vérifications

- **L'effort normal ultime :**

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1953.52 + 1.5 \times 291.554 = 3074.58 \text{ KN}$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U à 10%, tel que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N_u = 3074.58 \text{ KN}$

Donc : $N_u^* = 1.1 \times 3074.58 = 3382.04 \text{ KN}$

- **Vérification de la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq N_u^* / \overline{\sigma}_{bc} \iff B \geq 3382.04 \times 10^{-3} / 14.2 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.24 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II. 13: Vérification de la résistance (compression simple)

Niveau	N_u^* (KN)	B (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
R à 3 ^{ème}	3382.04	2750	12.30	Vérifiée
4 ^{ème} à 6 ^{ème}	2309.74	2500	9.24	Vérifiée
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1616.92	2250	7.19	Vérifiée
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	916.37	2025	4.52	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{(Article B.8.2.1) [4]}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élancement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier que :

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

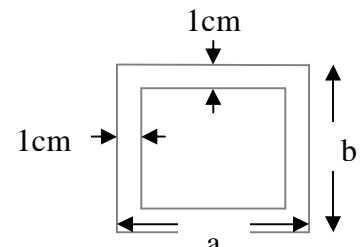


Figure. II.13: Section brute

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.14 : Vérification au flambement

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	I _f (cm ²)	λ	α	B _r (cm ²)	N [*] _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
R à 3 ^{ème}	2750	286	200.2	12.61	0.828	2544	3382.04	1856.90
4 ^{ème} à 6 ^{ème}	2500	286	200.2	13.87	0.824	2304	2309.74	1274.31
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	2250	286	200.2	13.87	0.824	2064	1616.92	892.08
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	2025	286	200.2	15.41	0.818	1849	916.37	509.28

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons opté pour les sections suivantes :

- ✓ **Poutres principales** : 30 × 45 cm².
- ✓ **Poutres secondaires** : 30 × 40 cm²
- ✓ **Poteaux du RDC à 3^{ème} étage** : 50 × 55 cm²
- ✓ **Poteaux du 4^{ème} à 6^{ème} étage** : 50 × 50 cm²
- ✓ **Poteaux de 7^{ème} à 9^{ème} étage** : 45 × 50 cm²
- ✓ **Poteaux de 10^{ème} à 12^{ème} étage** : 45 × 45 cm²

Chapitre II

III.1 Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, l'acrotère, la poutre de chaînage et l'ascenseur.

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externe.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

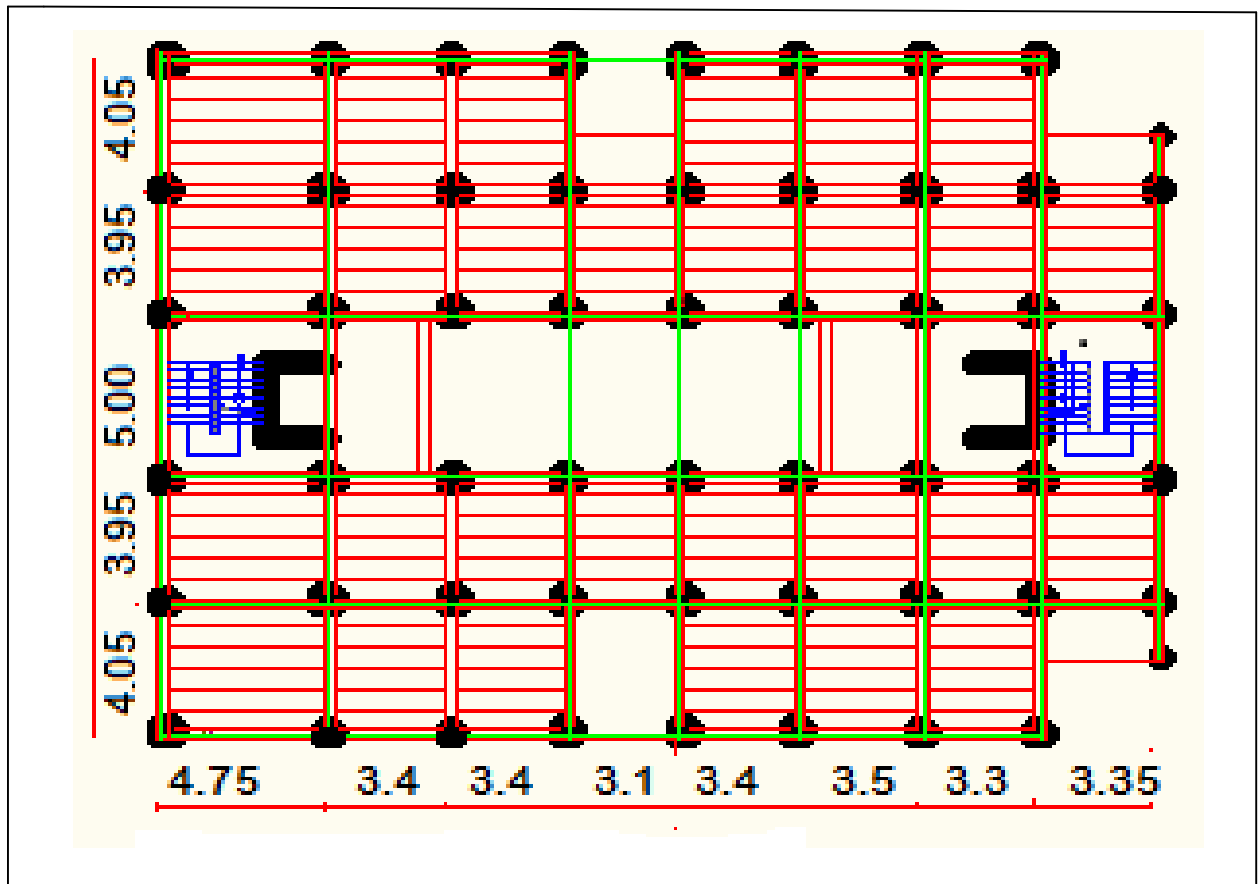


Figure III.1 : schéma de la disposition des poutrelles

III.2.1. calcul des planchers à corps creux

III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

a. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux tel que : $h = (16 + 4)$ cm.

- Hourdis de 16 cm d'épaisseur et de 65 cm de largeur.
- Table de compression de 4 cm.

b. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

b. 1. Méthode forfaitaire**(Art. B 6.2.2.1) [3]**

Elle est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Flexion simple.
- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- Les moments d'inertie sont les même dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire**✓ **Les moments fléchissant**

On vérifie les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max[1 + (0.3 \times \alpha \times M_0); 1.05 \times M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} : \text{Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations}$$

et permanentes (coefficient d'importance).

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

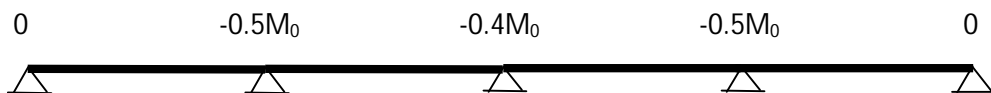
M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

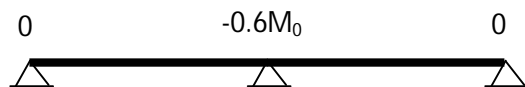
Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$-0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$-0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.



$-0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.



$-0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

Remarques

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($-0.15M_0$).

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

Par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

M_i et M_{i+1} sont des $V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$ moments sur appuis, on les prend avec leurs signes.

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 : $V_0 = q \cdot l_1 / 2$

1) De 15% si la poutre a deux travées :

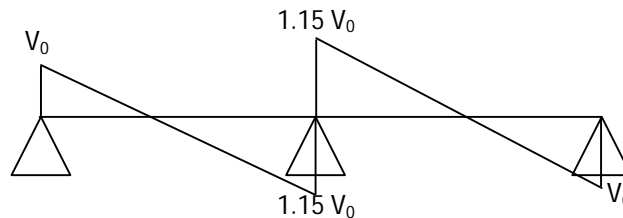


Fig III. 2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées :

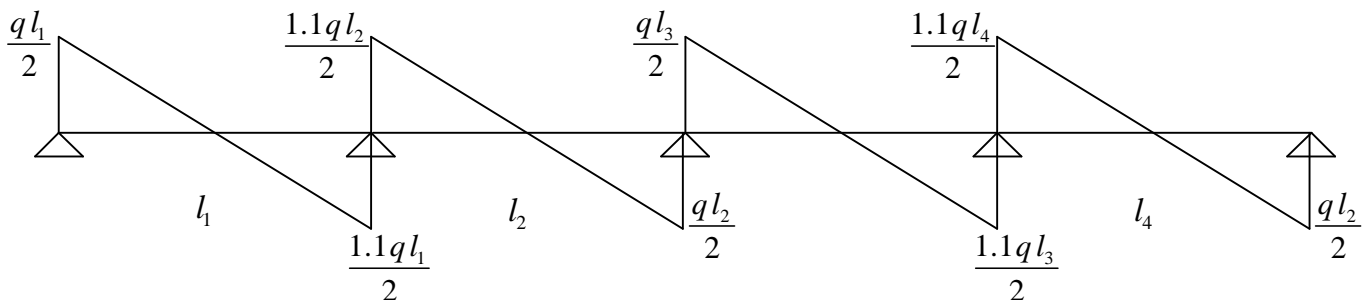


Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

b. 2. Méthode de CAQUOT

(Art. B 6.2.2.2) [3]

➤ **Condition d'application**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Principe de la méthode**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

✓ **Evaluation des moments**

• **Moment en appuis**

$$M_i = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$M_0(X) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

• **L'effort tranchant**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type 10	
Type 11	

Remarques

- ✓ Plancher terrasse inaccessible : $Q=1\text{KN/m}^2$ $G=6.58\text{KN/m}^2$
Voir les types (5, 7, 8)
- ✓ Plancher d'étage courant : $Q=1.5\text{KN/m}^2$ $G=5.45\text{KN/m}^2$
Voir types (1, 2, 3, 4, 10, 11)
- ✓ Plancher terrasse accessible: $Q=1.5\text{KN/m}^2$ $G=6.76\text{KN/m}^2$
Voir types (2, 4, 6, 8, 9)

III.2.2. Calcul des sollicitations

III.2.2.1 Calcul des sollicitation par la méthode FORFITAIRE

Le type d'une terrasse accessible est pris comme exemple de calcul :

❖ **Type8 (deux travées)**

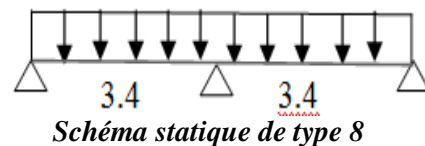
$G=6.76 \text{ KN/m}^2$
 $Q=1.5\text{KN/m}^2$.

A l'ELU :

$qu = (1.35G + 1.5Q) * b$

b : entre axe de deux poutrelle successive.

$qu = (1.35 * 6.76 + 1.5 * 1.5) * 0.65 = 7.39 \text{ KN/m}^2$.



A l'ELS:

$qs = (G + Q) * b$

$qs = (6.76 + 1.5) * 0.65 = 5.37 \text{ KN/m}^2$

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- 1) $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(13.52 \text{ KN/m}^2 ; 5\text{KN/m}^2)$vérifié;
- 2) les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées.....vérifié ;
- 3) la fissuration est peu nuisible.....vérifié ;
- 4) $3.4/3.4=1$vérifié.

Les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

➤ **Calcul des sollicitations**

✓ **Les moments isostatiques**

A l'ELU :

$$\text{Travée AB=BC : } M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8} = 10.68 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée AB=BC : } M_{01} = \frac{q_s l_1^2}{8} = 7.76 \text{ KN.m}$$

✓ **En appuis**

1. Appui de rive :

$$M_a = M_c = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif $M = -0.15 * M_0$

$$M_a = M_c = -0.15 * 10.68 = -1.60 \text{ KN.m}$$

2. Appui intermédiaire :

A l'ELU:

$$M_b = -0.6 * M_{01} = -0.6 * 10.68 = -6.41 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$M_b = -0.6 * M_{01} = -0.6 * 7.76 = -4.66 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées**

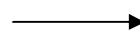
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.18 \longrightarrow \alpha = 0.18$$

$$\longrightarrow \begin{cases} 1+0.3\alpha=1.05 & \text{travée intermédiaire} \\ 1.2+0.3\alpha=1.25 & \text{travée de rive} \end{cases}$$

A l'ELU :

Travée AB=BC :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 10.68 - \frac{6.41}{2} = 8 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.25}{2} \times 10.68 = 6.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

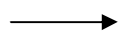


$$M_t = 8 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée AB=BC :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 7.76 - \frac{4.66}{2} = 5.82 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.25}{2} \times 7.76 = 4.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$M_t = 5.82 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts tranchants**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$\begin{cases} V_A = \frac{7.39 \times 3.4}{2} = 12.56 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times V_A = -14.44 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{7.39 \times 3.4}{2} = 14.44 \text{ KN} \\ V_C = -12.56 \text{ KN} \end{cases}$$

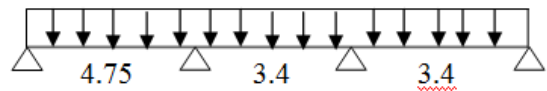
III.2.2.2. Calcul des sollicitation par la méthode CAQUOT

Type d'un plancher étage courant est pris comme exemple de calcul :

❖ **Type 3 (trois travées)**

$$G = 5.45 \text{ KN/m}^2;$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$



Schema statique de type 3

A l'ELU:

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot b$$

b : entre axe de deux poutrelle successive.

$$q_u = (1.35 \cdot 5.45 + 1.5 \cdot 1.5) \cdot 0.65 = 6.24 \text{ KN/m}.$$

A l'ELS:

$$q_s = (G + Q) \cdot b$$

$$q_s = (5.45 + 1.5) \cdot 0.65 = 4.52 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1) $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.9 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$vérifié ;

2) les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées.....vérifié ;

3) la fissuration est peu nuisible.....vérifié ;

4) $4.75/3.4 = 1.40$n'est pas vérifié.

La condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée.

Calcul des sollicitations✓ **En appuis**

$$G' = 2/3G = 2/3 \cdot 5.45 = 3.63 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELU :

$$q_u' = (1.35G' + 1.5Q) \cdot b$$

b : entre axe de deux poutrelle successive.

$$q_u' = (1.35 \cdot 3.63 + 1.5 \cdot 1.5) \cdot 0.65 = 4.65 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS:

$$q_s' = (G' + Q) \cdot b$$

$$q_s' = (3.63 + 1.5) \cdot 0.65 = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

1. Appui de rive :

$$M_a = M_d = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif $M = -0.15 \cdot M_0$

$$M_0 = \frac{q_u' l^2}{8} = 13.11 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_d = -0.15 \cdot 13.11 = -1.97 \text{ KN.m}$$

2. Appui intermédiaire :

- **Pour B :**

A l'LEU :

Les longueurs fictifs : $l'_g = l = 4.75 \text{ m}$

$$l'_d = 0.8l = 2.72 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.65 * 4.75^3 + 4.65 * 2.72^3}{8.5(4.75 + 2.72)} = -9.32 \text{ KN.m}$$

A L'LES :

$$M_B = -\frac{3.33 * 4.75^3 + 3.33 * 2.72^3}{8.5(2.72 + 4.75)} = -6.68 \text{ KN.m}$$

- **Pour C :**

A L'LEU :

Les longueurs fictifs : $l'_g=0.8l=2.72\text{m}$

$$l'_d=l=3.4\text{m}$$

$$M_C = -\frac{4.65 * 2.72^3 + 4.65 * 3.4^3}{8.5(3.4 + 2.72)} = -5.31 \text{ KN.m}$$

A L'LES :

$$M_C = -\frac{3.33 * 3.4^3 + 3.33 * 2.72^3}{8.5(2.72 + 3.4)} = -3.80 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées**

A l'ELU :

Travée AB :

$$x_0 = \left[\frac{-9.32}{4.75 * 6.24} \right] + \frac{4.75}{2} = 2.06 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.24 * 2.06}{2} (4.75 - 2.06) - 9.32 \frac{2.06}{4.75} = 13.25 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x_0 = \left[\frac{-9.32 + 5.31}{3.4 * 6.24} \right] + \frac{3.4}{2} = 1.51 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.24 * 1.51}{2} (3.4 - 1.51) - 9.32 \left(1 - \frac{1.51}{3.4} \right) - 5.31 \left(\frac{1.51}{3.4} \right) = 1.37 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x_0 = \left[\frac{5.31}{3.4 * 6.24} \right] + \frac{3.4}{2} = 1.95 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.24 * 1.95}{2} (3.4 - 1.95) - 5.31 \left(1 - \frac{1.95}{3.4} \right) = 6.55 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée AB :

$$M(x) = \frac{4.52 * 2.06}{2} (4.75 - 2.06) - 6.68 \frac{2.06}{4.75} = 9.63 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M(x) = \frac{4.52 * 1.51}{2} (3.4 - 1.51) - 6.68 \left(1 - \frac{1.51}{3.4} \right) - 3.80 \left(\frac{1.51}{3.4} \right) = 1.05 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M(x) = \frac{4.52 * 1.95}{2} (3.4 - 1.95) - 3.8 \left(1 - \frac{1.95}{3.4} \right) = 4.77 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts tranchants**

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.24 * 4.75}{2} - \frac{9.32}{4.75} = 12.86 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.24 * 4.75}{2} - \frac{9.32}{4.75} = -16.78 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$V_B = \frac{6.24 * 3.4}{2} + \frac{5.31}{3.4} = 12.17 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.24 * 3.4}{2} + \frac{5.31}{3.4} = -9.05 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.24 * 3.4}{2} + \frac{4.01}{3.4} = 11.79 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.24 * 3.4}{2} + \frac{4.01}{3.4} = -9.43 \text{ KN}$$

Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du étage courante (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	q _u '	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.75	6.24	4.65	17.29	-2.64	-9.32	2.06	13.25	12.86	-16.78
	BC	3.4	6.24	4.65	8.82	-9.32	-4.05	1.95	2.52	12.16	-9.06
	CD	3.4	6.24	4.65	9.02	-4.05	-3.72	1.71	5.13	10.70	-10.51
	DE	3.1	6.24	4.65	7.49	-3.72	-3.72	1.55	3.77	9.67	-9.67
	EF	3.4	6.24	4.65	9.02	-3.72	-4.17	1.68	5.08	10.48	-10.74
	FG	3.5	6.24	4.65	9.55	-4.17	-4.06	1.75	5.45	10.95	-10.89
	GH	3.3	6.24	4.65	8.49	-4.06	-5.11	1.60	3.92	9.98	-10.61
	HI	3.35	6.24	4.65	8.57	-5.11	-2.64	1.92	6.39	11.19	-9.71

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.3

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du étage courante (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	q _s '	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.75	4.52	3.33	12.52	-1.91	-6.68	2.06	9.62
	BC	3.4	4.52	3.33	6.39	-6.68	-2.90	1.95	1.88
	CD	3.4	4.52	3.33	6.53	-2.90	-2.66	1.71	3.75
	DE	3.1	4.52	3.33	5.42	-2.66	-2.66	1.55	2.76
	EF	3.4	4.52	3.33	6.53	-2.66	-2.99	1.68	3.70
	FG	3.5	4.52	3.33	6.92	-2.99	-2.9	1.75	3.97
	GH	3.3	4.52	3.33	6.15	-2.9	-3.66	1.6	2.87
	HI	3.35	4.52	3.33	6.2	-3.66	-1.91	1.92	4.64

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du étage courante (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.1	6.24	7.50	-1.31	-3.75	6.07	9.68	-10.65
	BC	3.4	6.24	9.02	-3.75	-3.82	5.23	11.68	-11.68
	CD	3.5	6.24	9.56	-3.82	-3.82	5.74	12.02	-12.02
	DE	3.3	6.24	8.5	-3.82	-4.38	4.39	11.33	-11.33
	EF	3.35	6.24	8.75	-4.38	-1.31	6.56	11.50	-10.46

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du étage courante (type 2)

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.1	4.52	5.43	-0.95	-3.26	3.8
	BC	3.4	4.52	6.53	-3.26	-2.77	3.52
	CD	3.5	4.52	6.92	-2.77	-2.77	4.15
	DE	3.3	4.52	6.15	-2.77	-3.17	3.18
	EF	3.35	4.52	6.34	-3.17	-0.95	4.76

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courante (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.4	6.24	9.02	-1.35	-4.78	6.63	10.61	-11.68
	BC	3.5	6.24	9.56	-4.78	-4.78	4.78	12.02	-12.02
	CD	3.3	6.24	8.50	-4.78	-1.35	6.10	11.33	-10.30

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courante (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.4	4.52	6.53	-0.98	-3.46	4.14
	BC	3.5	4.52	6.92	-3.46	-3.46	2.14
	CD	3.3	4.52	6.15	-3.46	-0.98	3.76

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 10)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 10	AB	4.75	6.24	17.60	-2.64	-2.64	17.60	14.82	-14.82

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type10)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 10	AB	4.75	4.52	12.74	-1.91	-1.91	12.74

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 11)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 11	AB	3.4	6.24	9.02	-1.35	-1.35	9.02	10.61	-10.61

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 11)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 11	AB	3.4	4.52	6.53	-0.98	-0.98	6.53

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la terrasse accessible (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.1	7.39	8.88	-1.55	-5.34	6.65	11.45	-12.60
	BC	3.4	7.39	10.68	-5.34	-4.52	6.28	13.82	-13.82
	CD	3.5	7.39	11.31	-4.52	-4.52	7.35	14.22	-14.22
	DE	3.3	7.39	10.06	-4.52	-5.18	5.71	13.41	-13.41
	EF	3.35	7.39	10.37	-5.18	-1.55	8.30	13.62	-12.38

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse accessible (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.1	5.37	6.45	-1.13	-3.88	4.83
	BC	3.4	5.37	7.76	-3.88	-3.29	4.56
	CD	3.5	5.37	8.22	-3.29	-3.29	5.34
	DE	3.3	5.37	7.31	-3.29	-3.76	4.15
	EF	3.35	5.37	7.53	-3.76	-1.13	6.03

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher accessible (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.4	7.39	10.68	-1.60	-5.65	8.39	12.56	-13.82
	BC	3.5	7.39	11.31	-5.65	-5.65	6.22	14.22	-14.22
	CD	3.3	7.39	10.06	-5.65	-1.60	7.74	13.41	-12.19

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher accessible (type 4)

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.4	5.37	7.76	-1.16	-4.11	6.09
	BC	3.5	5.37	8.22	-4.11	-4.11	4.52
	CD	3.3	5.37	7.31	-4.11	-1.16	5.62

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher accessible (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	3.4	7.39	10.68	-1.60	-5.34	8.54	12.56	-13.82
	BC	3.1	7.39	8.88	-5.34	-5.34	3.98	12.60	-12.60
	CD	3.4	7.39	10.68	-5.34	-1.60	8.54	13.82	-12.56

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher accessible (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	3.4	5.37	7.76	-1.16	-3.88	6.21
	BC	3.1	5.37	6.45	-3.88	-3.88	2.89
	CD	3.4	5.37	7.76	-3.88	-1.16	6.21

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse accessible (type 9)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	q_u'	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X(m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 9	AB	4.75	7.39	5.42	20.45	-2.29	-11.45	2.05	15.52	15.14	-19.97
	BC	3.4	7.39	5.42	9.93	-11.45	-2.29	2.15	5.72	15.93	-9.19

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse accessible (type 9)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q_s (KN/m)	q_s'	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X(m)	M_t (KN.m)
Type 9	AB	4.75	5.37	3.90	14.86	-1.65	-8.25	2.05	11.30
	BC	3.4	5.37	3.90	7.21	-8.25	-1.65	2.15	4.12

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher inaccessible (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 5	AB	2.75	6.75	6.38	-1.42	-4.59	4.40	9.28	-10.21
	BC	3.3	6.75	9.19	-4.59	-4.735	4.99	12.25	-12.25
	CD	3.35	6.75	9.47	-4.735	-1.42	7.58	12.44	-11.31

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher inaccessible (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 5	AB	2.75	4.93	4.66	-1.04	-3.35	3.22
	BC	3.3	4.93	6.71	-3.35	-3.45	3.64
	CD	3.35	4.93	6.91	-3.45	-1.04	5.53

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse inaccessible (type 7)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	q_u'	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X(m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 7	AB	4.75	6.75	4.82	18.72	-2.04	-9.65	2.07	14.52	13.99	-18.06
	BC	2.65	6.75	4.82	4	-9.65	-2.04	1.86	2.08	12.58	-5.30

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse inaccessible (type 7)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q_s (KN/m)	q_s'	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X(m)	M_t (KN.m)
Type 7	AB	4.75	4.93	3.50	15.84	-1.48	-7	2.07	10.62
	BC	2.65	4.93	3.50	4.19	-7	-1.48	1.86	1.53

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher inaccessible (type 8)

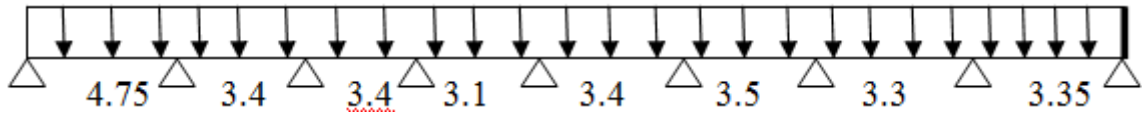
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 8	AB	3.4	6.75	9.75	-1.46	-5.85	7.31	11.47	-13.19
	BC	3.4	6.75	9.75	-5.85	-1.46	7.31	13.19	-11.47

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher inaccessible (type 8)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 8	AB	3.4	4.93	7.12	-1.07	-4.27	5.34
	BC	3.4	4.93	7.12	-4.27	-1.07	5.34

III.2.3. Ferrailage des poutrelles:

- Ferrailage type 1 de l'étage courant :
 - ✓ Type 1



Les sollicitations

$$M_{t \max} = 13.25 \text{ KN.m (l'ELU).}$$

$$M_{a \max}^{\text{riv}} = 2.64 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t \max} = 9.62 \text{ KN.m (l'ELS)}$$

$$M_{a \max}^{\text{int}} = 9.32 \text{ KN.m.}$$

$$V_{\max} = 16.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a \max} = 6.68 \text{ KN.m (l'LES).}$$

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

- ✓ Si $\mu_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

A l'ELU :

- En travée :

$$M_{\max}^t = 13.25 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 * 10^3 * 0.64 * 0.04 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 58.16 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.25 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.64 \times 0.18^2} = 0.044 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.056) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{13.25 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 2.16 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.16 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.64 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{donc on ferraille avec } A_t$$

$$A = 3\text{HA}10 = 2.36$$

- En appuis :

a. Appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$M_a^{\text{int}} = 9.32 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.32 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.202 > 0.186$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.202}) = 0.288$$

$$\Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.288) / 0.288] = 8.65 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.288) = 0.16 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.32 \times 10^{-3}}{0.160 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a \Rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

On opte pour 1HA12+1HA10 avec $A = 1.92 \text{ cm}^2$.

b. Appuis de rive :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$M_a^{\text{riv}} = 2.64 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{riv}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.64 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.057 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = 0.073$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.073) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{2.64 \times 10^{-3}}{348 \times 0.17} = 0.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_a \Rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

$$A = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = 16.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{16.78 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.93 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \min [0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié. (Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

- ❖ **Choix des armatures transversales :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 12 / 10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier Φ_6

$$\text{Donc la section d'armatures transversales sera : } A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- ❖ **L'espacement :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Armatures droites.)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.93 - 0.3 \times 2.1)} = 60.8 \text{ cm}$$

$$St \leq 60.8 \text{ cm}$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$St = \min (1; 2; 3)$$

$$\text{Soit } St = 15 \text{ cm.}$$

- ✓ **Vérification à l'effort tranchant**

- a. **Vérification des A_t à V_u**

- **l'appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(16.78 \times 10^{-3} - \frac{9.32 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.17 \text{ cm}$$

$$A_l = 3HA10 + 1HA10 + 1HA12 = 4.28 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifiée.}$$

• **L'appui de rive**

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 16.78 \times 10^{-3} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or, } A_l = 3HA10 + 1HA12 = 3.49 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifiée.}$$

b. Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{16.78 \times 10^{-3} \left(\frac{0.64 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.64 \times 0.04} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifiée. (Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

✓ **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire dans les aciers.

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

❖ **Etat limite de compression du béton**

1. En travée :

$$M_{ser}^{max} = 9.62 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.64 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 0.16 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow Calcul une section rectangulaire bxh.

✓ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{0.64}{2}y^2 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4}y - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$0.32y^2 + 0.00354y - 6.372 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 8.41 \times 10^{-4} \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.029$$

$$y = 0.039m$$

$$I = \frac{0.64}{3} \times (0.039)^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.039)^2 \Rightarrow I = 8.30 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.62 \times 10^{-3}}{8.30 \times 10^{-5}} \times 0.039$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 4.52 MPa \\ \sigma_{bc} = 15 MPa \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

La fissuration est peu préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

2. En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 6.68 KN.m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.10}{2}y^2 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4}y - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.011$$

$$y = 0.08m$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.7 \times 10^{-5} + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.08)^2$$

$$I = 4.58 \times 10^{-5} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.68 \times 10^{-3}}{4.58 \times 10^{-5}} \times 0.08 = 11.67 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{C'est vérifié.}$$

❖ Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Pour cela l'évaluation de la flèche se fait selon le **BAEL 91**(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{475} = 0.042 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : [5]

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

• **Evaluation des moments en travée :** [5]

$q_{jser} = 0.64 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement ;

$q_{gser} = 0.64 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle ;

$q_{pser} = 0.64 \times (G+Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times 0.77; \quad M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times 0.77; \quad M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times 0.77.$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 0.039 \text{ m}; \quad I = 8.30 \times 10^{-5} \text{ m}^4; \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 23164.20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$$

• **Moment d'inertie**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right) = 10.21 \text{ cm}$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s = 1315.4 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.79 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad C = 2 \text{ cm}$$

$$I_0 = 44871.33 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de λ_i et λ_v**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.27 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.31 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

- **Contraintes (σ_s)**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \quad \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}.$$

- **Inerties fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; \quad I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; \quad I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}}; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}}; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}}; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.64 \times G = 0.64 \times 2.85 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.64 \times G = 0.64 \times 5.45 = 3.49 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.64 \times (G + Q) = 0.64 \times (5.45 + 1.5) = 4.45 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times 0.77 = \frac{1.82 \times 4.75^2}{8} \times 0.77 = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times 0.77 = \frac{3.49 \times 4.75^2}{8} \times 0.77 = 7.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times 0.77 = \frac{4.45 \times 4.75^2}{8} \times 0.77 = 9.66 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.95 \times 10^{-3} (0.18 - 0.039)}{8.30 \times 10^{-5}} = 100.65 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.58 \times 10^{-3} (0.18 - 0.039)}{8.30 \times 10^{-5}} = 193.153 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.66 \times 10^{-3} (0.18 - 0.039)}{8.30 \times 10^{-5}} = 246.15 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 100.65 + 2.1} = 0.50$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 193.153 + 2.1} = 0.69$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 246.15 + 2.1} = 0.75$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 44871.33}{1 + 3.27 \times 0.5} = 18731.86 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 44871.33}{1 + 3.27 \times 0.69} = 15157.84 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 44871.33}{1 + 3.27 \times 0.75} = 14296.44 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 44871.33}{1 + 1.31 \times 0.69} = 25924.92 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.95 \times 4.75^2}{10 \times 32164.2 \times 18731.86} \times 10^7 = 0.148 \text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{7.58 \times 4.75^2}{10 \times 32164.2 \times 15157.84} \times 10^7 = 0.35 \text{cm}$$

$$f_{pi} = \frac{9.66 \times 4.75^2}{10 \times 32164.2 \times 14296.44} \times 10^7 = 0.47 \text{cm}$$

$$f_{vg} = \frac{9.66 \times 4.75^2}{10 \times 10721.4 \times 25924.92} \times 10^7 = 0.78 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.78 - 0.148 + 0.47 - 0.35 = 0.75 \text{cm}$$

$$\Delta f = 0.75 \text{cm} \leq f_{adm} = 0.95 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Récapitulation des résultats max des différents types de poutrelle

Tableau III.26 : Sollicitations maximales

Type de plancher	Type	E L U				E L S		
		Mt _{max} (KN.m)	M _a ^{riv} _{max} (KN.m)	M _a ^{int} _{max} (KN.m)	V _{max} (KN)	Mt _{max} (KN.m)	M _a ^{int} _{max} (KN.m)	M _a ^{riv} _{max} (KN.m)
Etage courant	Type 2	6.56	1.31	4.38	12.02	4.76	3.26	0.95
	Type 3	13.25	2.64	9.32	16.78	9.63	6.68	1.41
	Type 10	17.6	2.64	/	14.82	12.74	/	1.91
Terrasse	Type 2	8.30	1.55	5.34	14.22	6.03	3.88	1.13

Accessible	Type 4	8.39	1.60	5.65	14.22	6.09	4.11	1.16
	Type 9	15.52	2.29	11.45	19.97	11.30	8.25	1.65
Terrasse	Type 5	7.58	1.42	5.735	12.44	5.53	3.45	1.04
Inaccessibl	Type 7	14.52	2.04	9.65	18.06	10.62	7	1.48

Le ferrailage des autres types de poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.III.27 : Ferrailage des poutrelles

Poutrelle	Type	Travée				Appui intermédiaire				Appui de rive			
Etage courant	2	$M_t=6.56$ KN.m				$M_a^{int}=4.38$ KN.m				$M_a^{rive}=1.31$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z (m)	A Cm²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm²
		0.022	0.028	0.178	1.06	0.095	0.125	0.17	0.74	0.028	0.035	0.177	0.21
	3	$M_t=13.25$ KN.m				$M_a^{int}= 9.32$KN.m				$M_a^{rive}= 2.64$ KN.m			
		0.044	0.056	0.176	2.16	0.202	0.288	0.16	1.67	0.057	0.073	0.17	0.45
	10	$M_t= 17.6$ KN.m								$M_a^{rive}= 2.64$ KN.m			
0.059		0.076	0.174	2.9					0.057	0.073	0.17	0.45	
Terrasse accessible	2	$M_t=8.30$ KN.m				$M_a^{int}=5.34$ KN.m				$M_a^{rive}=1.55$ KN.m			
		0.03	0.038	0.177	1.35	0.166	0.154	0.17	0.90	0.03	0.038	0.18	0.24
	4	$M_t=8.39$ KN.m				$M_a^{int}=5.65$ KN.m				$M_a^{rive}=1.60$ KN.m			
		0.03	0.038	0.177	1.36	0.122	0.163	0.17	0.95	0.03	0.038	0.177	0.25
	9	$M_t=15.52$ KN.m				$M_a^{int}=11.45$ KN.m				$M_a^{rive}=2.29$ KN.m			
		0.05	0.067	0.175	2.55	0.25	0.366	0.154	2.14	0.05	0.064	0.175	0.38
Terrasse inaccessible	5	$M_t=7.58$ KN.m				$M_a^{int}=5.479$ KN.m				$M_a^{rive}=1.64$ KN.m			
		0.025	0.031	0.177	1.23	0.124	0.166	0.168	0.98	0.031	0.039	0.177	0.23
	7	$M_t=14.52$ KN.m				$M_a^{int}=9.65$ KN.m				$M_a^{rive}=2.04$ KN.m			
		0.049	0.06	0.176	2.37	0.21	0.30	0.158	1.75	0.044	0.056	0.176	0.33

Le tableau III.28 résume le choix de nombre de barres adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles au niveau de chaque étage.

Tableau. III.28 : choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles

		Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
poutrelles	type	position	$A_{calculée}$	A_{min}	$A_{adoptée}$	Type de	A_t	S_t
			cm^2	cm^2	cm^2	Barres		
Etage courant	2	travée	1.06	1.39	2.07	2HA10+1HA8	2Φ6	15
		App inter	0.74	0.21	1.29	1HA8+1HA10		
		App rive	0.21	0.21	0.79	1HA10		
	3	travée	2.16	1.39	2.36	3HA10		
		App inter	1.67	0.21	1.92	1HA12+1HA10		
		App rive	0.45	0.21	1.13	1HA12		
	10	Travée	2.90	1.39	3.05	2HA12+1HA10		
		App rive	0.45	0.21	0.79	1HA10		
Terrasse accessible	2	Taravée	1.35	1.39	2.36	3HA10	2Φ6	15
		App inter	0.90	0.21	1.92	1HA12+1HA10		
		App rive	0.24	0.21	1.13	1HA12		
	4	Travée	1.36	1.39	2.36	3HA10		
		App inter	0.95	0.21	1.92	1HA12+1HA10		
		App rive	0.25	0.21	1.13	1HA12		
	9	travée	2.55	1.39	3.39	2HA12+1HA10		
		App inter	2.14	0.21	2.67	2HA12		
		App rive	0.38	0.21	1.13	1HA12		
Terrasse inaccessible	5	travée	1.23	1.39	2.36	3HA10	2Φ6	15
		App inter	0.98	0.21	1.57	2HA10		
		App rive	0.23	0.21	0.79	1HA10		

	7	travée	2.37	1.39	3.05	1HA10+2HA12		
		App inter	1.75	0.21	2.26	2HA12		
		App rive	0.33	0.21	1.13	1HA12		

Le tableau III.29 résume la vérification des armatures longitudinales et transversales :

Tableau. III.29 : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

		Armature longitudinale		Jonction table	Effort tranchante
		Aux appuis		Nervure	
poutrelles	type	App rive	App int	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.33 Mpa$	Cisaillement
		$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$		$\frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 3.33$
Etage courante	2	$A_1 = 2.86$ $A_1 \geq 0.34$ vérifiée	$A_1 \geq -0.43$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.78 Mpa$ Vérifiée	$\tau_u = 0.67 Mpa$ Vérifiée
	3	$A_1 = 3.49$ $A_1 \geq 0.48$ vérifiée	$A_1 \geq -1.17$ Pas D'influence	$\tau_u = 1.09 Mpa$ Vérifiée	$\tau_u = 0.93 Mpa$ Vérifiée
	10	$A_1 = 3.84$ $A_1 \geq 0.42$ vérifiée	/	$\tau_u = 0.96 Mpa$ Vérifiée	$\tau_u = 0.83 Mpa$ Vérifiée
Terrasse accessible	2	$A_1 = 3.49$ $A_1 \geq 0.41$ vérifiée	$A_1 \geq -0.53$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.92 Mpa$ Vérifiée	$\tau_u = 0.79 Mpa$ Vérifiée

	4	$A_l=3.49$ $A_l \geq 0.41$ vérifiée	$A_l \geq -0.60$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.92Mpa$ Vérifiée	$\tau_u = 0.79Mpa$ Vérifiée
	9	$A_l=4.18$ $A_l \geq 0.63$ vérifiée	$A_l \geq -1.46$ Pas D'influence	$\tau_u = 1.30Mpa$ Vérifiée	$\tau_u = 1.11Mpa$ Vérifiée
Terrasse inaccessible	5	$A_l=3.14$ $A_l \geq 0.35$ vérifiée	$A_l \geq -0.66$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.81Mpa$ Vérifiée	$\tau_u = 0.69Mpa$ Vérifiée
	7	$A_l= 4.18$ $A_l \geq 0.52$ vérifiée	$A_l \geq -1.19$ Pas D'influence	$\tau_u = 1.17Mpa$ Vérifiée	$\tau_u = 1Mpa$ Vérifiée

Vérification des poutrelles à l'ELS :

Tableau .III.30 : Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles

poutrelles	type	position	$M_{service}$ <i>Kn.m</i>	A_s <i>cm²</i>	y <i>m</i>	$I \times 10^{-4}$ <i>m⁴</i>	σ_b <i>Mpa</i>	$\bar{\sigma}_b$ <i>Mpa</i>	Observation
Etage courant	2	travée	4.76	2.07	0.037	0.743	2.37	15	Vérifiée
		App inter	3.26	1.29	0.066	0.3475	6.2	15	Vérifiée
		App rive	0.95	0.79	0.054	0.24	2.14	15	Vérifiée
	3	travée	9.63	2.36	0.039	0.83	4.51	15	Vérifiée
		App inter	6.68	1.92	0.08	0.458	11.67	15	Vérifiée
		App rive	1.41	1.13	0.03	0.44	0.96	15	Vérifiée
	10	travée	12.74	3.05	0.046	1.03	5.69	15	Vérifiée

Terrasse accessible	2	App rive	1.91	0.79	0.026	0.313	1.58	15	Vérifiée
		travée	6.03	2.36	0.039	0.830	2.83	15	Vérifiée
		App inter	3.88	1.92	0.08	0.458	6.77	15	Vérifiée
		App rive	1.13	1.13	0.03	0.44	0.77	15	Vérifiée
	4	travée	6.09	2.36	0.039	0.830	2.86	15	Vérifiée
		App iter	4.11	1.92	0.08	0.458	3.35	15	Vérifiée
		App rive	1.16	1.13	0.03	0.44	0.79	15	Vérifiée
	9	travée	11.3	3.05	0.046	1.03	5.05	15	Vérifiée
		App iter	8.25	2.26	0.039	0.8	1.1	15	Vérifiée
		App rive	1.65	1.13	0.03	0.44	1.12	15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	5	travée	5.53	2.36	0.039	0.830	2.6	15	Vérifiée
		App inter	3.45	1.57	0.031	0.585	1.83	15	Vérifiée
		App rive	1.04	0.79	0.054	0.24	2.34	15	Vérifiée
	7	travée	10.62	3.05	0.046	1.03	4.74	15	Vérifiée
		App inter	7	2.26	0.039	0.8	3.41	15	Vérifiée
		App rive	1.48	1.13	0.03	0.44	1	15	Vérifiée

Tableau .III.31 : Vérification à l'état limite de déformation.

Poutrelles	Type	L_{\max} (m)	q_j Kn/m	q_g Kn/m	q_p Kn/m	M_j^{ser} Kn.m	M_g^{ser} Kn.m	M_p^{ser} Kn.m
Etage Courant	2	3.5	1.82	3.49	4.45	2.79	4.27	5.45
	3	4.75	1.82	3.49	4.45	3.85	7.38	9.41
	10	4.75	1.82	3.49	4.45	5.13	9.84	12.55
Terrasse Accessible	2	3.5	1.82	4.33	5.29	2.23	5.3	6.48
	4	3.5	1.82	4.33	5.29	2.14	5.1	6.24
	9	4.75	1.82	4.33	5.29	3.9	9.28	11.33

Terrasse Inaccessible	5	3.5	1.82	4.21	4.85	2.04	4.72	5.44
	7	4.75	1.82	4.21	4.85	3.44	7.95	9.16

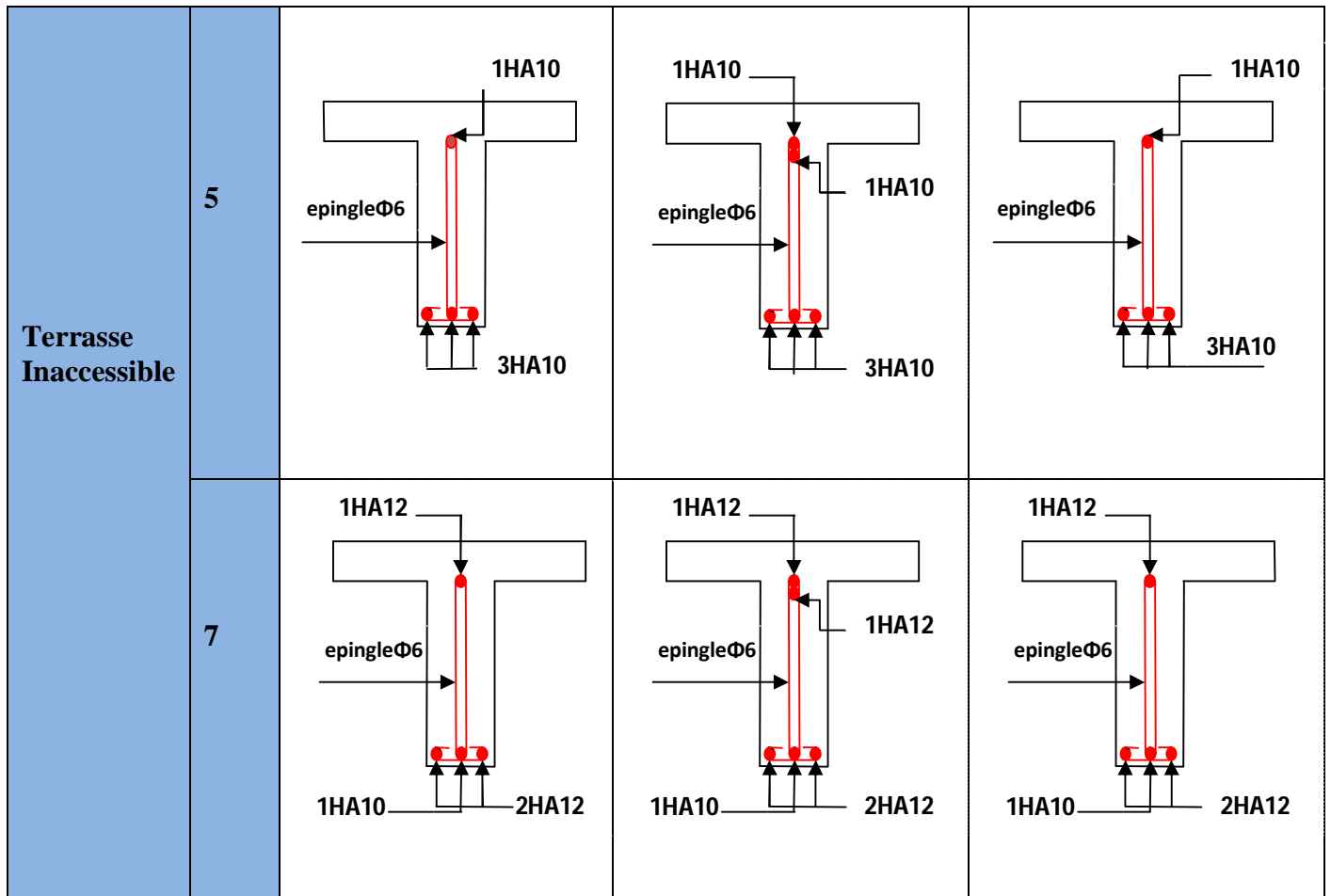
poutrelles	type	$I \times 10^{-4}$	$I_0 \times 10^{-4}$	ρ	λ_i	λ_v	σ_j	σ_g	σ_p	μ_j	μ_g	μ_p
		(m^4)					<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>			
Etage Courant	2	0.585	4.2955	0.0115	3.7	1.48	80.54	123.27	157.34	0.37	0.53	0.61
	3	0.830	4.487	0.013	3.27	1.31	97.87	187.60	239.21	0.49	0.69	0.75
	10	1.03	4.549	0.017	2.5	1	99.81	191.45	244.18	0.59	0.76	0.8
Terrasse accessible	2	0.830	4.487	0.013	3.27	1.31	56.82	135.05	165.12	0.27	0.60	0.66
	4	0.830	4.487	0.013	3.27	1.31	54.53	129.96	159	0.25	0.58	0.64
	9	1.03	4.549	0.017	2.5	1	75.88	180.55	220.44	0.49	0.75	0.78
Terrasse inaccessible	5	0.830	4.487	0.013	3.27	1.31	51.98	120.27	138.62	0.23	0.56	0.60
	7	1.03	4.549	0.017	2.5	1	67.13	155.14	178.75	0.45	0.71	0.75

Poutrelles	Type	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Observation
		$(\times 10^{-4} m^4)$				(mm)						
Etage Courante	2	1.994	1.595	1.45	2.647	0.5	1	1.4	2.3	2.2	7	Vérifiée
	3	1.896	1.51	1.429	2.59	1.4	3.4	4.6	7.6	7.4	9.5	Vérifiée
	10	2.02	1.725	1.668	2.84	1.8	4	5.3	9.3	8.8	9.5	Vérifiée
Terrasse Accessible	2	2.62	1.666	1.56	2.76	0.3	1.6	1.8	3.1	3	7	Vérifiée
	4	2.71	1.70	1.59	2.80	0.3	1.1	1.5	2.5	2.6	7	Vérifiée
	9	2.249	1.74	1.696	2.859	1.2	3.7	4.7	8.3	8.1	9.5	Vérifiée
Terrasse inaccessible	5	2.817	1.74	1.666	2.76	0.25	0.94	1.1	2	1.91	7	Vérifiée
	7	2.354	1.803	1.740	2.926	1	3.1	3.7	6.6	6.2	9.5	Vérifiée

Tableau.III.32 : Ferrailage de différents types de poutrelles

Poutrelle	type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant	1			
	2			
	3			

	10			
Terrasse accessible	2			
	4			
	9			



III.2.4. Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

D’après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

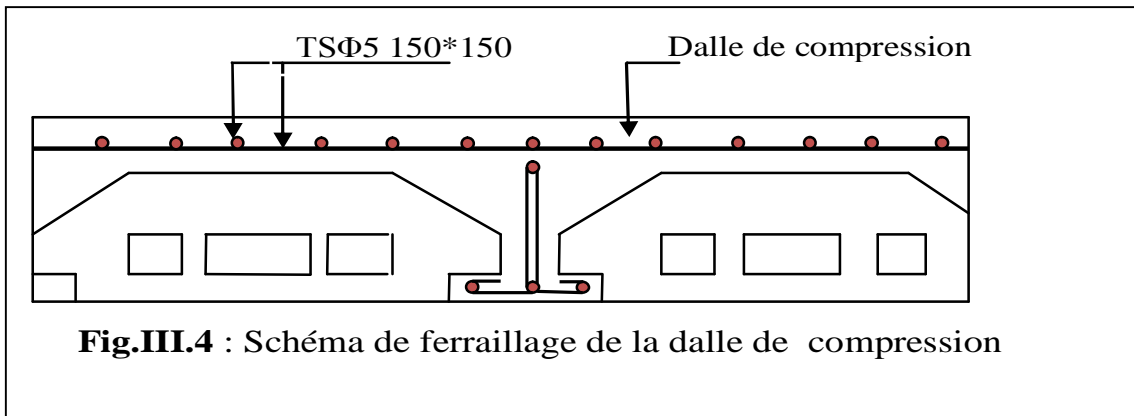
- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 64}{235} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D’où on opte pour un treillis soudé TS Φ5 150×150



III.3.Dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions

✓ 1^{er} Type : dalle sur un appui

$$L_x = 0.6\text{m}$$

$$L_y = 4.15\text{m}$$

Poids propre de la dalle :

$$G = 4.97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : P_s = G + Q = 8.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{0.6}{4.15} = 0.14 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M_u = \frac{P_u \times l_x^2}{2} = 2.15 \text{ KNm}$$

Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{2.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.114^2 \times 14.2} = 0.0116, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.0145$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.113\text{m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t < A_{\min} \text{ On choisit } A_t^x = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

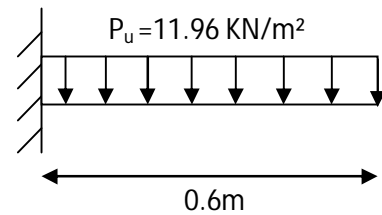


Figure III.5 : Schéma statique de la dalle (Type1)

Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2,5 \times 14, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm,}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} = 3.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{3.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.114} = 0.031 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

C'est vérifié.

Vérification à l'ELS

$$M = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 2.54 \text{ KN}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

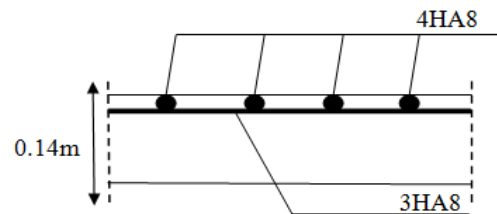


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle

$$A=2.01 \text{ cm}^2 \quad , \quad Y=2.33 \text{ cm} \quad , \quad I=2901.93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 1.52 \times 10^{-3} \times (0.114 - 0.0233)] / 2901.93 \times 10^{-8} = 71.26 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta=1.6$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{14}{60} = 0.23 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{11.4 \times 100} = 0.0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

✓ 2^{ème} type: Dalle pleine sur deux appuis

$$L_x = 1.3\text{m}$$

$$L_y = 2.9\text{m}$$

Calcul des sollicitations

Poids propre de la dalle :

$$G = 4.97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.47 \text{ KN/m}^2$$

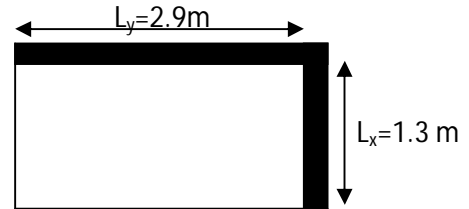


Figure. III.7 : Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{1.3}{2.9} = 0.45 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.45$

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire les valeurs de μ_x et μ_y correspondantes à ($\nu = 0, \rho = 0.45$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 2.09 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.522 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 2.09 = 1.776 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 0.522 = 0.443 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{ox} = -0.3 * 2.09 = -0.627 \text{ KN.m}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.96 * 1.30}{2} * \frac{2.90^4}{1.30^4 + 2.90^4} = 7.47 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.96 * 2.90}{2} * \frac{1.30^4}{1.30^4 + 2.90^4} = 0.67 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 7.47 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{7.47 * 10^{-3}}{1 * 0.114} = 0.0655 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.0655 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures**

Se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2 \text{ cm} :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2 \text{ cm}$$

✓ **En travée :**

Selon L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.776 * 10^{-3}}{1 * (0.114)^2 * 14.2} = 9.62 * 10^{-3} \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 1.2 * 10^{-2} \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} * (1 - 0.4 * \alpha) * d_x} = \frac{1.776 * 10^{-3}}{348 * (1 - 0.4 * 0.012) * 0.114} = 0.449 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^t = 0.449 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Selon L_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.443 * 10^{-3}}{1 * (0.102)^2 * 14.2} = 2.99 * 10^{-3} \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 3.74 * 10^{-3} \\ A_y^t = \frac{M_y^t}{f_{st} * (1 - 0.4 * \alpha) * d_y} = \frac{0.443 * 10^{-3}}{348 * (1 - 0.4 * 0.00374) * 0.102} = 0.125 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_y^t = 0.125 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

✓ **En appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.627 * 10^{-3}}{1 * (0.114)^2 * 14.2} = 3.39 * 10^{-3} \\ \alpha = 4.24 * 10^{-3} \\ \Rightarrow A_x^a = 0.158 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ **Ecartement (S_t) :**

Selon x-x

$$S_t \leq \min(3 * e; 33 \text{ cm}) = \min(3 * 14; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Selon y-y

$$S_t \leq \min(4 * e; 45 \text{ cm}) = \min(4 * 14; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification des conditions de non fragilité**

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

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.45) * 1 * 0.14}{2} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \leq A_{\min} \\ A^a \leq A_{\min} \end{cases}$$

$$\text{En travée on ferraille avec : } A_x^t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis on ferraille avec : } A_x^a = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1063 \\ \mu_y = 0.3234 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.1063 * 8.47 * (1.3)^2 = 1.52 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.3234 * 1.52 = 0.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 1.52 = 1.292 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 0.5 = 0.425 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{0x} = -0.3 * 1.52 = -0.456 \text{ KN.m}$$

• Etat limite de compression du béton

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

Selon L_x :

$$Y = 2.34 \text{ cm} ; I = 2901.92 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 1.04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y :

$$Y = 2.19 \text{ cm} ; I = 2284.54 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 0.41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis:

$$Y = 2.07 \text{ cm} ; I = 2267.31 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 0.42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de σ_{st} :

Selon L_x :

$$\sigma_{st} = 15 * [M_{ser} * (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 * 1.292 * 10^{-3} * (0.114 - 0.0234)] / 2901.92 * 10^{-8} = 60.50 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta=1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition vérifiée

Selon L_y :

$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_y - y)] / I$

$\sigma_{st} = [15 \times 0.425 \times 10^{-3} \times (0.102 - 0.0219)] / 2284.54 \times 10^{-8} = 22.35 MPa.$

$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 MPa \dots$

Fissuration nuisible

Avec : $\eta=1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition vérifiée

- **Etat limite de déformation..... (Art. B. 7. 5) [1]**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les conditions de flèche sont vérifiées.

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{14}{130} = 0.108 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0.042$Condition vérifiée.

2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{11.4 \times 100} = 0.0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$Condition vérifiée

- **Schéma de ferrailage :**

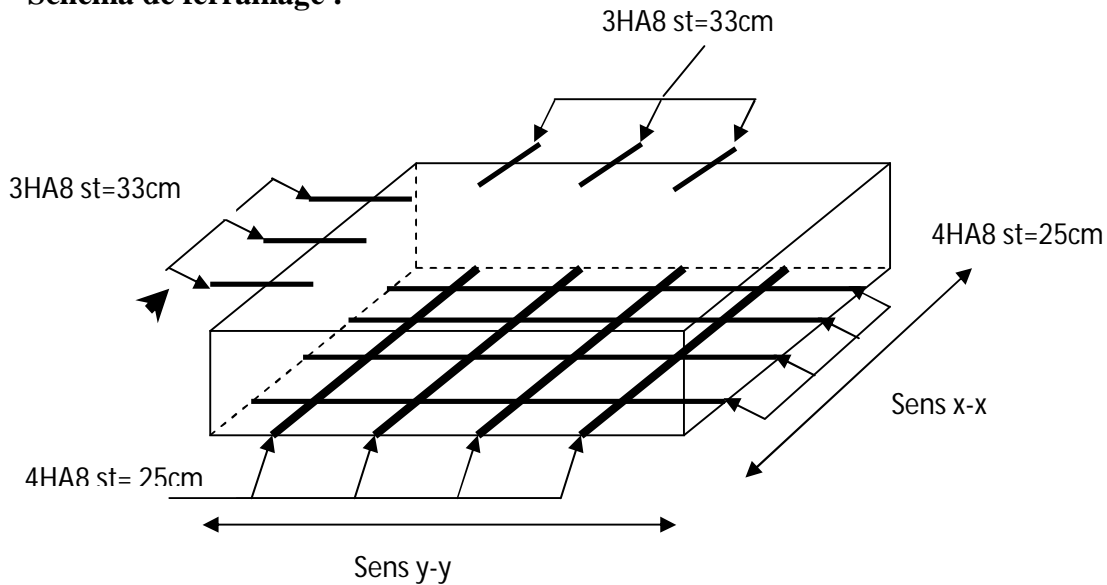


Fig III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

- ✓ **3^{ème} type: Dalle pleine sur deux appuis**

$L_x = 1.65m$

$L_y = 4.15m$

- **Calcul des sollicitations**

Poids propre de la dalle :

$G = 4.97 KN / m^2$

$Q = 3.5 KN / m^2$

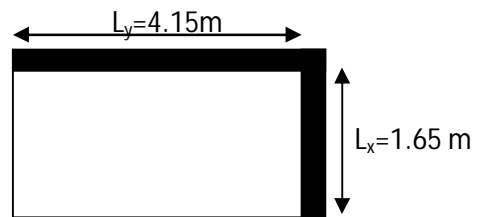


Fig III.9: Dalle sur deux appuis

A P'ELU : $P_v = 1.35G + 1.5Q = 11.96 KN / m^2$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.47 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{1.65}{4.15} = 0,39 < 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times l_x^2}{8} = 4.07 \text{ KNm}$$

• **Calcul des moments réels :**

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 3.46 \text{ KNm}$$

En appui :

$$M_a = -0.4 \times M_0 = 1.628 \text{ KNm}$$

• **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 11.4 \text{ cm}$.

➤ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 1.87 \times 10^{-2} \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0236$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.113 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.88 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

✓ **En appui :**

$$\mu_{bu} = 8.82 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.011$$

$$z = 0.1135 \text{ m}$$

$$A_a = 0.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Vérification à l'ELU:**

Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} e > 12 \text{ cm} \\ \rho < 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a FE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$e = 14 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad A_{\min}^x = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\rho = 0.39$$

On choisit :

$$\text{en travée: } A_t^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{en appui: } A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) **Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}, \text{ on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_x = P_u \times \frac{l_x}{2} = 9.87 \text{ KN} \longrightarrow \tau_u = \frac{9.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.114} = 0.086 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS:**

$$M^0 = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -1.15 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 6.98 \text{ KN}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2, Y = 2.33 \text{ cm}, I = 2901.93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

$$\sigma_{st} = 15 * [M_{ser} * (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 * 2.45 * 10^{-3} * (0.114 - 0.0233)] / 2901.93 * 10^{-8} = 114.86 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) = \min (266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Les trois conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{14}{165} = 0.08 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 * M_0} \right] = 0.04 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b * d} = \frac{2.01}{11.4 * 100} = 0.0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_t}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit des 4HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage :

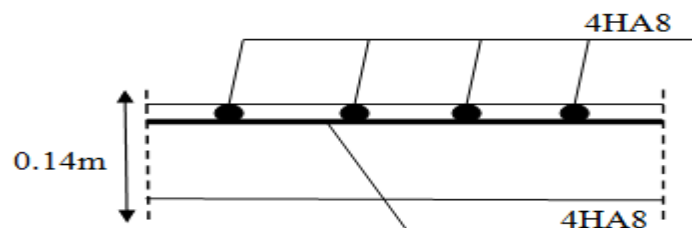


Figure III.10 Schéma de ferrailage de la dalle

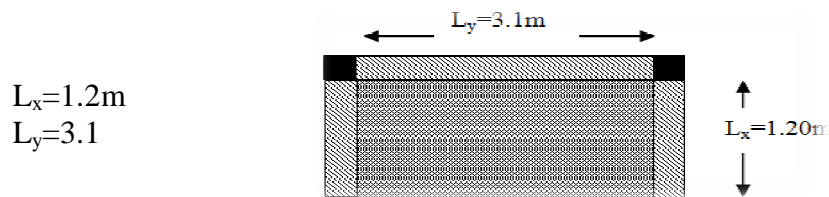
✓ 4^{eme} type: Dalle pleine sur trois appuis

Figure III.11 : dalle sur trois appuis

Méthode de calcul :

On utilise la théorie des lignes de rupture (**BAEL91**), on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\bullet l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P * l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P * l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

Poids propre de la dalle :

$$G = 4.97 KN / m^2$$

$$Q = 3.5 KN / m^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.96 KN / m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.47 KN / m^2$$

$$\rho = \frac{1.20}{3.10} = 0.39 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\text{On a : } l_x = 1.20 < \frac{l_y}{2} = 1.55m$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = \frac{P_u * l_x^3}{6} = 3.44 KN.m \\ M_{0x} = \frac{P_u * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P_u * l_x^3}{3} = 12.92 KN.m \end{cases}$$

• **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 * 12.92 = 10.98 KN.m$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 * 3.44 = 2.92 KN.m$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_{0x} = -0.3 * 12.92 = -3.876 KN.m$$

- **Effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_U * l_x * l_y^4}{2 * (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{11.96 * 1.20 * 3.10^4}{2 * (1.20^4 + 3.10^4)} = 7.01 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y * l_x^4}{2 * (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{11.96 * 3.10 * 1.20^4}{2 * (1.20^4 + 3.10^4)} = 0.41 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 7.01 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{7.01 * 10^{-3}}{1 * 0.114} = 0.061 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.061 \text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Ferraillage :**

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bande de 1 m.

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2 \text{cm} :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2 \text{cm}$$

Tableau III.33: ferraillage de la dalle sur trois appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	x-x	10.98	0.059	0,076	0,11	2.87	3HA12=3.39
	y-y	2.92	0.0197	0.024	0.10	0.84	3HA8=1.51
Appui		3.876	0.02	0.025	0.113	0.98	3HA8=1.51

✓ **Ecartement (S_t) :**

Selon x-x

$$S_t \leq \min(3 * e; 33 \text{cm}) = \min(3 * 14; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

$$S_t = 33 \text{cm}$$

Selon y-y

$$S_t \leq \min(4 * e; 45 \text{cm}) = \min(4 * 14; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$$

$$S_t = 33 \text{cm}$$

- **Vérification des conditions de non fragilité :**

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

$$\rho < 0.4$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_x^t \geq A_{\min} \\ A_y^t \leq A_{\min} \end{cases}$$

Le ferrailage dans le sens y-y est adapté par rapport à A_{\min} .

Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{P_s * l_x^3}{6} = 2.44 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = \frac{P_s * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P_s * l_x^3}{3} = 9.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{0x} = 0.85 * 9.15 = 7.78 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{0y} = 0.85 * 2.44 = 2.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{0x} = -0.3 * 9.15 = -2.74 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton :**

- ✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

Selon L_x

$$Y = 2.93 \text{ cm} ; I = 4486.48 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 5.08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y :

$$Y = 1.93 \text{ cm} ; I = 1788.73 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 2.23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis:

$$Y = 2.07 \text{ cm} ; I = 2267.31 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 2.50 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de σ_{st} :**

- Selon L_x :**

$$\sigma_{st} = 15 * [M_{ser} * (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 * 7.78 * 10^{-3} * (0.114 - 0.0293)] / 4486.48 * 10^{-8} = 220.32 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta=1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} \longrightarrow \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} \iff \beta = \frac{7.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,114^2 \times 201,63} = 3 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha=0.26$

$A_{st} = 3.70 \text{ cm}^2$. Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Selon L_y :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_y - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 2.07 \times 10^{-3} \times (0.102 - 0.0193)] / 1788.7 \times 10^{-8} = 143.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots$$

Fissuration nuisible

Avec : $\eta=1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition vérifiée

• **Etat limite de déformation..... (Art. B. 7. 5) [1]**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{14}{120} = 0.116 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = 0.042 \dots\dots$ Condition vérifiée.

2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.62}{11.4 \times 100} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots$ Condition vérifiée

Les conditions de flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est nécessaire.

Schéma de ferrailage:

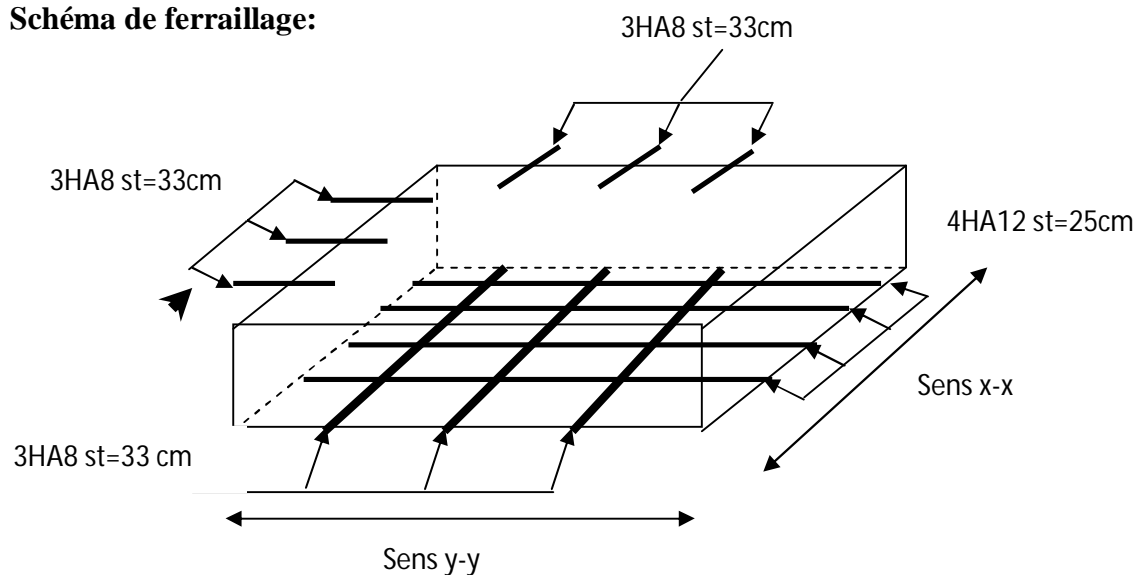


Figure III.12: Schéma de ferrailage d'une dalle sur3appuis

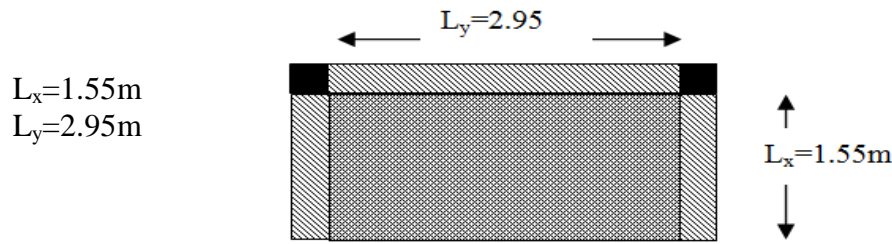
✓ 5^{ème} type: Dalle pleine sur trois appuis

Figure. III.13 : Dalle sur trois appuis

Méthode de calcul :

On utilise la théorie lignes de rupture (**BAEL91**)

on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\bullet l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P * l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P * l_y^3}{24} \end{cases} \quad \bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

Poids propre de la dalle :

$$G = 4.97 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

A l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.96 \text{ KN} / \text{m}^2$

A l'ELS : $P_s = G + Q = 8.47 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\rho = \frac{1.55}{2.95} = 0.52 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a : $l_x = 1.55 \geq \frac{l_y}{2} = 1.47\text{m}$

Donc : $\bullet l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P * l_y^3}{48} = 7.37 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = \frac{P * l_y^3}{24} = 12.79 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 * 12.79 = 10.87 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 * 7.37 = 6.26 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_{0x} = -0.3 * 12.79 = -3.84 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.96 * 1.55}{2} * \frac{2.95^4}{1.55^4 + 2.95^4} = 8.61 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.96 * 2.95}{2} * \frac{1.55^4}{1.55^4 + 2.95^4} = 1.25 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 8.61 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{8.61 * 10^{-3}}{1 * 0.114} = 0.075 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.075 \text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ferraillage :**

Le ferraillage est mené à la flexion simple sur une bande 1m.

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2 \text{cm} :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2 \text{cm}$$

Tableau III.34 : ferraillage de la dalle sur trois appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	x-x	10.87	0.059	0.076	0.11	2.84	4HA10=3.14
	y-y	6.26	0.042	0.054	0.1	1.8	4HA8=2.01
Appui		3.84	0.021	0.026	0.113	0.98	3HA8=1.51

- ✓ **Ecartement (S_t)**

- Selon x-x**

$$S_t \leq \min(3 * e; 33 \text{cm}) = \min(3 * 14; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{cm}$$

- Selon y-y**

$$S_t \leq \min(4 * e; 45 \text{cm}) = \min(4 * 14; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{cm}$$

- **Vérification des conditions de non fragilité :**

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

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.52) * 100 * 14}{2} = 1.39 \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12 \text{cm}^2$$

$$\text{On a : } A^t \geq A_{\min}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{0y} = 5.22 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 9.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{0x} = 0.85 * 9.06 = 7.70 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 * 5.22 = 4.44 \text{ KN.m} \\ M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{0x} = -0.3 * 9.06 = -2.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Etat limite de compression du béton :**

- ✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

- **Selon L_x**

$$Y = 2.83 \text{ cm}; I = 4214.76 \text{ cm}^4; \sigma_{bc} = 5.17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Selon L_y**

$$Y = 2.2 \text{ cm}; I = 2284.53 \text{ cm}^4; \sigma_{bc} = 4.27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis**

$$Y = 2.07 \text{ cm}; I = 2267.31 \text{ cm}^4; \sigma_{bc} = 3.5 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de σ_{st} :**

- Selon L_x :**

$$\sigma_{st} = 15 * [M_{ser} * (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 * 7.70 * 10^{-3} * (0.114 - 0.0283)] / 4214.76 * 10^{-8} = 234.85 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_{st}} \longrightarrow \alpha = \sqrt{90 \beta * \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b * d^2 * \overline{\sigma}_{st}} \longrightarrow \beta = \frac{7.70 * 10^{-3}}{1 * 0,114^2 * 201,63} = 3 * 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.268$

$$A_{st} = 3.67 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Selon L_y :**

$$\sigma_{st} = 15 * [M_{ser} * (d_y - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 4.44 \times 10^{-3} \times (0.102 - 0.022)] / 2284.53 \times 10^{-8} = 233.22 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} \longrightarrow \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} \longrightarrow \beta = \frac{4.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,102^2 \times 201,63} = 2.12 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.23$

$A_{st} = 2.34 \text{ cm}^2$; Donc le choix de ferrailage est : $A_{ty} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Etat limite de déformation..... (Art. B. 7. 5) [1]**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{14}{155} = 0.09 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = 0.06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{11.4 \times 100} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage:

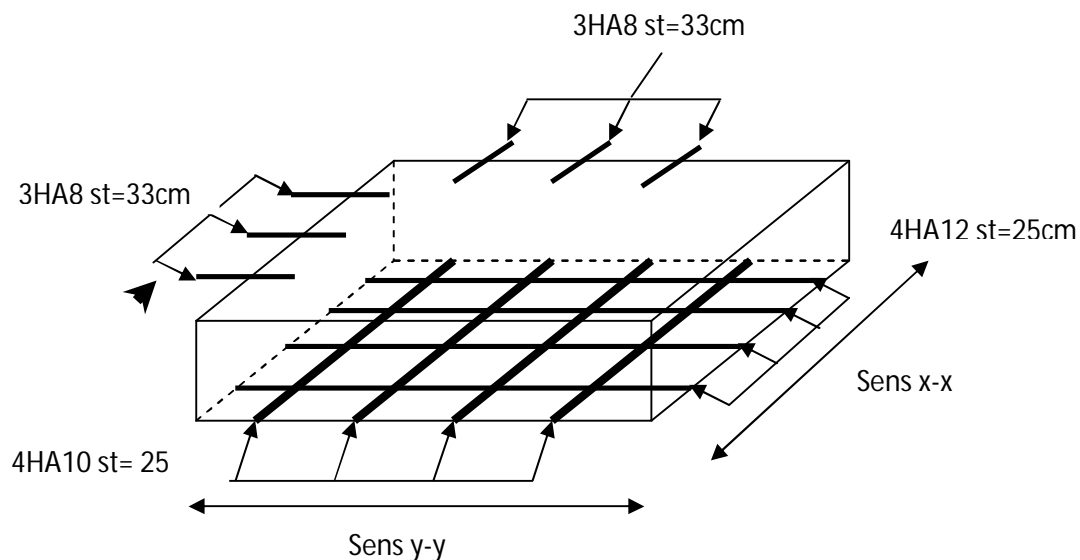


Figure III.14 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3

✓ 6^{ème} type : dalle sur 04 appuis

$$l_x = 2.65m$$

$$l_y = 4.7m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.56 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$



Figure III.15 : Dalle sur quatre appuis

appuis

• Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

On a : $G=4.97\text{KN/m}^2$; $Q=3.5\text{KN/m}^2$.

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 11.96\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0880 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0880 * 11.96 * 2.65^2 = 7.39\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.2500 * 7.39 = 1.85\text{KN.m} \end{cases}$$

En travée : $M_t_x = 0.75 * M_x = 5.54\text{KN.m}$.

$$M_t_y = 0.75 * M_y = 1.39\text{KN.m}$$

En appui : $M_a = 0.5 * M_x = 3.69\text{KN.m}$.

Tableau III.35 : Ferrailages

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	x-x	5.54	0.030	0.038	0.112	1.42	4HA8=2.01
	y-y	1.39	0.009	0.011	0.101	0.4	4HA8=2.01
appui	y-y	3.69	0.02	0.025	0.113	0.94	3HA8=1.51
	x-x						

• Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_t \leq \min(3 * e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(4 * e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

Vérifications :

• la condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min} < A_x & \text{Donc on ferraille avec } A_x \\ A_{\min} \geq A_y & \text{Donc on ferraille avec } A_{\min} \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.96 * 2.65}{2} \times \frac{4.7^4}{2.65^4 + 4.7^4} = 14.39 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.96 * 4.7}{2} \times \frac{2.65^4}{2.65^4 + 4.7^4} = 2.58 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 14.39 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{14.39 * 10^{-3}}{1 * 0.114} = 0.126 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.126 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.0923 * 8.47 * (2.65)^2 = 5.49 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.4254 * 5.49 = 2.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.75 * 5.49 = 4.12 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.75 * 2.33 = 1.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{0x} = -0.5 * 5.49 = -2.745 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton :**

- ✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

- **Selon L_x :**

$$Y = 2.34 \text{ cm}; I = 2901.92 \text{ cm}^4; \sigma_{bc} = 3.32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Selon L_y :**

$$Y = 2.19 \text{ cm}; I = 2284.54 \text{ cm}^4; \sigma_{bc} = 1.68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis:**

$$Y = 2.07 \text{ cm}; I = 2267.31 \text{ cm}^4; \sigma_{bc} = 2.51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

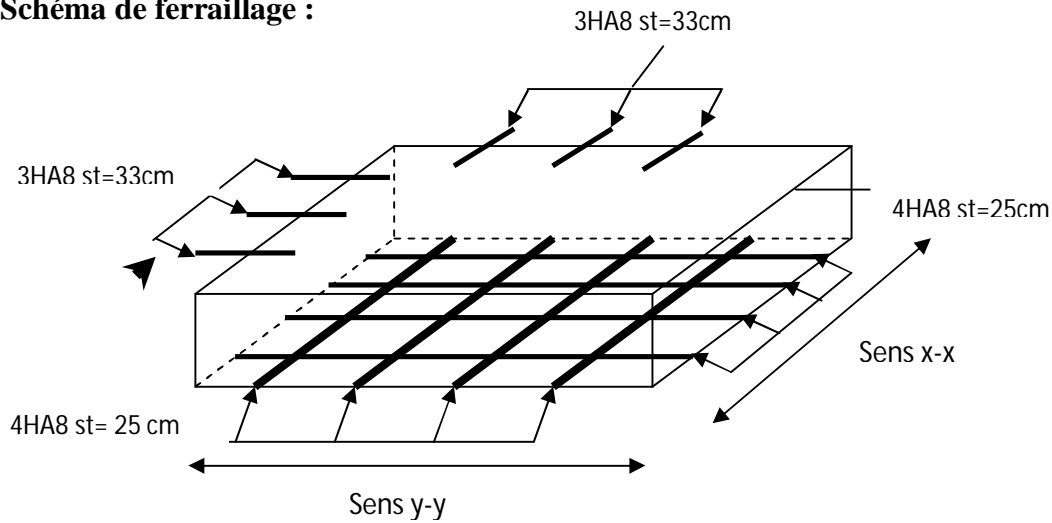
- **Etat limite de déformation..... (Art. B. 7. 5) [1]**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{14}{265} = 0.052 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 * M_0} \right] = 0.0375 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b * d} = \frac{2.01}{11.4 * 100} = 0.0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est nécessaire.

Schéma de ferrailage :**Figure III.16 :** Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis**III.4. Etude de l'acrotère****III.4.1. Hypothèse de calcul :**

- 1) le calcul se fait pour une bande de 1 ml ;
- 2) type de fissuration est préjudiciable ;
- 3) le calcul se fait à la flexion composée.

III.4.2. Evaluation des charges :

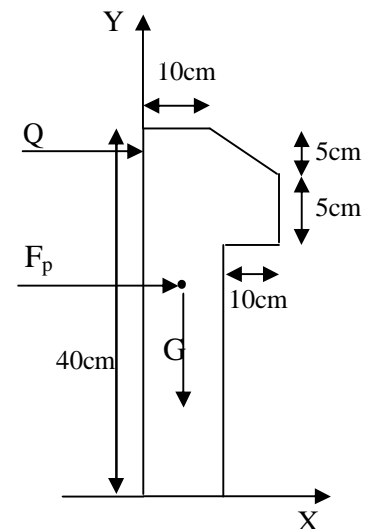
Poids propre: $G_1 = 0.0475 \times 25 = 1.19 \text{ KN/m}$

Poids d'enduit de ciment: $e = 1.5 \text{ cm} :$

$G_2 = 18 \times 0.015 \times 0.4 \times 1 = 0.11 \text{ KN/m}$

$W_p = G_1 + G_2 = 1.3 \text{ KN/m}$

$Q = 1 \text{ KN/m}$

**Fig III.17 :** Coupe transversale de l'acrotère.

- **La force sismique :**

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{(Article 6.2.3) [2]}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.3 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

- **Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:**

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(40 \times 10) \times 5 + (10 \times 5) \times 15 + (10 \times 5) \times (1/2) \times 13.33]}{40 \times 10 + 10 \times 5 + (10 \times 5) \times (1/2)} = 6.49 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(40 \times 10) \times 20 + (10 \times 5) \times 32.5 + (10 \times 5) \times (1/2) \times 36.66]}{40 \times 10 + 10 \times 5 + (10 \times 5) \times (1/2)} = 22.19 \text{ cm}$$

• **Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normal dû à son poids propre $N = 1.3 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.4 = 0.4 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_P \times Y_G = 0.62 \times 0.2219 = 0.14 \text{ KN.m}$$

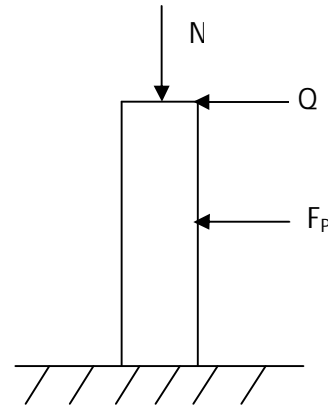


Fig III.18 : Schéma statique de l'acrotère

• **Combinaison d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

Tableau III.36: Calcul de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	1.3	1.8	1.3
M (KN .m)	0.54	0.6	0.4

• **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.6}{1.8} = 0.3333 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

La section soumise à la flexion composée doit être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) et de l'excentricité pour éviter le risque de flambement.

L'excentricité totale de calcul (e) sans tenir compte de l'effet du second ordre e_2

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.3333 m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}) = \max(2 \text{ cm}; \frac{40}{250}) = 2 \text{ cm}$$

Vérification de la condition en tenant compte de l'effet du second ordre e_2 du à la déformation

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec : l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 * L = 2 \times 0.4 = 0.8$ m

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10$ cm

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment totale du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.4} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{0.8}{0.1} = 8 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.3333}{0.1}\right) = 66.66$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 0.8^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.0038 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.3333 + 0.02 + 0.0038 = 0.3571 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 1.8 \text{ KN}$

$$M_u = N_u \times e = 1.8 \times 0.3571 = 0.64 \text{ KN.m}$$

• **À l'ÉLU :**

$$N_u = 1.8 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.64 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.64}{1.8} = 0.3555 \text{ m}$$

$$e_G = 0.3555 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow (\text{c à l'extérieur})$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

SPC \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u(d - h_0/2) \quad \Longleftrightarrow \quad M_{ua} = 0.694 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.694 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0076$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0095$$

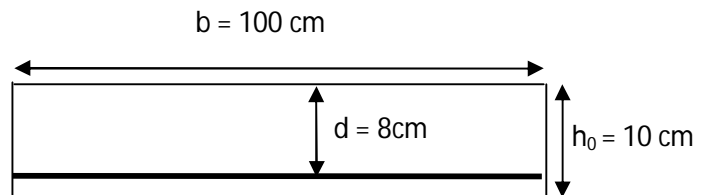
$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.694 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.25 - \frac{1.8 \times 10^{-3}}{348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$



$A < A_{\min} \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit : } 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

❖ **L'espacement :**

Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad ; \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{40}{4} = 10 \text{ cm} \quad ; \quad \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 0,62 + 1 = 1,62 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1,62 \times 10^{-3} / (1 \times 0,08) = 0,0203 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u < \text{Min} (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2,5 ; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0203 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{Article. A.6.1, 3}) [2]$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 1,62 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,08 \times 0,10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0,224 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

(Article. A.6.1, 21) [2]

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

❖ **À P'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite du béton.
2. Contrainte limite de l'acier.

1. Contrainte limite du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0,4}{1,3} = 0,31 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow |c| = 0,31 - 0,05 = 0,26 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$A' = 0$$

$$P = -3c^2 - 90\frac{A'}{b}(c-d') + 90\frac{A}{b}(d-c) \Rightarrow P = -3c^2 + 90\frac{A}{b}(d-c)$$

$$q = -2c^3 - 90\frac{A'}{b}(c-d')^2 - 90\frac{A}{b}(d-c)^2 \Rightarrow q = -2c^3 - 90\frac{A}{b}(d-c)^2$$

$$P = -3 \times (-0.26)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.26) = -0.2 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.26)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.26)^2 = 0.033 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.2 y_c - 0.035 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.26 \leq y_c \leq 0.36$$

$$y_c = 0.299 \text{ m}; y = 0.299 - 0.26 = 0.039 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.039^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.039) = 6.37 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.4 \times 10^{-3} \times 0.039}{6.37 \times 10^{-4}} = 0.024 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s; \text{ Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{0.4 \times 10^{-3}}{6.37 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.039) = 0.38 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

- **Schéma de ferrailage de l'acrotère**

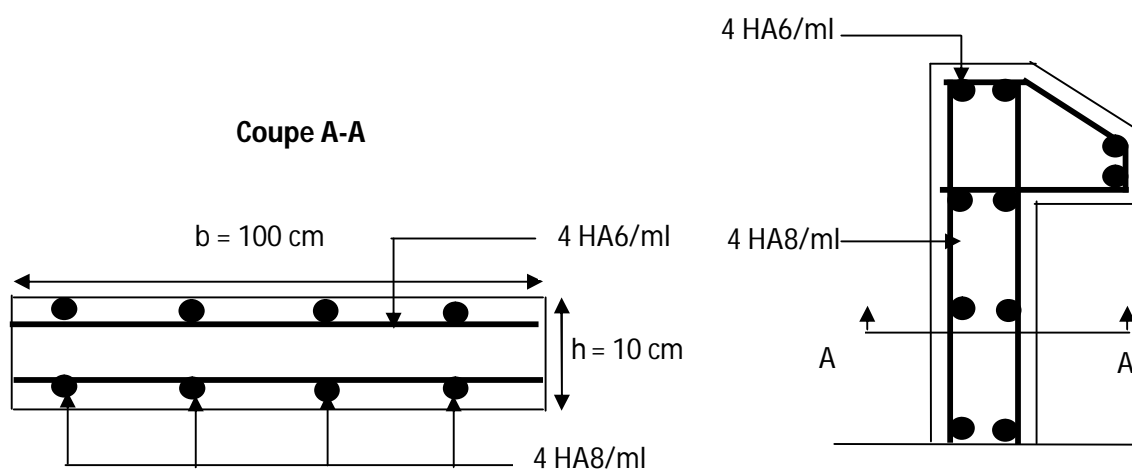


Fig III.19 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Etude de la poutre de chaînage :

III.5.1. Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

On a : $L_{\max} = 4.7\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h_t \leq 47\text{cm}$$

Soit : $h_t = 35\text{ cm}$

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

Vérification

$$h_t \geq 15\text{cm}.$$

$$b \geq \frac{2h}{3} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

• les sollicitations :

Poids propre : $G_p = 25 * 0.35 * 0.3 = 2.62\text{KN/ml}$.

Poids du mur : $G_M = 2.67 * (3.06 - 0.35) = 7.23\text{ KN/ml}$.

Donc :

$$G = 9.85\text{ KN/ml}.$$

$$q_u = 1.35 * G = 13.30\text{KN/ml}.$$

$$q_s = 7.23 + 2.62 = 9.85$$

$$M = \frac{q_u * l^2}{8} = 41.56\text{KN.m}$$

• Calcule a l'ELU:

$$M_t = 0.75M = 31.17\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M = -20.78\text{KN.m}$$

• Ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315\text{m}$$

Tableau III.37 : Armatures longitudinales.

Localisation	M (KN.m)	d_x (m)	μ_{bu}	α	A_s calculé (cm^2)	A_s adopté (cm^2)
En travée	31.17	0.315	0.022	0.028	2.89	3HA12=3.39
En appui	20.78	0.315	0.015	0.019	1.93	3HA10=2.36

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10\text{mm}$$

$$\text{Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus une épingle } \quad \phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5\text{cm}^2$$

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 28.35\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 42.85\text{cm}; \quad S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

On adopte $S_t = 15\text{cm}$.

➤ **Vérifications :****a) À l'ELU :**• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14\text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 33.25\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.35\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 5\text{MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

b) À l'ELS :• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_s = 23.08\text{KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$A = 3.39\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.78\text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 33017.05\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.12\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

• **Evaluation de la flèche (Article B.6.5.1) [4]**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment statique de cette poutre

A : Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{500} = 0,070 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,070 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{30 \times 31.5} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition est vérifiée}$$

Tableau III.38: Evaluation de la flèche de poutre chaînage

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
8.78	33017.05	116694	128363	128363	128363	128363	0.15	1

III.6. ASCENSEUR

III.6.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil qui sert à faire déplacer les usagers verticalement aux différents niveaux du bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale. L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes dont les caractéristiques sont les suivantes : [Annexe III]

- ❖ Longueur L = 2.40m.
- ❖ Largeur L' = 1.95m.
- ❖ Hauteur H = 2.20 m
- ❖ Poids de la cuvette Fc = 102 KN
- ❖ La charge due à la l'ascenseur PM=15KN
- ❖ La charge due la salle machine DM= 82 KN
- ❖ La charge nominale est de 6.3 KN
P = DM+ PM + 6.3 = 103.3KN
- ❖ Vitesse de levage : V' = 1.00 m/s

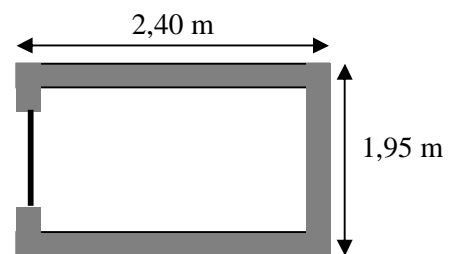


Fig. III.20 : Cage d'ascenseur.

III.6.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui elles sont appliquées.

On a $L_x=1.95$ et $L_y=2.40$ donc une surface $S=1.95 \times 2.4=4.68\text{m}^2$

$$\frac{195}{45} \leq e \leq \frac{195}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=14 cm**

III.6.3. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.14 = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G_3 = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{4.68} = 21.79 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine}$$

$$G_{\text{total}} = G_1 + G_2 + G_3 = 26.89 \text{ KN/m}^2$$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ la charge d'exploitation.

➤ **Cas d'une charge répartie :**

• **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 37.80 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow L'ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 7.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 4.45 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments réels :**

En travée

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.78 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 3.95 \text{ KN.m}$$

• **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la

$$\text{flexion simple avec : } \phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12 \text{ mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 11.4$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2 + 2\right) = 10.2 \text{ cm}$$

Tableau III.39 : Ferrailage de l'assesseur

Localisation	Sens	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{\text{flexion}}^{\text{CAL}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	St (cm)
En travée	x-x	6.71	0.036	0.046	0.112	1.72	1.23	4HA10	20

	y-y	3.78	0.026	0.033	0.101	1.08	1.12	3HA10	20
En appuis	x-x	3.95	0.021	0.027	0.113	1	1.23	3HA8	20
	y-y								

Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité :****En travée :**On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 \geq 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a $feE400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{array}{l} h_0 = e = 14cm \\ b = 100cm \\ \rho = 0.81 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} A_{\min}^x = 1.23cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.12cm^2 / ml \end{cases}$$

$$\text{On a trouvée : } \begin{cases} A_t^x > A_{\min}^x = 1.23cm^2 / ml. \\ A_t^y < A_{\min}^y = 1.12cm^2 / ml. \end{cases}$$

En appui :

$$A_t^x < A_{\min}^x = 1.23cm^2 / ml.$$

$$A_t^y < A_{\min}^y = 1.23cm^2 / ml.$$

En adopte le ferrailage avec A_{\min} sauf pour A_t^x **b) Calcul des espacements :**Sens x-x : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t=25cm$ Sens y-y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t=33cm$ **c) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$$

 $\rho=0.81 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 25.67KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.18KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{25.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.114} = 0.23MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{C'est vérifié (les armatures}$$

transversales ne sont pas nécessaires).

Vérification à l'ELS :

-Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 26.49 + 1 = 27.49 \text{ KN/m}^2$$

à l'El :

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.67 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.97 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -3.22 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0; A'_s = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau III.40 : résultats de calcul des contraintes.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)	observation
Travée	x-x	5.48	3.14	2.84	4214.73	3.69	15	vérifiée
	y-y	3.97	2.36	2.51	3324.84	3.00	15	vérifiée
Appui	x-x	3.22	1.51	2.06	2267.28	2.92	15	vérifiée
	y-y							

➤ Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y.

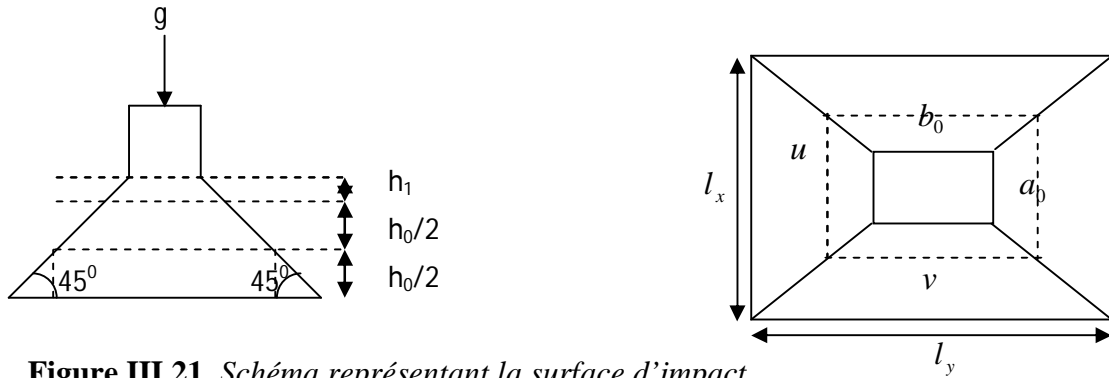


Figure III.21. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse : $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104cm. \\ v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104cm. \end{cases}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

à ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.95}{2.40} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{104}{195} = 0,53$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{104}{240} = 0,43$$

On se réfère à l'abaque PIGEAU (annexe2) on trouve $M_1 = 0.112$, $M_2 = 0.081$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

On a :

$$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 139.45 \text{ KN} \quad (\text{avec } P = 103.3 \text{ KN})$$

$$M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 15.62 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{y1} = M_2 \times q_u \longrightarrow M_{y1} = 11.29 \text{ KN.m/ml}$$

Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle à l'ELU :

$$G = 25 \times (0.14 + 0.05) = 4.75 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 1 = 7.91 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \longrightarrow M_{x2} = 1.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \longrightarrow M_{y2} = 1.012 \text{ KN.m}$$

μ_x et μ_y sont donnée par l'Annexe I

$$\mu_x = 0.0550 ; \mu_y = 0.6135$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.62 + 1.61 = 17.27 \text{ K.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.29 + 1.012 = 12.30 \text{ K.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 14 \text{ cm}$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 17.27 = 14.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 12.30 = 10.45 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 17.27 = -8.63 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailages sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.41. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ²)	A_a calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens x-x	14.67	8.63	4.00	2.32	4HA12=4.52	2HA12=3.39
Sens y-y	10.45	8.63	2.81	2.32	3HA12=3.39	3HA12=3.39

Vérification à l'ELU :

❖ Vérification au poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (104+104) = 416 \text{ cm}$$

h : L'épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$Q_u = 139.45 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4.16 \times 0.14 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 436.8 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifier Pas risque de poinçonnement.}$$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge $u = v$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = V_v = \frac{q_u}{3 \times u} = \frac{139.45}{3 \times 1.04} = 44.69 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{44.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.40 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.40 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.1 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifié}) \end{array} \right.$$

❖ Espacement des barres

$$\text{Sens x-x : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

-Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103.3 \times (0.112 + 0.2 \times 0.081) = 13.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103.3 \times (0.081 + 0.2 \times 0.112) = 10.68 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$Q_{ser} = G + Q = 4.75 + 1 = 5.75 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \longrightarrow M_{x2} = 0.0617 \times 5.75 \times 1.95^2 = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.7246 \times 1.35 = 0.978 \text{ KN.m}$$

❖ La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.24 + 1.35 = 14.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.68 + 0.978 = 11.66 \text{ KN.m}$$

• Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 14.59 = 12.40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 11.66 = 9.91 \text{ KN.m}$$

• Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 14.59 = -7.295 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification de contrainte

Tableau III.42 : vérification des contraintes dans le béton de la dalle local machine.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPa	σ _{bc} MPa	Obs
Travée	Xx	12.40	4.52	3.2	5216.49	7.71	15	observé
	Yy	9.91	3.39	2.87	4149.02	6.87	15	observé
Appui	Xx	7.295	3.39	2.87	4149.02	5.05	15	observé
	Yy	7.295	3.39	2.87	4149.02	5.05	15	observé

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La FPN ⇒ pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

❖ La flèche :

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{14}{195} = 0.07 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0.042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{11.4 \times 100} = 0.0041 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions à vérifier; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

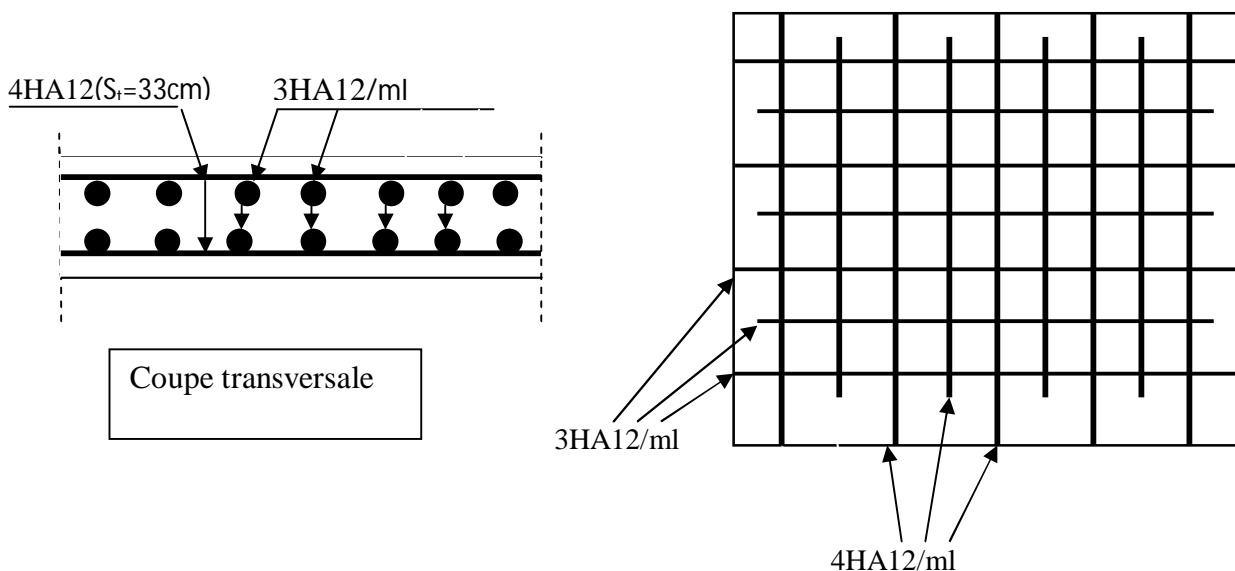


Figure III.22 : schéma ferrailage ascenseur

III.7. Etude des escaliers :

➤ Type escalier 1 et 2

$e = 15 \text{ cm}$. (épaisseur de la paillasse)
 $G_v = 8.223 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur la volée)
 $G_p = 4.82 \text{ KN/m}^2$ (charge permanente sur le palier)
 $Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (Charge d'exploitation)

Calcul à l'ELU :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 8.223 + 1.5 \times 2.5 = 14.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 4.82 + 1.5 \times 2.5 = 10.26 \text{ KN/ml}$$

- Les sollicitations :**

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvés sont les suivant :

Réactions :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 30.67 \text{ KN.} \\ R_B = 30.54 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Efforts internes**

$$1.39 \leq x \leq 3.55 \Rightarrow M^{\max}_t = 41.8 \text{ KN. m}$$

$$0 \leq x \leq 1.39 \Rightarrow V^{\max} = 30.67 \text{ KN}$$

D'où les moments en travée et en appui sont les suivant :

$$M^t = 0,75 M^{\max}_t = 0,75 * 41.8 = 31.35 \text{ KN.m}$$

$$M^A = -0,5 M^{\max}_t = -0,5 * 41.8 = -20.9 \text{ KN.m}$$

Ferraillage:

- Armatures principaux:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.III.43)

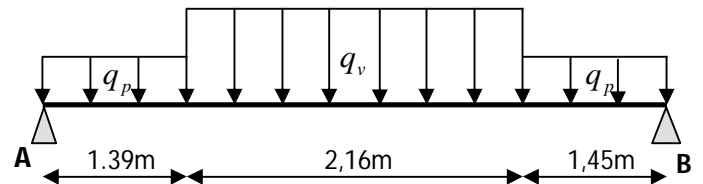


Fig III.23 : Schéma statique avec chargement

Tableau III.43 : Ferraillage de la 1^{ère} et 2^{ème} volées de l'escalier type 1et2

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	31.35	0.130	0.174	0.121	7.44	8HA12 = 7.92
En appui	20.9	0.087	0.114	0.124	4.84	5HA12 = 5.65

- Les armatures de répartition**

En appuis : $A_r^a = A/4 = 1.41 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = A/4 = 1.98 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$; $A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérifications diverse :

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 7.44 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 4.84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.23 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (7.92 + 5.65) \text{ cm}^2$$

$$A_l = 13.57 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 30.67 \times 10^{-3} / 400 = 0.88 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

d) Espacement des armatures

-Armatures longitudinales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-Armatures transversales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

e) Vérification des contraintes de le béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.223 + 2.5 = 10.723 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 4.82 + 2.5 = 7.32 \text{ KN/ml}$$

Après calcul, on trouve:

$$R_A = 22.01 \text{ KN} \quad ; \quad M^{\max} = 16.97 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{\text{ser}}^t = 0.75 \times 16.97 = 12.73 \text{ KN.m}$$

$$R_B = 21.93 \text{ KN} \quad ; \quad V^{\max} = 22.01 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{ser}}^a = 0.5 \times 16.97 = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.44 : Vérification des contraintes

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	8.48	8995.21	3.92	3.70	15
Travées	12.73	11620.8	4.49	4.92	15

Vérification de la flèche : (Art B.6.5.3) [4]

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{500} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.45 : Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5	7.92	15.03	18.92	25.52	11620.8	191093.7
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.49	88404	78490	69416	125777	0.31	1

Schéma de ferrailage

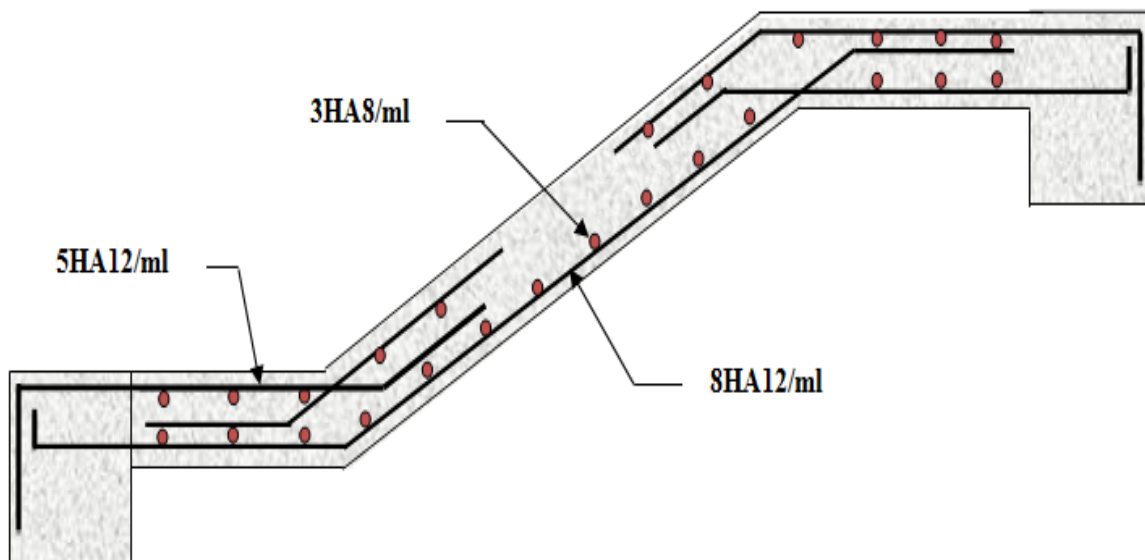


Fig. III.24. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 et 2

➤ **Calcul de la poutre palière**

a) Pré dimensionnement :

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 27.66\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{cm.}$$

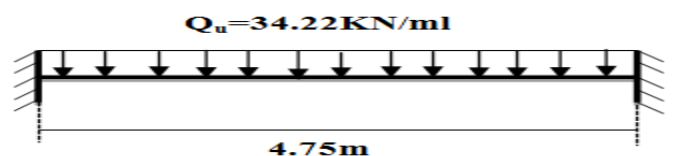


Schéma statique de la poutre palière

Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

b) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$R_a = 30.67 \text{ cm (Elu)}$$

$$R_a = 22.01 \text{ cm (Els)}$$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$Q_u \text{ (ELU)} = 1.35 \times 2.625 + 30.67 = 34.22 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s \text{ (ELS)} = 2.652 + 22.01 = 24.66 \text{ KN/ml}$$

La poutre est supposée dans deux poteaux ; les sollicitations sont comme suite :

En travée :

$$M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{34.22 \times 4.75^2}{24} = 32.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{24.66 \times 4.75^2}{24} = 23.18 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{tu} = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{34.22 \times 4.75^2}{12} = 64.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{24.66 \times 4.75^2}{12} = 46.36 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage :

$$M_t = 32.17 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 64.34 \text{ KN.m}$$

Tableau III.46 : résumé des résultats de ferrailage de la poutre palier.

Localisation	M_u (KN.m)	b(m)	d(m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
Travée	32.17	0.30	0.33	0.069	0.089	0.32	2.89
Appuis	64.34	0.30	0.33	0.138	0.186	0.305	6.06

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée ($A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$)

Effort tranchant :

$$V_{u \max} = \frac{Q \times l}{2} = \frac{34.22 \times 4.75}{2} = 81.27 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{81.27 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.82 \text{MPa}$$

$$e = b/6 = 30/6 = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = (30-5) \times (35-5) = 750 \text{cm}^2$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{tr}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.90 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.79 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \sqrt{(2.78)^2 + (0.82)^2} = 2.9 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.9 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

Le calcul le plus défavorable est celui de la torsion → le ferrailage de la poutre palière se fera à la torsion.

Calcul des armatures

Les armatures longitudinales

$$A_l = \frac{M_{tr} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$u = 2 \times ((h-e) + (b-e)) = 2 \times ((30-5) + (35-5)) = 110 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{20.90 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} = 4.4 \text{cm}^2$$

$$A_l = 4.40 \text{cm}^2$$

Armatures transversales :

On fixe $S_t = 20 \text{cm}$

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20.9 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} = 0.80 \text{cm}^2$$

Pourcentage minimum d'armature en travée :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times U \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 1.1 \times 0.05}{400} = 0.55 \text{ cm}^2 \dots \text{c'est / vérifiée}$$

Ferraillage final de la poutre palière :

$$\text{En travée : } A_t = (4.4/2) + 2.89 = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } A_t = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_t = 6.06 + (4.4/2) = 8.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } A_a = 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

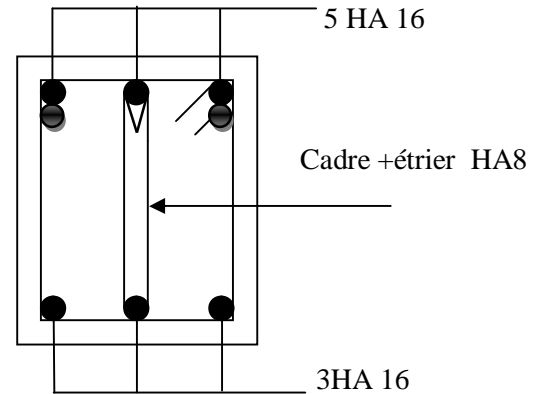


Figure.III.25 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$0.15y^2 + 0.009045y - 2.98 \times 10^{-3} = 0$$

$$y = 11.41 \text{ cm}$$

$$I = 5.70 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{23.18 \times 10^{-3}}{5.70 \times 10^{-4}} \times 0.1141 = 4.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Donc la vérification de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire.

• Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{475} = 0.074 \geq 0.0625 \text{ vérifier}$$

$$2. \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.074 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.033 \quad \text{vérifier}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.33} = 0.006 \leq 0.0105 \quad \text{vérifier}$$

D'où la flèche est vérifiée.

➤ Etude le palier

Dalle pleine sur quatre appuis

$$L_x = 0.35 \text{ m}$$

$$L_y = 1.39 \text{ m}$$

Calcul des sollicitations

$$G = 4.82 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 7.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{0.35}{1.39} = 0.25 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M_u = \frac{P_u \times l_x^2}{2} = 0.63 \text{ KNm}$$

Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{0.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.124^2 \times 14.2} = 0.0029, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0036$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.124 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 0.15 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 1.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t < A_{\min} \text{ On choisit } A_t^x = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min(2.5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 14, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm,}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad V_x = P_u \times \frac{l_x}{2} = 1.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.124} = 0.029 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

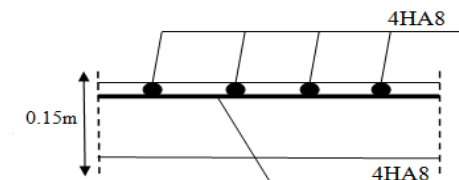


Figure III.26. Schéma de ferrailage de la dalle

C'est vérifié.

Vérification à l'ELS

$$M = 0.45 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 1.8 \text{ KN}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \langle \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 MPa$$

$$A' = \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

$$A=2.01\text{cm}^2, Y=2.33\text{cm}, I=2901.93\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.22 MPa < 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

$$\sigma_{st} = 15 * [M_{ser} * (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 * 0.45 * 10^{-3} * (0.124 - 0.0233)] / 2901.93 * 10^{-8} = 23.42 MPa.$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta=1.6$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche

D'après le **BAEL91** et **CBA93**, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{35} = 0.43 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 * M_0} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b * d} = \frac{2.01}{12.4 * 100} = 0.0016 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

Remarque : Les poteaux courts calculés comme des poteaux simple avec $h=1.53\text{m}$

➤ Etude d'escalier type 3

Volée 1 et 2 :

1. Evaluation des charges et surcharges

$$G = 13.04 KN / m^2 ; Q_{escalier} = 2.50 KN / m^2$$

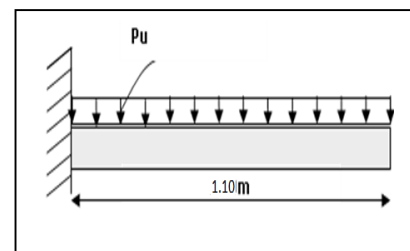


Schéma statique de volée 1 et 2

2. Calcul des sollicitations

$$a) \text{ l'ELU : } q_p = (1.35 * 13.04) + (1.5 * 2.5) \Rightarrow q_p = 21.35 KN / ml$$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 19.45 KN ; M_a = 10.69 KN.m ; V_{ser} = 19.45 KN$$

$$b) \text{ l'ELS : } q = 13.04 + 2.50 \Rightarrow q = 15.54 KN / m$$

$$R_A = 14.10 KN ; V_{ser} = 14.10 KN ; M_a = 7.75 KN.m$$

Calcul à l'E.L.U

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).
Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$;

Tableau III.48: ferrailage d'escalier type 2 volée 1 et 2

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{Adobté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En appuis	7.75	0.032	0.041	0.128	1.74	1.57	4T10=3.14

➤ **Vérification à l'E.L.U**

• **L'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,149 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (19.45 \times 10^{-3} - \frac{7.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.34 \text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_u}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3.14}{4} \Rightarrow A_a \geq 0.785 \text{cm}^2/\text{m}, \text{ on choisit : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{cm}^2/\text{m}$$

3. Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{cm} = 33 \text{cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{cm} = 45 \text{cm}$ On opte : $S_t = 25 \text{ cm}$

4. Vérification à l'ELS

a) **Vérification de la contrainte d'adhérence :** $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2,83 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d \cdot \sum U_i$$

Avec : $\psi = 1.5$ pour les HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 4 \times 1 \times 3.14 \Rightarrow \sum U_i = 12.56 \text{cm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{19.45 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.32 \text{MPa} \Rightarrow \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

En appuis

Tableau III.49 : Vérification des contraintes

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
7.75	3.06	5608.74	4.23	15	vérifiée

c) Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.136 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.15 > 0.1$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0024 < 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

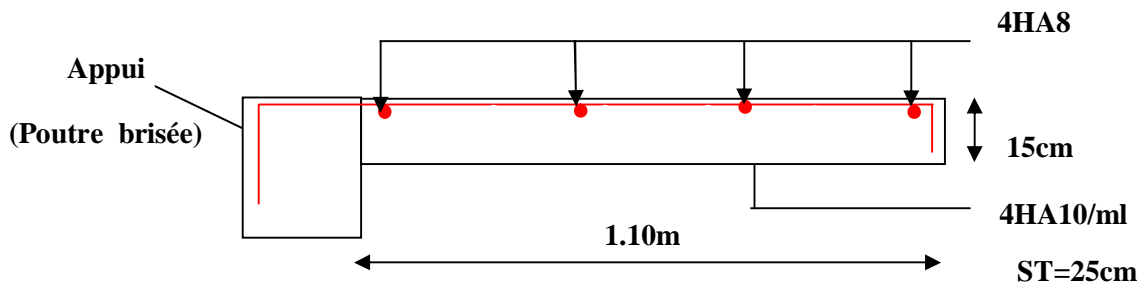


Figure III.27. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} et 2^{ème} volée

➤ volée n° 3

Tableau III. 50 : Combinaison de charges de l'escalier.		
	ELU	ELS
Combinaison de charges :	$q_v = 1.35G_v + 1.5Q,$ $q_v = 14.85 \text{ KN/m}^2$	$q_v = G_v + Q,$ $q_v = 10.72 \text{ KN/m}^2$
	$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 10.26 \text{ KN/m}^2$	$q_p = G_p + Q$ $q_p = 7.32 \text{ KN/m}^2$

Ce calcul se fait comme pour une poutre continue sur deux appuis.

Tableau III.51 : Les sollicitations sont calculées par la méthode de la RDM qui donne

R_A (KN)	R_B (KN)	x	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_U^{\max} (KN)
22.14	25.81	1.74	22.43	16.82	11.21	25.81

Tableau.III.52 : Ferrailage de la 3^{eme} volée de l'escalier type 3

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	16.82	0.07	0.091	0.125	3.87	6HA10 = 4.71
En appui	11.21	0.047	0.06	0.127	2.54	6HA8 = 3.92

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.198 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{bu} = 0.198 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Les armatures de répartition**

En appuis : $A_r^a = A / 6 = 0.78 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = A / 6 = 0.65 \text{ cm}^2$

On choisir $\left\{ \begin{array}{l} A_r^a = 2\text{HA8/ml} = 1.01 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 2\text{HA8/ml} = 1.01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

b) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (3.92 + 4.71) \text{ cm}^2$$

$$A_l = 8.63 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 25.81 \times 10^{-3} / 400 = 0.74 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

c) Espacement des armatures

Armatures longitudinales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Tableau III.53 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM à L'ELS

R_A (KN)	R_B (KN)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée								
15.90	18.61	16.15	12.11	3.64	7797.23	5.65	15	vérifiée

En appui								
15.90	18.61	16.15	8.07	4.04	6728.68	3.37	15	vérifiée

• **État limite de déformation**
Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

(1) $\rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0.0625 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(2) $\rightarrow \frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0.0625 < \frac{12.11}{10 \times 16.15} = 0.075 \dots\dots\dots$ condition non vérifiée

(3) $\rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

Tableau III.54 : Evaluation de la flèche dans la partie 3 de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.6	4.71	8.2	10.3	13.74	7797.23	189637.2
3.63	117567	88792	68389	135479	0.097	0,72

Schéma de ferrailage :

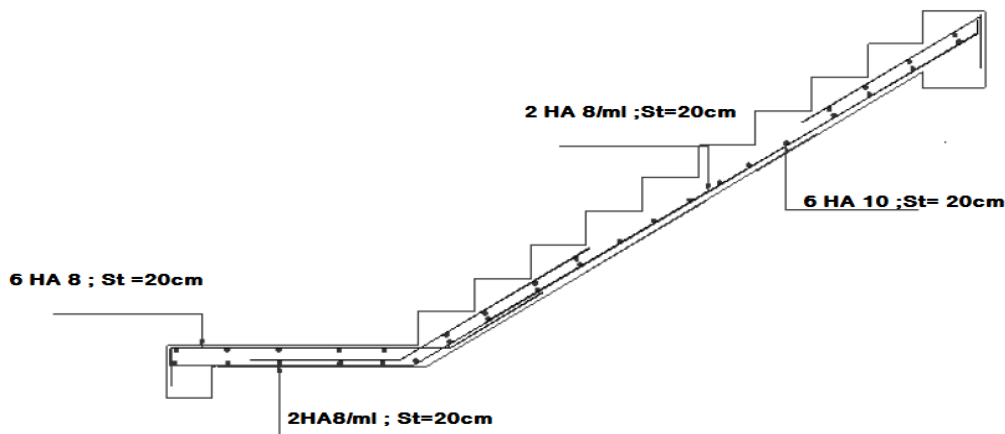


Figure III.28. Schéma de ferrailage d'escalier volée 3

➤ **Calcul de la poutre brisée :**

Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit

• **Dimensionnement**

Condition de RPA :

◦ $b \geq 20 \text{ cm}$

◦ $h \geq 30 \text{ cm}$

◦ $\frac{h}{b} \leq 4$

$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$

$L = (0.9/\cos 37.07^\circ) + 1.1 = 2.23 \text{ m}$

$\frac{223}{15} < h < \frac{223}{10} \implies 14.86 \text{ cm} < h < 22.3 \text{ cm}$

Soit : $h=30$ et $b=30$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

• **Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise à son poids propre :

$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$ (partie horizontale)

$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.3 / \cos 37.07^\circ = 2.82 \text{ KN/ml}$ (partie inclinée)

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$R_A = 19.45 \text{ KN/ml}$.

R_A : la charge ramenée par la partie de volée 1.

• **Calcul des sollicitations :** Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.55 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
25.73	25.28	1.11	14.23	7.11	10.67	25.73

• **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau III.56 : Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min} (cm ²)	$A_{calculée}$ (cm ²)
En travée					
10.67	0.032	0.041	0.275	1.01	1.11
En appui					
7.11	0.021	0.027	0.277	1.01	0.74

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Tableau III.57 : Vérifications des contraintes.

	A_{adop} (cm ²)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	3.14	00	3.33	3.53	15,00
En appuis	2.01	0.31	3.33	2.8	15,00
Conditions satisfaites					

• **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit $St=15$ cm

$St=15$ cm < min (0.9 d ; 40 cm)=24.3 cm *Condition vérifiée.*

$$A_t = 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_t = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = b(\tau - 0.3f_{t28}) St / 0.8f_e \Rightarrow A_t = -0.51 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc $A_t=0.60 \text{ cm}^2$

• **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion :

Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 7.11 \text{ KN. m}$$

Le moment de torsion.

$$M_{torsion}^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{7.11 \times 2.23}{2} = 7.92 \text{ KN. m}$$

• **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = b/6 = 5 \text{ cm} ; \Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{7.92 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.26 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{bu}^2 + \tau_{Torsion}^2} = 1.29 \text{ Mpa} ; \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

Les Armatures :

Tableau III. 58 : ferrailage de la poutre brisée	
Armatures longitudinales en torsion	Armatures transversales en torsion
$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1 \text{ m}^2$ $A_l = \frac{M_{tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.8 \text{ cm}^2$	$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$ <p style="text-align: center;">Si on fixe $St=15$ cm</p> $A_t = \frac{M_{tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.27 \text{ cm}^2$

Ferraillage de la poutre brisée :

Tableau III. 59 : ferraillage de la poutre brisée		
Armatures transversales	Armatures longitudinales	
	En appui	En travée
$A_t = A^{flexion\ simple} + A_t^{torsion} = 0.87\text{cm}^2$	$A_l^a = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2}A_t^{torsion}$ $A_l^a = 1.01 + \frac{1.8}{2} = 1.91\text{ cm}^2$	$A_l^t = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2}A_t^{torsion}$ $A_l^t = 1.11 + \frac{1.8}{2} = 2.01\text{ cm}^2$

Choix de ferraillage :

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } A_l^t \text{ on choisit } 3\text{HA}10=2.36\text{ cm}^2. \\ \text{Pour } A_l^a \text{ on choisit } 3\text{HA}10=2.36\text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_t \text{ on choisit } 1 \text{ cadre de } \Phi 8=2.00\text{ cm}^2. \end{array} \right.$

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.60 : Calcul à l'ELS

$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$X(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$
24.67	24.36	1.12	13.67	6.83	10.25

- **Vérification de σ_{bc} :**

Tableau III .61 : Vérification de σ_{bc} :

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée					
10.25	7.03	19041.11	3.79	15	vérifiée
En appui					
6.83	7.03	19041.11	2.52	15	vérifiée

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{223} = 0.134 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{223} = 0.134 > \frac{10.25}{10 \times 13.67} = 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{30 \times 28} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- ◆ **Schéma de ferrailage:**

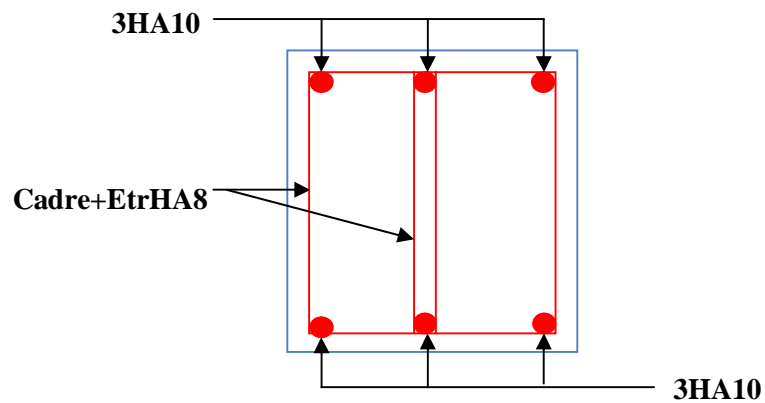


Figure III.29. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

Chapitre III

IV.1. Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. Modélisation

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, on calcul, on dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Selon le **RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a page17)**, tout ouvrages dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa, sera contreventé par voiles ou par voiles portiques.

Dans notre cas, l'ossature sera mixte (voiles + portiques), car cette structure est optimale.

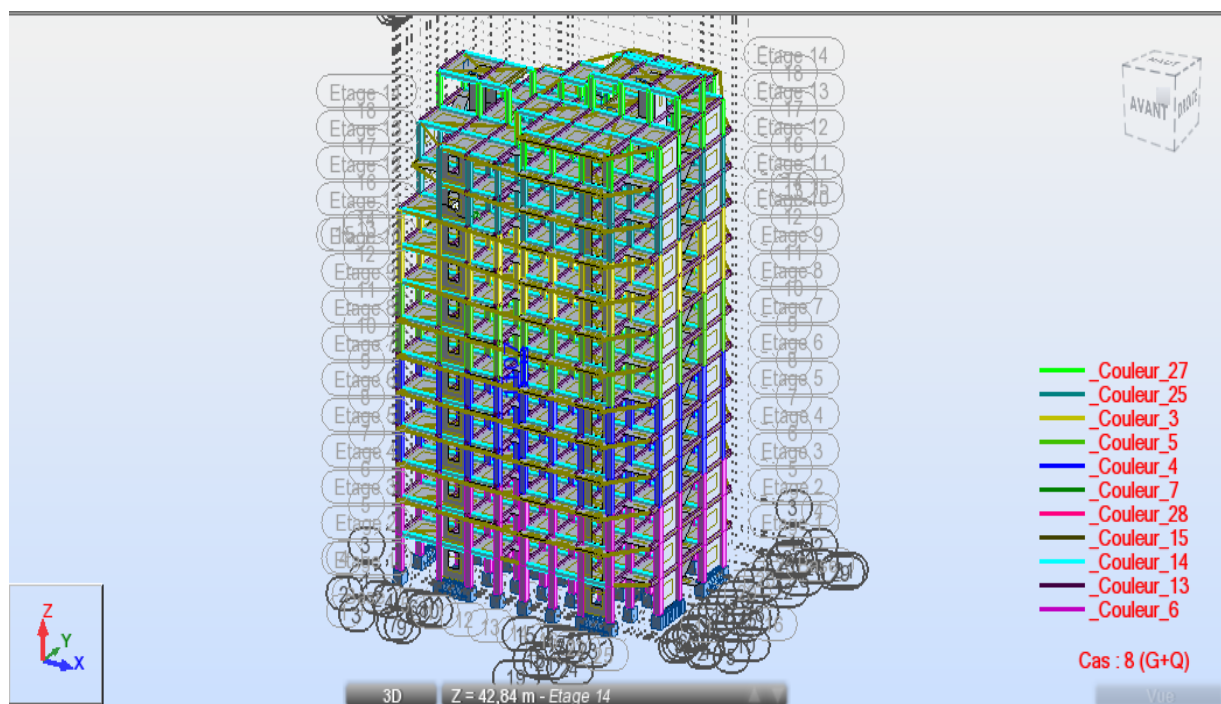


Figure IV.1 : modélisation 3D de la structure

IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ **La méthode statique équivalente.**
- ✓ **La méthode d'analyse modale spectrale.**
- ✓ **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

IV.3.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul total : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone. **(Tableau4.1) [2]**

Le coefficient dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **2**
- Zone sismique : zone IIa \Rightarrow **A = 0.15**

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : **R = 5**

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{(Formule 4.4) [2]}$$

P_q : est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

" Critère q "	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1. Conditions minimales sur les fils de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3. Régularité en plan	Oui	0	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de qualité de matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de qualité de d'exécution	Oui	0	Oui	0
Total		0.05		0.05

Donc : $Q_x = 1.05$ et $Q_y = 1.05$

W : poids total de la structure :

$$W = n \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W G_i + \beta W Q_i.$$

$W G_i$: poids dû aux charges permanentes totales.

$W Q_i$: charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

W = 68929.67KN.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Formule 4-2) [2]}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. (Tableau 4.7) [2]

Puisque le sol a une capacité portante de 2 MPa et d'après le **tableau 3.2 du RPA99**, on trouve que les caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

✓ Calcul de la période fondamentale de la structure

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$$

Où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend $\varepsilon = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$ \implies Pour un contreventement mixte.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} = 0,82 > 0,7 \quad \implies \quad \boxed{\eta = 0.82}$$

$$T_c = C_T \times H_n^{3/4} \quad \text{(Formule 4-6) [2]}$$

$H_n = 42.84 \text{ m}$ (Hauteur totale de la structure)

$C_T = 0,05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage)

(Tab.4.6) [2]

$$\implies \quad \boxed{T_c = 0.84 \text{ s}}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \quad \text{(Formule 4-7) [2]}$$

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 28.50, \quad L_y = 21.30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,722 \text{ s} \\ T_y = 0,84 \text{ s} \end{cases} \quad \implies \quad \begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = 0.722 \text{ s} \\ T_y = \min(T_y; T_c) = 0.84 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.60 \\ D_y = 1,45 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.722 = 0.94s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.84 = 1.09s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_{st,x} = 3474.05KN \\ V_{st,y} = 3148.36KN \end{cases}$$

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

✓ Principe :

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Formule 4-13) [2]}$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel robot analysis structural avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- ✓ La zone IIa.
- ✓ Groupe d'usage 2.
- ✓ Facteur de la qualité de la structure ($Q_x=Q_y=1.05$)
- ✓ Coefficient de comportement global de la structure $R=5$.
- ✓ Site meuble : S3.

Le pourcentage (%) d'amortissement critique $\zeta = 8.5$

VI.4. Dispositions des voiles de contreventement

L'aspect architectural de notre structure dans le sens principal (x-x) présente une insuffisance d'emplacements disponible pour la disposition des voiles, ce qui nous a compliqué le choix de la disposition. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La disposition retenue est la suivante :

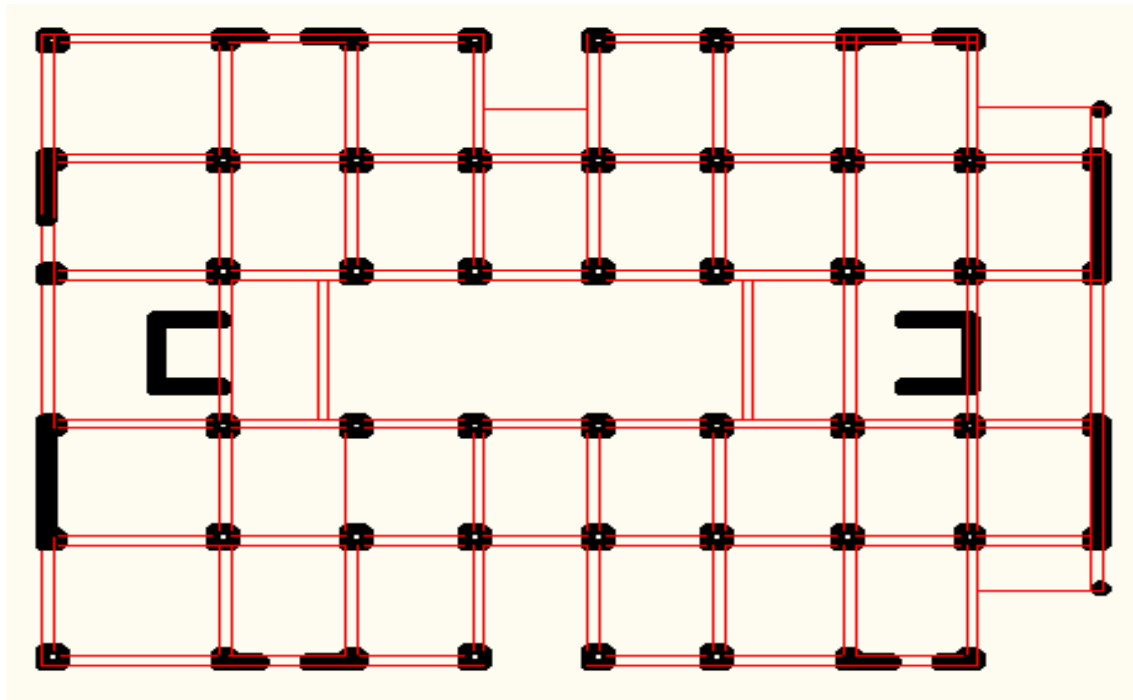


Figure IV.2 : dispositions des voiles.

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de **RPA/2003**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V_{st} .

Tableau IV.2 : vérification de la résultante des forces sismique

Sens	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Sens x-x	2696.03	2779.24	Non vérifiée
Sens y-y	2937.01	2518.68	vérifiée

On remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x-x donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse en les multipliant par le rapport $0.8V_{st}/V_{dy}$.
 $0.8V_{st}/V_{dy}=1.03$.

VI.4.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Résultats obtenus :

- ✓ Périodes de vibration et participation massique

Tableau IV.3. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées (%)			Masse Modal [%]		
			UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1,06	0,95	70,51	0,06	0	70,51	0,06	0
2	1,22	0,82	70,59	70,48	0	0,08	70,43	0

3	1,26	0,79	70,9	70,89	0	0,31	0,41	0
4	3,59	0,28	85,46	70,89	0	14,56	0	0
5	3,79	0,26	85,52	71,56	0	0,06	0,67	0
6	4,2	0,24	85,52	85,52	0	0	13,96	0
7	4,69	0,21	85,54	85,71	0	0,02	0,18	0
8	7,11	0,14	90,94	85,71	0	5,39	0	0
9	8,15	0,12	90,94	89,43	0	0	3,72	0
10	8,51	0,12	90,94	90,59	0	0	1,16	0
11	9,55	0,1	90,94	91,19	0	0	0,6	0
12	10,78	0,09	93,44	91,19	0	2,5	0	0
13	11,34	0,09	93,44	92,57	0,01	0	1,38	0
14	13,26	0,08	93,45	92,57	40,29	0	0	40,29
15	13,76	0,07	93,45	92,61	40,7	0	0,04	0,4
16	14,07	0,07	94,75	92,61	40,72	1,3	0,01	0,03
17	14,47	0,07	94,78	94,12	47,05	0,03	1,51	6,33
18	14,51	0,07	94,82	94,81	58,63	0,04	0,68	11,58
19	14,82	0,07	94,83	94,81	61,22	0,01	0	2,58
20	15,04	0,07	94,83	94,81	64,3	0	0	3,08
21	15,3	0,07	94,83	94,85	64,75	0	0,04	0,45
22	15,41	0,06	94,85	94,85	71,78	0,01	0	7,03
23	15,73	0,06	94,85	94,86	71,92	0	0,01	0,14
24	15,84	0,06	94,85	94,86	72,2	0	0	0,28
25	15,95	0,06	94,85	94,86	72,95	0	0	0,75
26	16,39	0,06	94,85	94,86	73,34	0	0	0,4
27	16,71	0,06	94,86	94,86	73,34	0,01	0	0
28	16,86	0,06	94,88	94,86	73,54	0,02	0	0,2
29	17,21	0,06	95,34	94,86	73,59	0,46	0	0,05
30	17,38	0,06	95,66	94,86	73,76	0,32	0	0,16
31	17,5	0,06	95,66	94,87	73,8	0	0,01	0,04
32	17,72	0,06	95,79	94,87	73,8	0,13	0	0
33	17,9	0,06	95,79	94,88	74,73	0	0,01	0,93
34	17,98	0,06	95,85	94,88	76,71	0,05	0	1,98
35	18,33	0,05	95,85	94,88	77,29	0	0	0,58
36	18,44	0,05	95,85	94,89	77,3	0	0	0,01

La masse modale est atteinte au 8^{ème} mode selon les deux sens x-x et 10^{ème} selon y-y, cela veut dire que les 10 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combiné de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

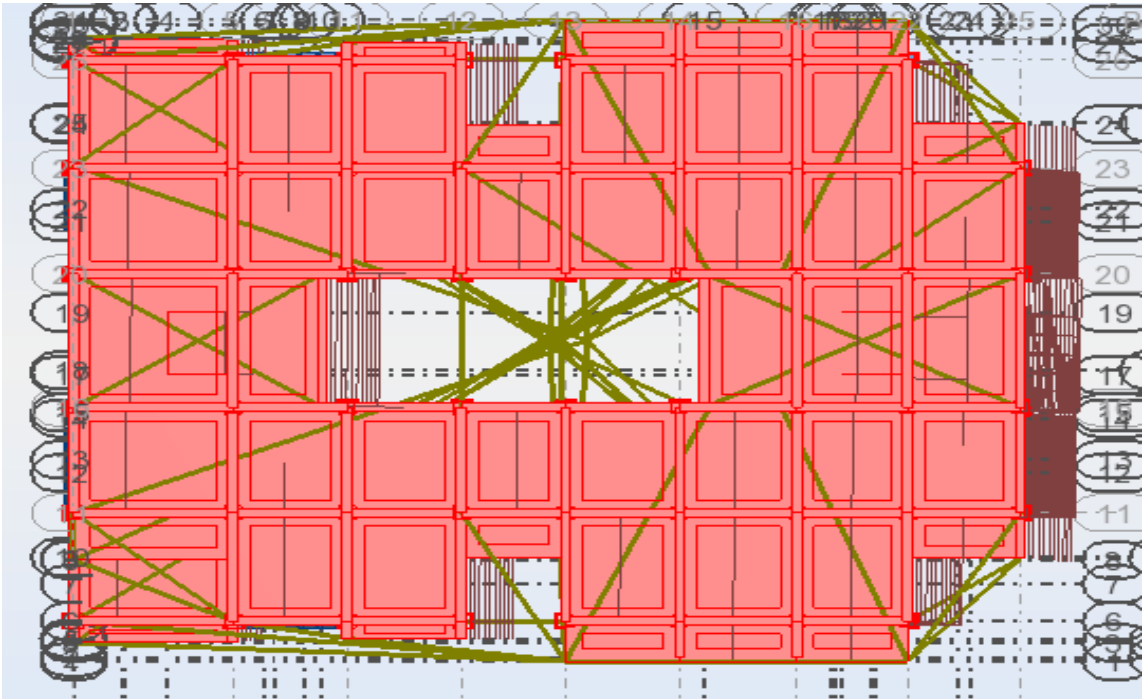


Figure IV.3 : 1^{er} mode avec T=0.95s.

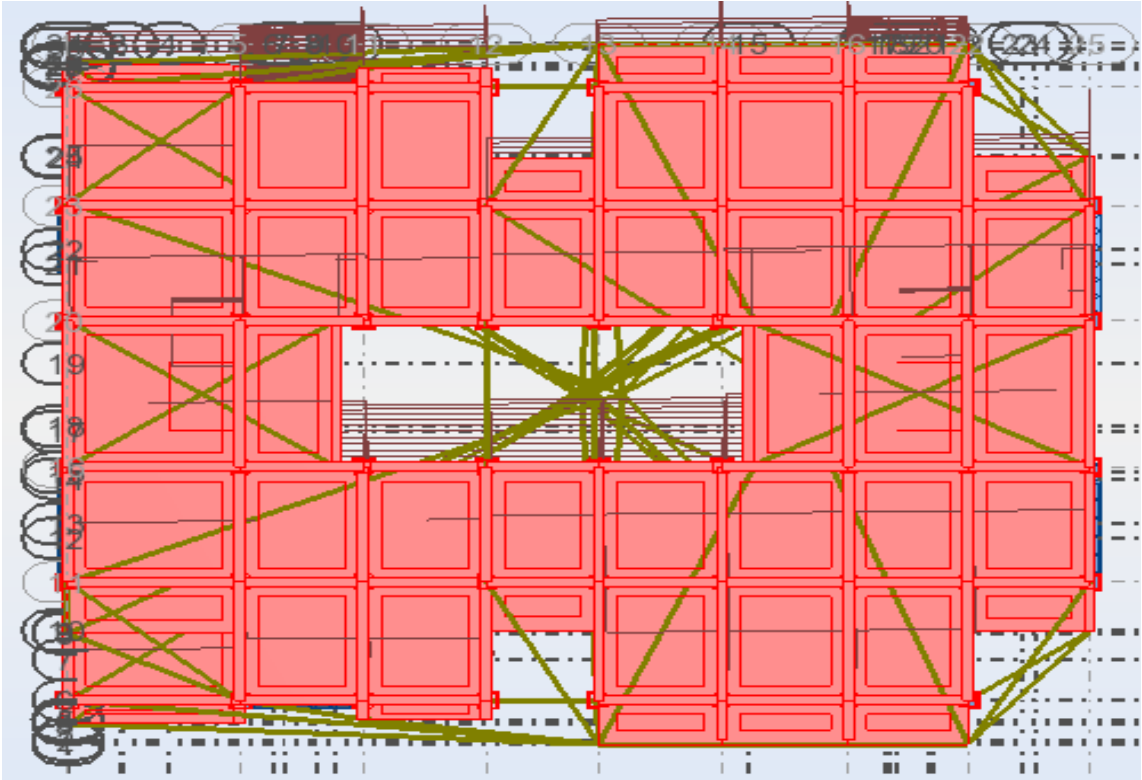


Figure IV.4 : 2^{eme} mode avec T=0.82s.

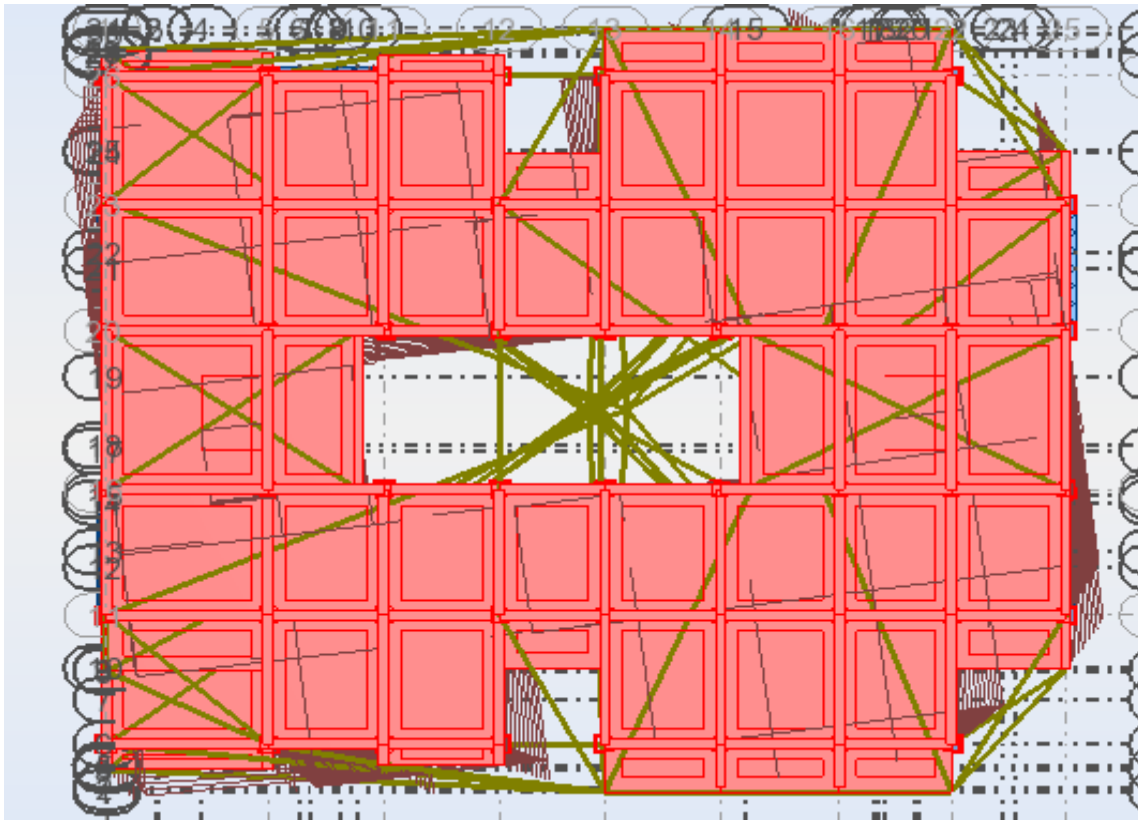


Figure IV.5 : 3^{ème} mode avec T=0.79s.

✓ **Justification de l'interaction voiles –portique :**

Les tableaux IV3 ; IV4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

✓ **L'interaction sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4.vérification sous charge verticales.

Etage	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	62671,75	13999,82	81,74	18,26
1 ^{er}	57776,54	12722,29	81,95	18,05
2 ^{ème}	52364,65	11696,49	81,74	18,26
3 ^{ème}	46859,54	10806,93	81,25	18,74
4 ^{ème}	41654,93	9706,25	81,10	18,89

5 ^{eme}	36441,97	8604,36	80,89	19,10
6 ^{eme}	31178,89	7623,33	80,35	19,65
7 ^{eme}	26119,64	6491,17	80,09	19,90
8 ^{eme}	21136,37	5422,99	79,58	20,42
9 ^{eme}	16299,12	4256,7	79,29	20,71
10 ^{eme}	11478,04	3153,96	78,44	21,55
11 ^{eme}	7018,79	1880,83	78,86	21,13
12 ^{eme}	2993,83	741,74	80,14	19,86
13 ^{eme}	337,59	129,56	72,26	27,73

L'interaction est vérifiée dans la majorité des niveaux, sauf pour les niveaux 10 ; 11 ;13 où l'écart n'est pas suffisamment conséquent.

✓ **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.5. Vérification sous charges horizontales :

Niveau	Selon x-x				Selon y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)
RDC	1054,96	1522,57	40,92	59,07	845,98	2104,82	28,66	71,33
1 ^{er}	1114,95	1528,59	42,17	57,82	735,42	2191,05	25,12	74,86
2 ^{eme}	1278,97	1291,09	49,76	50,23	940,05	1894,99	33,15	66,84
3 ^{eme}	1249,5	1177,11	51,49	48,50	1006,24	1713,89	36,99	63,00
4 ^{eme}	1277,03	1017,73	55,65	44,35	1056,66	1520,66	40,99	59,00
5 ^{eme}	1266,33	868,17	59,32	40,67	1094,74	1305,8	45,60	54,39
6 ^{eme}	1191,98	752,4	61,30	38,69	977,87	1218,31	44,52	55,47
7 ^{eme}	1159,84	597,21	66,01	33,99	967,84	1006,59	49,01	50,98
8 ^{eme}	989,5	541,74	64,62	35,38	866,4	855,41	50,31	49,68
9 ^{eme}	957,62	358,74	72,74	27,25	845,89	597,3	58,61	41,38
10 ^{eme}	730,5	331,47	68,78	31,21	588,69	541,78	52,07	47,92
11 ^{eme}	829,57	180,29	82,14	17,85	650,03	260,15	71,41	28,58
12 ^{eme}	516,79	152,82	77,17	22,82	395,83	131,46	75,06	24,93
13 ^{eme}	98,21	58,38	62,72	37,28	69,5	37,53	64,93	35,06

On remarque que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

✓ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limitée par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	$N_d(KN)$	v	observation
RDC+1 ^{er} +2 ^{eme}	65×60	2500.6	0.26	Vérifiée
3-4-5 ^{eme}	60×60	1876.9	0.21	Vérifiée
6-7 ^{eme}	60×55	1301.01	0.16	Vérifiée
8-9 ^{eme}	55×55	939.07	0.12	Vérifiée
10-11 ^{eme}	50×50	591.45	0.09	Vérifiée
12-13 ^{eme}	45×45	257.81	0.05	Vérifiée

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

✓ Justification vis-à-vis des déformations

Selon le RPA 99 /2003(5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale a :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \Longleftrightarrow \quad \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

δ_K : Déplacement horizontal a chaque niveau (K) de la structure donne par **(art4.43) [2]**

δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement (R=5)

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e :Étant la hauteur de l'étage.

Tous les résultats sont regroupes dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 .vérification du déplacement

Niveau	Sens x-x					
	$\delta_{eK}(cm)$	$\delta K(cm)$	$\delta K-1(cm)$	$\Delta K(cm)$	$Hk(cm)$	$\Delta k/ Hk$
RDC	0	0	0	0	306	0
1 ^{er}	0.1	0.5	0	0.5	306	0.16 %
2 ^{eme}	0.3	1.5	0.5	1	306	0.32 %
3 ^{eme}	0.4	2	1.5	0.5	306	0.16 %
4 ^{eme}	0.6	3	2	1	306	0.32 %
5 ^{eme}	0.7	3.5	3	0.5	306	0.16 %
6 ^{eme}	0.9	4.5	3.5	1	306	0.32 %
7 ^{eme}	1	5	4.5	0.5	306	0.16 %

8 ^{eme}	1.2	6	5	1	306	0.32 %
9 ^{eme}	1.3	6.5	6	0.5	306	0.16 %
10 ^{eme}	1.5	7.5	6.5	1	306	0.32 %
11 ^{eme}	1.6	8	7.5	0.5	306	0.16 %
12 ^{eme}	1.7	8.5	8	0.5	306	0.16 %
13 ^{eme}	1.8	9	8.5	0.5	306	0.16 %
Niveau	Sens y-y					
	$\delta eK(cm)$	$\delta K(cm)$	$\delta K-1(cm)$	$\Delta K(cm)$	$Hk(cm)$	$\Delta k/ Hk$
RDC	0	0	0	0	306	0 %
1 ^{er}	0.1	0.5	0	0.5	306	0.16 %
2 ^{eme}	0.2	1	0.5	0.5	306	0.16 %
3 ^{eme}	0.3	1.5	1	0.5	306	0.16 %
4 ^{eme}	0.5	2.5	1.5	1	306	0.32 %
5 ^{eme}	0.6	3	2.5	0.5	306	0.16 %
6 ^{eme}	0.7	3.5	3	0.5	306	0.16 %
7 ^{eme}	0.9	4.5	3.5	1	306	0.32 %
8 ^{eme}	1	5	4.5	0.5	306	0.16 %
9 ^{eme}	1.1	5.5	5	0.5	306	0.16 %
10 ^{eme}	1.2	6	5.5	0.5	306	0.16 %
11 ^{eme}	1.3	6.5	6	0.5	306	0.16 %
12 ^{eme}	1.4	7	6.5	0.5	306	0.16 %
13 ^{eme}	1.5	7.5	7	0.5	306	0.16 %

Ce tableau nous montre bien que le déplacement relatif sur la hauteur d'étage est inférieur à 1%, et ce pour x-x et y-y.

✓ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA99/version 2003(Art 5.9))**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$ l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification de l'effet (P-Δ)

Niveau	hk(cm)	Pk(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk(cm)	Vk(KN)	Θk	Δk(cm)	Vk(KN)	Θk
RDC	306	66346.41	0	2577,53	0	0	2950,79	0
1 ^{er}	306	60915.78	0.5	2643,54	0.038	0.5	2926,48	0.034
2 ^{eme}	306	55320.99	1	2570,06	0.07	0.5	2835,03	0.032
3 ^{eme}	306	49772.92	0.5	2426,61	0.033	0.5	2720,13	0.028
4 ^{eme}	306	44308.38	1	2294,76	0.063	1	2577,32	0.056
5 ^{eme}	306	38835.65	0.5	2134,49	0.034	0.5	2400,55	0.026
6 ^{eme}	306	33433.95	1	1944,38	0.056	0.5	2196,18	0.025
7 ^{eme}	306	28084.31	0.5	1757,05	0.026	1	1974,44	0.046
8 ^{eme}	306	22853.40	1	1531,24	0.049	0.5	1721,81	0.022
9 ^{eme}	306	17670.73	0.5	1316,36	0.022	0.5	1443,19	0.020
10 ^{eme}	306	12582.45	1	1061,96	0.039	0.5	1130,47	0.018
11 ^{eme}	306	7673.52	0.5	1009,85	0.012	0.5	910,18	0.014
12 ^{eme}	306	3242.89	0.5	669,61	0.008	0.5	527,29	0.010
13 ^{eme}	306	429.10	0.5	156,58	0.0045	0.5	107,03	0.006

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets (P-Δ) peuvent être négligés.

VI.5. Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P-Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

Les poteaux :

- ✓ RDC - 1^{er} - 2^{eme} étages : (b×h) = (65×60) cm²,
- ✓ 3-4-5^{eme} étages : (b×h) = (60×60) cm²,
- ✓ 6-7^{eme} étages : (b×h) = (60×55) cm²,
- ✓ 8-9^{eme} étages : (b×h) = (55×55) cm²,
- ✓ 10-11^{eme} étages : (b×h) = (50×50) cm²,
- ✓ 12-13^{eme} étages : (b×h) = (45×45) cm².

Chapitre V

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales et assurer la stabilité de la structure.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La profondeur de la couche d'assise ;
- ✓ Les Charges transmises au sol ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes puis le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

IV.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Etude des Fondations

Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

Pré dimensionnement :

❖ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.00m$)

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50cm \Rightarrow h_t = 55cm \dots\dots(a) \quad [5]$

✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25cm \Rightarrow h_r = 30cm$

❖ La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \quad [5]$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.73m$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.75m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.30m$ Pour le radier.

❖ **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{78.767}{0.18} = 435.59m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 607.05m^2$.

Donc est un radier général sont débord.

Avec N_{ser} est l'effort normal de service à la base (dans les poteaux), $N_{ser} = 78767 \text{ KN}$.

❖ **Vérifications nécessaires :**

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

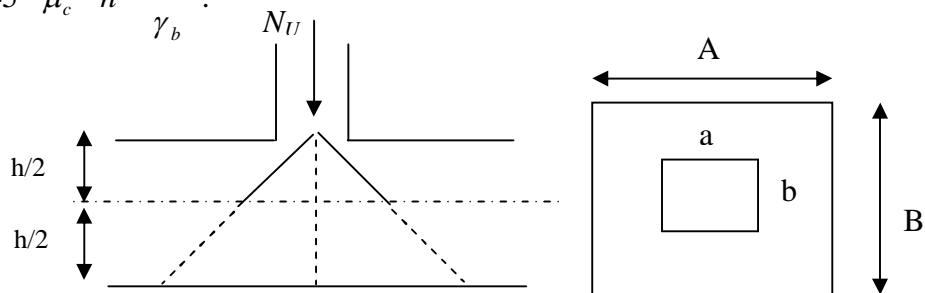


Figure VI.1 : Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée.

Avec :

N_u : effort normal ultime a la base (dans les poteaux RDC) avec la combinaison $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$.

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : hauteur totale du radier.

$$\mu_c = (A + B) \cdot 2.$$

Avec: $A = a + h$; $B = b + h$

$$\mu_c = (2 \cdot (1.40 + 1.35)) = 5.5 \text{ m.}$$

$$h = 75 \text{ cm.}$$

$$N_u = 2630.47 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 0.045 \cdot 5.5 \cdot 0.75 \cdot 25 \cdot 10^3 / 1.5 = 3093.75 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 3093.75 \text{ KN} > N_u = 2630.47 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

✓ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

On considère une bande de 1 m de largeur,

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{116461.77 \times 5}{2 \times 607.05} \times 1 = 479.62 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{479.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.77 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.}$$

✓ Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} \quad [5]$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

$$I_y = 38370.9 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 10.54 \text{ m.}$$

$$I_x = 20853.80 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 13.90 \text{ m.}$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

Sens X-X :

$$N = 78767.09 \text{ KN et } M_y = 91554.4 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 162.92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 96.59 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$N = 78767.09 \text{ KN et } M_x = 70771.46 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 165.52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 93.98 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.147 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa} . \text{La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99 /V2003 (Art .10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Dans le sens X-X : } e = \frac{70771.46}{78767.09} = 0.898 \text{ m} < \frac{28.5}{4} = 7.125 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\text{Dans le sens Y-Y : } e = \frac{91554.4}{78767.21} = 1.16 \text{ m} < \frac{21.30}{4} = 5.325 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

✓ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$

Avec :

$N = 78767.21 \text{ KN}$

$H = 2.80 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

F_s : 1.5 (coefficient de sécurité).

S_{rad} : 607.05 m²; surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

On trouve : $N \geq 25496.1 \text{ KN}$ La condition est vérifiée.

❖ **Ferraillage :**

a) La dalle du radier :

La radier sera calculé comme une dalle renversée, appuyée sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable de dimension $l_x = 4.15 \text{ m}$ et $l_y = 4.7 \text{ m}$ et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier

Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{116461.77}{607.05} = 191.85 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 157.27 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 116.97 \text{KNm}$

En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 133.68 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 87.72 \text{KNm}$

En appui :

$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 78.63 \text{KNm}$

$M_a^y = M_a^x = 78.63 \text{KNm}$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.30 \text{m}^2$

❖ Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_r = e = 30 \text{cm}$

$b = 100 \text{cm}$

$\rho = 0.88$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.54 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 2.4 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.1 : résumé de ferrailage de la dalle de radier.

		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	133.68	15.3	2.54	10HA14=15.39	15
	Appui	78.63	8.72	2.54	8HA12=9.05	15
Sens y-y	Travée	87.72	9.77	2.4	7HA14=10.78	15
	Appui	78.63	8.72	2.4	8HA12=9.05	15

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}.$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{191.85 * 4.15}{2} \times \frac{4.7^4}{4.15^4 + 4.7^4} = 247.59 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u * l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{191.85 * 4.15}{2} \times \frac{4.15^4}{4.15^4 + 4.7^4} = 150.5 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 334.18 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d} = \frac{247.59 * 10^{-3}}{1 * 0.27}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.917 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.917 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

❖ État limite de compression du béton :

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{84821.14}{607.05} = 139.72 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Les contraintes dans l'acier :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 131.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 107.94 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 111.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 80.95 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 65.69 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = 65.69 \text{ KNm}$$

Calcul des contraintes

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (t.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	Xx	111.67	15.39	9.09	99085.62	10.25	302.77
	Yy	80.95	10.78	7.87	75423.33	8.44	307.98
Appui	xx- yy	65.69	9.05	7.31	65650.34	7.32	295.53

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Localisation	Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)	
Travée	xx	8HA20	25.13	10.99	140865.63	8.71	190.38	14
	yy	9HA16	18.10	9.69	111679.62	7.03	188.21	12
Appui		8HA16	16.08	9.25	102374.84	5.94	170.84	14

Espacement des armatures

Armatures // L_x: S_t = 14cm ≤ min (3 h ; 33 cm) = 33 cm

Armatures // L_y: S_t = 12 cm ≤ min (4 h ; 45 cm) = 45 cm

Schéma de ferrailage :

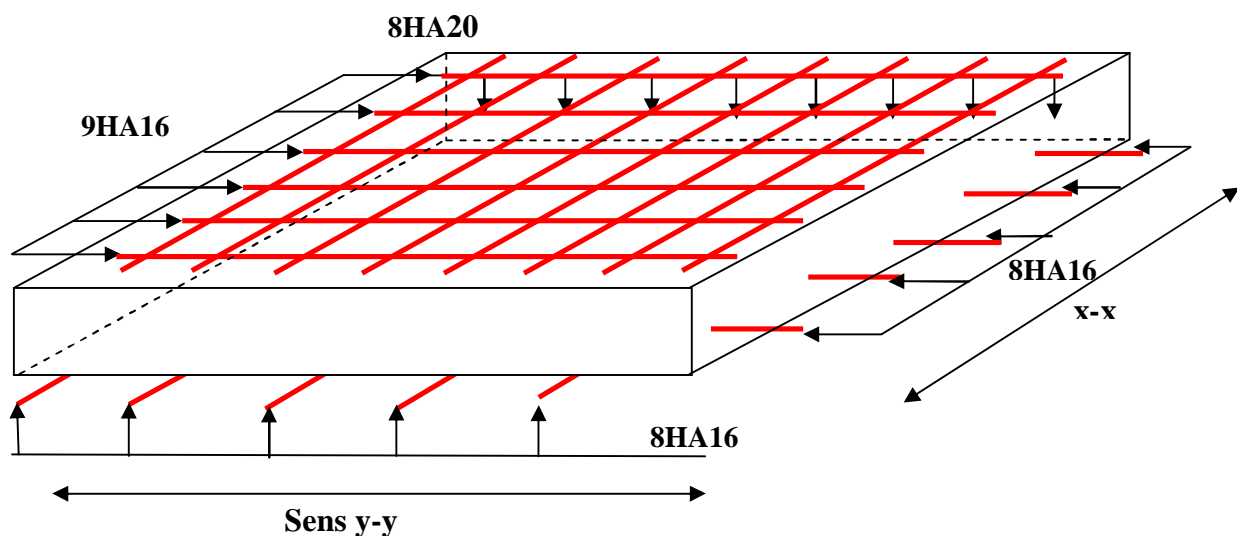


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de radier.

b) Les nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier, calculées à la flexion simple.

❖ **Les sollicitations:**

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable. Les charges appliquées sur elle sont déduites des panneaux par la méthode des lignes de rupture.

On a $\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Pour faciliter les calculs, on substitue aux charges triangulaires et trapézoïdales des charges équivalentes uniformément réparties qui produisent les mêmes effets défavorables que les charges réelles (M^{\max} , V_{\max}).

On appellera dans ce qui suit : [5]

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	<p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p> $P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 191.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_s = 139.72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ **Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot :**

➤ Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad [5]$$

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0, \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left(\frac{x}{l} \right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

• Sens transversal y-y:

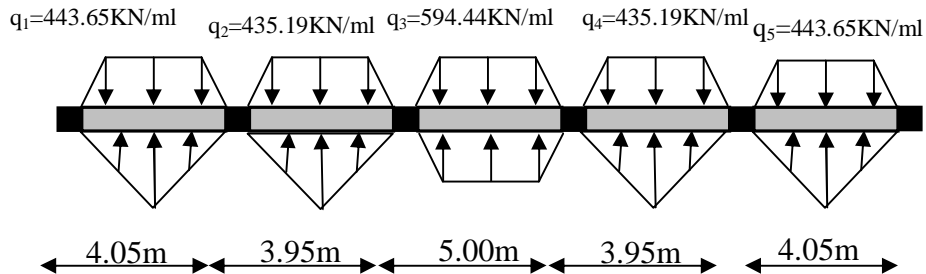


Figure.VI.3: Charges transmises aux nervures principales de radier.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4.05	4.05	443.65	59.00	-704.96	1.63	591.27
B-C	3.95	3.16	435.19	-704.96	-850.74	1.89	72.46
C-D	5	4	594.44	-850.74	-850.74	2.5	1006.88
D-E	3.95	3.16	435.19	-850.74	-704.96	2.06	72.46
E-F	4.05	4.05	443.65	-704.96	59.00	2.41	591.27

• Sens longitudinal (x-x)

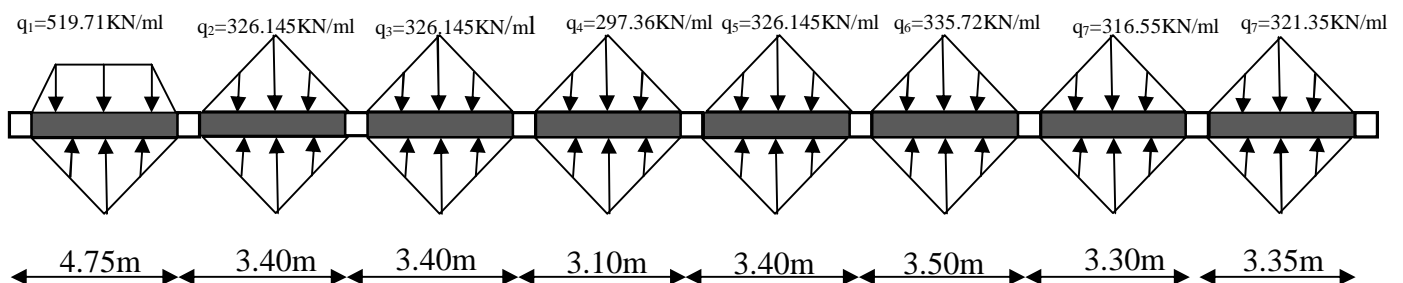


Figure.VI.4.Charges transmises aux nervures secondaires de radier.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.75	4.75	519.71	81.16	-980.57	1.97	1016.44
B-C	3.40	2.72	326.145	-980.57	-283.87	2.32	-96.58
C-D	3.40	2.72	326.145	-283.87	-251.10	1.73	203.93
D-E	3.10	2.48	297.36	-251.10	-251.10	1.55	82.97
E-F	3.40	2.72	326.145	-251.10	-296.95	1.65	197.51
F-G	3.50	2.80	335.72	-296.95	-285.34	1.75	222.92
G-H	3.30	2.64	316.55	-285.34	-351.67	1.58	113.03
H-I	3.35	3.35	321.35	-351.67	40.36	2.22	284.44

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.75m$

$h_0=0.30m$

$b_0=0.65m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.70}{10}; \frac{4.45}{2})$

$b_1 \leq \min(0.47; 2.22)$

soit : $b_1 = 0.4m$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.45m$

$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$

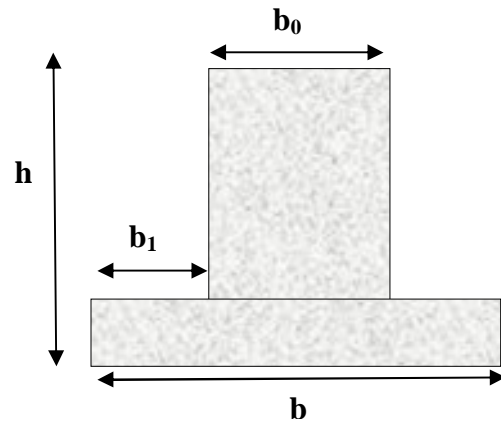


Figure VI.5 : Section à ferrailer.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferraillage.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	1016.44	42.70	12.61	8HA25+2HA16=43.28
	Appui	980.57	41.13	12.61	8HA25+2HA16=43.28
Y-Y	Travée	1006.88	42.30	12.61	8HA25+2HA16=43.28
	Appui	850.74	35.43	12.61	12HA20=37.70

Vérifications

A l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.7 : Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	920.28	0.88	2.5	Vérifiée
Sens X-X	1067.52	1.02	2.5	Vérifiée

- Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63\text{MPa} \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Résumé des résultats des contraintes

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	178.85	1.78	15	63.67	201.63
	Appui	714.21	7.13	15	254.54	201.63
Y-Y	Travée	795.393	7.93	15	283.16	201.63
	Appui	1074.833	11.29	15	436.61	201.63

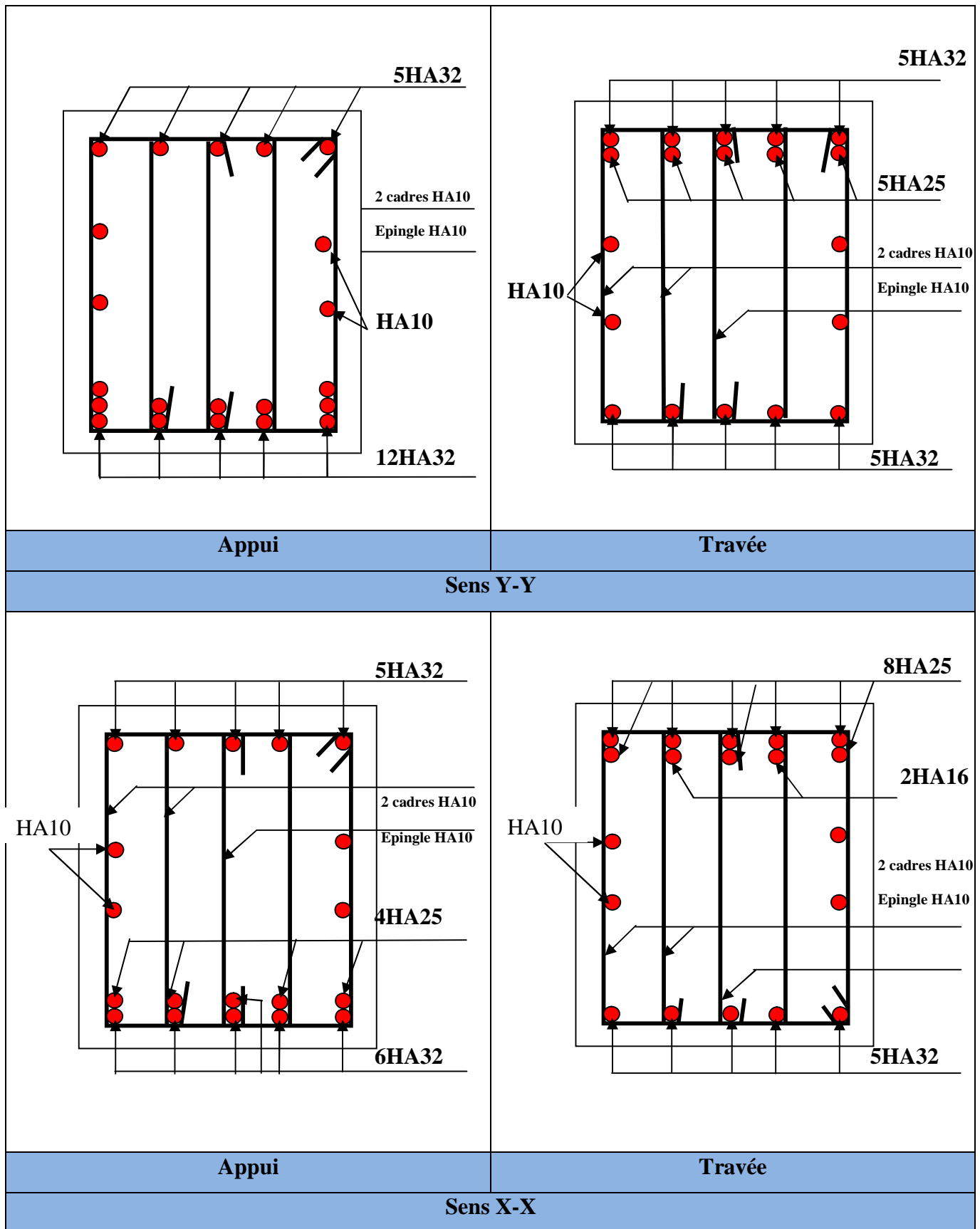
On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de ferrailage.

Localisation	Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	
X-X	travée	8HA25+2HA16	43.28	21.31	1.78	63.67
	appui	6HA32+4HA25	67.89	25.54	6.07	165.73
Y-Y	travée	5HA25+5HA32	64.75	25.07	6.88	193.03
	appui	12HA32	96.51	29.23	8.15	178.86

- Vérification des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(22.85; 30; 25) = 22.85\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}.$$

Schéma de ferrailage :



VI.5. voile périphérique

Selon le RPA 99 V 2003, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire aux conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir 2 nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1% dans les 2 sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

a) dimensionnement du voile

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

$$\left\{ \begin{array}{l} h= 2.80 \text{ m} \\ L=5.00\text{m} \\ e=15\text{cm} \geq e_{\min}=15\text{cm (article 10.1.2 du RPA 99 V 2003)} \end{array} \right.$$

b) caractéristique du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids spécifique : } \gamma =20.2\text{KN/m}^3 \\ \text{Angle de frottement : } \varphi=7.57^\circ \\ \text{Cohésion du sol : } c =1.62 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

c) Evaluation des charges et surcharges

➤ Poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 2.8 \times 20,2 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{7.57}{2}) - 2 \times 1.62 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{7.57}{2}) = 40.55 \text{ KN / ml}$$

➤ Surcharges accidentelles

$$q=10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 7.67 \text{ KN / ml}$$

d) ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calcule comme une dalle pleine sur quatre appuis chargée uniformément.

A l'ELU

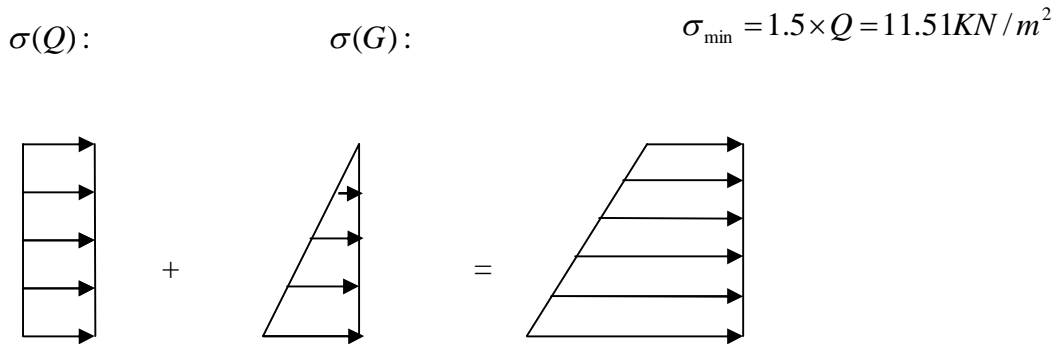


Figure VI.6 : Répartitions des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5Q = 66.25 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 52.56 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 52.56 \text{KN} / \text{m}$$

On se contentera de ferrailer le panneau le plus défavorable :

$$\begin{cases} L_x = 2.80 \text{m} \\ L_y = 4.7 \text{m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.59 \Rightarrow \mu_x = 0.0836 \text{ et } \mu_y = 0.2822$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 34.45 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 9.72 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{0x} \times 0.85 = 29.28 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = M_{0y} \times 0.85 = 8.26 \text{KN.m}$$

$$M_{appuis} = -M_{0x} \times 0.3 = -9.31 \text{KN.m}$$

➤ Tableau récapitulatif des résultats de ferrailages

Tableau VI.9 : Section des armatures du voile périphérique.

Localisation	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	29.28	0.12	0.163	0.122	6.9	1.57	4HA16= 8.04
	y-y	8.26	0.034	0.043	0.128	1.85	1.57	4HA8= 2.01

Appui	10.33	0.043	0.055	0.127	2.34	1.57	4HA10= 3.14
--------------	-------	-------	-------	-------	------	------	--------------------

• **Espacements**

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

✓ **Vérifications**

A L'ELU

• **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.59 > 0.4$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.59) \times 100 \times 15 = 1.446cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_u > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa (fissuration nuisible).}$$

On a

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{52.56 \times 2.80}{2} \times \frac{4.7^4}{2.80^4 + 4.7^4} = 65.35 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{52.56 \times 4.7}{2} \times \frac{2.80^4}{2.80^4 + 4.7^4} = 13.82 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \therefore V_{max} &= 65.35 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{65.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \\ &\Rightarrow \tau_U = 0.50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_U = 0.50 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 7.67 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad q_s = \frac{\sigma_{\min} + 3 \times \sigma_{\max}}{4} = 38.08 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 48.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.59 \Rightarrow \mu_x = 0.0884 \text{ et } \mu_y = 0.4565$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 26.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 12.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{0x} \times 0.85 = 22.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = M_{0y} \times 0.85 = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = -M_{0x} \times 0.3 = -7.91 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

- **Contraintes dans le béton**

$$y = 4.25 \text{ cm}$$

$$I = 10483.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 9.10 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

- **Contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 280.83$$

la fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{22.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 201,63} = 6.58 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha=0.37$

$$A_{st} = 9.76 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$A_{ty} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

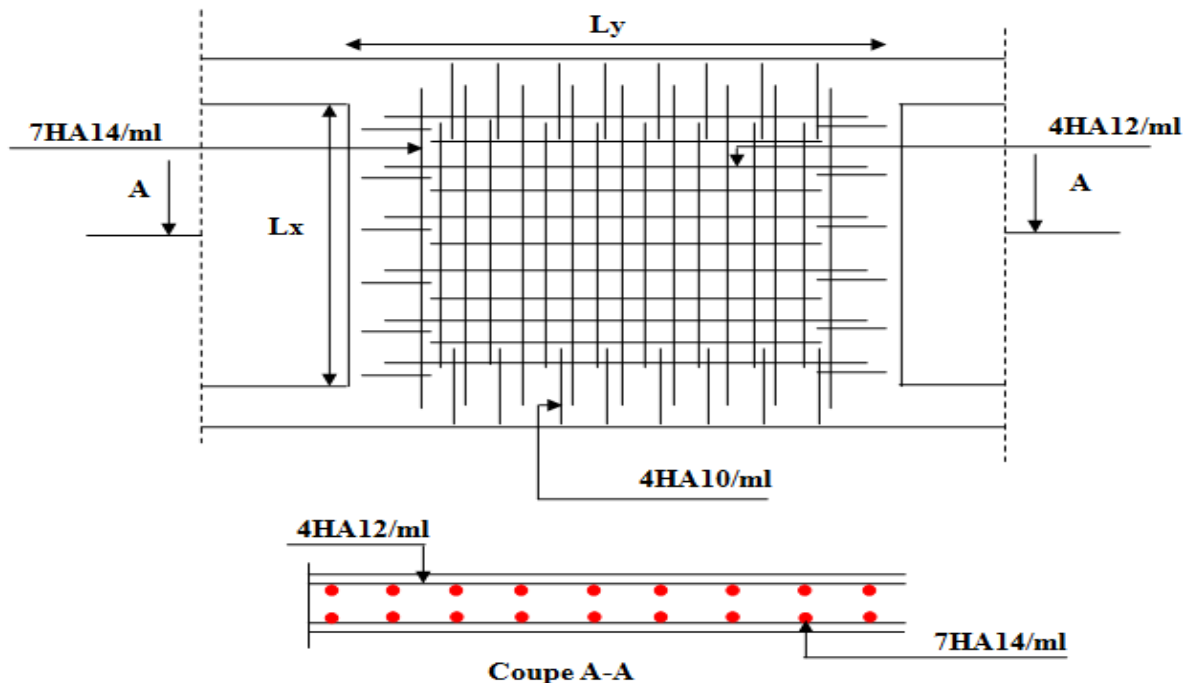


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de voile périphérique

Chapitre VI

V.1 Introduction

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

- Le moment maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant (N_{corr}).
- L'effort normal maximal (N_{\max}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- L'effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant (M_{corr}).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- 1) $1.35G + 1.5Q$ (E.L.U)
- 2) $G + Q$ (E.L.S)
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0.8G + E$
- 6) $0.8G - E$

V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003

a) Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets :

- ❖ Le pourcentage minimal sera de 0.8 % de la section du poteau en zone II_a.
- ❖ Le pourcentage maximal sera de 4 % de la section du poteau en zones courantes.
- ❖ 6% de la section du poteau en zone de recouvrement.
- ❖ Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ en zone II_a.
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$l' = 2 \times h \quad h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : est la hauteur de l'étage

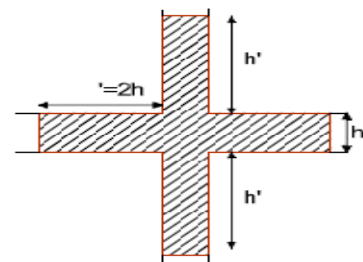


Figure .V.1. Schémas de la zone nodale

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon RPA99/version2003

Niveau	Section des poteaux	A_{\min} RPA (cm ²)	A_{\max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	65×60	31.20	156	234
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×60	28.80	144	216
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×60	26.40	132	198
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	45×45	16.20	81	121.5

b. Les armatures transversale

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé par la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

❖ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi, 15 \text{ cm})$

❖ Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

Où : ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

- ❖ $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- ❖ $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$
- ❖ Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

V.2.3. sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robo, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	
	N (KN)	M (KN)	M (KN)	N (KN)	N (KN)	M (KN)
RDC ,1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	2500.6	7.56	124.55	2364.20	-851.41	84.27
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1876.90	21.96	105.51	629.98	-203.05	29.58
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	1301.01	21.62	95.08	462.31	6.42	27.31
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	939.07	23.16	88.69	301.71	-75.74	19.17
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	591.45	21.33	77.93	83.26	-73.33	22.67
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	257.81	16.18	55.96	35.55	-42.20	6.13

V .2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{aligned} - N_{\max} &= 2500.6 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 7.56 \text{ KN. m} \quad (\text{ELU}) \\ - M_{\max} &= 124.55 \text{ KN. m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 2364.20 \text{ KN} \quad (G+Q+E_y) \\ - N_{\min} &= -851.41 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 84.27 \text{ KN. m} \quad (0.8G-E_y) \end{aligned}$$

A). Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$d = 59 \text{ m}; d' = 0.06 \text{ m.}$$

$$N = 2500.6 \text{ KN (de compression)(ELU)}$$

$$M = 7.56 \text{ KN. m} \rightarrow e_G = M/N = 0.003 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - MA \geq (0.337h - 0.81d') b. h. f_{bu} \quad (I)$$

$$MA = M + N \times (d-h/2) = 7.56 + 2500.6 \times (0.59 - 0.65/2) = 670.219 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2500.6 \times 10^{-3} \times (0.59 - 0.06) - 670.219 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.06) \times 0.65 \times 0.6 \times 14.2$$

$$0.665 \geq 0.94 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est **partiellement comprimée**. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{670.219 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.59^2 \times 14.2} = 0.226$$

$$u_{bu} = 0.226 < u_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$u_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.325$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.513 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{670.219 \times 10^{-3}}{0.513 \times 348} = 37.54 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -34.32 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

B) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 124.55 \text{ KN. m}, \quad N = 2364.20 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.053 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$(I) \Rightarrow 0.5 \geq 1.22 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 0.751.063 \text{ MN} \Rightarrow u_{bu} = 0.194 < u_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.272 \Rightarrow z = 0.526 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 35.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -23.40 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

C) Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = -851.41 \text{ KN.m(traction)} \quad , M = 84.27 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.099 \text{ m}$$

$$e_1 = (h/2 - d') + e_G = 0.363$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.167$$

$$A_1 = \frac{Nu e_2}{f_{s10}(d-d')} = 6.67 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{Nu e_1}{f_{s10}(d-d')} = 14.62 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3.Ferraillage des poteaux :

Niveau	Section (Cm ²)	A à la flexion composée (cm ²)	A' (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adoptée RPA}	Nombre de Barres (cm ²)
RDC ,1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	65×60	14.62	6.67	31.20	32.93	4HA20+4HA16+8HA14
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×60	4.99	0.99	28.80	28.65	12HA16+4HA14
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×60	1.18	0	26.40	26.51	4HA16+12HA14
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	55×55	2.06	0	24.2	26.51	4HA16+12HA14
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	50×50	3.39	0	20	20.36	4HA16+8HA14
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	45×45	3.17	0	16.20	16.84	8HA14+4HA12

V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4: Les Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	RDC ,1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage
Section (cm ²)	65 × 60	60 × 60	60×55	55 × 55	50× 50	45×45
$\phi_{l. \max}$ (cm)	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
$\phi_{l. \min}$ (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.295	3.57	3.57	3.89	4.28	4.76

ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V_u (KN)	114.06	91.83	74.08	60.12	57.11	61.39
l_r (cm)	80	64	64	64	64	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	20	20	20	20	20	15
A_t (cm ²)	2.46	1.98	1.60	1.30	1.23	1.33
A_{\min}^t (cm ²) z.nodale	1.2	1.2	1.1	1.1	1	0.9
A_{\min}^t (cm ²) z.courante	2.4	2.4	2.2	2.2	2	1.35
A_t adopté (cm ²)	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
Nombre de barres	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \frac{20}{3} = 6.66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2.6. Vérifications :

a) vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau.

➤ Critère de la stabilité de forme :

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie :

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Avec l_f : Longueur de flambement.

$l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour le poteau rectangulaire.

$Br = \pi \frac{(\phi - 2)^2}{4}$ Pour le poteau circulaire.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette} \\ \phi : \text{Diamètre de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	$I \times 10^{-3}$ (m ⁴)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_u^{\max} (KN)
RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3.06	2.142	13.73	11.42	0.832	32.93	0.3654	6582.83	2500.6
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	3.06	2.142	10.8	12.37	0.829	28.65	0.3364	5990.48	1876.90
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	3.06	2.142	9.9	12.37	0.829	26.51	0.3074	5483.57	1301.01
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	3.06	2.142	7.62	13.49	0.825	26.51	0.2809	5052.25	939.07
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	3.06	2.142	5.21	14.84	0.820	20.36	0.2304	4079.37	591.45
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	3.06	2.142	3.42	16.48	0.814	16.84	0.1849	3263.99	257.81

On remarque bien que $N_{\max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

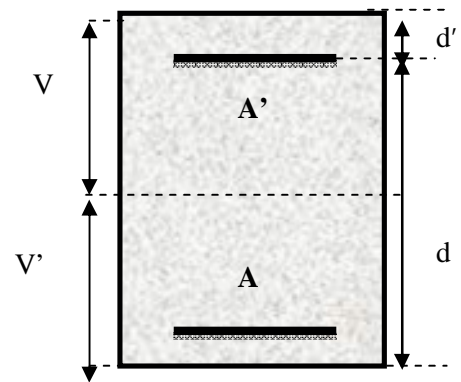


Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	d (cm)	A _s (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} × 10 ⁻³ (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	M _{Gser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	59	32.93	35.48	29.52	16.81	1808.6	35.24	0.089	5.99	2.55	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	54	28.65	32.56	27.44	13.01	1357.9	29.91	0.065	4.99	1.998	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	54	26.51	32.58	27.42	11.94	941.69	25.51	0.050	3.91	1.40	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	49	26.51	29.99	25.01	9.25	680.02	27.48	0.044	3.41	0.80	Vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	44	20.36	27.07	22.93	6.19	428.73	35.03	0.044	3.45	-0.102	Vérifiée
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	39	16.84	24.33	20.67	4.03	187.74	38.46	0.042	3.36	-1.329	Vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
RDC ,1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	2.142	3.295	0.04	59	114.06	0.322	1	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	2.142	3.57	0.04	54	91.83	0.283	1	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	2.142	3.57	0.04	54	74.08	0.249	1	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	2.142	3.89	0.04	49	60.12	0.223	1	Vérifiée
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	2.142	4.28	0.04	44	57.11	0.259	1	Vérifiée
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	2.142	4.76	0.04	39	61.39	0.0.349	1	Vérifiée

➤ Disposition constructives :

- **Longueur des crochets des armatures transversales :**

$$L = 10 \times \phi_t$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2$$

On adopte : $L_r = 80cm$.

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte : $L_r = 64cm$.

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte : $L_r = 56cm$.

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

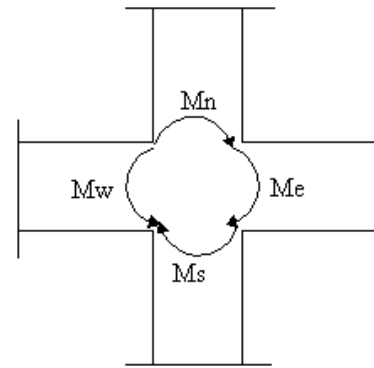
d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.



Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section(cm ²)	Z(cm)	As(cm ²)	MR(KN.m)
RDC ,1 ^{ere} et 2 ^{eme} étage	65×60	58.5	32.93	670.39
3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	60×60	54	28.65	538.39
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	60×55	54	26.51	498.17
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	55×55	49.5	26.51	456.67
10 ^{eme} et 11 ^{eme} étage	50×50	45	20.36	318.84
12 ^{eme} et 13 ^{eme} étage	45×45	40.5	16.84	237.34

d-2). Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tableau V.9). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

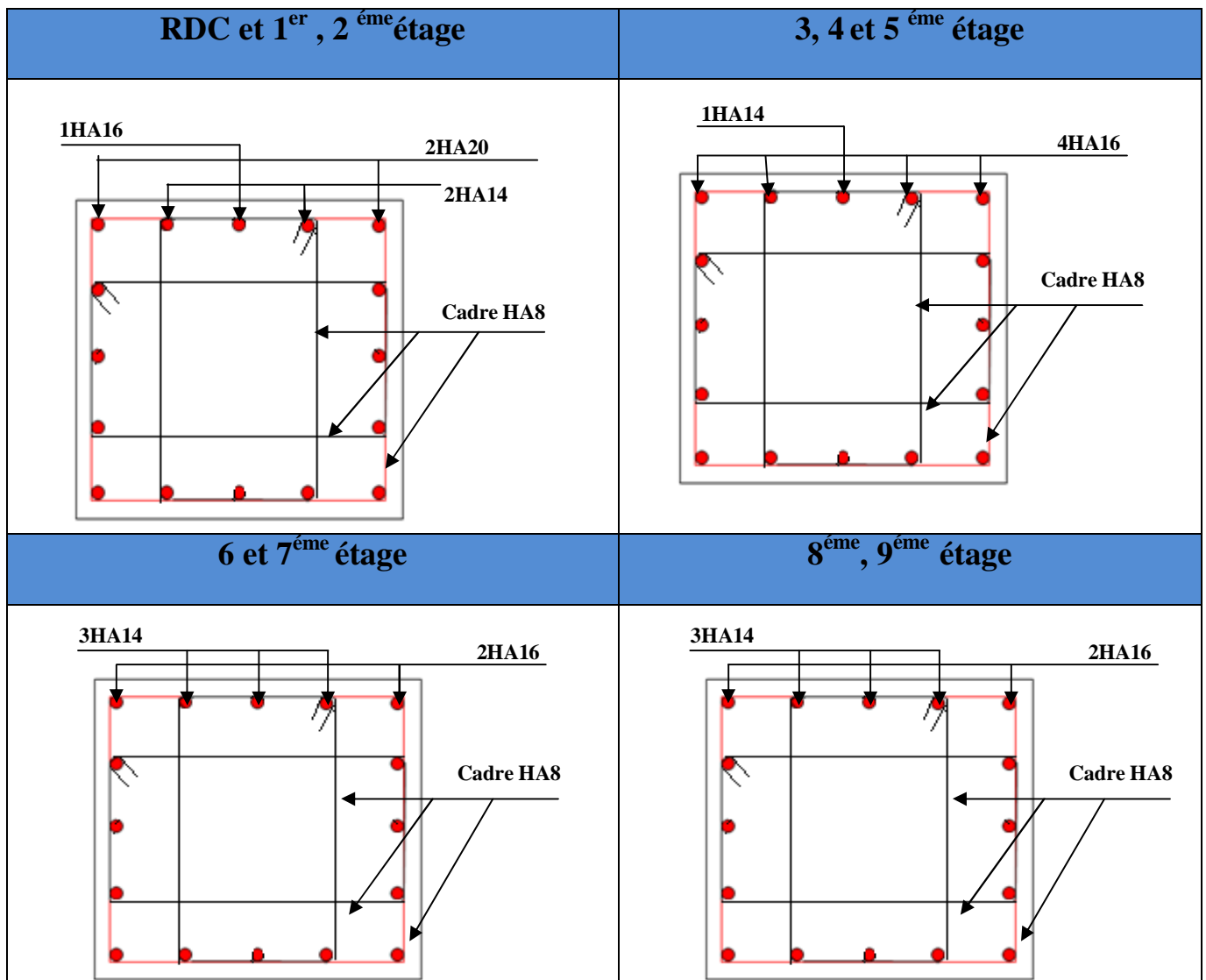
Tableau V.9 : Vérification de la zone nodale.

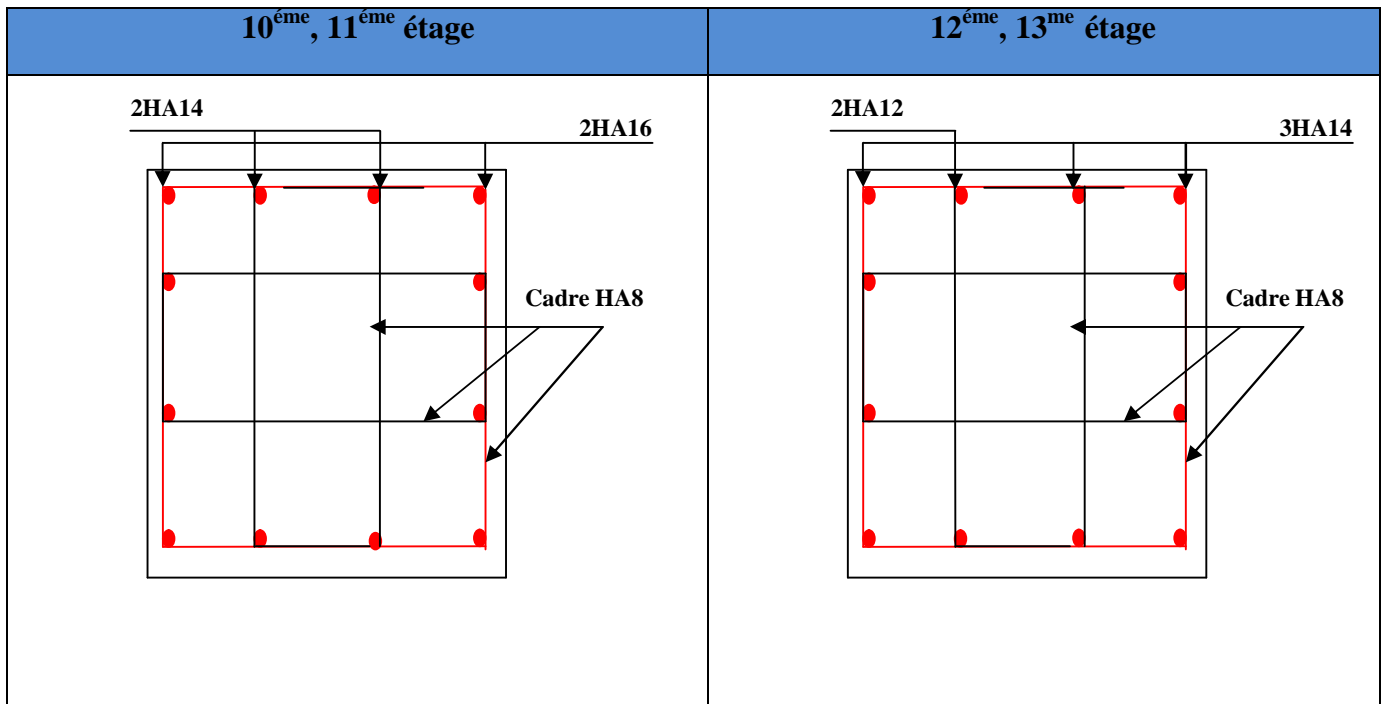
Niveau	poutres	Mn=Ms	Mn+Ms	Mw=Me	1,25(Mw+Me)	obs
RDC ,1 ^{ere} et 2 ^{eme} étage	PP	670.39	1340.78	96.96	242.4	vérifiée
	PS			75.54	188.85	
3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	PP	538.39	1076.78	96.96	242.4	vérifiée
	PS			75.54	188.85	
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	PP	498.17	996.34	96.96	242.4	vérifiée
	PS			75.96	188.85	

8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	PP	456.67	913.34	96.96	242.4	vérifiée
	PS			75.54	188.85	
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	PP	318.84	637.68	96.96	242.4	vérifiée
	PS			75.54	188.85	
12 ^{ème} et 13 ^{ème} étage	PP	237.34	474.68	96.96	242.4	vérifiée
	PS			75.54	188.85	

Conclusion : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Tableau V.10 :Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :





V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel Robot, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $0.8 \times G + E$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8 \times G - E$

(article 5.2)/21

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A) armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1) [2]

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40% en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

B) armatures transversales : (Art 7.5.2.2) [2]

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\phi_1^{min})$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

ϕ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V.3.2. Ferrailage des poutres**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel Robo

Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d (1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B). Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) d'un étage courant avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{aligned} \overline{M}_t &= 88.56 \text{ KN.m(ELA)} \\ \overline{M}_a &= 125.63 \text{ KN.m(ELA)} \end{aligned}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M'}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88.56 \times 10^6}{18.48 \times 300 \times 420^2} = 0.09 < 0.186$$

Pivot A: $\Rightarrow A' = 0$; $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) = 0.118$$

$$Z = 420 \times (1 - 0.4 \times 0.07) = 400.17 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{88.56 \times 10^6}{400 \times 400.17} = 5.53 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{125.63 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18.48} = 0.128$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \Rightarrow$ Pivot A: $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.128}) = 0.171$$

$$Z = 420 \times (1 - 0.4 \times 0.171) = 391.27 \text{ mm}$$

$$A_a = \frac{125.63 \times 10^6}{400 \times 391.27} = 8.02 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Etages courant	Principale	30x45	Appui	125.63	263.83	8.02	6.75	5HA16= 10.05
			Travée	88.56		5.53		3HA14+2HA12= 6.88
	Secondaire	30x40	Appui	83.81	149.47	6.02	6	3HA16=6.03
			Travée	62.64		4.42		3HA16=6.03
Terrasse accessible	Principale	30x45	Appui	72.51	80.16	4.49	6.75	3HA14+2HA12 = 6.88
			Travée	39.71		2.42		3 HA14+2HA12=6.88
	Secondaire	30x40	Appui	60.86	60.32	4.29	6	3HA16=6.03
			Travée	49.31		3.44		3HA16=6.03
Terrasse inaccessible	Principale	30x45	Appui	60.51	77.86	4.32	6.75	3 HA14+2HA12= 6.88
			Travée	42.37		2.98		3 HA14+2HA12= 6.88
	Secondaire	30x40	Appui	58.09	76.15	4.09	6	3HA16=6.03
			Travée	38.96		2.71		3HA16=6.03

V.3.3 Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{max} = 4\% \ b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \ b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{Adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone IIa

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

V.3.4. Armatures transversales

1) Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad [1]$$

Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ mm} \quad \text{soit} \quad \phi_t = 10 \text{ mm}$$

\Rightarrow on adopte $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de ϕ 10 pour toutes les poutres principales.

Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.6; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de ϕ 10 pour toutes les poutres secondaires.

b) Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

- **Zone nodale :** $S_t < \min(h/4, 12\emptyset_{\min})$

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{ cm}; 19.2 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- **Zone courante :**

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Vérification de la section d'armatures transversales :

Poutre principales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutre secondaires:

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.5. Vérifications L'ELU :

a) Condition de non fragilité

$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2$ Donc la condition de non fragilité est vérifiée

b) Vérification des contraintes tangentielles maximal :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$$

Tel que $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ *BAEL91 (art H.III.2).*

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.133 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Tab V.12 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	263.83	2.09	Vérifiée
Poutres secondaires	149.47	1.34	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et ce la pour tout type de poutre.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \longrightarrow$ **(Art H.IV.2) [1]**

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{1}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$ $\gamma_s = 1, f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau V.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutre	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M (MPa)	Al^{riv} (cm ²)	Al^{int} (cm ²)	Observation
principale	10.05	263.83	125.63	6.59	-1.71	vérifiée
secondaire	6.03	149.47	83.81	3.73	-2.55	vérifiée

V.3.6. Vérification à l'ELS :

a) état limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.14 : Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	55.59	10.05	142857	16.13	6.27	15	vérifiée
	Travées	29.62	6.88	108343.94	13.9	3.8	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	34.36	6.03	73788.6	12.22	5.69	15	vérifiée
	Travées	23.92	6.03	73788.6	12.22	3.96	15	vérifiée

d) état limite de déformation (évaluation de la flèche)

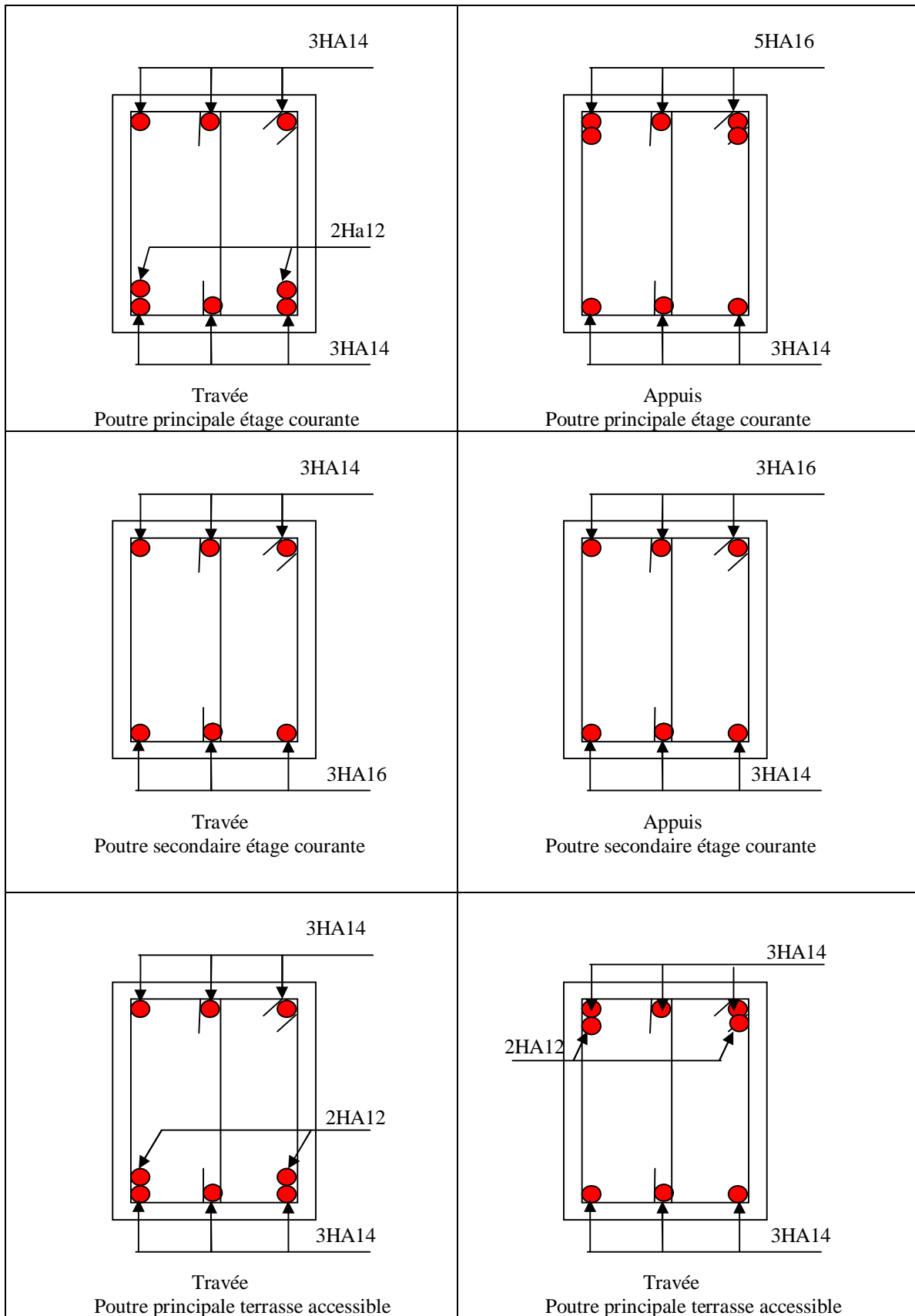
D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

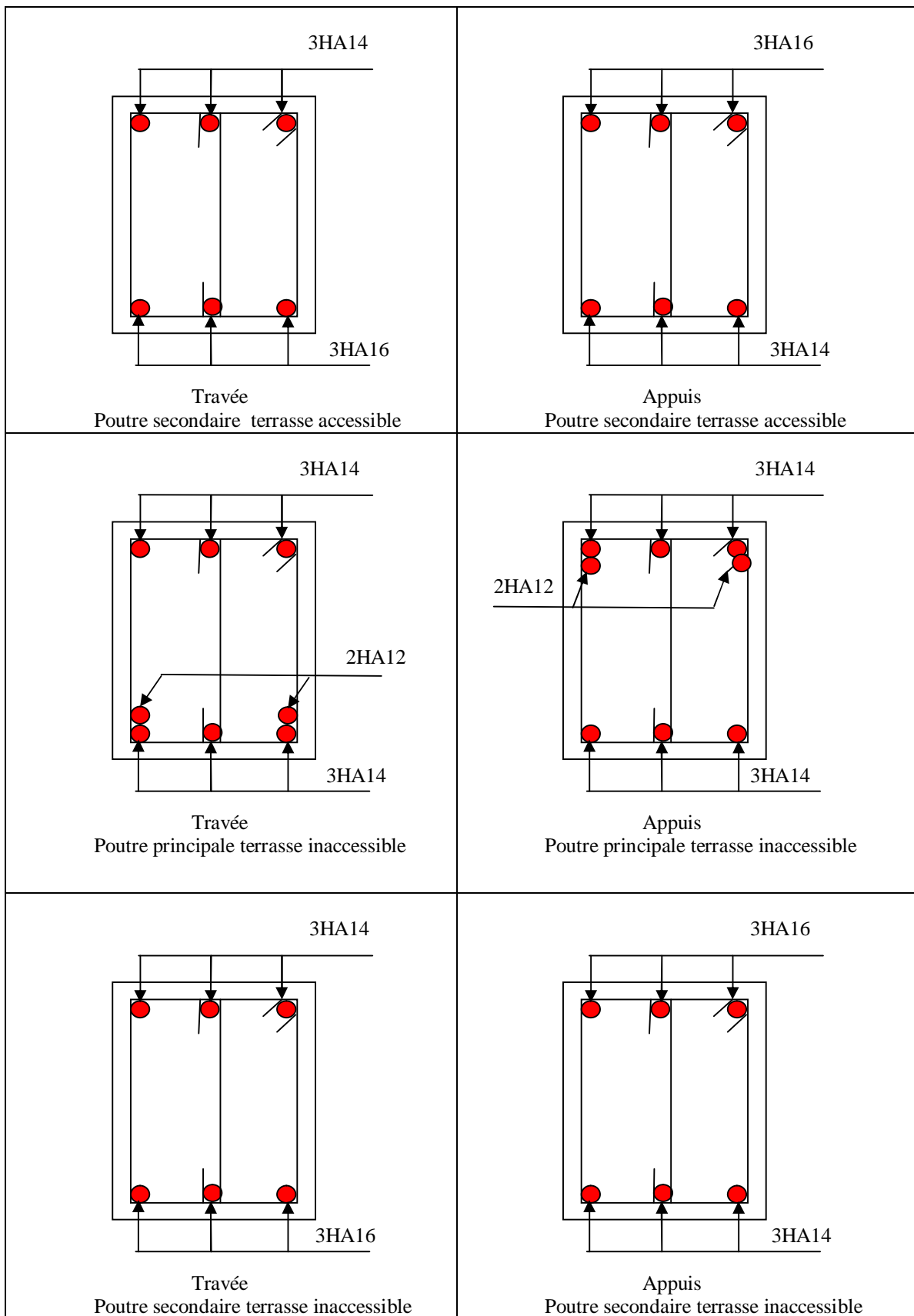
$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{(Art B.6.5) [1]}$$

Tableau V.15 : Vérification de la flèche pour les poutres :

	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	500	10.05	0.09	0.075	0.0079	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	475	6.03	0.084	0.075	0.0054	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Schémas de ferrailage des poutres Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres secondaires. Le même ferrailage sera adopté pour les autres types de poutres.





V.4. Etude des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ **Rupture par flexion.**
- ✓ **Rupture en flexion par effort tranchant.**
- ✓ **Rupture par écrasement ou traction du béton.**

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q\pm E$

3). $0.8G\pm E$

V.4.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

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

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

b) Aciers horizontaux

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à y-y'.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	$V_{y1, (R,1,2)}$	-136.23	65.06	1149.11	1809.99	1916.83	35.35	488.18
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	$V_{y1, (3,4,5)}$	-2.41	3.28	508.91	1510.20	1556.03	20.16	368.70
6 ^{ème} , 7 ^{ème} ,	$V_{y1, (6,7)}$	19.30	0.79	171.53	1117.32	1155.49	12.73	265.39

8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$V_{y1, (8,9)}$	7.32	85.52	185.37	839.35	875.42	10.17	192.67
10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	$V_{y1, (10,11,12)}$	-6.75	70.85	224.91	556.01	582.80	14.45	128.21

V.4.4 Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul V_{y1} // à $y-y'$ et les autres seront résumés dans un tableau.

A) Calcul sous N_{max} et M_{cor}

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$l = 3.95 \text{ m}, d = 3.90 \text{ m}, e = 0,15 \text{ m}.$

$N_{max} = 19.30 \text{ KN}$ (compression),

$M_{cor} = 0.79 \text{ KN.m}.$

$e_G = M/N = 0.041 \text{ m} < l/2 = 1.975 \text{ m} \Rightarrow$ (le centre de pression est à l'intérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots\dots\dots(2)$

$(a) = (0,337 \times l - 0,81 \times d') \times e \times l \times f_{bu} = 14.13 \text{ MN.m}$

$M_{UA} = M + N \times (d - l/2) = 37.94 \text{ KN.m}$

$(b) = N_u \cdot (d - d') - M_{UA} = 0.0363 \text{ MN.m}$

$\Rightarrow (2)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est **partiellement comprimée**. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$\mu_{bu} = 0,0009 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 0,0011 \Rightarrow Z = 3.89 \text{ m} \Rightarrow A = 0.24 \text{ cm}^2$

$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_s = -0.0239 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow A_s = 0$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

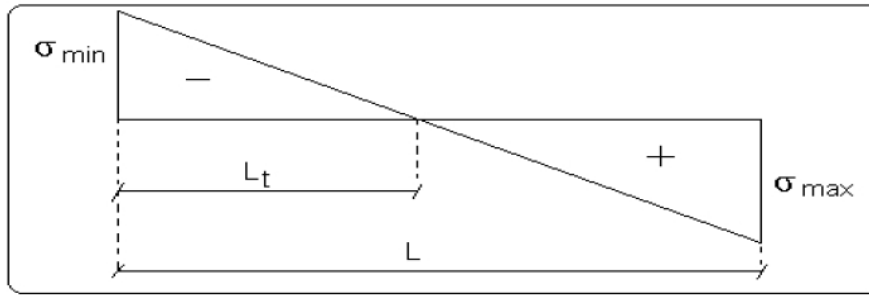


Fig V.2 : La longueur tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \cdot L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \left(\frac{19.30 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3.95} + \frac{0.79 \times 10^{-3}}{0.77} \times 1.975 \right) = 0.032 MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} y = \left(\frac{19.30 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.95} - \frac{0.79 \times 10^{-3}}{0.77} \times 1.975 \right) = 0.031 MPa$$

$$L_t = \frac{0.155 \times 3.95}{0.155 + 0.178} = 1.94 \text{ m}$$

a) Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V = 265.39 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \cdot S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_d}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 265.39 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3.90} = 0.635 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0.65 \text{ cm}^2$$

B) Calcul sous N min et M cor :

$$N_{min} = 1155.49 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = 12.73 \text{ KN.m}$$

a) Armatures verticales :

$$e_G = 0.011 \text{ m} < (l/2) = 1.975 \text{ m} \Rightarrow \text{(le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (2)$$

$$(a) = (0,337 \cdot l - 0,81 \cdot d') \cdot e \cdot l \cdot f_{bu} = 10.86 \text{ MN.m}$$

$$MUA = M + N \cdot (d - l/2) = 2237.04 \text{ kN.m}$$

$$(b) = N_u \cdot (d - d') - M_{UA} = 2.21 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow (2) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,069 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,089 \Rightarrow Z = 3.76m \Rightarrow A = 17.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -16.10 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 1.98 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{min} = 1.91 \text{ MPa} \quad ; \quad L_t = 1.94m$$

C) Calcul sous M max et N cor :

$$M_{max} = 171.53 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 1117.32 \text{ KN}$$

a) Armatures verticales :

$$e_G = 0.153m < (l/2) = 1.975m \Rightarrow \text{(le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (2)$$

$$(a) = (0.337 \times l - 0.81 \times d') \times e \times 1.f_{bu} = 14.13 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \cdot (d - l/2) = 2322.37 \text{ KN.m}$$

$$(b) = N_u \cdot (d - d') - M_{UA} = 1.979 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow (2) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = 0,0055 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,07 \Rightarrow Z = 3.78m \Rightarrow A = 15.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -12.61 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 2.32 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{min} = 1.44 \text{ MPa} \quad ; \quad L_t = 1.51m$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile Vy1 :

$$A_V (ZT) = 0 \text{ cm}^2.$$

$AH \geq 0,65 \text{ cm}^2$.

• **Vérifications:**

$A_{min}(ZT) = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 194 = 5,82 \text{ cm}^2$. (Amin en zone tendue par le RPA).

$A_{min}(ZC) = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.1\% \times 15 \times (395 - 2 \times 194) = 0.105 \text{ cm}^2$. (Amin en zone comprimée par le RPA).

$A_{min}(ZG) = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 395 = 8.88 \text{ cm}^2$. (Amin en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{min}(ZT) = 5.82 \text{ cm}^2$.

On ferraille avec $A_{min} = 8.88 \text{ cm}^2$.

On opte pour : $12HA10/m = 9.42 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles à chaque niveau :

Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile V_{yy1} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC; 1et 2 ^{ème} étage	3 ; 4et 5 ^{ème} étage	6 ; 7 ^{ème} étage	8 ; 9 ^{ème} étage	10; 11 et 12 ^{ème}
Section (m ²)	0.15 × 3.95	0.15 × 3.95	0.15 × 3.95	0.15 × 3.95	0.15 × 3.95
M(KN)	65.06	3.28	171.53	85.52	70.85
N(KN)	-136.23	-2.41	1155.49	7.32	-6.75
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	488.18	368.7	265.39	192.67	128.21
τ_u (MPa)	1.28	0.96	0.69	0.5	0.336
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	2.98	0.05	0	0.45	0.54
A_v^{min} (cm ²)	8.88	8.88	8.88	8.88	8.88
A_v^{adop} (cm ²)	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
N^{bre} /par face	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.20	0.9	0.65	0.47	0.315
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
N^{bre} barre	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile V_{yy2} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC;1et2 ^{ème} étage	3 ; 4et 5 ^{ème} étage	6 ;7 ^{ème} étage	8; 9 ^{ème} étage	10; 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×3.75	0.15×3.75	0.15×3.75	0.15×3.75	0.15×3.75
M(KN)	75.28	579.61	227.74	240.76	5.14
N(KN)	-106.31	1444.09	1063.88	796.84	-3.52
Section	Entièrement tendue	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement tendue
V (KN)	417.21	324.13	213.55	148.57	91.26
τ_u (MPa)	1.15	0.89	0.59	0.41	0.25
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	2.14	0	0	0	0.08
A_v^{min} (cm ²)	8.437	8.437	8.437	8.437	8.437
A_v^{adop} (cm ²)	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
N^{bre} /par face	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.08	0.84	0.55	0.38	0.24
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
N^{bre} barre	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile V_{yy3} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC;1et2 ^{ème} étage	3 ; 4et 5 ^{ème} étage	6 ;7 ^{ème} étage	8 ; 9 ^{ème} étage	10;11 ; 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×3.95	0.15×3.95	0.15×3.95	0.15×3.95	0.15×3.95
M(KN)	90.94	56.18	14.64	8.63	0.16
N(KN)	-121.02	20.62	-1.64	-27.34	-37.19
Section	Entièrement tendue	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	560.87	430.14	260.01	172.08	115.05
τ_u (MPa)	1.47	1.12	0.68	0.45	0.30
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	2.43	0.10	0.11	0.62	0.93
A_v^{min} (cm ²)	8.88	8.88	8.88	8.88	8.88

A_v^{adop} (cm ²)	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
N^{bre} /par face	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.38	1.05	0.64	0.52	0.28
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
N^{bre} barre	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.20.Sollicitations de calcul dans le voile V_{yy4} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC;1et2 ^{ème} étage	3 ; 4et 5 ^{ème} étage	6 ;7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage	10;11; 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×2	0.15×2	0.15×2	0.15×2	0.15×2
M(KN)	157.58	75.24	201.35	180.42	154.7
N(KN)	-42.57	2.16	46.26	25.96	10.92
Section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	284.6	272.03	277.51	113.41	213.84
τ (MPa)	1.47	1.41	1.43	1.29	1.1
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	2.57	0.94	2.02	2.00	1.86
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adop} (cm ²)	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
N^{bre} /par face	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.38	1.32	1.34	1.21	1.03
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
N^{bre} barre	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.4.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{yy1}) comme exemple

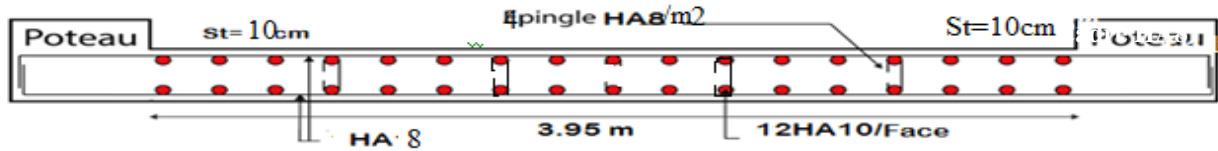


Schéma Figure .V. 3 : de ferrailage de voile (V_{yy1})

Tableau V.21: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} et V_{x2} // à x-x'

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC ,1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	$V_{x1, (R,1,2)}$	-115.06	25.96	720.67	834.429	1332.22	59.89	289.16
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	$V_{x1, (3,4,5)}$	9.72	0.69	386.84	502.1	1134	139.6	266.17
6 ^{ème} , 7 ^{ème} ,	$V_{x1, (6,7)}$	6.87	0.4	143.32	338.08	825.74	26.09	174.35
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$V_{x1, (8,9)}$	4.82	1.99	154.98	282.90	621.6w5	66.77	128.84
10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	$V_{x1, (10,11,12)}$	-7.90	36.55	157.03	227.87	441.55	61.98	91.98

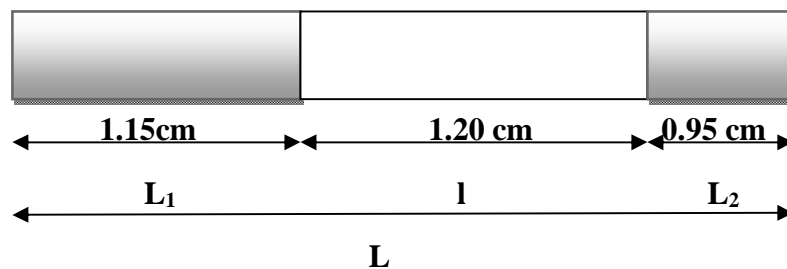


Figure V.4 : Schéma de voile avec ouverture

$$N_{Trumeaux} = N \times (L_1 + l/2) / L$$

$$M_{Trumeaux} = N \times e$$

Tableau V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} et V_{x2} dans tous les niveaux pour trumeaux 1

Niveau	RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×1.15	0.15×1.15	0.15×1.15	0.15×1.15	0.15×1.15
M(KN)	9.15	90.15	65.66	49.42	0.63
N(KN)	-60.98	601.02	437.64	329.47	-4.19
Section	Entièrement tendu	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement tendu
V (KN)	185.06	170.35	111.58	82.46	58.87
τ (MPa)	1.55	1.42	0.64	0.68	0.49
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	0.97	0	0	0	0.066
A_v^{min} (cm ²)	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59
A_v^{adop} (cm ²)	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
N^{bre} /par face	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.45	1.33	0.6	0.64	0.46
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N^{bre} barre	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.23 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} et V_{x2} dans tous les niveaux pour trumeaux 2

Niveau	RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×0.95	0.15×0.95	0.15×0.95	0.15×0.95	0.15×0.95
M(KN)	8.11	79.95	58.21	43.83	0.56
N(KN)	-54.08	532.98	388.1	292.17	-3.71
Section	Entièrement tendu	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement tendu
V (KN)	104.1	95.82	62.77	46.38	33.11
τ (MPa)	1.06	0.97	0.64	0.47	0.33

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	0.90	0	0	0	0.062
$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
$N^{bre} / \text{par face}$	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	0.99	0.91	0.6	0.44	0.31
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
$N^{bre} \text{ barre}$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20

V.4.7 Ferrailage du linteau

➤ *Premier cas* : $\tau_b \leq 0,06 * f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M,V).

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion. (A_l).
- des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

a) aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Z * f_e}$$

avec : $Z = h - 2 * c$ où h est la hauteur totale du linteau .

d' : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 * V_u$ calcul)

b) les aciers transversaux :

- **premier sous cas : linteaux long** $s \leq (\lambda_g = \frac{l}{h} > 1)$

on a :
$$s \leq \frac{A_t * f_e * z}{V}$$

Où s = espacement des cours d'armatures transversales.

- **Deuxième sous cas : linteaux courts** ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$s \leq \frac{A_t * f_e * l}{V + A_t * f_e}$$

➤ deuxième cas : $\tau_b > 0,06 * f_{c28}$

dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante suivant les minimums réglementaires . les efforts (M,V) sont repris suivant les bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D .

Le calcul de ses armatures se fait suivant la formule suivante :

$$A_D = \frac{V}{2 * f_e * \sin \alpha}$$

avec: $tg \alpha = \frac{h-2c}{2a}$ **c : enrobage**

avec: V= V calcul (sans majoration)

pour Al, At, Ac sont données ci-dessous :

$$Al \geq 0.15 \% b * h.$$

$$At \geq 0.15 \% b * s. \quad \text{si:} \quad \tau_b \leq 0,025 * f_{c28}.$$

$$At \geq 0.25 \% b * s. \quad \text{si:} \quad \tau_b > 0,025 * f_{c28}.$$

$$Ac = 0.2 \% b * h.$$

Le linteau se ferraille a la flexion simple

Les sollicitations :

$$M=242.90 \text{ KN.m}$$

$$V= 289.16 \text{ KN}$$

$$V=1.4 \times V = 1.4 \times 289.16 = 404.83 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 h = 0.459 \quad \text{h: hauteur de linteau}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{404.83}{0.15 \times 0.459} = 5.88$$

$\tau = 5.88 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (Il ya risque de rupture par cisaillement dans linteau) on augmente l'épaisseur de linteau $e=20 \text{ cm} \implies \tau = 4.41 \text{ MPa}$

$$\tau = 4.41 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

⇒ Dans cas il ya lieu de disposer les ferrillages longitudinaux transversaux en zone courante (armatures de peau) suivante les minimum réglementaires.

Calcul des armatures diagonales :

$$A_D = \frac{V}{2fe \sin \alpha} = \frac{289.16}{2 \times 400 \times 0.351} = 10.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2c}{2a} \quad c : \text{enrobage}$$

$$\text{tg} \alpha = 0.375 \implies \alpha = 20.56 \implies \sin \alpha = 0.351$$

$$A_D^{\min} = 0.15\% \times e \times h = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_D = 7\text{HA14} = 10.78 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures longitudinales**

$$M = V \cdot a = 404.83 \times 0,6 = 242.90 \text{ KN.m.}$$

$$A_l = \frac{242.90 \cdot 10^{-3}}{0,47 \cdot 400} = 12.92 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\lambda_s = \frac{l}{h} = \frac{1,2}{0,51} = 2.35$$

$$\implies \text{linteau long} \quad s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

$$s \leq h/4 = 0,51/4 = 0,13 = 13 \text{ cm. on opte pour } s = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t = 2.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,375 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 3 cadre de $\emptyset 10$.

- **Calcul des armatures longitudinales**

$$A_l^{\min} = 0.15 \times e \times h = 0.15 \times 15 \times 51 = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = 6\text{HA14} + 4\text{HA12} = 13.76 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\tau = 4.41 \text{ MPa} > \tau_{\text{adm}} = 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t^{\min} = 0.25 \times e \times t = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3\text{HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de peau**

$$A_p^{\min} = 0.2 \times e \times h = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_p = 3\text{HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Tableau V.24. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} et V_{x2} dans tous les niveaux pour linteaux

Niveau	RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×0.51	0.2×0.51	0.15×0.51	0.15×0.51	0.15×0.51
V (KN)	289.16	266.17	174.35	128.84	91.98
M (KN)	242.90	223.58	146.45	108.22	77.26
τ (MPa)	4.41	4.06	3.54	2.62	1.87
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^D_{calculé}$ (cm ²)	10.3	9.47	6.21	4.59	3.27
A^D_{min} (cm ²)	1.53	1.53	1.15	1.15	1.15
A^D_{adop} (cm ²)	7HA14	7HA14	7HA12	7HA10	7HA10
$A^t_{calculé}$ (cm ²)	2.15	1.98	1.30	0.96	0.68
A^t_{min} (cm ²)	0.5	0.5	0.375	0.375	0.375
A^t_{adop} (cm ²)	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10
λ_g	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
S_t (cm)	10	10	10	10	10
$A_l^{calculé}$ (cm ²)	12.92	11.89	7.78	5.76	4.11
A^l_{min} (cm ²)	1.53	1.53	1.15	1.15	1.15
A^l_{adop} (cm ²)	6HA14+4HA12	6HA14+4HA12	7HA12	6HA12	4HA12
A_{peau} (cm ²)	2.04	2.04	1.53	1.53	1.53
A^D_{peau} (cm ²)	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10

Tableau V.25 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} et V_{x4} // à x-x'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	V_{x3} , (R,1,2)	-151.63	13.23	933.06	966.4	1406.24	72.99	340.66
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	V_{x3} , (3,4,5)	28.91	15.55	478.83	760.22	1033.06	34.22	300.66
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	V_{x3} , (6,7)	6.28	5.13	209.36	510.83	699.61	34.45	176.71

,8^{ème} et 9^{ème} étage	V_{x3, (8,9)}	-6	20.89	177.04	362.97	467.13	42.36	117.33
10^{ème} , 11^{ème} et 12^{ème} étage	V_{x3, (10,11,12)}	-19.51	45.16	165.1	183.35	242.08	32.19	63.66

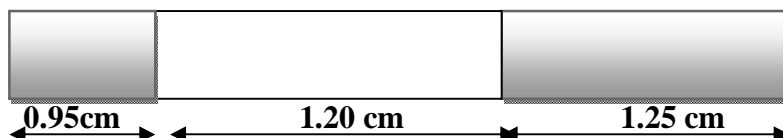


Tableau V.26 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} et V_{x4} dans tous les niveaux pour trumeaux 1

Niveau	RDC ,1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage
Section (m²)	0.15×0.95	0.15×0.95	0.15×0.95	0.15×0.95	0.15×0.95
M(KN)	10.23	69.73	47.22	0.405	1.32
N(KN)	-68.23	464.88	314.82	-2.7	-8.78
Section	Entièrement tendu	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement tendu	Entièrement tendu
V (KN)	102.198	90.198	53.01	35.20	19.10
τ (MPa)	1.04	0.91	0.54	0.36	0.19
τ̄ = 0.2f_{c28}(MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	1.14	0	0	0.045	0.15
A_v^{min} (cm²)	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
A_v^{adop} (cm²)	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
N^{bre} /par face	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t(cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	0.97	0.85	0.51	0.34	0.18
A_h^{min} (cm²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N^{bre} barre	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t(cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.27 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} et V_{x4} dans tous les niveaux pour trumeaux 2

Niveau	RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} ,	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×1.25	0.15×1.25	0.15×1.25	0.15×1.25	0.15×1.25
M(KN)	12.28	83.68	56.67	0.49	1.58
N(KN)	-81.88	557.85	377.79	-3.24	-10.53
Section	Entièrement tendu	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement tendu	Entièrement tendu
V (KN)	235.05	207.45	121.93	80.96	43.92
τ (MPa)	1.80	1.59	0.93	0.62	0.34
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	1.28	0	0	0.051	0.16
A_v^{min} (cm ²)	2.81	2.81	2.81	2.81	2.81
A_v^{adop} (cm ²)	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5
N^{bre} /par face	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.69	1.49	0.87	0.58	0.32
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N^{bre} barre	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.28 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux pour linteaux

Niveau	RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25×0.51	0.2×0.51	0.15×0.51	0.15×0.51	0.15×0.51
V (KN)	340.66	300.66	176.71	117.33	63.66
M (KN)	286.15	252.55	148.44	98.56	53.47
τ (MPa)	4.16	4.58	3.59	2.38	1.29
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_D^{calculé}$ (cm ²)	12.13	10.71	6.29	4.18	2.27
A_{min}^D (cm ²)	1.91	1.53	1.15	1.15	1.15

A_D^{adop} (cm ²)	6HA14+4HA12	8HA14	6HA12	6HA10	4HA10
$A_t^{calculé}$ (cm ²)	2.54	2.24	1.31	0.87	0.47
A_{min}^t (cm ²)	0.625	0.5	0.375	0.375	0.225
A^t (cm ²)	4HA10	4HA10	3HA10	3HA10	3HA10
λ_g	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
S_t (cm)	10	10	10	10	10
$A_1^{calculé}$ (cm ²)	15.22	13.43	7.89	5.24	2.84
A_{min}^l (cm ²)	1.91	1.53	1.15	1.15	1.15
A_l^{adop} (cm ²)	6HA14+6HA12	6HA14+4HA12	7HA12	6HA12	4HA10
A_{peau} (cm ²)	2.55	2.04	1.53	1.53	1.53
A_{peau}^{adop} (cm ²)	4HA10	4HA10	3HA10	3HA10	3HA10

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment R+12 contreventée par voile -portique, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (Robot 2011).

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion naturelle, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées mais aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant pour ces raisons on a mis des voiles avec ouverture, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet $P-\Delta$.
- Le choix d'un bon site sur bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Conclusion

Générale

Dédicaces

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux.

Je dédie ce modeste travail :

A ma lumière de vie mes très cher parents que dieu tout puissant les gardes en bonne santé.

A mes grands et petits frères (Kherredinne, Ghilas,).

A ma petite sœur (kanza).

A toute ma famille « madagh ».

A ma binôme «Nait idir chahineze » .qui je lui souhaite tout le bonheur.

A tous mes enseignants qui m'ont servi du primaire à l'université.

A tous mes amies en particulier (très chère lynda, yassmine, lillia).

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de Ce travail.

A tous la promotion Génie Civil 2015/2016.

Dédicaces

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux.

Je dédie ce modeste travail :

A ma lumière de vie mes très cher parents que dieu Tout puissant les gardes en bonne santé.

A mes frères (Fahem, Massi).

A ma grande sœur (Fahima).

A toute ma famille « Nait idir ».

A ma binôme «Madagh aldja » .qui je lui souhaite tout le bonheur.

A tous mes enseignants qui m'ont servi du primaire à l'université.

A tous mes amies en particulier (tre chère lynda, yassmine, lillia, samia).

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de Ce travail.

A tous la promotion Génie Civil 2015/2016.

I.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va présenter des caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser dans la réalisation, et cela pour avoir une structure à la fois sécuritaire et économique.

I.2 Description de l'ouvrage :

Le but de notre projet est d'étudier une promotion immobilière R+12 à usage d'habitation, l'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya Bejaia dans la Cne d'EL KSEUR qui est classé en zone II a, (sismicité moyenne), d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie usage 2 (classification RPA 99 version 2003).

I.3 Nature de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment R+12 comportant

- 1 RDC
- 12 étages
- Terrasses accessibles et inaccessibles
- 3 cages d'escaliers
- 2 cages d'ascenseur
- 1 vide pour les sanitaires

I.4 Caractéristiques géométriques :

- Hauteur totale de l'ouvrage : 42,84m
- Hauteur du RDC : 3,06m
- Hauteur du vide sanitaire : 2.8m
- Hauteur du duplex : $2 \times 3,06$ m
- Longueur de l'ouvrage L_x : 28,5m
- Largeur de l'ouvrage L_y : 21,30m

I.5 Rapport géotechnique du sol :

La synthèse des essais de laboratoire et in-site effectués sur le site de l'ouvrage nous permet de conclure que le terrain est constitué des marnes indurées encroutées et caillouteuses, d'après le rapport de sol on peut classer le site dans la catégorie S3 (sol meuble).

La fondation devrait être ancrée à partir de 2.00m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1,80$ bars, tout en tenant compte de l'ancrage minimal des bâtiments.

I.6 Définition des éléments de l'ouvrage

I.6.1 Ossature

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone II a, sera contreventée. De ce fait de notre étude doit s'inscrire dans les exigences du RPA.

I.6.2 Plancher

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure; notre bâtiment comporte deux types de planchers :

a) Plancher en corps creux

Ce type est utilisé pour les planchers des étages.

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure.
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Support des plafonds et revêtements.

b) Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

I.6.3 Escalier

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Dans notre cas on a trois types d'escalier.

I.6.4 Maçonnerie

- Murs extérieurs

Ils seront réalisés avec de briques creuses en double cloisons de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

- Murs intérieurs

Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.6.5 La terrasse

Dans notre projet on a deux types de terrasses, un est accessible et l'autre inaccessible.

I.6.6 L'ascenseur

C'est un élément mécanique, il sert à assurer l'accès aux différents étages du bâtiment. On a deux ascenseurs dans notre projet.

I.6.7 Revêtement

Ils seront réalisés en :

- Céramique pour la salle d'eau.
- Carrelage pour les planchers, et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et cages d'escaliers.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et plafonds.

I.6.8 Voiles

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.6.9 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

I.7 Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99/version 2003(Règles Parasismique Algériennes).
- CBA93 (code de béton armé).
- DTR BC2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC 2.3.1 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL99.

I.8 Indication générale sur les règles de BAEL

Article A1.1 « Domaine d'application » des règles BAEL précise que « certains ouvrages peuvent faire l'objet de règles particulières auxquelles il est alors fait référence ».

I.8.1 Etats limites

Un état limite est un état au –delà duquel la structure ne satisfait plus les exigences pour les quelles elle a été conçu. On distingue :

a) Etat Limite Ultime (ELU)

Ils sont associés à la ruine de la structure, on distingue trois états limites ultimes :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité.

b) Etat Limite de Service (ELS)

C'est la condition que doit satisfaire l'ouvrage pour que son utilisation (exploitation) normale et sa durabilité soit assurée. Il existe trois limites :

- La déformation des éléments.
- Ouverture de fissure
- L'état de compression du béton.

c) Hypothèses de calcul aux états limites

c.1) Hypothèses de calcul à L'ELU

- Conservation des sections planes.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à 3,5‰ en flexion et à 2‰ en compression simples.
- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes de déformation passent par trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

➤ Règle des trois pivots :

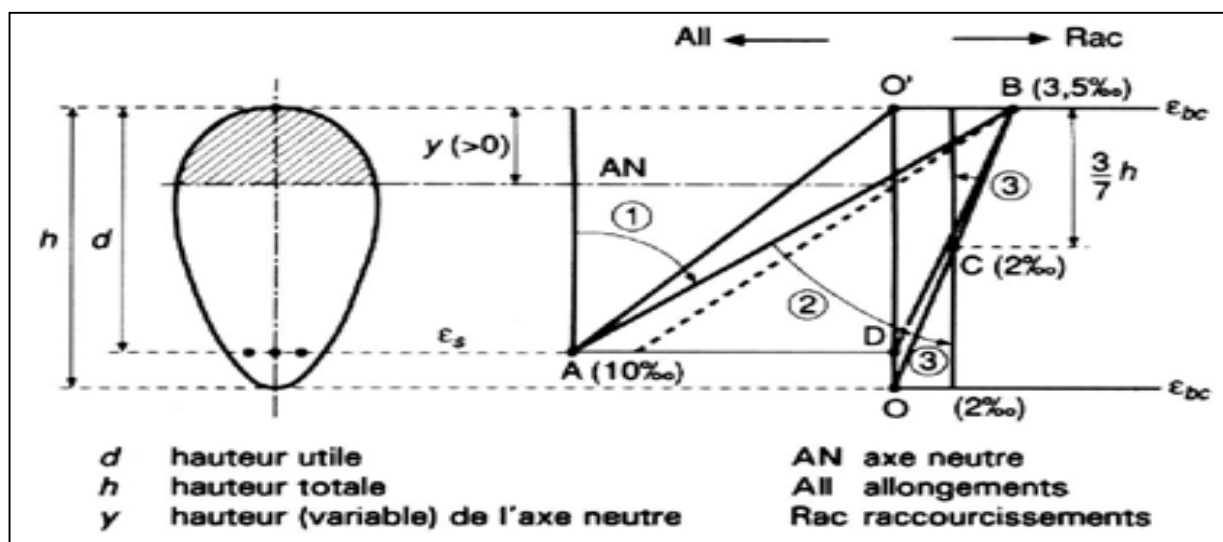


Figure I.1. Règle des trois pivots.

Tableau I.1 : Analyse du diagramme des déformations		
Pivot A Domaine 1	Pivot B Domaine 2	Pivot C Domaine 3
Allongement de l'acier : $\epsilon_s = 10\text{‰}$	Raccourcissement du béton comprimé : $\epsilon_b = 3,5\text{‰}$	Raccourcissement du béton comprimé : $\epsilon_b = 2\text{‰}$ pour $y = 3/7 h$
Traction simple : -limite AA' -béton entièrement tendu Flexion simple ou Composée : -Acier tendu $\epsilon_s = 10\text{‰}$ -Béton partiellement comprimé $0 \leq \epsilon_b \leq 3,5\text{‰}$	Flexion simple ou composée : -Acier tendu $\epsilon_s = 10\text{‰}$. -Béton partiellement comprimé.	compression simple : Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation, sinon flexion composée.

c.2) Hypothèses de calcul à l'ELS

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations élastiques c'est-à-dire :

$$\longrightarrow \sigma_b = \epsilon_b \times E_b$$

$$\longrightarrow \sigma_s = \epsilon_s \times E_s$$

- La résistance relative entre l'acier et le béton est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence acier béton est $n=15$.

I.8.2 Principe d'application des règles BAEL

L'application des règles BAEL fait intervenir un certain nombre de paramètres :

- Les valeurs représentatives des actions (valeurs maximales en général).
- La combinaison de cas action (spécifique à l'état limite considéré).
- Les résistances caractéristiques du béton (f_{cj}) et de l'acier (f_e).
- Les coefficients de sécurité γ_b pour le béton et γ_s pour l'acier.

I.9 Actions et sollicitations

I.9.1 Actions (art A.3.1.1) [4]

Les actions sont les forces et les couples dus aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées (variations de température, tassement d'appuis, etc..). Elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

On distingue trois catégories d'actions :

a) Actions permanentes (G)

Leurs intensités sont constantes dans le temps, par exemple :

- Poids propres des éléments de la structure
- Poids des murs, cloisons, revêtements etc.
- Poussée des terres.
- Poussée des liquides.

b) Actions variable (Q)

Leurs intensités sont variables dans le temps, on a :

- Charges d'exploitation.
- Charges climatique.
- Charges appliquées en cours d'exécutions.
- Charges dues à la température.

c) Actions accidentelles (F_A)

Elles se produisent rarement, et leurs durée sont très courtes par exemple : séismes, incendie, explosions, chocs, etc.

I.9.2 Sollicitations (Art A.3.3.1) [4]

Les sollicitations sont des efforts (efforts normal, efforts tranchant) et les moments (moments de flexion, moments de torsion) calculées à partir des actions par des méthodes appropriées. On note par :

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

a) Sollicitations de calcul vis-à-vis L'ELU (Art A.3.3.21) [1]

$$1,35 G_{\max} + 1,5 G_{\min} + \gamma Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

Ou : $\gamma Q_1 = 1,5$ en général.

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.

- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

b) Sollicitations de calcul vis-à-vis L'ELS (Art A.3.3.22) [1]

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

c) Sollicitations accidentelles :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{21} Q_i$$

F_A : valeur de l'action accidentelle.

Ψ_1, Ψ_2 : coefficient correspondant à la nature de la charge. (Art A.3.1.3.1) [4]

I.9.3 Les combinaisons d'action [2]

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- Situations durables :
 - ELU : $1,35G + 1,5Q$
 - ELS : $G + Q$
- Situations accidentelles :
 - $G + Q \pm E$ *
 - $G + Q \pm 1,2 E$ ** pour les poteaux dans les ossatures auto stables la combinaison * est remplacée par **
 - $0,8 G \pm E$

I.10 Les matériaux de construction

I.10.1 Béton

a) Les caractéristique du béton :

- **Résistance caractéristique à la compression f_{cj}**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre de diamètre 16cm et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. [5]

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

- **Résistance caractéristique à la traction f_{ij}**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{ij}) est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{Art (A.1.2.1.2) [4].}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

b) Contraintes limites

- **Contrainte limite à l'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise} \\ & \text{entre 1h et 24h.} \\ 0.8 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

- **Contrainte limite à l'ELS**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

I.10.2. L'Acier

a) Définition

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Les principales armatures utilisées en génie civil sont présentées sur le tableau I.1 :

Tableau I.2 : f_e en fonction du type d'acier.

Acier	Aciers ronds lisses		Aciers hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400.

c) Contrainte limite

- Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

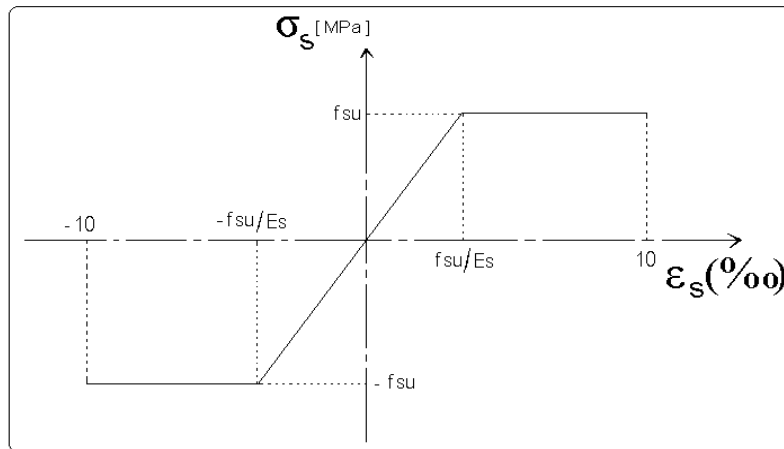


Figure .I.2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

- Etat limite de service : [5]

Nous avons pour cet état :

✓ Fissuration peu nuisible;

- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f^e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$;
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f^e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

Avec: η : Coefficient de fissuration;

$\eta=1$ pour les ronds lisses (RL);

$\eta=1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Introduction générale

L'**ingénieur du génie civil** est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la **sécurité** des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la **résistance**, l'**économie** (en tenant compte du coût de réalisation) l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes **études** et **règlement** préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un **système de contreventement** est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situ l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux **règlements parasismiques Algériens RPA99/2003**.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le **séisme** nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de **mauvaises** dispositions constructives ou des **malfaçons** d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le **comportement dynamique** de la structure a fin de mieux prévoir sa **réponse sismique** a un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (**R + 12**) à usage d'habitation, contreventé par une structure **mixte** (voiles + portiques).

Dans notre étude, en plus des calculs **statiques** qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéressés dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon **comportement dynamique** par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la **bonne disposition** est retenue, la structure est soumise au **spectre** de calcul du Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/version2003**). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel **Robo 2011**. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.