



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+9+SOUS-SOL, A USAGE D'HABITATION,
COMMERCIAL ET BUREAU CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE
(VOILES-PORTIQUES)**

Présenté par

Encadré par :

MR. AHSATAL SAID
MR. BELLACHE ABDELHAK

MR :BOUZEROURA .M

MEMBRES DE JURY

MR : LABIODH .B

MR :BOUKELLOUDA .A

Septembre 2017

1. Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
j	: Nombre de jours de maturité du béton
L	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	: Charge permanente unitaire.

S_t	: Espacement des armatures transversales.
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion.
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ϵ_{bcmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

Références bibliographiques

- Document technique réglementaire (**DTR BC 2.2**).
- Règles Parasismiques Algériennes, (**RPA 99/version 2003**).
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (**BAEL91**).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).

Annexe 1

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	0.0596	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

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

$$\text{Avec } L_x < L_y$$

$$\rho = 0.9$$

		$\frac{u/L_x}{v/L_y}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

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

I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé exige des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+9 avec un sous sols, cette structure est destinée à usage d'habitation, est classé d'après le règlement parasismique algérien « RPA99/version 2003 » dans le groupe **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé, sur le territoire de la wilaya de Bejaia, classé d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), article (3.1) en zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I.3. Les données géométriques relatives à cet ouvrage :

- La longueur du bâtiment : 21.65 m.
- La largeur du bâtiment : 17.05 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 41.91 m.
- Hauteur du sous sol : 5.10 m.
- Hauteur du RDC : 5.61 m.
- Hauteur des autres étages : 3.06 m.
- La surface totale du bâtiment : 369.81 m.

I.4. Définition des éléments de l'ouvrage :

Parmi les éléments essentiels de l'ouvrage, nous avons

I.4.1. Ossature:

Selon le **RPA 99, version 2003 (article 4.a)**, qui exige que toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, son type de contreventement devra être mixte (voiles et portiques), avec justification de l'interaction : (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage, et les voiles ne doivent pas reprendre plus de 20% de l'effort vertical). De ce fait, notre bâtiment sera doté d'un contreventement mixte.

I.4.2.Les planchers:

Ce sont des aires généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

I.4.3. Les escaliers:

Ce sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

I.4.4. Les éléments de remplissage:

- **Les murs d'extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

I.4.5. La terrasse:

Notre projet comporte une terrasse inaccessible.

I.4.6. 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.4.7. Voiles:

Ils sont réalisés en béton armé, les choix du nombre, dimensions et emplacement seront étudiés ultérieurement (**chapitre IV**).

I.5. Règlements et normes utilisés:

Notre étude a suivi les règlements suivants:

- ❖ RPA99 /version 2003 (Règlement Parasismique Algérien)
- ❖ CBA93 (Code du Béton Armé).
- ❖ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ❖ BAEL91 modifié99 (Béton Armé aux États Limites).
- ❖ DTR BC2.33.2.
- ❖ DTR BC2.33.1.

I.6. États limites:

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction

est strictement satisfaite ; elle cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle. On distingue :

1.6.1. États Limites de Service (ELS):

Ce sont eux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation, on distingue deux cas :

- ouverture des fissures .
- déformation des éléments.
- état limite de compression du béton.

1.6.2. États Limites Ultimes (ELU):

La sécurité de l'ouvrage est de leur ressort. Ils ne désignent pas nécessairement « *effondrement* », mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes, sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :

- équilibre statique ;
 - résistance d'un élément de la construction ;
 - stabilité de forme (flambement) ;
 - fatigue.
- **Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites: BAEL (Art .A.4. 3.2) ;**
 - **Calcul aux états limites ultimes:**

Les principales hypothèses du calcul des sections en béton armé aux ELU sont les suivantes :

- ✓ les sections planes restent planes après déformation.
- ✓ il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- ✓ le béton tendu est négligé.
- ✓ le diagramme contrainte/déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle (figure I-3).
- ✓ le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte/déformation de calcul (figure 1.4).
- ✓ les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10‰, le raccourcissement du béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression.

- **Calcul aux états limites de service:**

L'ELS est déterminant par rapport à l'ELU lorsque la fissuration est considérée comme très préjudiciable à la tenue de l'ouvrage dans le temps (FTP) et parfois lorsqu'elle est préjudiciable (FP). Dans ce dernier cas, on dimensionnera à l'ELU et on vérifiera que la section d'acier est suffisante pour l'ELS. En FTP, le calcul de la section d'acier doit être fait directement à l'ELS.

Les principales hypothèses de calcul des sections en béton armé aux ELS sont les suivantes:

- ✓ les sections planes restent planes après déformation ;
- ✓ il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures ;
- ✓ le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques ;
- ✓ le béton tendu est négligé ;
- ✓ le rapport entre le module d'élasticité longitudinale de l'acier et le module d'élasticité du béton est égale à 15.

$$n = \frac{E_s}{E_b} \quad n : \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.7. Les actions:

Une action peut se définir comme un ensemble de forces, de couples de forces appliquées à la structure ou une déformation imposée à la structure.

I.7.1. Les différents types d'actions:

- **Les actions permanentes (G) :** Ce sont les actions dont la variation dans le temps est négligeable. Elles comprennent :
 - le poids propre de la structure ;
 - le poids des cloisons, revêtements et superstructures fixes ;
 - le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides ;
 - les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Ce sont les actions dont l'intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps. Elles comprennent :
 - les charges d'exploitations.
 - les charges climatiques (neige et vent).
 - les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (F_A) :**

elles proviennent d'un phénomène se produisant rarement et dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage. On peut en citer :

- les chocs ;
- les séismes ;
- les explosions ;
- les feux.

I.7.2. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a - Combinaison d'action à l'ELU: CBA93 (article A.3.3.2):

➤ **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum 1.3\Psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\Psi_{1i} Q_1+\sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b - Combinaison d'action à l'ELS : CBA93 (article A.3.3.3):

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \Psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c - Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003:

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E. \\ G+Q\pm 1.2E. \\ 0.8G\pm E. \end{array} \right.$$

I.8. Les sollicitations:

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'actions données.

I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

1.9.1. Le béton:

a) Définition:

Le béton est un mélange d'agréats (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eau en qualités convenables et dans des proportions bien définies, pour obtenir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400kg/m³ de béton mis en œuvre ; en dessous de 300 kg/m³ les règles du BAEL 91/99 ne sont plus applicables. Le béton sera conforme aux règles **BAEL 91/99** et le **RPA99** modifié en **2003**.

a- Résistance caractéristique du béton :

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ».

$$f_{c28} = 25MPa \quad \text{CBA93 Art (A.2.1.1.1)}$$

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (} j \leq 28 \text{jours)CBA93 Art (A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (} j > 28 \text{jours)CBA93 Art (A.2.1.1.1)} \\ j > 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa} \end{array} \right.$$

b-Résistance caractéristique à la traction :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge notée « f_{ij} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40 \text{Mpa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ on a $f_{i28} = 2.1 \text{Mpa}$

c- Contraintes admissibles du béton

- Contraintes admissibles de compression :

ELU :

La contrainte en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

θ : dépend de la durée d'application de la charge.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque : } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

ELS :

La contrainte admissible en compression est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

- Contraintes admissibles de cisaillement du béton :

- Fissuration peu nuisible FPN : $\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas durable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,34 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas accidentel.}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable FP ou FTP :

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas durable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa.} \dots\dots \text{cas accidentel.}$$

d-Module de déformation du béton :

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Le module de déformation « E_{ij} » à l'âge « j » jours est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

- Sous charges d'une courte durée (< 24 heures), le module de déformation instantanée du béton est :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28}=25Mpa \Rightarrow E_{i28} = 32164,20Mpa$$

- Sous charges d'une longue durée, le module de déformation différée du béton est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28}=25Mpa \Rightarrow E_{v28} = 10274,15Mpa$$

- Le module de déformation transversal du béton est :

$$G = \frac{E}{2 + (\nu + 1)}$$

$$\nu = \begin{cases} 0,2(ELS) \\ 0(ELU) \end{cases} \quad \nu : \text{Le coefficient de Poisson}$$

Diagramme contraintes - déformations du béton:

ELU :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰, nous avons un diagramme parabole-rectangle

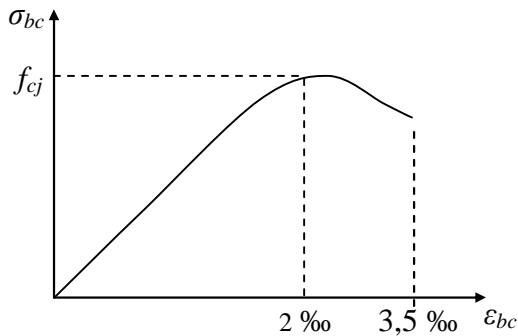


Figure I. 1.Diagramme contrainte - déformation réel du béton.

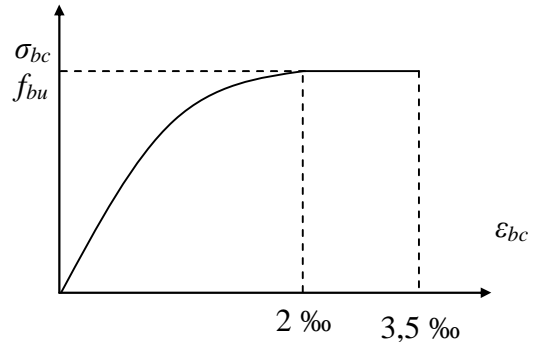


Figure I. 2.Diagramme contrainte - déformation de calcul du béton.

ELS :

Nous avons un diagramme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte - déformation est une droite.

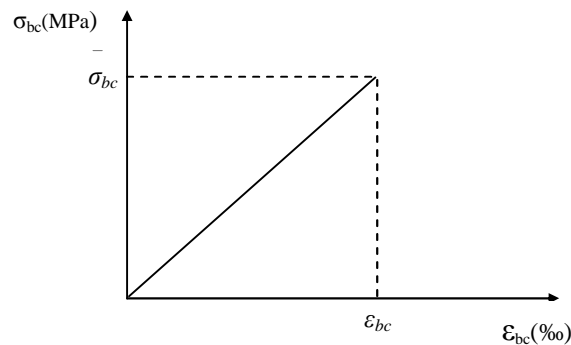


Figure I.3.Diagramme contrainte – déformation du béton.

I.9.2. L'acier

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

L'acier est un matériau caractérisé par sa limite élastique f_e et son module d'élasticité E_s .

Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence de nuance : $FeE400 \Rightarrow f_e = 400MPa$.

Nous utiliserons dans notre étude un seul type d'acier :

Acier à haute adhérence (HA) pour les armatures longitudinales et les armatures transversales en situation normale, caractérisées par :

- Limite élastique: $f_e=400Mpa$;

- Contrainte admissible: $\sigma_s=348\text{Mpa}$;
- Coefficient de fissuration: $\eta=1.6$;
- Coefficient de sécurité: $\gamma_s=1.15$;
- Module d'élasticité: $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

• **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.

* TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

a-Contraintes limites dans l'acier :

ELU :

La contrainte limite de traction et de compression notée σ_{s10} , est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$SDT \rightarrow \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{s10} = 348\text{MPa}$$

$$SA \rightarrow \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{s10} = 400\text{MPa}$$

ELS :

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- Fissuration peu nuisible (FPN) : (celle de l'ELU).

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Fissuration préjudiciable (FP) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours

- Fissuration très préjudiciable (FTP) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 164,97 \text{ MPa}$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \rightarrow \text{acier à haute adhérence} \\ 1 & \rightarrow \text{acier rond lisse} \end{cases}$$

b- Module d'élasticité longitudinale

Sa valeur est donnée expérimentalement :

Diagramme contraintes - déformations des aciers:

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

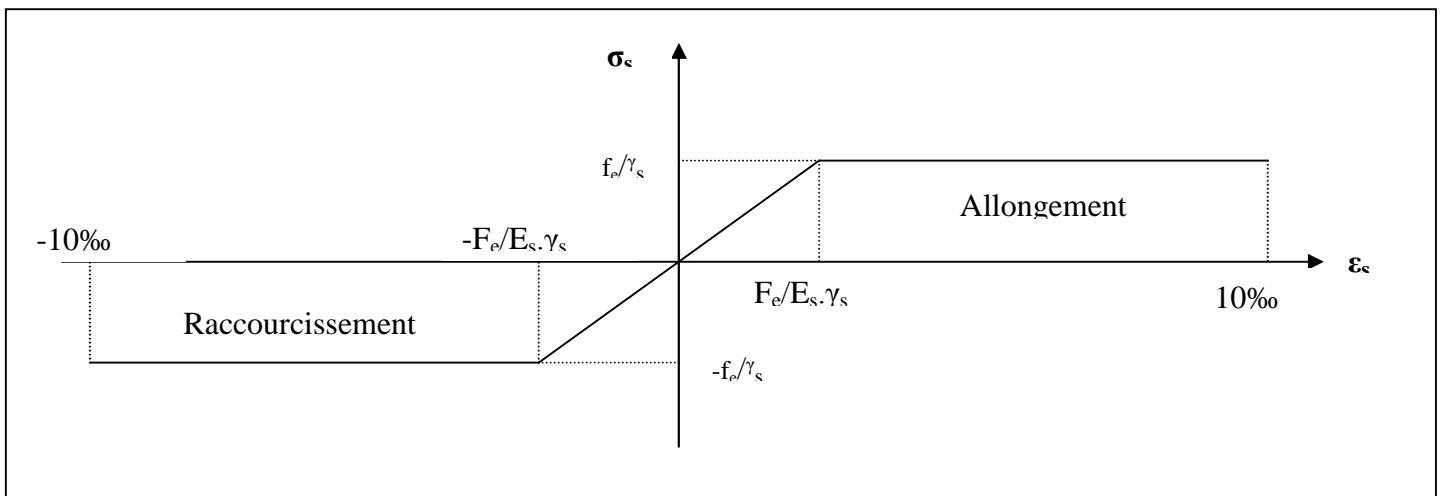


Figure I.4.Diagramme contraintes-Déformations de l'acier.

I.10.CONCLUSION

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Les caractéristiques du béton et de l'acier

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs
-----------	---------------------------	---------

		(MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN	201.63
*FTN	164.97	

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL91/99, RPA99 version 2003 et le CBA93.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventements.

II.2.1. Les planchers :

Dans notre cas, nous avons opté pour des planchers à corps creux pour les étages courants, à des planchers à dalle pleine pour les balcons au niveau de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.

II.2.1.1. Planchers à corps creux :

Selon CBA93, la hauteur totale du plancher h_t doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : hauteur du plancher.

$L_{\max} = 415 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 415/22.5 = 18.44 \text{ cm}$.

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm (16+4).

Avec : 16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la table de compression.

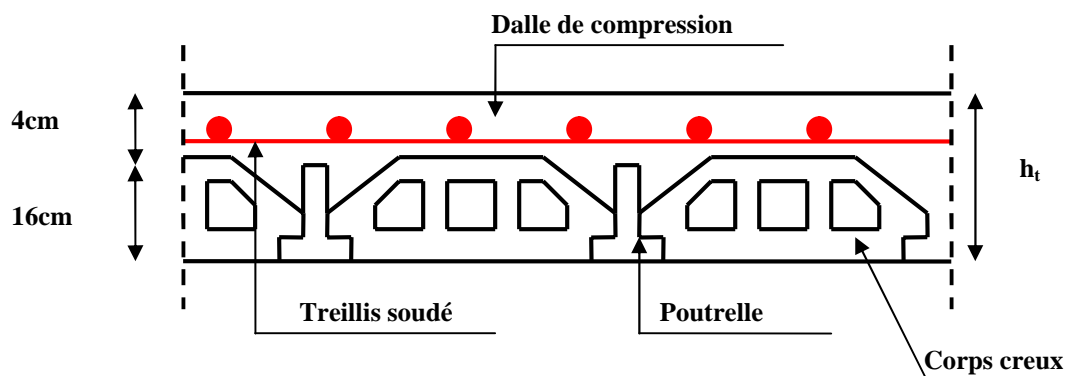


Figure II. 1. Plancher à corps creux.

Disposition des poutrelles :

Il ya deux critère qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

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

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante :

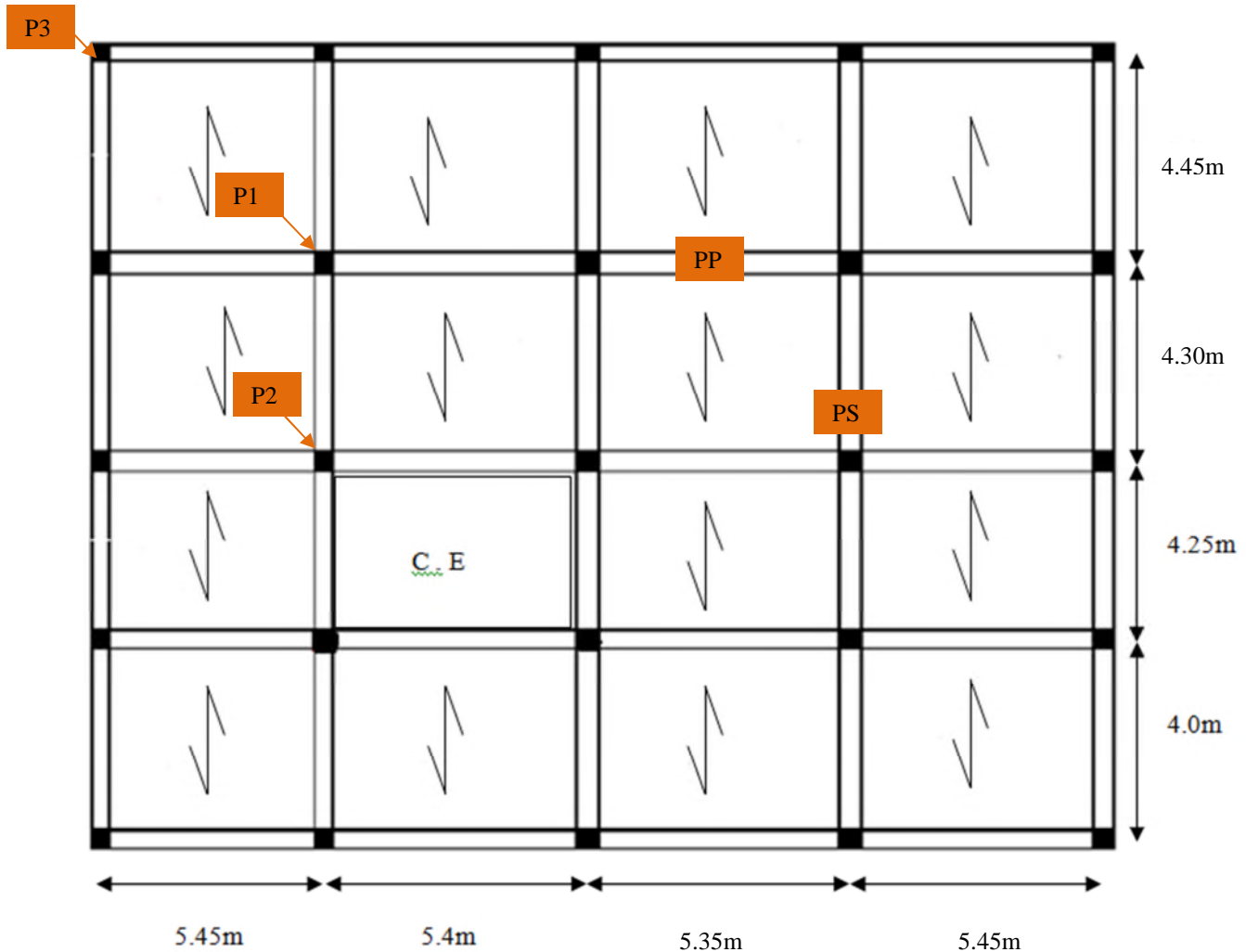


Figure II. 3. Disposition des poutrelles dans le plancher commerce (sous-sol).

II.2.2. Les poutrelles :

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulés sur place en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

Avec: $b_0 = 10 \text{ cm}$

L_x : distance entre nus de poutrelles.

L_y : distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{370}{10}\right)$$

Après calcul, on trouve : $b = 65 \text{ cm}$

Donc : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h_t = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$

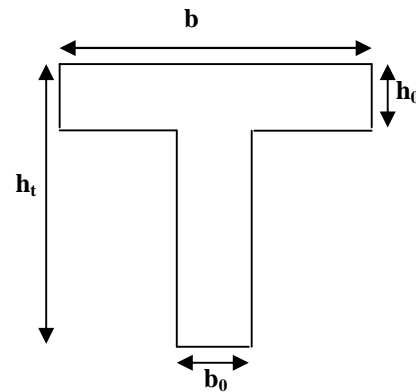


Figure II. 2. Schéma poutrelle.

II.2.3. Planchers à dalle plein :

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a. Critère de résistance à la flexion :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée entre nu d'appuis.

L_y : est la grande portée de la dalle entre nu d'appuis.

b. Coupe-feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

1. Dalle sur un seul appui :

$L_x = 88 \text{ cm}$; $L_y = 370 \text{ cm}$

$$e \geq L_x/20 \Rightarrow e \geq 88/20 \Rightarrow e \geq 4,4 \text{ cm}$$

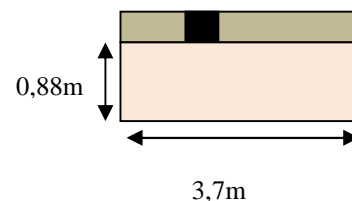


Figure II. 2. Dalle sur un seul appui.

2. Dalle sur deux appuis :

$$\rho = L_x / L_y \implies \rho = 88 / 447 \implies \rho = 0,19$$

$$\rho = 0,19 < 0,4$$

$$L_x = 88\text{cm}; L_y = 447\text{cm}$$

$$L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30 \quad 88 / 35 \leq e \leq 88 / 30$$

$$2,15\text{cm} \leq e \leq 2,93\text{cm}$$

3. Dalle sur quatre appuis : (dalle d'ascenseur)

$$L_x = 170\text{cm}; L_y = 200\text{cm}$$

$$\rho = L_x / L_y \implies \rho = 170 / 200 \implies \rho = 0,85$$

$$\rho = 0,85 > 0,4$$

$$L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$$

$$170 / 45 \leq e \leq 170 / 40$$

$$3,77\text{cm} \leq e \leq 4,25\text{cm}$$

Selon le critere de coupe feu (2heure) on : **e > 11cm**

Finalement, l'épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est : **e = 12cm**.

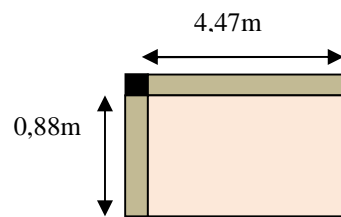


Figure II. 3. Dalle sur deux appuis

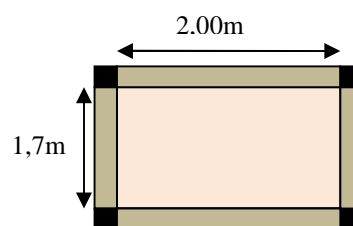


Figure II. 4. Dalle sur quatre appuis.

II.2.4. Les escaliers:

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les dimensions caractérisant un escalier sont :

e : (Epaisseur d'escalier)

L_0 : (Longueur projeté de la paillasse)

g : (Giron)

h : (Hauteur de la contre marche)

α : (Inclinaison de la paillasse)

E : (Emmarchement)

L' : longueur projeté de la volée

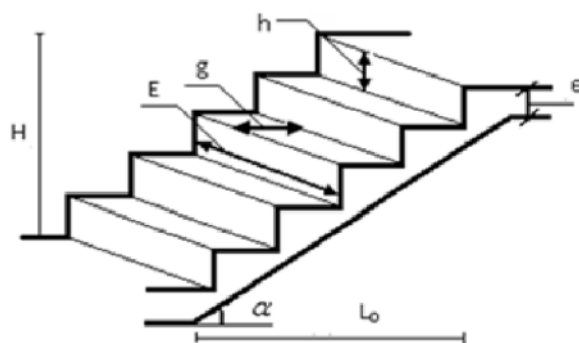


Figure II. 5. Schémas d'escalier.

II.2.4.1. Pré dimensionnement:

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} h = H/n & n : \text{est le nombre de contremarches} \\ g = L_0/(n - 1) & n - 1 : \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

Dans notre projet on a 2 types d'escalier :

➤ **TYPE 1 : escalier droit a 2 volées (étage courant) :**

✓ **Volée (1) et (2) :(sont identiques)**

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.64 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

D'après le schéma statique du type1 nous avons :

$$H = 1.53 \text{ m} ; L_0 = 2.70 \text{ m}.$$

Remplaçant g et h dans (1) on trouve :

$$\frac{L_0}{n - 1} + \frac{2h}{n} = 64$$

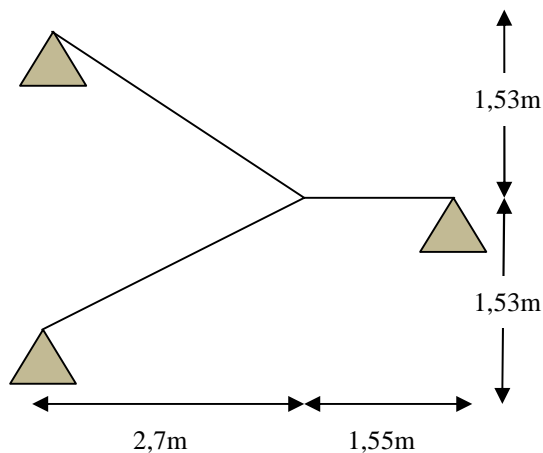


Figure II. 6. Escalier de type I.

$$\frac{240}{n - 1} + \frac{306}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 64 \times n^2 - 640 \times n + 360 = 0. \dots \dots \dots (2)$$

La résolution de (2) nous donne : $n = 9$; $n - 1 = 8$

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Donc :

$$g = \frac{270}{8} = 33,75 \text{ cm}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

L'épaisseur de la paille (e) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad L=L_v+l_p$$

Avec L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = \sqrt{1,53^2 + 2,7^2} = 3,1m$$

$$L = 3,1 + 1,55 = 4,65m$$

$$\frac{465}{30} \leq e \leq \frac{465}{20} \quad \text{Donc : } 15,5cm < e < 23,25cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : **e=16cm**

Inclinaison de la paille : $tg\alpha = \frac{1,53}{2,70} = 0,56$

$$\alpha = 29,53^\circ$$

Volées (1) et (2)

H(m)	h (m)	n	g(cm)	Lo(m)	L _p (m)	L(m)	e(cm)	α
1,53	0,17	9	0,30	2,70	1,55	4,65	0.16	29,53

➤ **TYPE 2 : Escalier balancé (sous sol) :**

- Le calcul de ce type d'escalier se fait comme une console sollicitée à la flexion simple

- Le calcul se fera pour une bande de 1m

a. Première volée :

- Epaisseur de la paille :**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$tg\alpha = \frac{H}{L_o} = 0,62cm \Rightarrow \alpha = 26,56$$

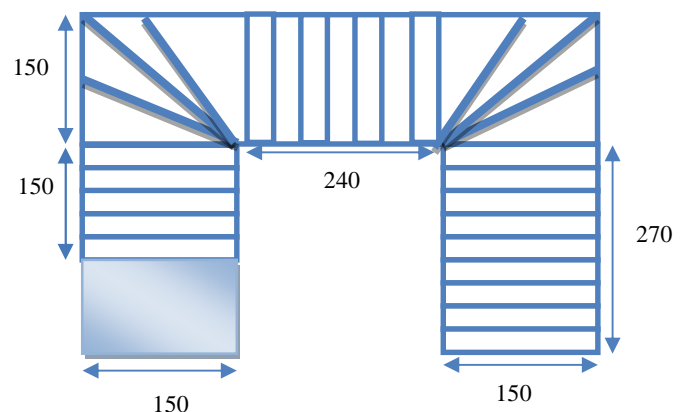


Figure II. 9. Escalier de type II.

Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{1.7^2 + 2.7^2} + 1.5 = 4.69m.$$

On dimensionne la pailasse suivant la condition de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{469}{30} \leq e \leq \frac{469}{20} \Rightarrow 15.63cm \leq e \leq 23.45cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e=16 cm**

• **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 270 \text{ cm}$; $H = 170 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 170 + 270)n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

En resalant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 10**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 9**

• **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{9} = 30 \Rightarrow g = 30.00cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{10} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est : $h = 17cm$.

$60 \text{ cm} \leq g + 2.h = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$; La formule de « BLONDEL » est vérifiée.

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche

Correspondant : $n = 510/17 = 30$ contres marches

le nombre de marche est $(n - 1) = 29$ marches

$g = 30cm$, et $h = 17cm$.

Tableau II.1. Dimensionnement du deuxième type d'escalier :

	H _{étage} (m)	Volée	H (m)	L ₀ (m)	Inclinaison α(°)	N ^{bre} de contremarche n	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
SOUS-SOL	5.10	1	1.70	2.7	32.19	10	17	30	16
		2	1.19	2.4	26.37	7			
		3	0.85	1.5	29.53	5			

II.2.5.1. l'acrotère :

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p.

Calcul de la section de l'acrotère :

Terrasse inaccessible : H=60cm

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03) / 2$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

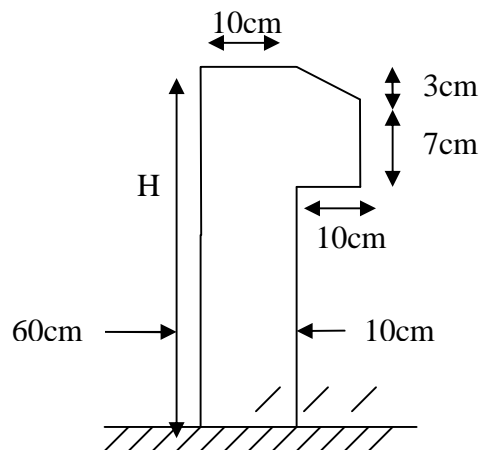


Figure II. 10. Coupe de l'acrotère

II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

Ce sont des éléments qui assurent le contreventement de la structure.

II.3.1. Les poutres

II.3.1.1. Poutres principales

Ce sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis, leur hauteur est donnée par la condition de la flèche suivante : **(BAEL99/ version 2003)**.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10.$$

h_t : la hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L = 505\text{cm.} \Rightarrow 33.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 50.5\text{cm.}$$

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

• **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4. \end{array} \right.$$

Sachant que : h : Hauteur de la poutre.
 b : Largeur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{ll} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h=45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h / b = 1.50 \leq 4. & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.3.1.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par la condition de la flèche qui est :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

L : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L=415 \text{ cm} \Rightarrow 27.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 41.5 \text{ cm.}$$

On prend: $h_t=35 \text{ cm}$ et $b= 30\text{cm}$.

• **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), il est exigé de satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4.00. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h / b = 1.16 \leq 4.00. & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Après vérification, on adopte les dimensions suivantes :

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

Poutres secondaires : $b \times h = (30,35) \text{ cm}^2$.

II.3.2. Les voiles:

➤ **Définition:**

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres, qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du **RPA (article 7.7.1)** suivantes :

- 1) $e \geq h_e / 20$ pour les voiles simples ;
- 2) $e \geq 15\text{cm}$
- 3) $L \geq 4.e$

Avec :

- h_e : hauteur libre d'étage.
- L : longueur du voile.
- e : épaisseur du voile

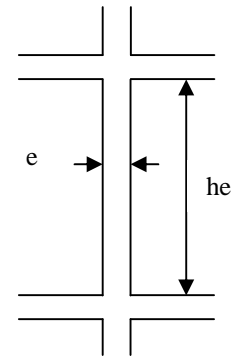


Figure II.11. **Hauteur libre d'étage.**

Dans notre cas :

- ❖ RDC : $\begin{cases} h_e = 300 - 20 = 280\text{cm} \\ h_e = 261 - 20 = 241\text{cm} \end{cases}$
- ❖ le sous sols $h_e = 510 - 20 = 490\text{cm}$
- ❖ autres niveaux : $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$.

Donc :

$e \geq 490/20 \rightarrow e \geq 24,5\text{cm}$ on opte pour le sous-sols pour une épaisseur $e = 25\text{cm}$.

RDC $\begin{cases} e \geq 280/20 \rightarrow e \geq 14\text{cm}$ on opte pour le RDC pour une épaisseur $e = 20\text{cm}$
 $e \geq 241/20 \rightarrow e \geq 12,05\text{cm}$ on opte pour la soupente pour une épaisseur $e = 20\text{cm}$
 $e \geq 286/20 \rightarrow e \geq 14,3\text{cm}$ on opte pour les autres niveaux pour une épaisseur $e = 15\text{cm}$

Voiles de la cage d'ascenseur : comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera prise forfaitairement $e = 15 \text{ cm}$.

II.3.3. poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Leur pré-dimensionnement se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU tout en vérifiant les exigences du RPA 99version 2003 :

Zone IIa: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_c/20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$

On prend les dimensions des poteaux selon le plan (55×55) cm² et on les diminue chaque 2a3 étages

II.4.Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Planchers étage courant**

Tableau II.1.Évaluation des charges de planchers à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher à corps creux(16+4)	0.20	/	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparation	0.10	10	1
				Σ = 5.43

- ✓ La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.43 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Plancher à usage bureau $\Rightarrow Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2.
- ✓ Plancher à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2.
- ✓ Plancher à usage commercial $\Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2.

Avec Q charge d'exploitation.

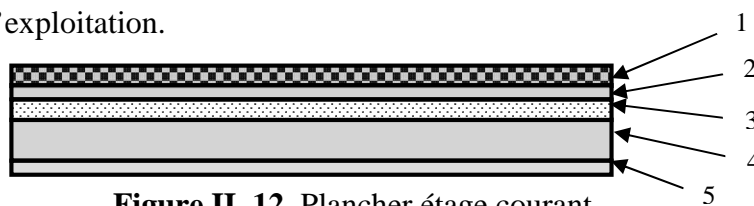


Figure II. 12. Plancher étage courant.

➤ **plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II. 2. Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.065	23.07	1.5
5	Planche à corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
				Σ = 5.83

- ✓ La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.83 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien : $\Rightarrow Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ DTR B.C.2.2.

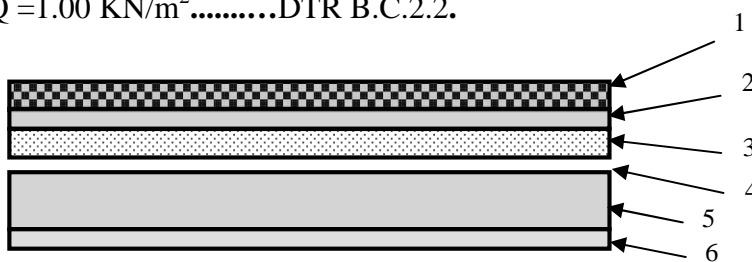


Figure II. 13. Plancher terrasse inaccessible.

➤ **plancher terrasse accessible :**

Tableau II. 1. Charge permanente revenant au plancher terrasse accessible.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Forme de pente	0.065	23.07	1.5
4	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
5	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
				Σ = 5.34

➤ **Dalle pleine :**

Tableau II. 4. Évaluation des charges de la dalle pleine.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0.12	3.00
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.015	0.27
			Σ = 4.47

- ✓ La charge permanente totale est estimée à : $G = 4.47 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

➤ L'acrotère :

Tableau II.5. Évaluation des charges de L'acrotère de la terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Surface (m ²)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0.0685	25	1.71
Enduit de ciment intérieur	0.015	0.015	20	0.3
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.02	20	0.4
				$\Sigma = 2.41$

La charge d'exploitation à prendre dans l'acrotère $\Rightarrow Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

➤ L'escalier :

- La volée :

Tableau II. 6. Évaluation des charges sur la volée .

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	$0.02 \times 0.17 / 0.3$	0.22
Mortier de pose vertical	20	$0.02 \times 0.17 / 0.3$	0.20
Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.40
Enduit en ciment	10	$0.015 / 0.87$	0.18
Marche	22	$0.17 / 2$	1.87
Paillasse	25	$0.16 / 0.87$	4.59
			$\Sigma = 7.9$

✓ la charge permanente totale est estimée à : $G = 7.9 \text{ KN/m}^2$;

✓ la charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

- le palier :

Tableau II. 7. Évaluation des charges sur le palier.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	4.00
Enduit en ciment	10	0.015	0.15
			$\Sigma = 5.35$

✓ la charge permanente totale est estimée à : $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$;

✓ la charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

➤ Les Murs extérieurs

Définition :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

Tableau II.8. Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

N° des parois	Description	Épaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment	1.5	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	15	/	1.3
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
5	Enduit plâtre	1.5	10	0.15
				Σ = 2.62

✓ la charge totale est estimée à : $G = 2.62 \text{ KN/m}^2$

➤ Murs intérieurs

Définition :

Leur rôle est essentiel dans l'isolation phonique du bâtiment et dans la séparation.

Tableau II.9. Charge permanente revenant aux murs intérieurs.

N° des parois	Description	Épaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	1.5 × 2	36	0.54
2	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
				Σ = 1.44

✓ la charge totale est estimée à : $G = 1.44 \text{ KN/m}^2$.

II.5. Descente de charge :

La descente de charge 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 et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P1(central) et P2(cage d'escalier) et P3(rive)

- La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

Remarque : On va éliminer le poteau de rive puisque sa surface afférente est négligeable devant le poteau central et le poteau de la cage d'escalier.

$$S = (0.88+2.025) \times (2.575) = 7.48m^2$$

• **Pour le poteau P1**

A- Calcul de la surface afférente :

$$S = (2.025+1.975) \times (2.55+2.575) = 20.50m^2$$

A- Poids des poteaux :

$$P = S \times 25 \times h_e$$

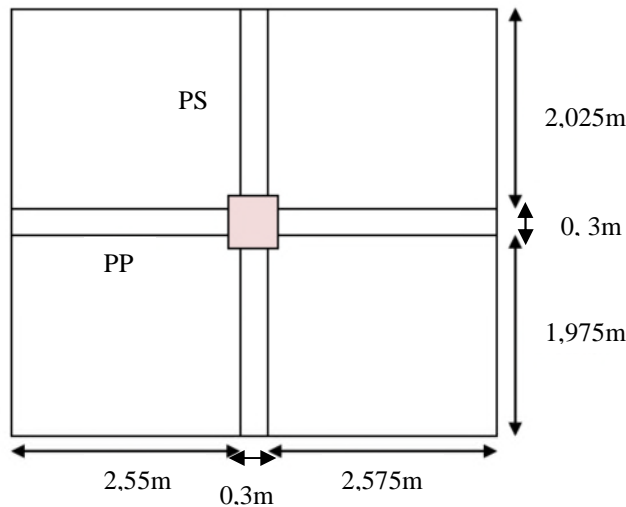


Figure II. 7. La surface du poteau (P1).

Tableau II. 10. Évaluation des poids propres des poteaux.

étage	Sous sol	RDC	Sous Pente	1,2 et 3 ^{ème}	4,5 et 6 ^{ème}	7 et 8 ^{ème}	9 ^{ème} et terrasse
He	5.1	3.00	2.61	3.06	3.06	3.06	3.06
S (m ²)	0.55x0.55	0.55x0.55	0.55x0.55	0.50x0.50	0.45x0.45	0.40x0.40	0.35x0.35
P(KN)	38.56	22.68	19.73	19.12	15.49	12.24	9.37

C-Poids des poutres :

PP: $5.125 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 23.06 \text{KN}$.

PS: $4.00 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 10.5 \text{KN}$.

Les résultats des différents efforts sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 11. Descente de charge du poteau (P1).

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	119.51	20.5
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	9.37	
Total		161.94	20.5
N2	N1	161.94	30.75
	Plancher terrasse accessible	109.47	
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
Poteau	9.37		
Total		314.34	51.25
N3	N2	314.34	30.75
	Plancher étage courant	100.24	
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
Poteau	9.37		
Total		457.51	78.92
N4	N3	457.51	30.75
	Plancher étage courant	100.24	
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
Poteau	12.24		
Total		603.55	103.52
N5	N4	603.55	30.75
	Plancher étage courant	100.24	
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
Poteau	12.24		
Total		749.59	125.05
N6	N5	749.59	30.75
	Plancher étage courant	100.24	
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
Poteau	15.49		
Total		898.88	143.5

N7	N6	898.88	
	Plancher étage courant	100.24	30.75
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	15.49	
Total		1048.17	158.87
N8	N7	1048.17	
	Plancher étage courant	100.24	30.75
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	15.49	
Total		1197.46	173.32
N9	N8	1197.46	
	Plancher étage courant	100.24	30.75
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	19.12	
Total		1350.38	190.84
N10	N9	1350.38	
	Plancher étage courant	100.24	30.75
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	19.12	
Total		1503.33	205.95
N11	N10	1503.33	
	Plancher corps creux Q=2.5	100.24	51.25
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	19.73	
Total		1656.86	233.25
N12	N11	1656.86	
	Plancher corps creux (Q=5)	100.24	102.5
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	22.68	
Total		1813.34	294.45
N13	N12	1813.34	
	Plancher corps creux (Q=5)	100.24	102.5
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	38.56	
Total		1985.57	353.62

- Pour le poteau P2

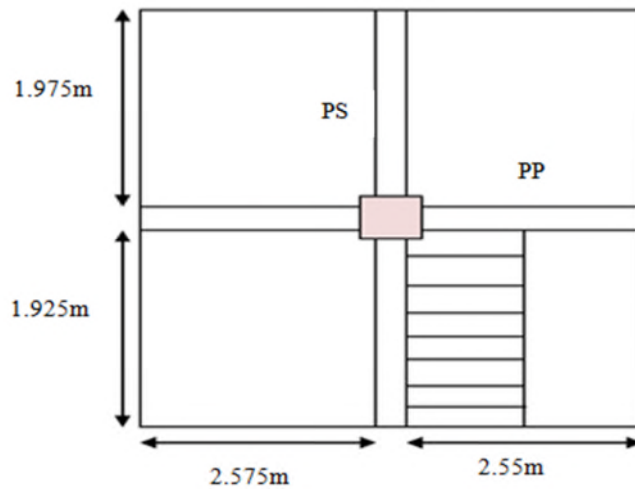


Figure II. 15. La surface afférente de poteaux (P2).

B- calcul de la surface afférente :

- Pour terrasse inaccessible

$$S=(2.575+2.55) \times (1.975+1.925) =19.98\text{m}^2$$

$$G=19.98 \times 5.43=97.46 \text{ KN}$$

- Pour terrasse accessible

$$S=(2.575+2.55) \times (1.975+1.925) =19.98\text{m}^2$$

$$S_{\text{DALLE PLEINE}} = (1.7/2) \times (2/1) = 0.85 \text{ m}^2$$

$$G=19.98 \times 5.34=80.47\text{KN}$$

$$G_{\text{DALLE D ASCENSEUR}} =0.85 \times 4.47 =3.79 \text{ KN}$$

- Pour étage courant :

$$S_{\text{CC}}=(2.575+2.55) \times (1.975)+(2.575 \times 1.925)=15.07\text{m}^2$$

$$S_{\text{ESCALIER}}= (1.925) \times (1.5) / \cos(29.53)= 3.31 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{CC}}=15.07 \times 5.43=81.83\text{KN}$$

$$G_{\text{ESCALIER}}=7.9 \times 3.31=26.21\text{KN}$$

$$Q_{\text{ESCALIER}}=3.31 \times 2.5=8.27\text{KN}$$

Tableau II. 12. Descente de charge du poteau (P2).

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	116.48	19.98
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	9.37	
Total		159.41	19.98

N2	N1	159.41	
	Plancher terrasse accessible	91.04	
	Poutres principales	23.06	29.97
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	9.37	
	Dalle pleine	3.79	
Total		296.8	49.95
N3	N2	296.8	
	Plancher étage courant	81.83	22.60
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	9.37	
	Escalier	27.50	8.27
Total		445.82	77.77
N4	N3	445.82	
	Plancher étage courant	81.83	22.60
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	12.24	
	Escalier	27.50	7.2
Total		603.61	102.51
N5	N4	603.61	
	Plancher étage courant	81.83	22.60
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	12.24	
	Escalier	27.50	8.27
Total		752.35	124.17
N6	N5	752.35	
	Plancher étage courant	81.83	22.60
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	15.49	
	Escalier	27.50	8.27
Total		904.34	142.74
N7	N6	904.34	
	Plancher étage courant	81.83	22.60
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	15.49	
	Escalier	27.50	8.27
Total		1056.33	158.22
N8	N7	1056.33	
	Plancher étage courant	81.83	22.60
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	15.49	
	Escalier	27.50	8.27
Total		1208.32	173.68

N9	N8	1208.32	
	Plancher étage courant	81.83	22.60
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	19.12	
	Escalier	27.50	8.27
Total		1309.94	189.14
N10	N9	1309.94	
	Plancher étage courant	81.83	22.60
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	19.12	
	Escalier	27.50	8.27
Total		1519.56	204.6
N11	N10	1519.56	
	Plancher bureau (Q=2.5)	81.83	37.67
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	19.73	
	Escalier	27.50	8.27
Total		1675.89	229.84
N12	N11	1675.89	
	Plancher bureau (Q=5)	81.83	75.35
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	22.68	
	Escalier	27.50	8.27
Total		1834.97	278.66
N13	N12	1834.97	
	Plancher commerce (Q=5)	81.83	75.35
	Poutres principales	23.06	
	Poutres secondaires	10.50	
	Poteau	38.56	
	Escalier	27.50	8.27
Total		2010.03	326.29

Tableau II. 2. Résultats de la descente de charge obtenus pour les deux poteaux.

Poteau	G (KN)	Q (KN)
P1	1985.57	334.98
P2	2010.03	326.29

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (P2) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{total} = 2010.03N; \quad Q_{total} = 326.29KN$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow N_u = 1.35 \times 2010.03 + 1.5 \times 326.29$$

$$N_u = 3202.97KN$$

$$N_s = G + Q \rightarrow N_s = 2336.32KN.$$

D'après le BAEL 91 (Art.8.11), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$N_u = 1.1 \times 3202.97 = 3523.26KN$$

$$N_u = 3523.26KN$$

II.6. Vérification des poteaux:

a. Vérification à la compression simple :

✓ Poteaux de Sous sol et RDC:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 14.2 \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{14.2} \Rightarrow B \geq \frac{3523.26 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.248m^2$$

$$B \geq 0.2286 m^2$$

$$\text{On a } B = 0.55 \times 0.55 = 0.30m^2$$

$$B_{adopté} = 0.3025m^2 > B_{calculé} = 0.248m^2$$

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

Tableau II. 14. Résultats de la Vérification à la compression simple.

Niveaux	Nu	Sections	Condition B adopté > B calculé		observation
			B adopté	B calculé	
Sous sol et RDC	3464.23	0.55x0.55	0.3025	0.248	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2212.02	0.50x0.50	0.2500	0.155	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	1584.26	0.45x0.45	0.2025	0.111	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	945.40	0.40x0.40	0.1600	0.066	vérifiée
9 ^{ème} et terrasse	294.30	0.35x0.35	0.1225	0.020	vérifiée

b. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

CBA 93 (Article B.8.2.1)

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

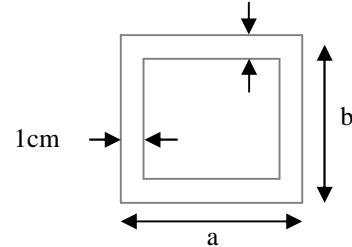


Figure .II.16. Section brute (B_r).

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.65 = 3.25m.$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.30m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.30}} = 0.159m$$

$$\lambda = \frac{3.25}{0.159} = 20.44 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{20.44}{35}\right)^2} = 0.795$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

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

$$B_r \geq \frac{3460.18 \times 10^{-3}}{0.795 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1980m^2$$

Or nous avons $B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.2809m^2$

$0.2809 > 0.1961$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement de tous les niveaux :

Tableau II.15. Résultats de la vérification au flambement.

Niveaux	Nu	sections	Condition B adopté > B calculé		observation
			Br adopté	Br calculé	
Sous sol et RDC	3202.97	0.55x0.55	0.2809	0.1980	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2835.71	0.50x0.50	0.2304	0.1621	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	2068.69	0.45x0.45	0.1849	0.1182	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	1312.25	0.40x0.40	0.1444	0.0750	vérifiée
9 ^{ème} et terrasse	759.67	0.35x0.35	0.1089	0.0434	vérifiée

II.6. CONCLUSION:

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA99/2003. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

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

✱ Poutres secondaires : $(h \times b) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

-Poteaux du RDC, sous-sol : $55 \times 55 \text{ cm}^2$

-Poteaux d'étage 1, 2, et 3 : $50 \times 50 \text{ cm}^2$

-Poteaux des étages 4 et 5 et 6 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$

-Poteaux d'étage 7 : $40 \times 40 \text{ cm}^2$

-Poteaux d'étage 8: $35 \times 35 \text{ cm}$

-Poteaux d'étage 9 $30 \times 30 \text{ cm}^2$

-Poteaux de terrasse : $30 \times 30 \text{ cm}^2$

III.1. Introduction:

L'objet de ce chapitre est d'étudier tous les éléments secondaires tels que les planchers, escaliers, acrotères et l'ascenseur et la poutre de chaînage, palière, brisée.

III.2. Étude des planchers :

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

III.2.1. Les poutrelles:

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

III.2.1.1. Les différents types de poutrelles:

Le sens de disposition adopté génère six types de poutrelles, ces derniers sont schématisés sur les figures suivantes :

Type 1: (commerce)

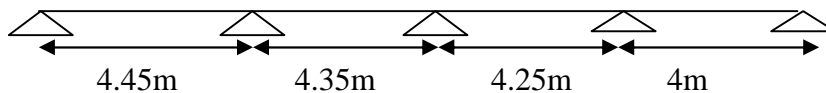


Figure III. 1. Schéma statique du 1 type de poutrelles.

Type 2: (habitation + bureau+commerce)

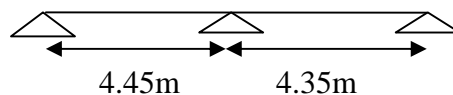


Figure III. 2. Schéma statique du 2ème type de poutrelles.

Type 3: (commerce)

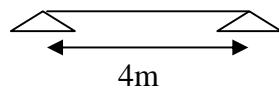


Figure III. 3. Schéma statique du 3ème type de poutrelles.

Type 4: (habitation + bureau)

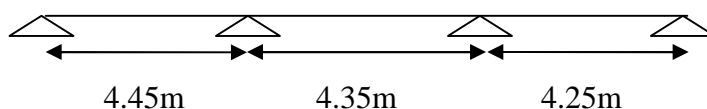


Figure III. 4. Schéma statique du 4ème type de poutrelles.

Type 5:(terrasse inaccessible)

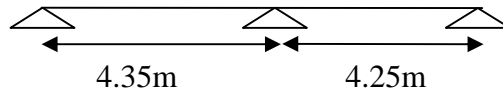


Figure III.5. Schéma statique du 7ème type de poutrelles.

III.2.1.2. Calcul des sollicitations:

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues.

➤ **Méthode de calcul:**

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

✓ **Méthode Forfaitaire:**

Le **BAEL 91/99 (Art .L.III.2)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$) ;
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$;
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

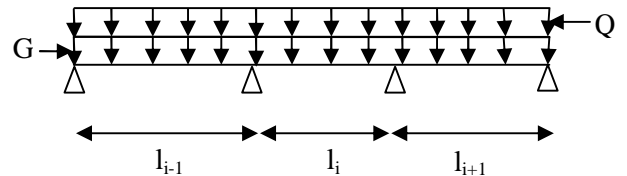


Figure III. 6. Schéma d'une poutre

🚧 **Principe de la méthode forfaitaire**

a) Valeurs des moments :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Figure.III.1) et

$$\text{soit } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

- En travées:

$$a. \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05, (1 + 0.3\alpha)) M_0$$

$$b. \begin{cases} M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive ;} \\ M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

c. moment en appui intermédiaire :

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

M_d : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l_i : portée de la travée.

- En appuis:

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait-il de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(-0.15M_0)$.

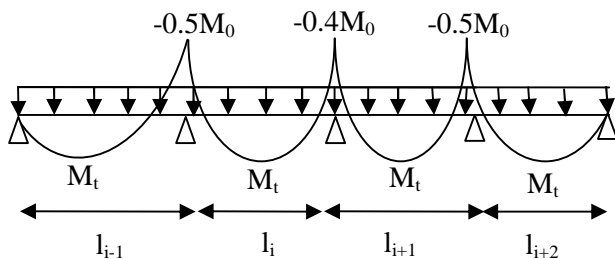


Figure III. 7. Moments d'une poutre à plus de deux

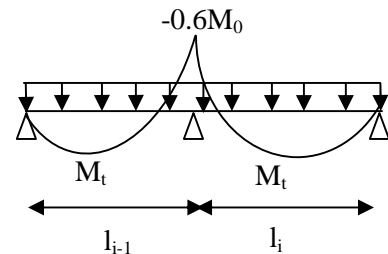


Figure III. 8. Moments d'une poutre à 2

b) Évaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées ;
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées ;
- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.

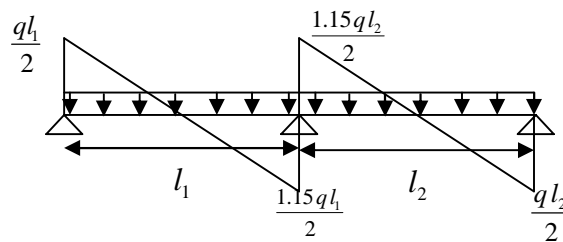


Figure III. 9. Effort tranchant d'une poutre à 2 travées.

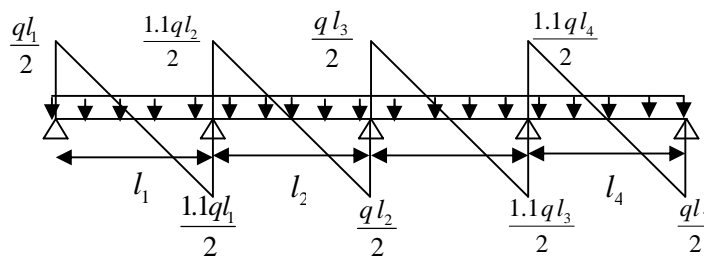


Figure III. 10. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

✓ **Méthode de Caquot** (Annexe E.2 du BAEL 91/99)

Cette méthode est applicable lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite. Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre ;
- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

✚ **Principe de la méthode:**

a) **Évaluation des moments:**

a.1) **Moment sur appuis (M_i):**

pour une charge répartie :
$$M_i = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

pour une charge concentré :
$$M_i = \frac{k_g \times p_g \times l_g'^2 + k_d \times p_d \times l_d'^2}{l_g' + l_d'}$$

Tel que $\left\{ \begin{array}{l} l_g' \text{ et } l_d' \text{ longueur fictives.} \\ q_g, q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \\ l' = \left\{ \begin{array}{l} 0,8.l : \text{travée intermédiaire.} \\ l : \text{travée de rive.} \end{array} \right. \end{array} \right.$

a.2) **Moment en travée (M_i) :**

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

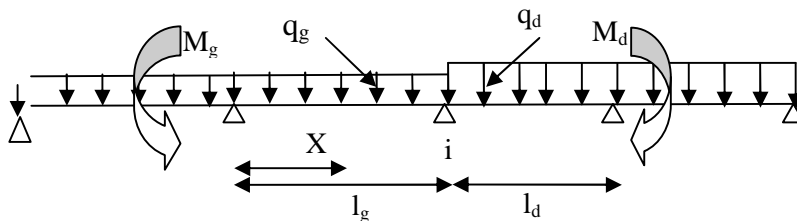


Figure III. 11. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

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

b) Évaluation des efforts tranchants:

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

avec :

M_d : moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

III.2.1.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles:

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = q_u \times b$.

ELS : $q_s = Q + G$; $p_s = q_s \times b$ avec : $b = 0.65m$.

Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			Qu (KN/m ²)	pu (KN/ml)	Qs (KN/m ²)	ps (KN/m)
Terrasse inaccessible	5.83	1	9.37	6.09	6.83	4.43
Terrasse accessible	5.34	1.5	9.45	6.14	6.84	4.44
Étage courant	5.43	1.5	9.58	6.22	6.93	4.50
Étage bureaux	5.43	2.5	11.08	7.20	7.93	5.15
Étage commercial	5.43	5	14.83	9.64	10.43	6.77

III.2.1.4 Choix de la méthode de calcul.

➤ **Vérification des conditions de BAEL91/99 (Art. L.III,2)**

✓ **1^{ère} condition :**

Plancher terrasse inaccessible :

$G = 5.83 \text{KN/m}^2$; $Q = 1 \text{KN/m}^2$ → $1 \text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.83 ; 5)$ vérifiée.

Plancher terrasse accessible :

$G = 5.34 \text{KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$ → $1 \text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.34 ; 5)$ vérifiée.

Plancher à usage d'habitation :

$G = 5.43 \text{KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$ → $1.5 \text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.43 ; 5)$ vérifiée.

Plancher à usage bureaux :

$$G=5.43\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 2.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.3 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

Plancher usage commercial :

$$G=5.43\text{KN/m}^2 ; Q=5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.43 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

✓ **2^{ème} condition :**

$$0.8 \leq 4.45/4.35 ; 4.35/4.25 ; 4.25/4 \leq 1.25 \quad \text{vérifiée.}$$

✓ **3^{ème} condition :** le moment d'inertie est considéré constant sur toutes les travées.

✓ **4^{ème} condition :** la fissuration est peut nuisible.

Remarque : dans notre cas on a constaté que tous les types de poutrelles seront calculés par la méthode forfaitaire sauf le type isostatique sera calculé en RDM.

III.2.5. Calcul des sollicitations (M, V):

Exemple illustratif :

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 4 du plancher à étage d'habitation et les autres types seront résumés dans des tableaux.

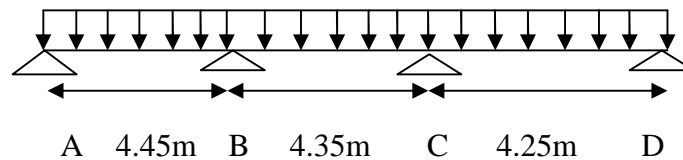


Figure III. 12. Schéma statique de poutrelle type 4.

- **Moment isostatique :**

À l'ELU:

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.22 \times 4.45^2}{8} = 15.39\text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.22 \times 4.35^2}{8} = 14.71\text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{p_u l_{CD}^2}{8} = \frac{6.22 \times 4.25^2}{8} = 14.04\text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_s l_{AB}^2}{8} = \frac{4.50 \times 4.45^2}{8} = 11.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_s l_{BC}^2}{8} = \frac{4.50 \times 4.35^2}{8} = 10.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{p_s l_{CD}^2}{8} = \frac{4.50 \times 4.25^2}{8} = 10.16 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appuis**

- **Appuis de rive :** $M_A = M_D = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

- **Appuis intermédiaires:**

- À l'ELU:

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 15.39 = -7.69 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 14.71 = -7.35 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 11.13 = -5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 10.64 = -5.32 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.43} = 0.216$$

$$\alpha = 0.216 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.064 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.264 \end{cases}$$

- À l'ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 15.39 - \frac{7.69}{2} = 12.52 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 15.39 = 9.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max (12.52 ; 9.72) \rightarrow M_t = 12.52 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 14.71 - \left(\frac{7.69 + 7.35}{2} \right) = 8.13 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 14.71 = 9.29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max (8.13 ; 9.29) \rightarrow M_t = 9.29 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 14.07 - \frac{7.35}{2} = 11.29 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 14.07 = 8.89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max (11.29, 8.89) \rightarrow M_t = 11.29 \text{ KN.m}$$

- À l'ÉL :

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 11.13 - \frac{5.56}{2} = 9.06 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 11.13 = 7.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max (9.06 ; 7.03) \rightarrow M_t = 9.06 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 10.64 - \left(\frac{5.56 + 5.32}{2} \right) = 5.88 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 10.64 = 6.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max (5.88 ; 6.72) \rightarrow M_t = 6.72 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 10.16 - \frac{5.32}{2} = 8.15 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 10.16 = 6.42 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(8.15, 6.42) \rightarrow M_t = 8.15 \text{ KN.m}$$

❖ **Les efforts tranchants :**

- À l'ELU:

$$\begin{aligned} \text{Travée A-B : } V_A &= \frac{6.22 \times 4.45}{2} = 13.83 \text{ KN} \\ V_B &= -1.1 \times V_A = -15.22 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée B-C : } V_B &= 1.1 \times \frac{6.22 \times 4.35}{2} = 14.88 \text{ KN} \\ V_C &= -14.88 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée C-D : } V_C &= 1.1 \times \frac{6.22 \times 4.25}{2} = 14.53 \text{ KN} \\ V_D &= -13.21 \text{ KN} \end{aligned}$$

Les résultats des sollicitations sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Plancher à usage d'habitation**

- Type 4.

Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	6.22	15.39	0	-7.69	12.52	13.83	-15.22
B-C	4.35	6.22	14.71	-7.69	-7.35	9.29	14.88	-14.88
C-D	4.25	6.22	14.07	-7.35	0	11.29	14.53	-13.21

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	4.5	11.13	0	-5.56	9.06	10.01	-11.01
B-C	4.35	4.5	10.64	-5.56	-5.32	6.72	10.76	-10.76
C-D	4.25	4.5	10.16	-5.32	0	8.15	10.51	-9.56

Type 2.

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	6.22	15.41	0	-9.24	11.78	13.85	-15.93
B-C	4.35	6.22	14.72	-9.24	0	11.05	15.93	-13.54

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.45	4.5	11.15	0	-6.69	7.40
B-C	4.35	4.5	10.65	-6.69	0	6.94

❖ **Plancher à usage bureau :**

Type 1 :

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	7.20	17.82	0	-8.91	15.05	14.07	-15.48
B-C	4.35	7.20	17.03	-8.91	-6.81	10.78	15.13	-13.75
C-D	4.25	7.20	16.26	-6.81	-8.13	10.32	13.44	-14.78
D-E	4.00	7.20	14.40	-8.13	0	11.70	13.91	-12.65

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	5.15	12.76	0	-6.38	10.77	11.45	-12.59
B-C	4.35	5.15	12.18	-6.38	-4.87	7.71	12.32	-11.20
C-D	4.25	5.15	11.62	-4.87	-8.13	7.39	10.94	-12.03
D-E	4.00	5.15	10.31	-8.13	0	8.37	11.33	-10.30

Type 2 :

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	7.20	17.82	0	-10.69	14.16	14.07	-16.18
B-C	4.35	7.20	17.03	-10.69	0	13.29	15.82	-13.75

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.45	5.15	12.76	0	-7.65	10.13
B-C	4.35	5.15	12.19	-7.65	0	9.51

Type 4 :

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	7.20	17.82	0	-8.91	15.05	16.02	-17.62
B-C	4.35	7.20	17.03	-8.91	-8.51	9.92	17.62	-17.23
C-D	4.25	7.20	16.26	-8.51	0	13.53	17.23	-15.03

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.45	5.15	12,76	0	-6.38	10,77
B-C	4.35	5.15	12,19	-6.38	-6.09	7,10
C-D	4.25	5.15	11,63	-6.09	0	9,69

❖ Plancher à usage commerce :

Type 1 :

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	9.64	23.86	0	-11.93	21.32	21.44	-23.59
B-C	4.35	9.64	22.80	-11.93	-9.12	15.55	23.59	-20.96
C-D	4.25	9.64	21.76	-6.81	-10.88	14.89	20.96	-22.53
D-E	4.00	9.64	19.28	-10.88	0	16.60	22.53	-19.28

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.45	6.78	16.78	0	-8.39	14.99
B-C	4.35	6.78	16.03	-8.39	-6.41	10.93
C-D	4.25	6.78	15.30	-6.41	-7.65	10.47
D-E	4.00	6.78	13.56	-7.65	0	11.68

Type 2 :

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	9.64	23.86	0	-14.31	20.13	21.44	-24.66
B-C	4.35	9.64	22.80	-14.31	0	18.92	-24.66	-20.96

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.45	6.78	16.78	0	-7.65	14.16
B-C	4.35	6.78	16.03	-7.65	0	13.30

Type 3 :

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.00	9.64	19.28	0	0	19.28	19.28	-19.28

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.00	6.78	13.56	0	0	13.56

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

Type 5 :

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.35	6.09	14.40	0	-8.64	10.80	13.24	-15.23
B-C	4.25	6.09	13.75	-8.64	0	10.11	15.23	-12.94

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.35	4.44	10.50	0	-6.30	7.87
B-C	4.25	4.44	10.02	-6.30	0	7.37

❖ Plancher terrasse accessible

Type 4.

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	6.14	15.21	0	-7.60	12.41	13.67	-15.04
B-C	4.35	6.14	14.54	-7.60	-7.27	8.05	-15.04	-14.70
C-D	4.25	6.14	13.88	-7.27	0	11.15	-14.70	-13.06

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.45	4.5	11.00	0	-5.50	8.97
B-C	4.35	4.5	10.51	-5.50	-5.25	5.82
C-D	4.25	4.5	10.03	-5.52	0	8.06

Type 2.

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.45	6.14	15.21	0	-9.13	11.65	13.67	-15.73
B-C	4.35	6.14	14.54	-9.13	0	10.93	-15.73	-13.67

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.45	4.5	9.54	0	-6.06	8.42
B-C	4.35	4.5	9.11	-6.06	0	7.90

• Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :

- Plancher à usage d'habitation :

Tableau III.26. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage habitation).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	M _a ^{max} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V ^{max} (KN)	M ₀ ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V ^{max} (KN)	M ₀ ^{max} (KN.m)
Type 2	7.94	10.27	13.69	13.24	-5.72	7.40	/	9.54
Type 4	-7.69	12.52	15.22	15.39	5.56	9.06	/	11.13

- Plancher à usage commercial :

Tableau III.27. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage commercial).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)
Type 1	11.93	21.32	23.59	23.86	8.39	14.99	/	16.78
Type 2	-14.31	20.13	24.66	23.86	7.65	14.16	/	16.78
Type 3	0	19.28	19.28	19.28	0	13.56	/	13.56

- Plancher à usage bureau :

Tableau III.28. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage bureau).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)
Type 1	8.91	15.05	15.48	17.82	8.13	10.77	/	12.76
Type 2	10.69	14.16	16.18	17.82	7.65	10.13	/	12.76
Type 4	8.91	15.05	17.62	17.82	6.38	10.77	/	10.31

- Plancher à terrasse inaccessible :

Tableau III.29. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)
Type 5	8.64	10.8	15.23	14.40	6.3	7.87	/	10.80
Type 7	0	14.21	13.07	14.21	0	10.5	/	10.05

- Plancher à terrasse accessible :

Tableau III.30. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)
Type 2	-7.94	10.27	13.69	13.24	5.72	7.40	9.85	9.54
Type 4	7.69	12.52	15.22	15.39	5.56	9.06	11.01	11.13

• Les sollicitations maximales :

Tableau III.31. Les sollicitations maximales des poutrelles.

Poutrelles	ELU	ELS
Étage d'habitation	$M_t^{\max} = 12.52\text{KN.m}$ $M_a^{\max} = - 7.94\text{KN.m}$ $V^{\max} = 15.22\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 15.39 = -2.30\text{KN.m}$	$M_t^{\max} = 9.06\text{KN.m}$ $M_a^{\max} = - 5.72\text{KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 11.13 = -1.66\text{KN.m}$
Étage Commercial	$M_t^{\max} = 21.32\text{KN.m}$ $M_a^{\max} = - 14.31\text{KN.m}$ $V^{\max} = 24.66 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 23.86 = -3.57\text{KN.m}$	$M_t^{\max} = 14.99\text{KN.m}$ $M_a^{\max} = - 8.07\text{KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 16.78 = -2.51\text{KN.m}$
Étage Bureau	$M_t^{\max} = 15.05 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 10.69\text{KN.m}$ $V^{\max} = 16.18\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 17.82 = -2.64 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 10.77 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 8.13 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 12.76 = -1.91\text{KN.m}$
Terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 10.80 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 8.64 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 15.23 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 14.40 = -2.16 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 7.87\text{KN.m}$ $M_a^{\max} = - 6.30 \text{ KN.m}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 10.80 = -1.81 \text{ KN.m}$

• Ferrailage des poutrelles :

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation qui est sollicitée par :

À L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 12.52\text{KN.m} \\ M_a^{\max} = - 7.94 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 15.22 \text{ KN} \\ M_a^{\text{rive}} = -2.30 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

À L'ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 9.06\text{KN.m} \\ M_a^{\max} = - 5.72\text{KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.66\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=65\text{cm}; \quad b_0=10\text{cm}; \quad h=16\text{cm}; \quad h_0=4\text{cm}; \quad h_t=20\text{cm}.$

1. Calcul à l'ELU : Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

• **Plancher à étage d'habitation :**

A- Armature longitudinales

➤ **Ferrailage en travée ;**

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12.52 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12.52 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.65} = 0.0418 < 0.186$$

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

$$\text{Fe400} \Rightarrow \mu_l = 0.3916$$

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

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0418}) = 0.0534$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0534) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{12.52 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.04 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité ;**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage en appui :**

- Appuis intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.94 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.172$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.172}) = 0.237$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.237) = 0.162 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{z \times f_{st}} = \frac{7.94 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 1.40 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

On choisit : $A_a = 2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Appuis de rive:

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.30 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0499$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0499}) = 0.064$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{2.30 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.37 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

On choisit : $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

2. Vérification à l'ELU:**a. Vérification de l'effort tranchant:**

$$V_u = 15.22 \text{ KN} \quad , \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15.22 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

b. Armatures transversales:

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min} ; h/35 ; b_0/10)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8 ; 200/35 ; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisi un étrier avec $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

c. Espacement:

$$\text{St} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 140.30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites.

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

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

d. Vérification des armatures longitudinales:**• Appuis de rives :**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 15.22 \times 10^{-3}}{400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.86 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Appuis intermédiaires :

$$V_u = 15.22 \text{ KN} \quad ; \quad F_c = \frac{Mu}{0.9d} = \frac{-7.94}{0.9 \times 0.18} = -49.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } |F_c| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = 13.69 - 49.01 = -35.32 < 0$$

\Rightarrow Les A_L^{inf} ne sont soumises à aucun effort de traction.

e. Vérification de la jonction table-nervure:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{15.22 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

Condition vérifiée.

f. Vérification de la bielle:

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = \min(a_1; a_2)$$

$$a_1 = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$a_2 = l_a - 2 \cdot c = 30 - 4 = 26 \text{ cm} \quad \text{avec } l_a : \text{ largeur de l'appui.}$$

$$V_u = 15.22 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108.13 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérification à l'ELS:**a. État limite d'ouverture des fissures:**

BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

Remarque : dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 10) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.79 \text{ cm}^2$.

b. État limite de compression du béton:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

1. En travée :

- Position de l'axe neutre (y) ;

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \cdot h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.36 \times 10^{-4} + 0)y - 15(2.36 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0391 \text{ m}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.0391^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.0391)^2 = 0.83230 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{9.07 \times 10^{-3} \times 0.0391}{0.83230 \times 10^{-4}} = 4.26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.26 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. En appuis intermédiaires:

- Moment d'inertie ;

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.1}{3} \times 0.033^3 + 15 \times 1.58 \times 10^{-4} (0.18 - 0.033)^2 = 0.512 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{0.512 \times 10^{-4}} \times 0.033 = 3.602 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

c. État limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

- Évaluation de la flèche ;

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{16}{445} = 0.035 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

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).

- Évaluation des moments en travée ;

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.81 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.81 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.81 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Contraintes** (σ_s) :

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

- **Inerties fictives** (I_f) :

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

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

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

- **Évaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.43 = 3.52 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.43 + 1.5) = 4.50 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.81 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.81 \times \frac{1.85 \times 4.45^2}{8} = 3.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.81 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.81 \times \frac{3.52 \times 4.45^2}{8} = 7.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.81 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.81 \times \frac{4.50 \times 4.45^2}{8} = 9.02 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section:**

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.91 \text{ cm .}$$

Moment d'inertie : **Calcul de I_0** :

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

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.36 = 1335.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1335.4} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 20 \right) \Rightarrow 10.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.21 \Rightarrow V_2 = 9.78 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.21^3 + 9.78^3) + 15 \times 2.36 \times (9.78 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 85084.74 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 3.2537 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.3014 \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 106.86 \text{Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 202.17 \text{Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 259.94 \text{Mpa}$$

• **Calcul des inerties fictives :**

$$\mu_j = 0.44 \quad \mu_g = 0.66 \quad \mu_p = 0.72$$

$$I_{f_{ij}} = 20365.06 \text{cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{ig}} = 15930.01 \text{cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{ip}} = 14974.12 \text{cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{vg}} = 26975.03 \text{cm}^4$$

• **Calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{3.70 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 20365.06 \times 10^{-8}} = 1.15 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.01 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 15930.01 \times 10^{-8}} = 2.77 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.35 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 14974.12 \times 10^{-8}} = 3.79 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{9.02 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 10721.4 \times 26975.03 \times 10^{-8}} = 4.74 \times 10^{-3} \text{m}$$

• **La flèche totale Δf**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (4.74 - 1.15 + 3.79 - 2.77) \times 10^{-3} = 4.61 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$\Delta f = 0.461 \text{cm} < f_{adm} = 0.89 \text{cm}$$

D'où la condition de la flèche est vérifiée.

4. Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

	nature	M KN.m	μ_{bu}	α	Z Cm	A _{cal} cm ²	A _{ado} (cm ²)
Étage d'habitation	travée	12.52	0.272	0.053	17.60	2.04	3HA10=2.36
	App (int)	7.94	0.172	0.237	16.20	1.40	2HA10=1.58
	App (rive)	2.30	0.049	0.064	17.50	0.37	1HA10=0.79
Étage Commercial	travée	21.32	0.436	0.092	17.30	3.54	2HA12+1HA14=3.80
	App (int)	14.31	0.311	0.062	17.60	2.34	1HA12+1HA14=2.67
	App (rive)	3.57	0.077	0.015	17.9	0.57	1HA12=1.13
Étage bureau	travée	15.05	0.327	0.064	17.50	2.88	3HA12=3.39
	App (int)	10.69	0.232	0.335	15.50	1.74	1HA12+1HA10=1.94
	App (rive)	2.64	0.057	0.069	17.50	0.42	1HA10=0.79
Terrasse inaccessible	travée	10.88	0.234	0.032	15.59	1.89	3HA10=2.36
	App (int)	8.64	0.187	0.250	16.19	1.40	1HA8+1HA12=1.63
	App (rive)	2.16	0.046	0.071	17.48	0.35	1HA8=0.50

5. Vérification des contraintes à l'ELS

- État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b c} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

Tableau III.33. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

plancher	En travée				En appuis				observation
	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} Mpa	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} Mpa	
étage habitation	9.06	3.91	8323.9	4.25	5.72	3.30	5899.9	3.19	Vérifiée
Étage commercial	14.99	4.8	12328	5.83	10.07	4.13	9231	4.50	Vérifiée
Étage bureau	10.77	4.37	10307	4.56	8.13	3.84	8024	3.85	Vérifiée
Terrasse inaccessible	10.05	3.91	8323.5	4.72	6.05	3.26	5867.3	3.36	Vérifiée

État limite de déformation : Δf ≤ f_{adm}

Tableau III.34. Vérification de l'état limite de déformation.

planchers	étage habitation	Étage bureau	Étage commercial	Terrasse inaccessible
q _{jser} KN/m	1.85	1.85	1.85	1.85
q _{gser} KN/m	3.52	3.52	3.52	3.78
q _{pser} KN/m	4.50	5.15	6.77	4.43
M _{jser} KN.m	3.70	3.57	4.12	3.37
M _{gser} KN.m	7.01	6.75	7.9	8.27
M _{pser} KN.m	9.02	9.84	14.92	10.40
I _o (cm ⁴)	85084.74	45912.69	19795.7	45613.43
ρ	0.013	0.016	0.021	0.013
λ _i	3.25	2.51	2.02	3.25
λ _v	1.30	1.006	0.80	1.30
σ _{sj} (Mpa)	94.14	70.80	66.14	111.06
σ _{sg} (Mpa)	178.11	133.95	125.14	210.12

σ_{sp} (Mpa)	229.00	195.18	239.55	264.15
μ_j	0.47	0.46	0.52	0.53
μ_g	0.67	0.67	0.70	0.71
μ_p	0.73	0.76	0.83	0.76
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	21243.06	24933.61	26413.2	19770.06
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	16913.01	20174.14	22291.21	16236.07
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	15931.12	18622.33	20187.87	15486.65
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	28812.03	32378.17	34480.1	28016.39
f_{ji} (mm)	1.06	0.87	0.95	1.29
f_{gi} (mm)	2.53	2.04	2.13	2.97
f_{pi} (mm)	3.45	3.22	4.51	3.91
f_{gv} (mm)	4.45	3.82	4.13	5.16
Δf (mm)	4.31	4.12	5.56	4.82
f_{adm} (mm)	8.89	8.89	8.89	8.89
observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

6. Schémas de ferrailage des poutrelles

Tableau.III.35. Schémas de ferrailage des poutrelles

Etage habitation		
En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
<p>1HA10 Étrier Φ6 st15cm 3HA10</p>	<p>2HA10 Étrier Φ6 st15cm 3HA10</p>	<p>1HA10 Étrier Φ6 st15cm 3HA10</p>

Etage commercial		
En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
<p>1HA12 Étrier 1HA14 Φ6 st15cm 2HA12</p>	<p>1HA12 1HA14 Étrier 1HA14 Φ6 st15cm 2HA12</p>	<p>1HA12 Étrier 1HA14 Φ6 st15cm 2HA12</p>
Etage bureau		
En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
<p>1HA8 Étrier Φ6 st15cm 3HA12</p>	<p>1HA12 1HA8 Étrier Φ6 st15cm 3HA12</p>	<p>1HA8 Étrier Φ6 st15cm 3HA12</p>
Terrasse inaccessible		
En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
<p>1HA8 Étrier Φ6 st15cm 3HA10</p>	<p>1HA12 1HA8 Étrier Φ6 st15cm 3HA10</p>	<p>1HA8 Étrier Φ6 st15cm 3HA10</p>

III.3. Étude de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (B.6.8.4.2.3)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- ✓ 30 cm (3 p.m.) 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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armature parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé *TS* $\Phi 5$ 150×150

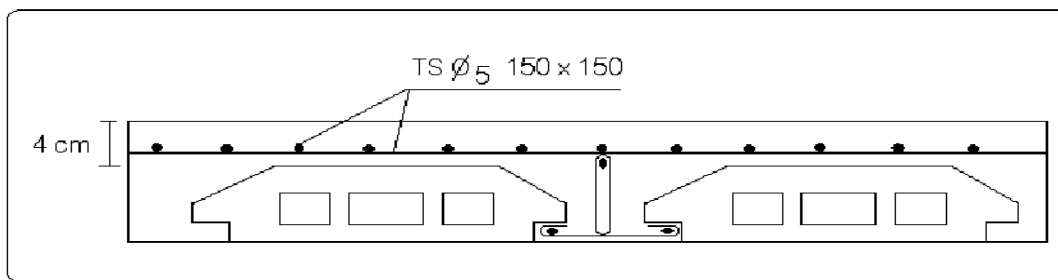


Figure III. 13. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.4. Étude des dalles pleines:

III.4.1.Introduction :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis. $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ $\rho \leq 0.4$ \longrightarrow la dalle travaille suivant un seul sens.

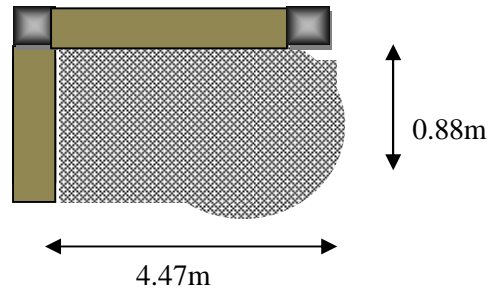
$\rho > 0.4$ \longrightarrow la dalle travaille suivant les deux sens.

III.4.2. Dalle sur deux appuis:

$$L_x=0.88\text{m}$$

$$L_y=4.47\text{m}$$

$$\rho = \frac{88}{447} = 0.19 < 0.4$$

**Figure III.14.** Dalle sur deux appuis.

La dalle travaille donc selon un seul sens (sens X), comme une console.

1. Calcul du chargement

- **ELU :**

$$G=4.47 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{DTR BC.2.2}$$

$P=1 \text{ KN/m}$: la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.47 + 1.5 \times 3.5 = 11.28 \text{ KN/m.} \\ q_s = 4.47 + 3.5 = 7.97 \text{ KN/m.} \\ p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

$$L_x=0.88\text{m}$$

$$L_y=4.47\text{m}$$

$$\rho = \frac{88}{447} = 0.19 < 0.4$$

2. Calcul des moments

$$M_u = \left(\frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l \right) = \left(\frac{11.28 \times 0.88^2}{2} \right) + (1.35 \times 0.88) = -5.55 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l_x + p_u = 11.28 \times 0.88 + 1.35 = 11.27 \text{ KN}$$

3. Ferrailage:

- **Armatures principales:**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b=100\text{cm}; h=12\text{cm}; d=10\text{cm}; f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$$

Tableau III.40. Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis.

M _u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
-5.55	0.039	0.049	0.098	1.47	4HA8=2.01	25

- **Armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{2.01}{3} = 0.67 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA8=1.51cm²

Avec

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,96 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

c'est vérifié.

4. Vérification à l'ELU

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0.112 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

5. Vérification à l'ELS:

- **La contrainte dans le béton :**

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l_x^2}{2} + P_s \times l_x = \frac{7.97 \times 0,88^2}{2} + 1 \times 0,88 = 3.96 \text{ KN.m}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15 A y - 15 A d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3,93 \times 10^4 \times 0,1 = 0$$

$$Y = 2.89 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{2} + 15A(d-y)^2 \quad \text{donc } I = 4186,92\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.73\text{MPa} > \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 100.86\text{MPa}.$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{12}{88} = 0,136 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0^x} \right] = 0.06$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,002 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Les conditions sont vérifiées, la flèche n'a pas besoin d'être vérifiée.

N.B : la longueur du balcon est de 0.88m < 1.5m, donc on n'a pas besoin de vérifier la composante verticale du séisme selon le RPA99 (art. 4.4.2)

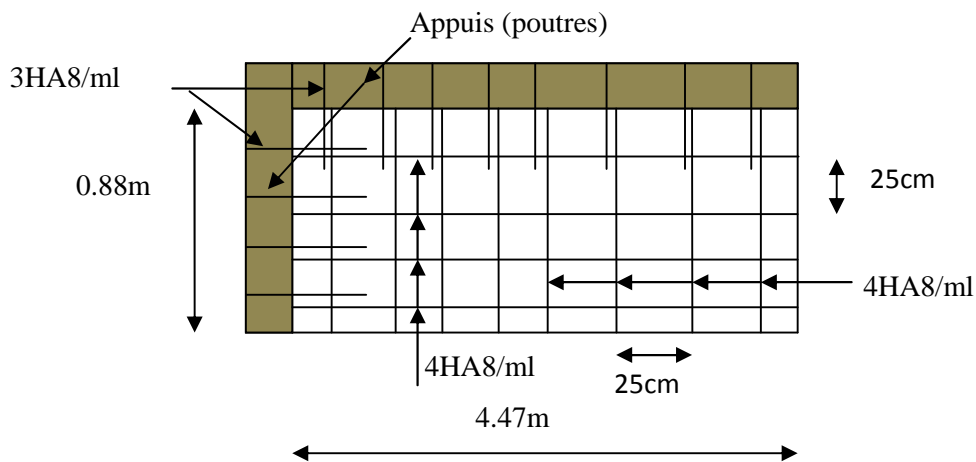


Figure III. 15. Schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

III.4.3. Dalle sur un seul appui :

1. Calcul du chargement :

Il s'agit de panneau de dalle qui repose sur 01 appui :

$Q_g = 1 \text{ KN / m}$ (la charge concentré due au poids propre de garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$$

$$G = 4,47 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4,47 + 1,5 \times 3,5 = 11,28 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4,47 + 3,5 = 7,97 \text{ KN/ml.}$$

$$L_x = 0,88 \text{ m}$$

$$L_y = 3,70 \text{ m}$$

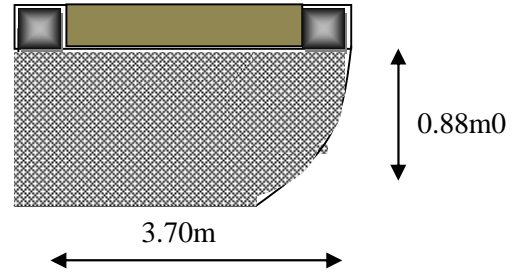


Figure III. 16. Dalle sur un seul appui.

2. Calcul des moments:

$$M_u = \left(\frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l \right) = \left(\frac{11,28 \times 0,88^2}{2} \right) + (1,35 \times 0,88) = -5,55 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l \right) = \left(\frac{7,97 \times 0,88^2}{2} + 1 \times 0,88 \right) = -3,96 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 11,28 \times 0,88 + 1,35 \Rightarrow V_u = 11,27 \text{ KN}$$

Remarque : nous avons les mêmes sollicitations avec la dalle de type 02 (dalle sur deux appuis) ; et son ferrailage sera comme suite :

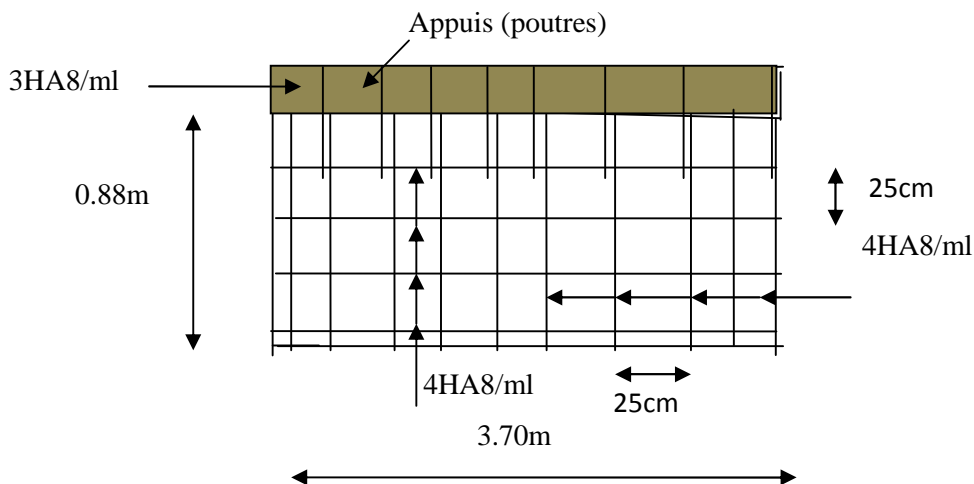


Figure III. 17. Schéma de ferrailage des dalles sur un seul appui.

III.5. Etude des escaliers :

Les escaliers ont pour rôle d'assurer la liaison entre les différents niveaux.
Notre ouvrage comprend :

III.5.1. Etude du 1^{er} type Escalier (l'étage courant) :

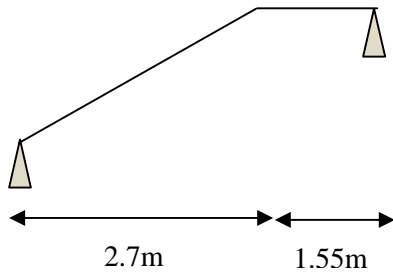


Figure III.18 : Schéma statique

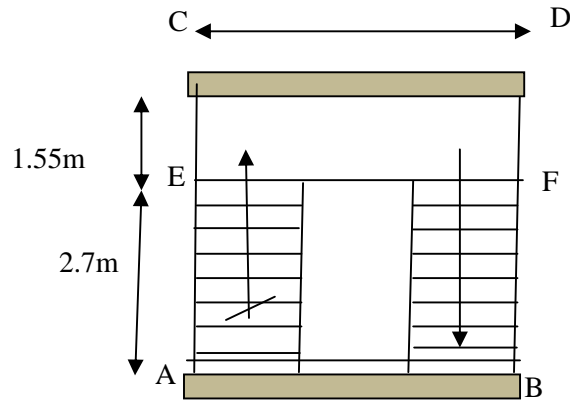


Figure III.19: vue en plan de 1^{er} type d'escalier

III.5.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

$G_v=7.9\text{KN/m}^2$; $G_p=5.35\text{KN/m}^2$; $Q=2.5\text{KN/m}^2$.

- Calcul des sollicitations :

➤ **A L'ELU :**

Volée : $q_v=1.35 \times 7.9 + 1.5 \times 2.5 = 14.41 \text{ KN/m}^2$

Palier : $q_p=1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.98 \text{ KN/m}^2$.

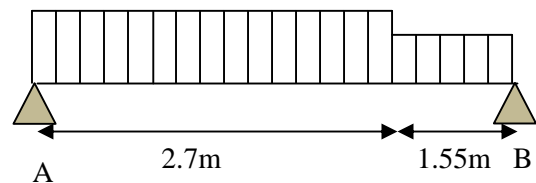


Figure III. 20. schémas statique de la volée (1) et(3).

➤ **A L'ELS**

Volée : $q_v=7.9+2.5=10.4 \text{ KN/m}^2$

Palier : $q_p=5.35+2.5=7.85 \text{ KN/m}^2$

• **Les réactions d'appuis**

Par la méthode RDM on trouve:

$$\sum M_{B=0} \Rightarrow R_A = \frac{(Q_v \times 2.7)(1.55 + 1.35) + Q_p \times 1.55 \times (1.55 / 2)}{4.25} = 29.65 \text{ KN}$$

D'autre part ;

$R_A + R_B = 55.92 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 26.27 \text{ KN}$

$R_A = 29.65 \text{ KN}$.

• **Calcul des moments fléchissant**

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 2.7\text{m.} \quad x=0 ; M_z = 0$$

$$M_z = R_A \times x - q_{uv} \times x^2 / 2 \Rightarrow x = 2,7 ; M_z = 27,53 \text{KN.m}$$

$$2.7 \leq x \leq 4.25 \text{ m ;}$$

$$M_z = R_A \times x - P_{uv} (x-1.35) \times 2.7 - P_{up} \times (x-2.7)^2 \times 0.5$$

$$\begin{cases} x = 2.7 \text{ m ; } M_z = 27.53 \text{ KN.m} \\ x = 4.25 \text{ m ; } M_z = - 0.66 \text{ KN.m} \approx 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

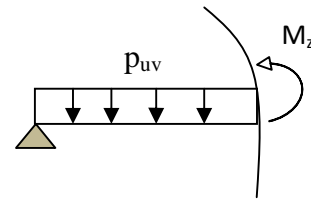


Figure III. 21. tronçon $0 \leq x \leq 2.7\text{m.}$

➤ **À L'ELS:**

Volée : $q_v = 7.9 + 2.5 = 10.4 \text{KNm.}$

Palier : $q_p = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{KNm.}$

Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A = 21.37 \text{KN;} \quad R_B = 18.86 \text{KN;}$$

On à:

$$M_t^{\max} = 30.51 \text{KNm}$$

$$M_0 = M^{\max} = 30.51 \text{KNm}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 30.51 = 22.88 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 30.51 = 15.25 \text{KN.m.}$$

• **L'effort tranchant max**

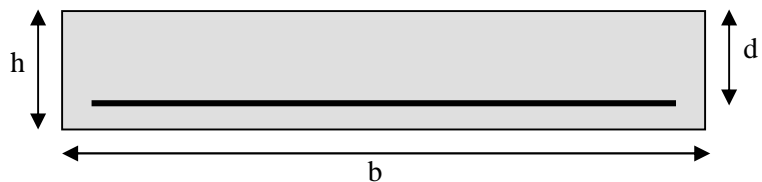
$$T_{\max} = 29.65 \text{KN}$$

- Calcul du ferrillage à L'ELU:

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 16) \text{cm}^2$.

Avec :

$$\begin{cases} b = 100 \text{cm.} \\ d = 14 \text{cm.} \\ e = 16 \text{cm.} \end{cases}$$



-Section a ferrillée-

Les calculs de ferrillage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.41 : Résultats de ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$ /ml	$A_{Adobté} (cm^2)$ /ml
En travée	22.88	0.082	0.107	0.133	4.91	5HA12=5.65
En appuis	15.25	0.054	0.07	0.136	3.22	5HA10=3.93

On adopte: $S_t=20cm$ (en travée).

$S_t=20cm$ (en appui).

- Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s/4 \Rightarrow \text{En travée: } A_r = 5.65/4 = 1.41cm^2/ml.$$

$$\text{En appui: } A_r = 3.93/4 = 0.98cm^2/ml.$$

Donc, on adopte : 4HA8 = 2.01cm² ; $S_t=30cm$.

- vérification :

• **la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 2.17cm^2/ml.$$

On a : $A > A_{min}$ condition vérifiée.

• **l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{30.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.167MPa < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

$$A_s = \left[29.65 \times 10^{-3} - \frac{15.25 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14} \right] \times \frac{1.15}{400} = -1.9 \times 10^{-4} m^2.$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

• **Ecartement des barres :**

- armature principales : $S_{max} \leq \min(3 \times h, 33cm) = 30cm$ vérifiée.

- armature secondaires : $S_{max} \leq \min(4 \times h, 45cm) = 40cm$ vérifiée.

• **A P'ELS :**

✓ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$Y=4.09cm.$$

$$I=10604cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{21.97 \times 10^{-3}}{10604 \times 10^{-8}} \times 4.09 \times 10^{-2} = 7.21MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation : [2]**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

On a : h=16cm.

$$L=425cm.$$

{	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1).$	Condition non vérifié.
	$\frac{h}{l} < \frac{M_t}{20 \times M_0} \dots\dots\dots(2).$	Condition vérifié
	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3).$	Condition vérifié

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{425} = 0,0376 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La première condition n'est pas vérifiée, la flèche doit être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{425}{500} = 0.85cm$$

Évaluation des charges :

VOLEE $q_{jser}=4.59$ (KN/ml) ; $q_{gser}=7.9$ (KN/ml) ; $q_{pser}= 10.4$ (KN/ml)

PALIER $q_{jser}=4$ (KN/ml) ; $q_{gser}=5.35$ (KN/ml) ; $q_{pser}= 7.85$ (KN/ml)

Tableau.III.42. Vérification de la flèche.

Évaluation des moments en travées						
$M_{jser}KN.m$		$M_{gser}KN.m$			$M_{pser}KN.m$	
8.51		13.88			19.74	
Propriétés de la section						
Y(cm)	$I_0 (cm^4)$	$\rho \%$	λ_i	λ_v	$E_i(MPA)$	$E_v(MPA)$
4.09	10603.7	0.4	5.20	2.08	10818.86	32456.59
Contraintes						
$\sigma_{sj}(KPA)$		$\sigma_{sg}(KPA)$			$\sigma_{sp}(KPA)$	
119.62		194.23			261.70	
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	$If_{ij} (cm^4)$	$If_{ig} (cm^4)$	$If_{ip} (cm^4)$	$If_{vg} (cm^4)$
0.99	0.106	0.22	397890	196792	128483	274127
Évaluation des flèches						
$f_{ij}(mm)$		$f_{ig}(mm)$		$f_{ip}(mm)$		$f_{vg}(mm)$
0.288		0.82		1.38		1.57
$\Delta f = 1.047 < f_{adm} = 8.5$						

- Schéma de ferrailage:

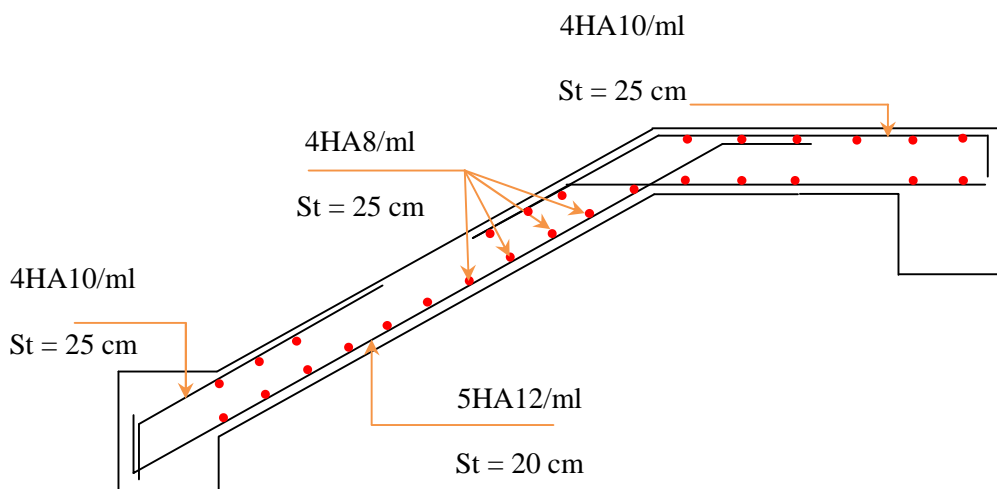


Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5.2 : Escaliers a palier balancé (sous sol) :

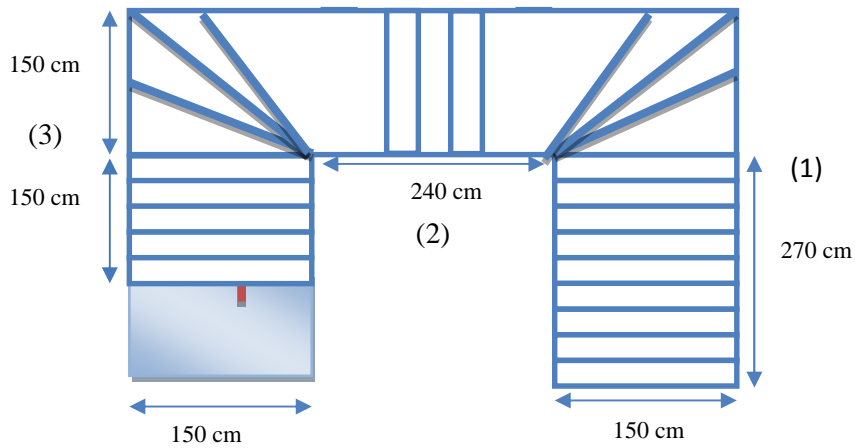


Figure III.23 : l'escalier balancé de sous sol.

Les volées (1) et (3) sont calculées comme le type 1

- Volée :

$$G_v=7.9\text{KN/m}^2 ;$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2.$$

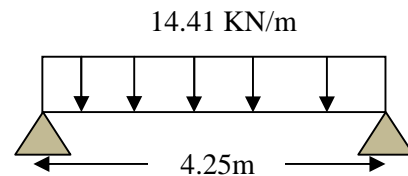


Figure III.24 : schéma statique volée (1)

- Combinaison de charges :

$$\text{Volée : } q_v=1.35 \times 7.9 + 1.5 \times 2.5 = 14.41 \text{KNm}$$

Les sollicitations :

Tableau.III.43 : Les sollicitations.

ELU	ELS
$R_A=30.61\text{KN}$	$R_A=22.21\text{KN}$
$R_B=30.61\text{KN}$	$R_B=22.21\text{KN}$
$M_0=32.54\text{KN.m}$	$M_0=23.48\text{KN.m}$
$M^t=24.40\text{KN.m}$	$M^t=19.95\text{KN.m}$
$M_a=16.27\text{KN.m}$	$M_a=9.93\text{KN.m}$
$V^{\max}=30.61\text{KN}$	$V^{\max}=28.15\text{KN}$

➤ Ferrailage :

Tableau.III.44 : Ferrailage de la volée 1.

Position	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adoptée (cm ²)	St (cm)
Travée	25.	0.087	0.115	0.133	5.25	1.69	5HA12 = 5.65	25
Appui	13.83	0.058	0.075	0.135	3.44	1.69	5HA10 = 3.93	25

➤ Armature de répartition :

- En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$

- En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t=30 \text{ cm}$

$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t=30 \text{ cm}$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.144 < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPA}$$

Pas de risque de cisaillement

- A l'ELS:

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton:

Tableau.III.45: Vérification de l'état limite de compression du béton.

Sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	19.95	4.09	10604	7.71	15	vérifiée
En appui	9.39	3.5	7920	4.16	15	vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1).$$

$$\frac{h}{l} < \frac{M_t}{20 \times M_0} \dots\dots\dots(2).$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3).$$

$\frac{h}{L} = \frac{16}{425} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots$ condition non vérifié

La première condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{425}{500} = 0.85cm$$

$$f_{ij} = 0.294mm ; f_{gi} = 0.423mm ; f_{gv} = 0.91mm ; f_{pi} = 0.85mm$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 1.8 + 1.54 - 0.97 - 0.315 = 2.05 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 2.05 \text{ mm} < f_{adm} = 8.85 \text{ mm} \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

- Volée 2 :

• **La charge permanente sur la volée 2 :**

Ce type se calcule comme une console.

a) Calcul à l'ELU :

• **La charge qui revient sur la volée :**

$$G = 7.9 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 7.9) + (1.5 \times 2.5) = 14.41 \text{ KN/ml.}$$

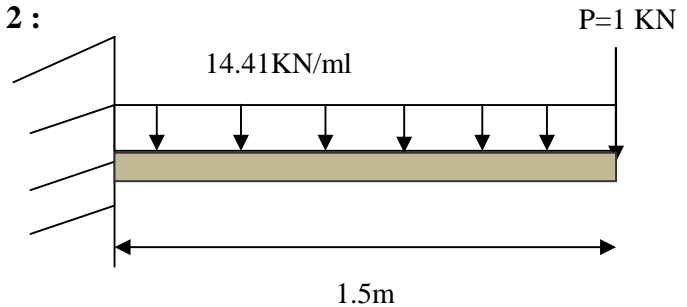


Figure III.25 : Schéma statique de la volée (2).

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.46 : Résultats de ferrailage de l'escalier balancé.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	$A_{répartition}$ (cm ² /ml)	Espacement St (cm)
18.24	0.065	0.085	0.135	3.87	2.17	5HA10/ml 3.93	4HA8/ml 2.01	20

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{22.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.132 \text{ MPa} < \bar{\tau}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.47 : les résultats de la vérification à la compression de béton.

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
13.2	3.5	8043	5.81	15	Vérifiée

• **Etat de déformation :**

- $\frac{h}{l} = \frac{0.16}{1.5} = 0.106 > \max\left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20}\right] = 0.05 \dots \dots \dots$ *Verifiée.*
- $\frac{A_s}{bd} = 0.0025 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots$ *Verifiée*

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schéma de ferrailage de 2^{ème} type d'escalier.**

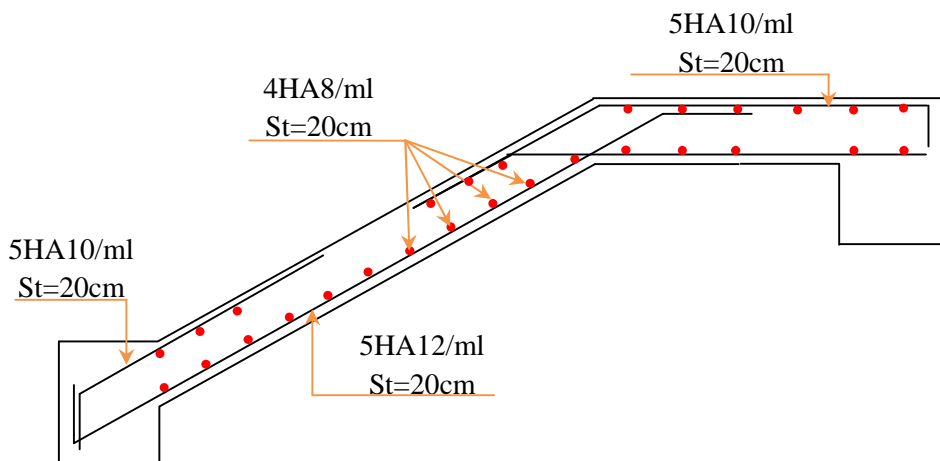


Figure III.26. Schéma de ferrailage de la volée (1)et(3)

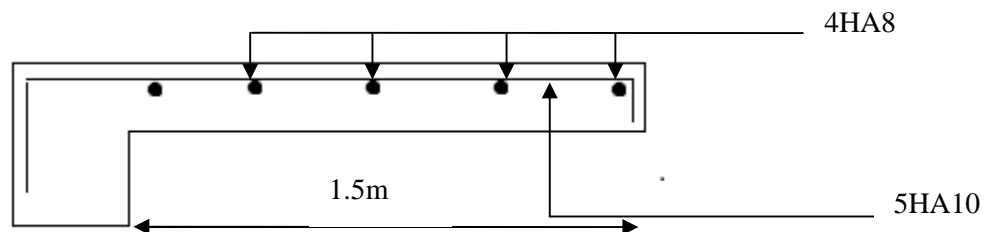


Figure III. 5. Schéma de ferrailage de la volée(2).

III.6. Etude de la poutre palière:

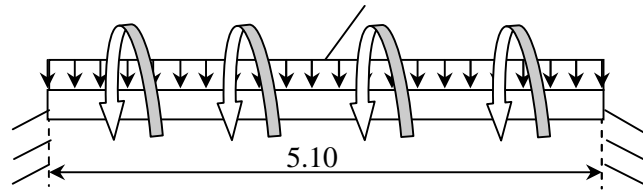


Figure.III 28. Schéma statique de la poutre palière

➤ **Dimensionnement**

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 35 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre** : $g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,40 = 3,5 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse** : $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Bu} = 29,65 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 21,37 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion** $M_{tor} = M_a \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ **Calcul à la flexion simple**

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 34,37 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 24,87 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{24} = 41,75 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 35,49 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -20,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 92,79 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.48. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm^2)	A^{min} (cm^2)
Travée	35.49	A	0,052	0,067	0,36	2.83	7
Appui	-20.87		0,03	0,039	0,36	1.66	7

D'après le **RPA99 Art7.5.2.1 (version2003)** : $A_{min} = 0.5\% bh/$

$$A_{min} = 7 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{92.79 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,37} = 0,716 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

➤ $St < \min(0,9.d ; 40cm) \Rightarrow St < 34,20 \text{ cm}$ on opte : $St=15\text{cm}$ cmen travée et $St=10\text{cm}$ en appui

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,52 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,52\text{cm}^2; 0,125\text{cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

Moment de torsion Le moment de torsion provoquée sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est le moment d'appui $M^{torsion} = M_b^a = 15..25 \text{ KN.m}$

Avec : M_B : Moment en appui (A) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6.66\text{cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 944.8 \text{ cm}^2$$

$U = 2((b - e) + (h - e)) = 123.26\text{cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15.25 \times 10^{-3} \times 1,23}{2 \times 0,0944 \times 348} = 2.85 \text{ cm}^2$$

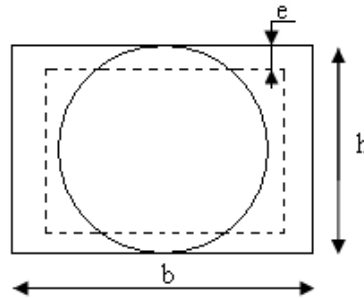


Figure III. 33. Section creuse équivalente.

➤ **Armatures transversales**

on fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,34 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{15.25 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0944 \times 0,066} = 1.22 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,716^2 + 1.22^2} = 1.41 \text{ MPa}$

$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0,1f_{cj} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage global**

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 7.00 + \frac{2.83}{2} = 8.41 \text{ cm}^2$

Soit **5HA14+1HA12 = 8.83 cm²**

- En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 7.00 + \frac{2.83}{2} = 8.72 \text{ cm}^2$

Soit **5HA14+1HA12 = 8.83 cm²**

➤ **Calcul des armatures transversales**

En flexion simple: $S_t=15 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.52 \text{ cm}^2$$

On opte **2T8** avec $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$.

➤ **En torsion :**

En travée : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0.34 \text{ cm}^2$$

D'ou $A_t = 0.17 + 1.01 = 1.18 \text{ cm}^2$ soit 4HA8=2.01cm²

En appuis : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 2.1 \text{ cm}^2.$$

D'ou $A_t = 0.15 + 1.01 = 1.16 \text{ cm}^2$ soit 4HA8=2.01cm²

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 24,87 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moments : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{24} = 30.21 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_0 = 25.68 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_0 = -15.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Vérification des contraintes à l'ELS

On vérifie la contrainte de compression de béton en appui seulement puisque le moment en travée est le plus défavorable avec A, b et d sont constants.

En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Tel que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

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

$$y = 12.83 \text{ cm}$$

$$I = 67287.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{verifier}$$

Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 40 \text{ cm} < 45.9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non Vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,83 \text{ cm}^2 < 9,92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3) $L = 5.4 \text{ m} < 8 \text{ m}$ Vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.05 = \frac{510}{1000} + 0.05 = 10.2 \text{ mm}$$

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

- Évaluation des charges :

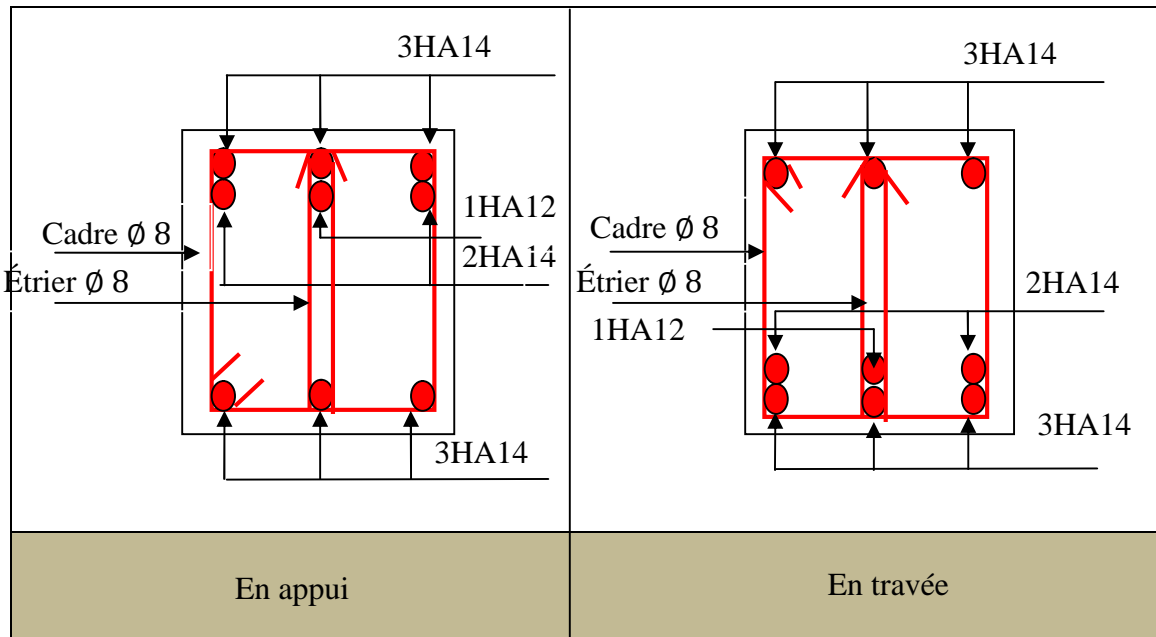
VOLEE $q_{jser}=4.59 \text{ (KN/ml)}$; $q_{gser}=7.9 \text{ (KN/ml)}$; $q_{pser}= 10.4 \text{ (KN/ml)}$

PALIER $q_{jser}=4 \text{ (KN/ml)}$; $q_{gser}=5.35 \text{ (KN/ml)}$; $q_{pser}= 7.85 \text{ (KN/ml)}$

Tableau.III.49. Vérification de la flèche.

Évaluation des moments en travées						
$M_{jser} \text{ KN.m}$		$M_{gser} \text{ KN.m}$			$M_{pser} \text{ KN.m}$	
9.63		10.01			16.37	
Propriétés de la section						
Y(cm)	$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	$\rho \%$	λ_i	λ_v	$E_i \text{ (MPa)}$	$E_v \text{ (MPa)}$
4.9	218101.5	0.06	3.32	1.33	10818.86	32456.59
Contraintes						
$\sigma_{sj} \text{ (MPa)}$		$\sigma_{sg} \text{ (MPa)}$			$\sigma_{sp} \text{ (MPa)}$	
88.23		91.72			149.98	
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	$If_{ij} \text{ (cm}^4\text{)}$	$If_{ig} \text{ (cm}^4\text{)}$	$If_{ip} \text{ (cm}^4\text{)}$	$If_{vg} \text{ (cm}^4\text{)}$
0.150	0.167	0.37	159822	154057	106628	196180
Évaluation des flèches						
$f_{ij} \text{ (mm)}$		$f_{ig} \text{ (mm)}$		$f_{ip} \text{ (mm)}$		$f_{vg} \text{ (mm)}$
0.48		0.52		1.23		1.22
$\Delta f = 1.45 < f_{adm} = 10.2$ verifier						

- Schéma de ferrailage



III.7 : Calcul de la poutre brisée :

III.7.1. Dimensionnement:

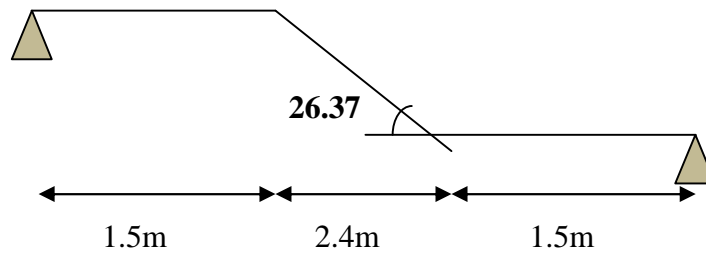


Figure III.34 : Schéma statique de la poutre brisée.

1-Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$l = 1.5 + (2.4 / \cos 26.37^\circ) + 1.5 = 5.67m$$

$$567/15 \leq h \leq 567/10 \Rightarrow 37.8 \leq h \leq 56.7$$

Donc soit h = 45 cm et b = 40 cm

2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :

b = 40 cm > 25 cm vérifiée

h = 45 cm > 30 cm vérifiée

h/b = 1.125 < 4 vérifiée

La poutre brisée est soumise à la flexion simple comme elle est soumise à la torsion.

- **Charge revenant a la poutre brisée :**

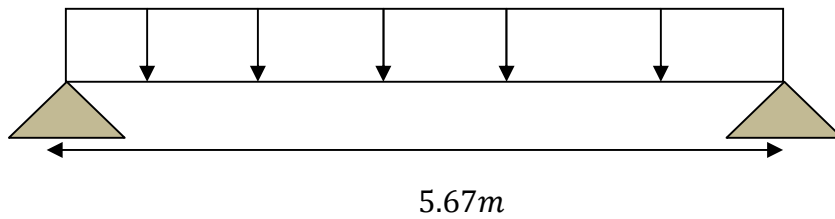


Figure III.35 : Schéma statique de la poutre brisée avec chargement

- ✓ Poids propre de la poutre $G_{pb} = \frac{0.45 \times 0.4 \times 25}{\cos 26.37^\circ} = 5.02 \text{KN/ml}.$
- ✓ Réactions : $\begin{cases} \text{ELU: } 30.61 \text{KN/ml} \\ \text{ELS: } 22.21 \text{KN/ml} \end{cases}$

Alors, $\begin{cases} q_u = (1.35 \times 5.02) + 30.61 = 37.38 \text{KN/ml} \\ q_s = 5.02 + 22.21 = 27.23 \text{KN/ml}. \end{cases}$

- **Sollicitations :**

ELU : $M^{max} = \frac{q_u}{8} l^2 = 150.21 \text{KN.m}$, $V^{max} = \frac{q_u}{2} l = 105.97 \text{KN}.$

$M_{travée} = 0.85 \times M^{max} = 127.67 \text{KN.m}$

$M_{appuis} = -0.5 \times M^{max} = -75.10 \text{KN.m}$

ELS : $M^{max} = \frac{q_s}{8} l^2 = 109.42 \text{Kn.m}$ $V^{max} = \frac{q_s}{2} l = 77.19 \text{KN}.$

$M_{travée} = 0.85 \times M^{max} = 93 \text{KN.m},$

$M_{appuis} = -0.5 \times M^{max} = -54.71 \text{KN.m}$

III.7.2.Ferraillage a la flexion simple :

Tableau III.50. Résultat de ferraillage de la poutre brisée a la flexion simple.

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2)
En travée	127.67	0.120	0.160	0.39	9.34
En appuis	75.10	0.071	0.092	0.41	5.21

-Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.07 \text{cm}^2$ Vérifiée.

-Vérifications à L'ELU**-Contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{105.97 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.61 \text{MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

- Calcul des armatures transversales:

$$A_t \geq (0.4 \times b \times S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.8 \text{cm}^2$$

$$\text{Avec } S_t = 20 \text{cm.}$$

- Vérification des espacements:

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.8 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.4} = 20 \text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 38.7 \text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Vérfications à L'ELS**

- **Etats limite de compression de 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.

$$\text{En travée : } \frac{40 \times y^2}{2} + (15 \times 9.34) \times y - 15 \times 9.34 \times 43 = 0 \Rightarrow y = 14.20 \text{cm}$$

$$\text{En appui : } \frac{40 \times y^2}{2} + (15 \times 5.21) \times y - 15 \times 5.21 \times 43 = 0 \Rightarrow y = 11.15 \text{cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\text{En travée : } I = \frac{40 \times 14.20^3}{3} + 15 \times 9.34 \times (43 - 14.20)^2 \Rightarrow I = 154381.71 \text{cm}^4$$

$$\text{En appui : } I = \frac{40 \times 11.15^3}{3} + 15 \times 5.21 \times (43 - 11.15)^2 \Rightarrow I = 97759.73 \text{cm}^4$$

$$\text{Entravée } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{93 \times 10^{-3}}{154381.71 \times 10^{-8}} \times 14.20 \times 10^{-2} = 8.55 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis : ... vérifiée.

- État limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{567} = 0.079 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.079 < \frac{93}{10 \times 109.41} = 0.085 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{9.34 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.43} = 0.0054 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad f < \bar{f}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.05 = \frac{5.67}{1000} + 0.05 = 5.56 \text{mm}$$

$$f_{gv} = 3.86 \text{mm} \quad , \quad f_{ji} = 0.95 \text{mm} \quad , \quad f_{pi} = 3.01 \text{mm} \quad , \quad f_{gi} = 1.99 \text{mm}$$

$$f = 3.93 \text{mm} < f_{adm} = 5.56 \text{mm} \quad \text{vérifiée}$$

III.7.3. Calcul à la torsion:

Le moment de torsion $M_T = -16.27 \text{KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B pour l'escalier balancé.

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

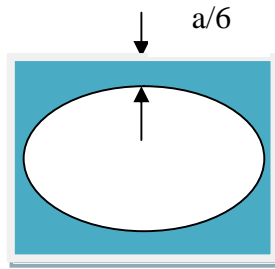


Figure III. 36: Section fictive.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.03 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(40 - 6.66) + (45 - 6.66)] = 71.68 \text{ cm}$$

-Ferrailage

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{16.27 \times 10^{-3} \times 71.68 \times 10^{-2}}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 348} = 1.31 \text{ cm}^2$$

-Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = A_L(\text{tor}) / 2 + A_L(\text{flexion}) = 1.31 / 2 + 9.24 = 9.89 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA14+2HA16=10.18cm²**

$$\text{En appuis : } A_a = A_L(\text{flexion}) + A_L(\text{tor}) / 2 = 5.21 + 1.31 / 2 = 5.88 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA14=6.16cm²**

-Vérification des contraintes tangentes a la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.27 \times 10^{-3}}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 0.0666} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.19 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa}$$

-Calcul des armatures transversales

On fixe l'espacement comme suit :

En travée $S_t = 20cm$

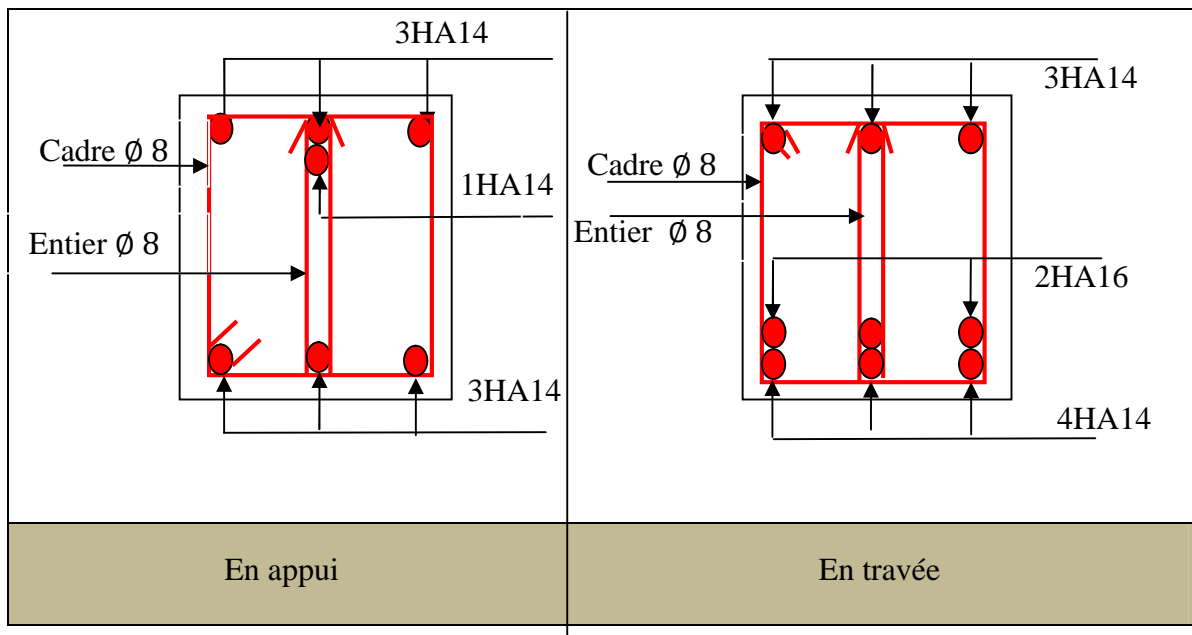
$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{16.27 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 348} = 0.36cm^2$$

En appuis $S_t = 10cm$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{16.27 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 348} = 0.18cm^2$$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.8 + 0.36 = 1.16cm^2 . \text{On opte } 02 \text{ cadre } \Phi 8 \Rightarrow 4 \Phi 8 = 2.01cm^2$$



III. 8. Etude de la poutre de chaînage :

▪ **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.

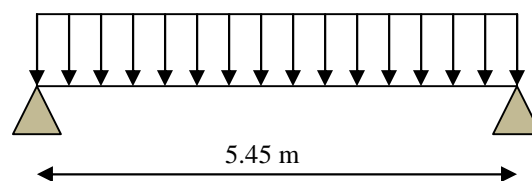


Figure III. 37: schéma statique poutre de chaînage

• **Dimensionnement :**

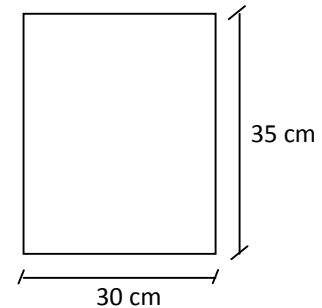
- > La hauteur de la poutre de chaînage est supérieur ou égale à **20 cm**, sans qu'elle puisse être inférieur à la hauteur du plancher ;
- > La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- > La longueur est égale à **5.00 m**.

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{545}{16} \leq h_t \leq \frac{545}{10}$$

$$\Rightarrow 34.06 \leq h_t \leq 54.5$$

✓ Le RPA exige : $\begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$

✓ On adopte : $\begin{cases} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



• **Calcul des sollicitations :**

- poids propre de la poutre :
 $G = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 1 = 2.625 \text{ KN} / \text{m}^2$
- poids des murs :
 On a : $G = 2.62 \text{ KN} / \text{m}^2$ (Double murette)
 $P_{mur} = 2.62 \times 2.71 = 7.1 \text{ KN} / \text{m}^2$

On aura donc :

$$Q_U = 1.35 (7.1 + 2.625)$$

$$Q_{ser} = (7.1 + 2.625)$$

$$\bullet Q_U = 11.77 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\bullet Q_{ser} = 9.72 \text{ KN} / \text{ml}$$

Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 43.69 \text{ KN m} ; M_t = 0.75 M_u = 32.75 \text{ KN m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -21.84 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales : $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.35 \Rightarrow d = 0.315m$

Tableau III.51. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_s calculé (cm ²) / ml	A_{min} (cm ²) / ml	A_s adopté (cm ²) / ml
En travée	32.75	0.077	0.100	30.22	3.11	1.14	3HA12=3.39
En appui	21.84	0.066	0.039	30.66	2.04	1.14	3HA10=2.36

Vérifications à l'E.L.U

• **Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 32.07 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.339 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 MPa\right) = 3.25 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

b) Calcul des armatures transversales : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10mm$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2 / ml$

c) L'espace

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 28.36 cm$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.339 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$ (CBA Art A.5.1.2.3)

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 cm$.On prend $S_t = 15cm$

Vérification à l'E.L.S

a) **Vérification de la contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y;$

$M_{ser} = 36.08 KNm.$

$M_t^s = 0.75 \times M_{ser} = 27.06 KNm$

$M_a^s = 0.5 \times M_{ser} = 18.04 KNm$

Calcul de y : $A = 3.39 cm^4; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.804 cm$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 33019.29.9 cm^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 6.58 MPa) < 15 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 4.39 MPa) < 15 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0642 > 0.0625;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0035 < 0.01$$

$$L=5.45\text{m} < 8\text{m}$$

D'ou la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

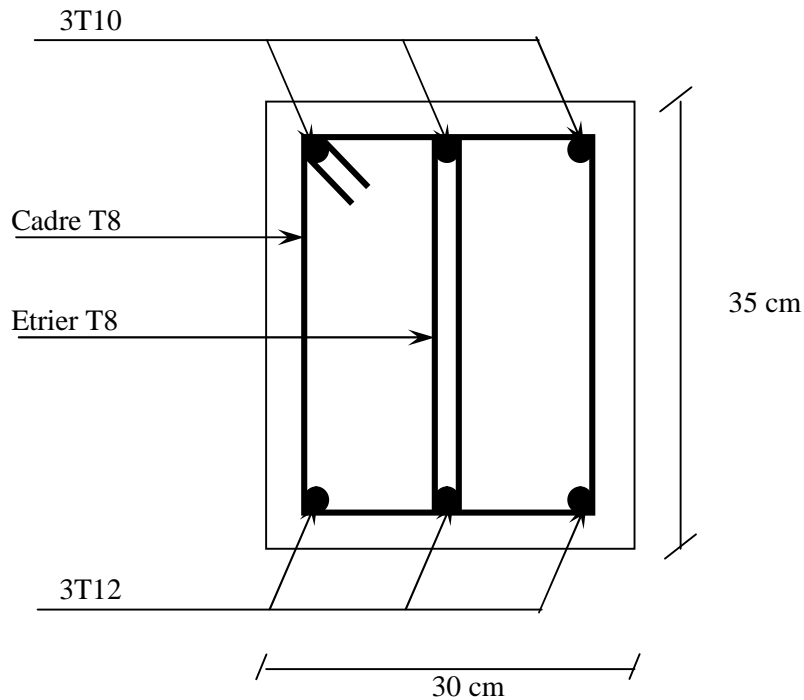


Figure III. 38 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.9 étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

9.1) hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculée en flexion composée .

9.2) évaluation des charges et surcharges :

• **poids propre :**

$$G1=25 \times (0.6 \times 0.1 + 0.03 \times 0.1/2 + 0.07 \times 0.1).$$

$$S=0.0685m^2$$

$$G1=1.71 \text{ KN/m.}$$

– Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment : e=2cm) : $G2=20 \times 0.02 \times 1 \times 1=0.4\text{KN}$;

– Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment: e=1.5cm) : $G3=20 \times 0.015 \times 1 \times 1=0.3\text{KN}$

$$Wp=G1+G2+G3=2.41\text{KN.}$$

• **la charge d'exploitation :**

$$Q1 = 1 \text{ KN/m}$$

• **la charge sismique :[1]**

$$F_p = 4 \times A \times CP \times WP$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone.

$$A=0.15 \text{ (groupe d'usage 2 et zone IIa).}$$

CP : facteur de forme horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$$CP = 0.8.$$

WP : poids propre de l'élément.

$$WP= 2.41 \text{ KN.}$$

$$F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.41= 1.156 \text{ KN.}$$

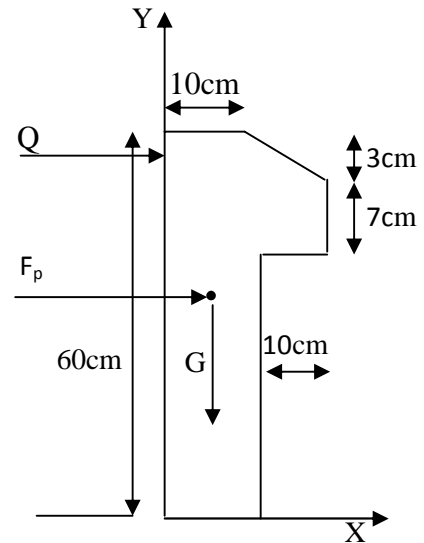


Figure III.39 : coupe transversale de l'acrotère

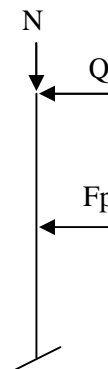


Figure III.40 : schéma statique de l'acrotère

9.3) calcul des sollicitations :

- calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow$$

$$X_G = \frac{1 \times 0,1 \times (0,1 / 2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1 / 2) + 0,6 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1 / 3)}{0,0685}$$

$$X_G = 0.0918$$

$$Y_G = 0.433m$$

$$N = G_1 + G_2 = W_p = 2.41 \text{ KN.}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Q1} = 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KNm.}$$

$$M_{Q2} = F_p \times Y_G = 1.15 \times 0.433$$

$$M_{Q2} = 0.49 \text{ KN.m.}$$

$$M = M_{Q1} + M_{Q2} = 1.29 \text{ KN.m.}$$

Combinaisons d'action :

Tableau III.52 : Combinaisons d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.41	3.25	2.41
M (KN.m)	1.29	1.2	0.8

9.4) calcul de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.29}{2.41} = 0.535m.$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.166m .$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (s.p.c).}$$

- sollicitation a considérées en cas de flexion composée avec un effort normal de compression : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm . 60/250) = 2 \text{ cm} \quad [2]$$

$$e_2 = \frac{3lf^3}{10^4 . h} (2 + \alpha\phi)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.8 = 1.6\text{m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.6^3 \times 2}{10^4 \times 0 \times 1} = 0.0124\text{m}$$

D'où : $e = 0.342 + 0.02 + 0.024 = 0.386\text{m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.25 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 2.41 \times 0.386 = 0.93 \text{ KN.m.}$

9.5) ferrailage de l'acrotère :

On calcule les armatures à l'ELU. Puis on effectuera la vérification des contraintes à l'E LS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée. Donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.29 + 2.41 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$M_f = 1.36 \text{ KN.m.}$

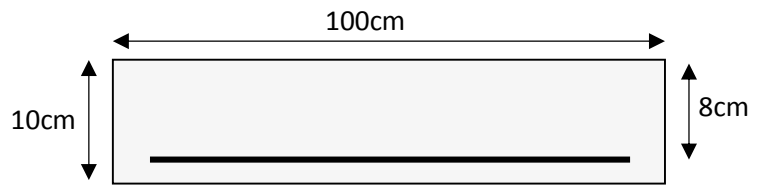


Figure III.41 Section a ferrailé

M_f (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A (cm ²) / ml	A _{adop} (cm ²) / ml
1.36	0.016	0.02	0.079	0.43	4HA8=2.01

9.6) vérifications :

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.1.0,08. \frac{2,1}{400} = 0,996\text{cm}^2.$$

$A < A_{\min} \Rightarrow$ On adopte $A = A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$.

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = f_p + Q = 1.248 + 1 = 2.248 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.248 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.028 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min(2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

• **Vérification à l'E L S : [2]**

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = V_u / (0.9 \times d \sum u_i) \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$V_u = f + Q$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.248 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.312 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Psi = 1.5 \text{ pour acier HA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser}$$

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (10 - y) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

K : coefficient angulaire des contraintes.

I : le moment d'inertie de la section homogène réduite.

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s \cdot (d - y)^2 + A' \cdot (y - d')^2]$$

$$y = y_c + c$$

$$C = d - e_a$$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} + \left(d - \frac{h}{2}\right).$$

Avec :

y : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée de la section.

e_a : distance entre le centre de pression C et les armatures tendues.

y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression C.

y_c : est la solution de l'équation de troisième degré suivante :

$$y_c^3 + p \times y + q = 0 \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3C^2 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d') + \frac{6.n.A}{b}(d - C) \\ q = -2C^3 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d')^2 - \frac{6.n.A}{b}(d - C)^2 \end{cases}$$

$n=15$; coefficient de l'homogénéité.

$A' = 0$: armatures comprimées.

A : armatures tendues = 2.01cm^2 .

La solution de l'équation (3) est donnée par la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$$

AN :

$$e_A = 0.416m .$$

$$C = -0.336m .$$

$$P = -0.331.$$

$$q = 0.072.$$

D'où : $\Delta = -1.88 \times 10^{-4}$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$\begin{cases} y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) \\ y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\cos \phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \cdot \left(\frac{-3}{p}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\phi = 169,20^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.664$$

$$\begin{cases} y_1 = 36.74 \text{ cm.} \\ y_2 = -66.26 \text{ cm.} \\ y_3 = 29.52 \text{ cm.} \end{cases}$$

La solution qu'on doit maintenir est celle qui vérifiée la condition suivante :

$$0 \leq y \leq h \Rightarrow 0 \leq y_c + C \leq h$$

$$\Rightarrow -c \leq y_c \leq h - C$$

$$\Rightarrow 33.6 \leq y_c \leq 43,6$$

Pour : $y_c = y_1 = 36.74 \text{ cm.}$

$$y = y_c + C = 3.14 \text{ cm.}$$

$$I = 722.45 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{I} \cdot y = 4.15 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.601 \times 10^{-3}}{722.45 \times 10^{-8}} \times (0.08 - 0.0314) \times 36.74 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 96.042 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte $4\phi_6 = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de l'espacement :**

Les armatures principales : $S_t < \frac{100}{3} = 33.3cm$.

Les armatures secondaires : $S_t < \frac{60}{3} = 26.66cm$.

On adopte un espacement $S_t = 15cm$ pour les armatures secondaires et les armatures principales.

Récapitulation :

	Section calculée (cm^2)	Cdt fragilité (cm^2)/ml	Section adop (cm^2)/ml	A de répartition (cm^2)/ml
Section (cm)	0.43	0.996	$4\phi 8 = 2.01$	$4\phi 6 = 1.13$

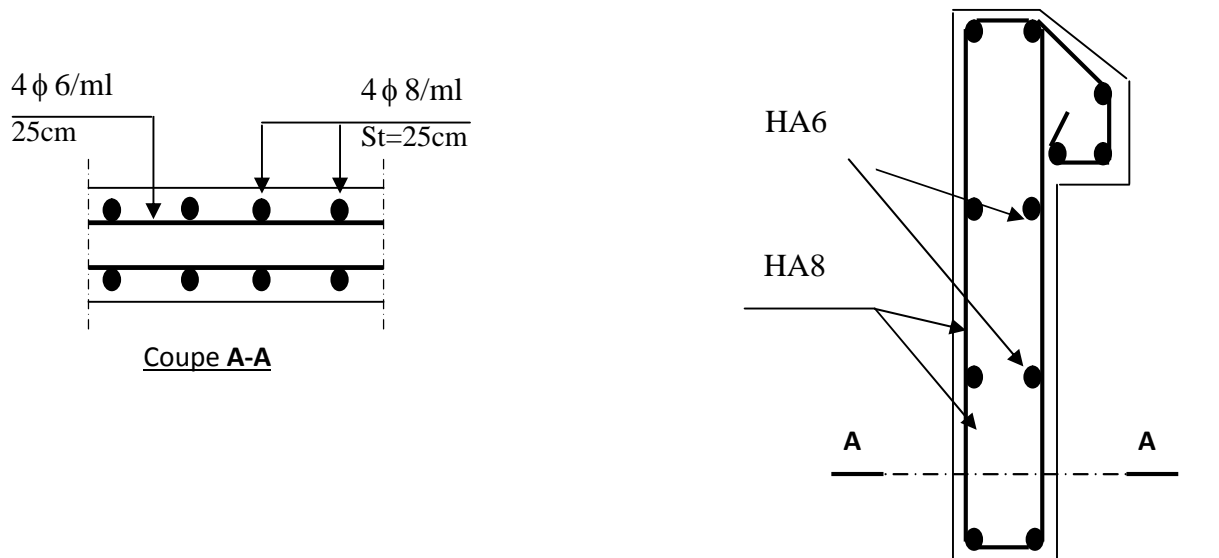


Figure 42: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.10. Étude de l'ascenseur

III.10.1. Définition

L'ascenseur mécanique est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure, l'ascenseur utilisé a une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 200cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 170cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN. *Annexe 4.*

- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$

III.10.2. Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle,

$S = 1.70 \times 2.00 = 3.40m^2$

$G_1 = 4.47KN/m^2$

$G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.40} = 42.64KN/m^2$

$G_{tot} = G_1 + G_2 = 47.11KN/m^2$

$Q = 1 KN/m^2$

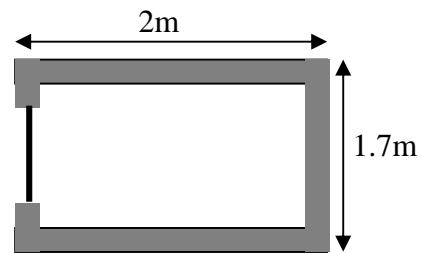


Figure III.43 : Cage d'ascenseur

III.10.3. Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

À l'ELU

$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 65.09 KN/m^2$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$ *Annexe 1.*

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.51KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.53KNm$

- Calcul des moments réels

➤ En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.08KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.55KNm$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y$

$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -2.85KNm$

1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13cm$ et $d_y = 12cm$.

- **En travée :**

// à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.033$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.041$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.127m.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.81cm^2 / ml.$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.027$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.034$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.118m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.34cm^2 / ml.$$

- **En appui :**

Sens x ;

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.011 \\ \alpha = 0.014 \end{cases}$$

$$z = 0.129m$$

$$A_a = 0.63cm^2 / ml$$

Tableau III.53. Section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M(KN.m) travée	M(KN.m) Appui	A_{cal} travée	A_{cal} appui	$A_{adopté}$ (cm^2) travée	$A_{adopté}$ appui
Sens xx	8.08	2.85	1.81	0.63	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens yy	5.55	1.66	1.34	0.32	4HA10=3.14	4HA10=3.14

2. Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

• En travée

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 15\text{cm}$$

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

$$\rho = 0.85$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.29\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.29\text{cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \quad \text{vérifiée.}$$

• En appui

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.29\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

• Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x': } S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

• Vérification de l'effort tranchant

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

$\rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 36.86\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 38.80\text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{38.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.29 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

3. Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 47.11 + 1 = 48.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.008 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.24 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.80 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.30 \text{ KNm}$$

1) Vérification des contraintes

Tableau III.54. Vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	6.80	4713.12	2.92	4.21	15
Travées (y)	5.30	4713.12	2.92	3.28	15

III.10.4. 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'.

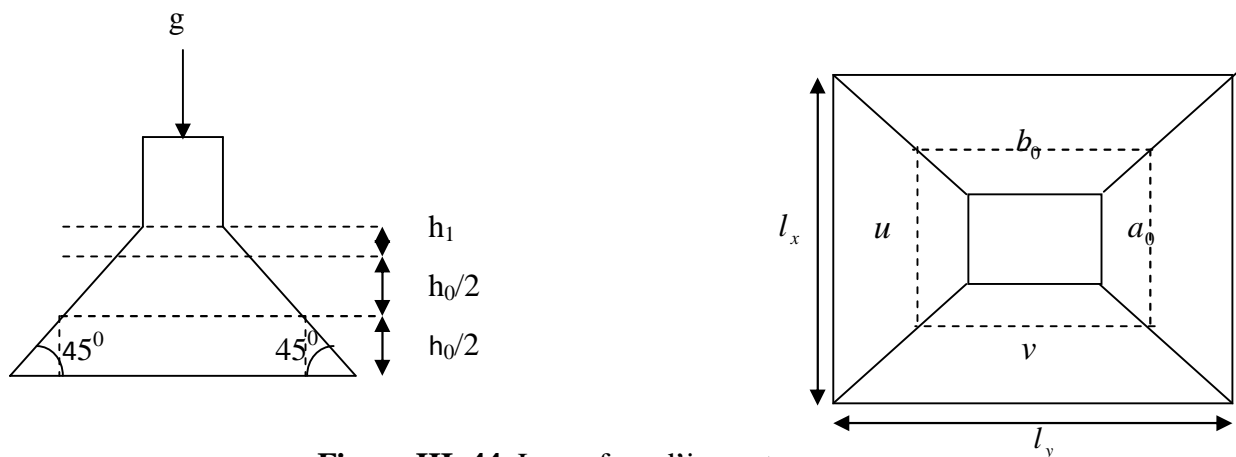


Figure III. 44. La surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 90cm \\ b_0 = 100cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 90 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 115cm. \\ v = 100 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 125cm. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.67 \quad \text{et } \rho = 0.85$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.62 \quad \text{et } \rho = 0.85$$

En se référant à l'annexe 2 on trouve $M_1 = 0.077$ et $M_2 = 0.062$

➤ Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 7.51KNm \\ M_{y1} = 6.05KNm \end{cases}$$

➤ Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.20KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.82KNm$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'annexe 1.

➤ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.71 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.87 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 8.71 = 7.40 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 6.87 = 5.83 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 12 \text{ cm}$

Tableau III.55. Ferraillage de la dalle de la salle des machines.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm^2/ml)	A_a calculé (cm^2/ml)	A_t adopté (cm^2/ml)	A_a adopté (cm^2/ml)
Sens x-x	7.40	2.61	1.66	0.42	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y	5.83	2.06	1.14	0.38	4T10=3.14	4T10=3.14

1. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

• **En travée :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appui :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (115 + 125)$$

$$U_c = 480 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 540 \text{ KN} \text{ condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant

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

On a $v > u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 26.02 \text{ KN}$

Au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 25.73 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{\max} = 26.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

d) Espacement des barres

Sens x-x' : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$

Sens y-y' : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

2. Calcul à l'ELS

- ✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 6.46 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 5.95 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- ✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.59 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.32 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.22 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.55 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes

Tableau III.56. Vérification des contraintes.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées (x)	6.22	13686.15	4	3.81	15
Travées (y)	5.55	13686.15	4	2,56	15

Schéma de ferrailage

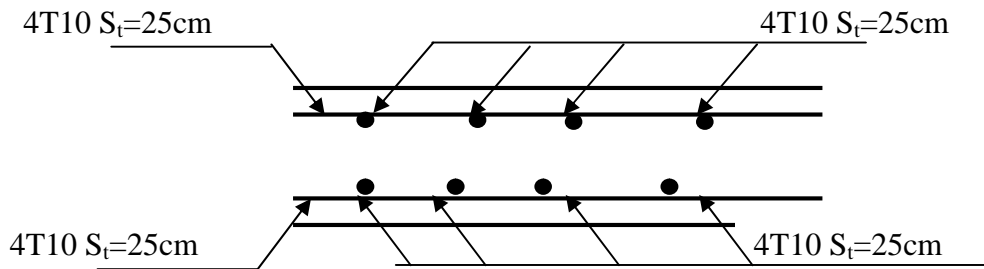


Figure III. 46. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

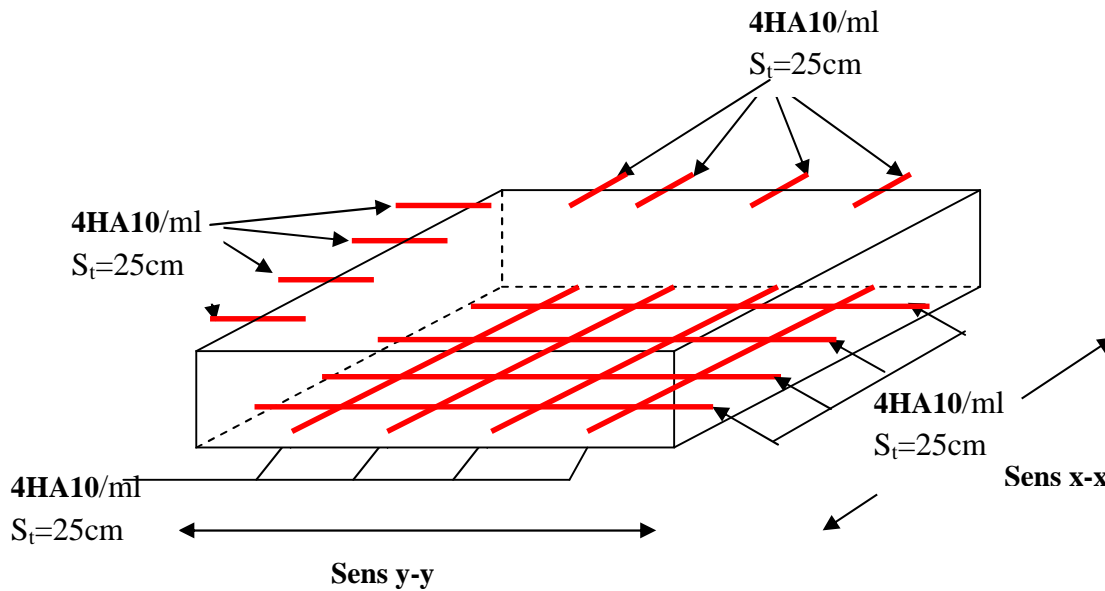


Figure III. 47. Schéma de ferrailage de la dalle.

IV. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui 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 satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.15**

IV.1 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de ce projet, les objectifs sont les suivants :

- ❖ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).
- ❖ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

IV.2. Méthodes de calcul

Le *RPA99* propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

a. Principe : Selon *RPA99.Art (4.2.1)* les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloqué étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone *I* et *IIa* et 30m en zone *IIIb* et *III*.

- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le *RPA article 4.1.2*.

IV.2.2. Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de cette structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le *RPA 99/version 2003* pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

IV.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \qquad T_2 = \frac{0.09h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \qquad \text{RPA99(Article 4.2.4)}$$

Avec : $T = 1,3 \times \min(T_1; T_2)$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 36.27m$$

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

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

RPA99 (tableau 4.6)

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

D'où : $T_1 = 0,738s$.

$$\begin{aligned} \text{sens (X): } L_x &= 21.75m & \text{donc: } T_x &= 0,669s. \\ \text{sens (Y): } L_y &= 17.05m & & : T_y = 0,79s. \end{aligned}$$

IV.3.2. Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans ce cas : $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans ce projet on à un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. RPA 99 (Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. Elle est donnée dans *tableau 4.4 du RPA99 2003*,

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	0
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	0	0
Contrôle de qualité de d'exécution	0	0
Total	1,15	1,15

Donc : $Q_x = Q_y = 1,15$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

Selon notre rapport de sol, le sol appartient a un site ferme, donc $T_2 = 0.4s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir *tableau 4,2* du RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$. RPA (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5\%$.

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $\begin{cases} T_{Sx} = 0,869s \\ T_{Sy} = 0,94s \end{cases}$

$$T_2 = 0,4s \leq T_{Sx} \leq 3s \quad \text{d'ou } 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sx}}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{0,869}\right)^{2/3} \quad \text{donc: } D_x = 1,21$$

$$T_2 = 0,4s \leq T_{Sy} \leq 3s \quad \text{d'ou } 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{0,94}\right)^{2/3} \quad \text{donc: } D_y = 0,8$$

W : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

A partir du logiciel **SAP2000V15** on trouve : $W_{tot} = 45026,799$ KN

Soit : $W_{tot} = 45026,799$ KN

Après calcul de tout les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sensX: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,21 \times 1,15}{5} \times 45026,799$$

$$\text{sensY: } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 0,8 \times 1,15}{5} \times 45026,799$$

$$\begin{cases} V_x = 1879,63KN \\ V_y = 1242,73KN \end{cases}$$

IV.4.Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q:Facteur de qualité.

Concernant l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

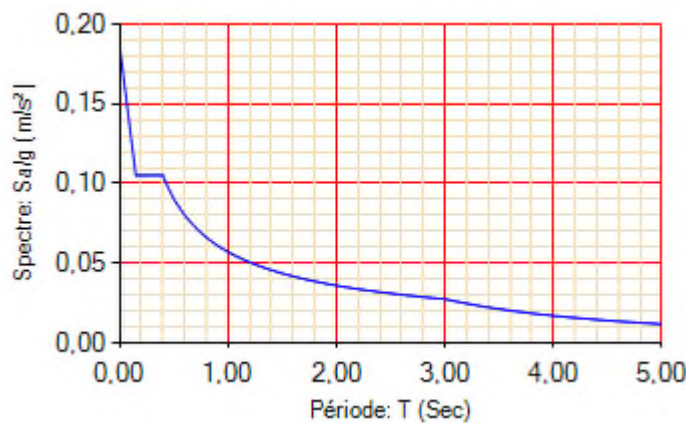


Figure IV.1 spectre de réponse

b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

IV.5. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

2. Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
3. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
4. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel **SAP2000 V15** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.
5. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
6. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
7. Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
8. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.6.1 Disposition des voiles de contreventement

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 :

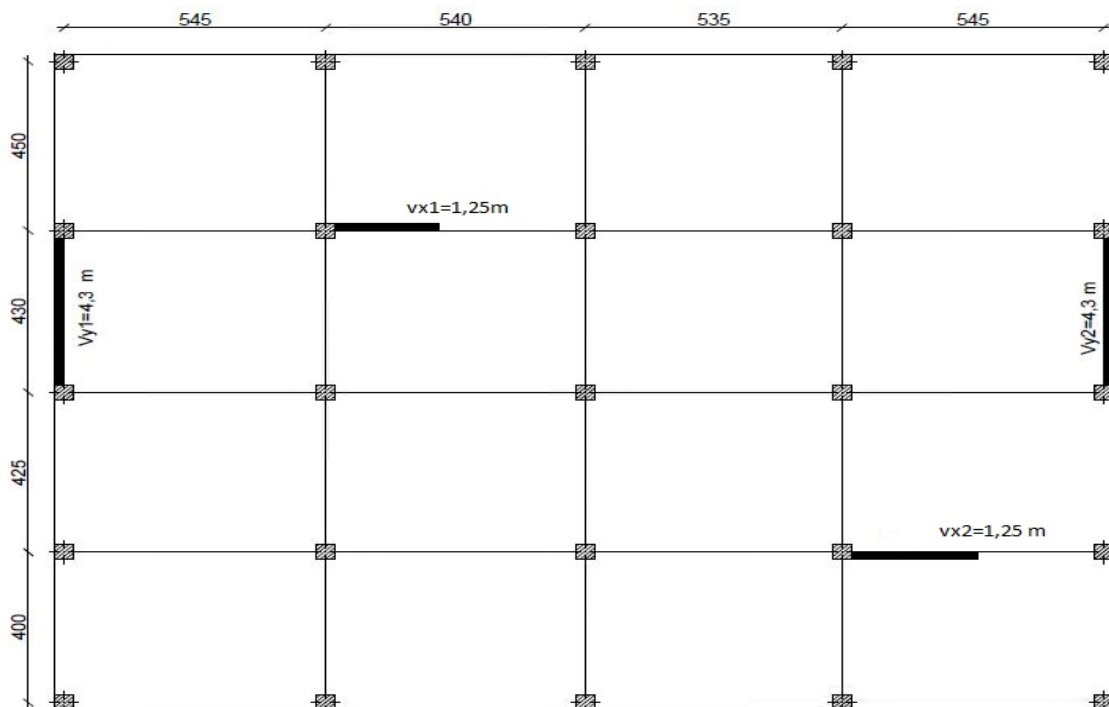


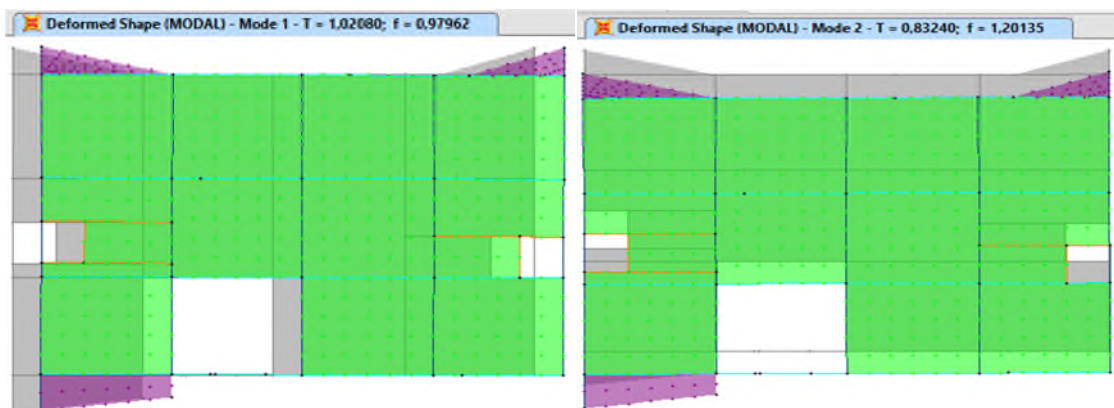
Figure IV.2. Disposition des voiles.

Résultats obtenus :**a). Périodes de vibration et participation massique :****Tableau IV.2.**Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	1,020804	0,69955	0,00002117	0,69955	2,12E-05
Mode 2	0,832396	0,00002387	0,62833	0,69957	0,62836
Mode 3	0,633746	0,00002691	0,00049	0,6996	0,62884
Mode 4	0,326164	0,11623	2,816E-09	0,81583	0,62884
Mode 5	0,212225	2,436E-07	0,19151	0,81583	0,82036
Mode 6	0,178757	0,05167	0,00009556	0,86749	0,82045
Mode 7	0,1632	0,00826	0,0004	0,87576	0,82085
Mode 8	0,11409	0,03801	0,00000013	0,91377	0,82085
Mode 9	0,100913	0,00002528	0,08347	0,91379	0,90432
Mode 10	0,086226	0,0000497	0,00004384	0,91384	0,90437
Mode 11	0,081456	0,01805	0,0002	0,9319	0,90456
Mode 12	0,080957	0,00028	0,00025	0,93217	0,90482

on remarque que le taux de participation massique exigé par le RPA99-2003 a atteint les 90% dans le 9 eme mode pour les deux sens .

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV. 4.

**Figure. IV.3.**1^{ème} mode (translation suivant X)**Figure. IV.4.**2^{ème} mode (translation suivant Y)

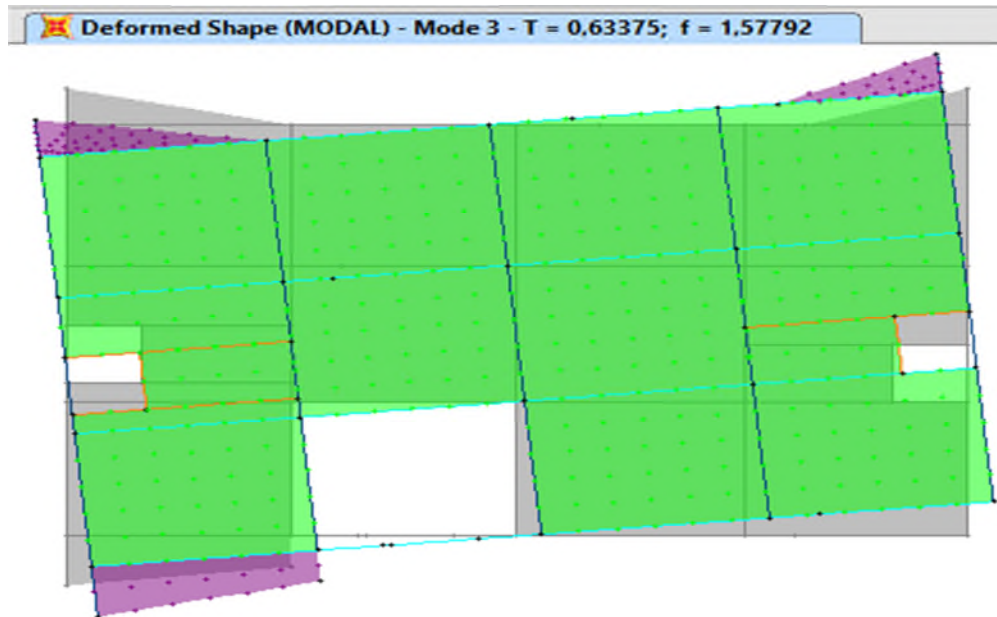


Figure. IV.5.3^{ème} mode (torsion suivant Z)

b. Vérification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux, selon RPA (art3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

sous charges verticales : On doit vérifier que :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

sous charges horizontales : On doit vérifier que :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

Les tableaux IV.3 et IV.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales :

Niveau	Charges reprises(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	44716,88	3430,2	92,87558	7,1244202
Sous pente	28222,61	4502,2	86,24224	13,757756
1 ^{er} étage	33665,21	3858,746	89,71658	10,283421
2eme étage	30118,8	3286,365	90,1621	9,8378954
3éme étage	26348,31	2953,769	89,91959	10,080408
4éme étage	22642,43	2556,453	89,85489	10,145106
5éme étage	19004,45	2209,67	89,58396	10,416036
6éme étage	15329,34	1900,139	88,97158	11,028416
7éme étage	11703,92	1540,92	88,36589	11,634113
8éme étage	8196,794	1174,244	87,46944	12,530565
9éme étage	4933,612	757,998	86,68219	13,317813
Terrasse accessible	1878,886	284,647	86,84342	13,156582

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales.

Niveau	Charges repris(KN)				Pourcentage en (%)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	2403,537	1622,518	110,788	1172,793	95,59	58,04427486	4,406	41,95573
Sous pente	1783,808	462,372	304,147	2119,403	85,43	17,90907418	14,56	82,09093
1 ^{er} étage	1990,699	604,125	315,743	1956,811	86,31	23,59000772	13,68	76,40999
2éme étage	1874,591	551,155	304,301	1841,321	86,03	23,0370127	13,96	76,96299
3éme étage	1756,624	598,729	271,26	1624,704	86,62	26,92813321	13,37	73,07187
4éme étage	1589,516	613,946	262,139	1435,921	85,84	29,9505285	14,15	70,04947
5éme étage	1441,176	619,981	222,633	1232,042	86,61	33,47588016	13,38	66,52412
6eme étage	1267,96	621,366	190,645	1001,118	86,92	38,29720355	13,07	61,7028
7éme étage	1049,057	586,609	172,729	795,442	85,86	42,44481571	14,13	57,55518
8éme étage	808,355	539,62	141,617	615,491	85,09	46,71585674	14,90	53,28414
9éme étage	581,797	526,248	100,499	436,275	85,27	54,67381039	14,72	45,32619
Terrasse accessible	268,015	383,297	58,019	239,783	82,20	61,51649868	17,79	38,4835

- **Analyse des résultats :**

-On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.6.2. 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 RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante

$$: v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré ,Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveaux	Type de poteaux	B (cm ²)	N _d (MN)	v	Observation
RDC+1 ^{er} étage	85×85	7225	5,3	0,294	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	80×80	6400	3,6	0,227	Vérifiée
4 ^{ème} ,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75×75	5625	1,9	0,136	Vérifiée
7 ^{ème} étage	70×70	4900	0,908	0,074	Vérifiée
8 ^{ème} étage	65×65	4225	0,69	0,066	Vérifiée
9 ^{ème} étage	60×60	3600	0,476	0,053	Vérifiée
Terrasse accessible	55×55	3025	0,22	0,029	Vérifiée

IV.6.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Sens	V _{dy} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dy} /V _{st}	Observation
Sens X-X	2540,528	1879,63	1,35	Vérifiée
Sens Y-Y	2807,118	1242,73	2,25	Vérifiée

Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 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 égal à : $\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7.Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\square eK$	$\square K$	$\square K-1$	$\square K$	hK	$\square K/hK$	$\square eK$	$\square K$	$\square K-1$	$\square K$	$\square K/hK$
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)
RDC	0,001	0,005	0	0,005	3,06	0,001	0,0005	0,0025	0	0,002	0,001
Sous pente	0,002	0,014	0,005	0,01	2,61	0,005	0,001	0,005	0,0025	0,002	0,001
1 ^{er} étage	0,005	0,029	0,0149	0,01	306,0	0,005	0,003	0,015	0,005	0,01	0,004
2 ^{eme} étage	0,009	0,046	0,0297	0,02	3,06	0,006	0,005	0,025	0,015	0,01	0,004
3 ^{eme} étage	0,012	0,063	0,046	0,02	3,06	0,006	0,007	0,035	0,025	0,01	0,004
4 ^{eme} étage	0,016	0,080	0,063	0,02	3,06	0,006	0,009	0,045	0,035	0,01	0,004
5 ^{eme} étage	0,019	0,095	0,080	0,015	3,06	0,004	0,012	0,06	0,045	0,01	0,004
6 ^{eme} étage	0,021	0,109	0,095	0,01	3,06	0,004	0,014	0,07	0,06	0,01	0,004
7 ^{eme} étage	0,024	0,120	0,109	0,01	3,06	0,003	0,017	0,085	0,07	0,01	0,004
8 ^{eme} étage	0,026	0,130	0,120	0,009	3,06	0,003	0,019	0,095	0,085	0,01	0,004
9 ^{eme} étage	0,0274	0,137	0,130	0,007	3,06	0,002	0,022	0,11	0,095	0,01	0,004
Terrasse	0,028	0,141	0,137	0,004	3,06	0,001	0,024	0,12	0,11	0,01	0,004

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$i=K$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_k)$.
- ✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8.Vérification de l'effet P- Δ :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	Θ_k
RDC	3,06	44973,383	0,0035	2514,325	0,02230281	0,00175	2795,311	0,01004323
Sous pente	2,61	31131,238	0,0035	2087,955	0,01915968	0,00175	2581,775	0,00872462
1 ^{er} étage	3,06	35669,4	0,0105	2306,442	0,06035602	0,007	2560,936	0,0366985
2eme étage	3,06	31748,443	0,014	2178,892	0,07844567	0,007	2392,476	0,03543018
3eme étage	3,06	27843,121	0,0105	2027,884	0,0713478	0,007	2223,433	0,03615678
4eme étage	3,06	23937,684	0,014	1851,655	0,0638567	0,007	2049,867	0,03678954
5eme étage	3,06	20150,688	0,0105	1663,809	0,04155797	0,0105	1852,023	0,03733459
6eme étage	3,06	16363,814	0,007	1458,605	0,02566395	0,007	1622,484	0,02307176
7eme étage	3,06	12576,93	0,0105	1221,786	0,03532217	0,0105	1382,051	0,03122615
8eme étage	3,06	8900,867	0,007	949,972	0,02143375	0,007	1155,111	0,01762728
9eme étage	3,06	5407,616	0,0049	682,296	0,01269135	0,0105	962,523	0,01927803
Terrasse	3,06	2089,148	0,0021	326,034	0,00439748	0,007	623,08	0,00767012

Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les résultats abordables vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V.1. Études des poutres

Les poutres sont sollicitées par la flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M , N , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

V.1.2. Les recommandations du RPA99/2003

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% de la section de béton en zone courante ;
 - ✓ 6% de la section de béton en zone de recouvrement ;
- la longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (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

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$. Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Les sollicitations défavorables dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	localisation	M (KN.m)	V (KN)
Étage commercial	PP	30 × 45	Appuis	147,52	125,46
			Travée	132,16	
	PS	30 × 35	Appuis	97,27	103,77
			Travée	51,88	
étage bureau	PP	30 × 45	Appuis	192,62	135,86
			Travée	167,15	
	PS	30 × 35	Appuis	55,18	49,49
			Travée	32,31	
étage courant	PP	30 × 45	Appuis	202,12	146,10
			Travée	179,51	
	PS	30 × 35	Appuis	75,75	63,49
			Travée	51,50	
Terrasse inaccessible	PP	30 × 45	Appuis	114,43	138,14
			Travée	39,65	
	PS	30 × 35	Appuis	58,54	44,05
			Travée	46,93	

V.1.4. Ferrailage des poutres

Le ferrailage à adopter doit respecter les exigences du **RPA99/2003**

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est le plus défavorable en regard de celui calculé par SAP 2000V15 pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Tableau V.2. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²) et N ^{bre} de barres
Étage commercial	PP	30×45	Appuis	11,7	6,75	6HA16=12,06
			Travée	8,5	6,75	6HA14=9,24
	PS	30×35	Appuis	10,00	5.25	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	5,0	5.25	3HA14+3HA12=8,01
Étage bureau	PP	30×45	Appuis	11,95	6,75	6HA16=12,06
			Travée	11,00	6,75	6HA16=12,06
	PS	30×35	Appuis	4,5	5.25	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	3,4	5.25	3HA14+3HA12=8,01
Étage courant	PP	30×45	Appuis	11,6	6,75	6HA16=12,06
			Travée	11,09	6,75	6HA16=12,06
	PS	30×35	Appuis	6,4	5.25	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	4,2	5.25	3HA14+3HA12=8,01
terrasse	PP	30×45	Appuis	7,5	6,75	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	4,4	6,75	3HA14+3HA12=8,01
	PS	30×35	Appuis	4,8	5.25	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	3,8	5.25	3HA14+3HA12=8,01

✓ **Longueurs de recouvrements**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm; \quad \text{on adopte } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14cm \Rightarrow l_r > 56cm; \quad \text{on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm; \quad \text{on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

▪ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{35}{30}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.16; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

$$\text{Avec : } A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

a) Calcul des espacements des armatures transversales

▪ Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 34.2cm ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45cm$$

▪ Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 10cm ; \text{ soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20cm ; \text{ soit } S_t = 15cm$$

b) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \quad \text{C'est vérifié}$$

V.1.5. Vérifications [BAEL 91]

a) Vérifications à L'ELU

1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.42 cm^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

2) Vérification des contraintes tangentielles

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

BAEL91 (Article H.III.1)

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.2 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 5MPa$$

Tableau V.3. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	135,86	0,924	3,33	Vérifiée
Secondaires	103,77	0,705	3,33	Vérifiée

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\text{-Appui de rives : } A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{-Appui intermédiaires : } A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Tableau V.4. Vérification au cisaillement.

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principale	12,06	135,86	147,52	3,90	-7,31	Vérifiée
Secondaires	10,65	103,77	97,27	2,98	-4,41	Vérifiée

b) Vérifications à L'ELS**1) État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ;$$

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

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times (d - y)^2 ;$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont résumés dans ce tableau

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Principales	appui	74,15	166649,09	17,39	5,65	15	Vérifiée
	travée	41,50	152904,85	16,60	5,84	15	Vérifiée
Secondaires	appui	60,12	67584,21	14,02	8,50	15	Vérifiée
	travée	37,38	82114,04	12,61	9,48	15	Vérifiée

1) État limite de déformation (évaluation de la flèche)

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche sera nécessaire :

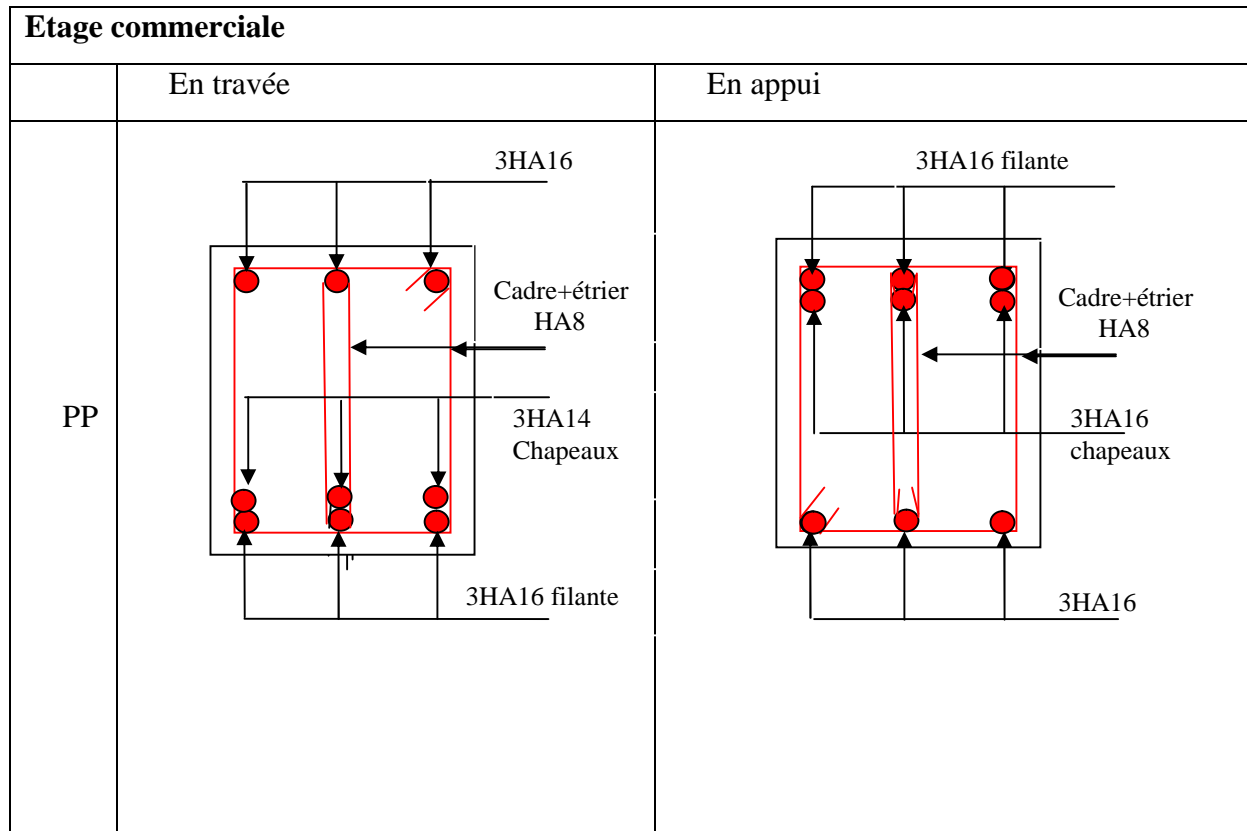
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

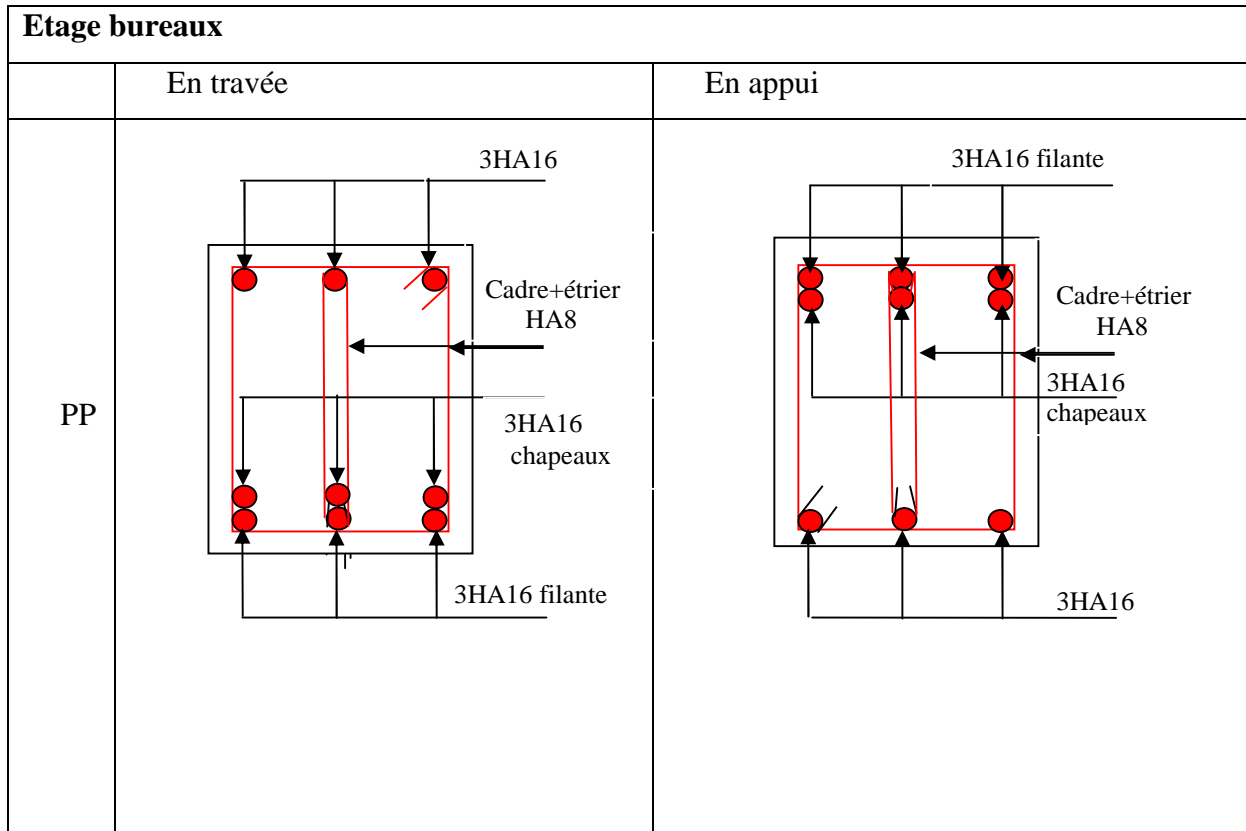
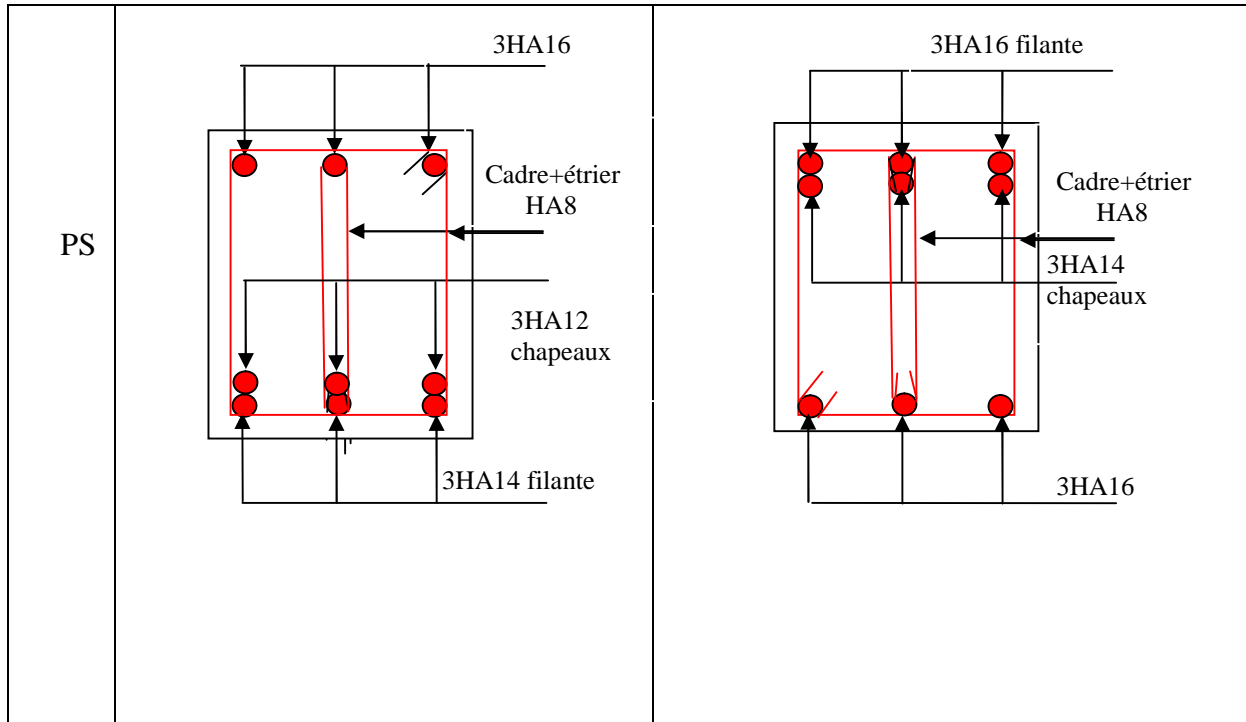
Tableau V.6. Vérification à la flèche.

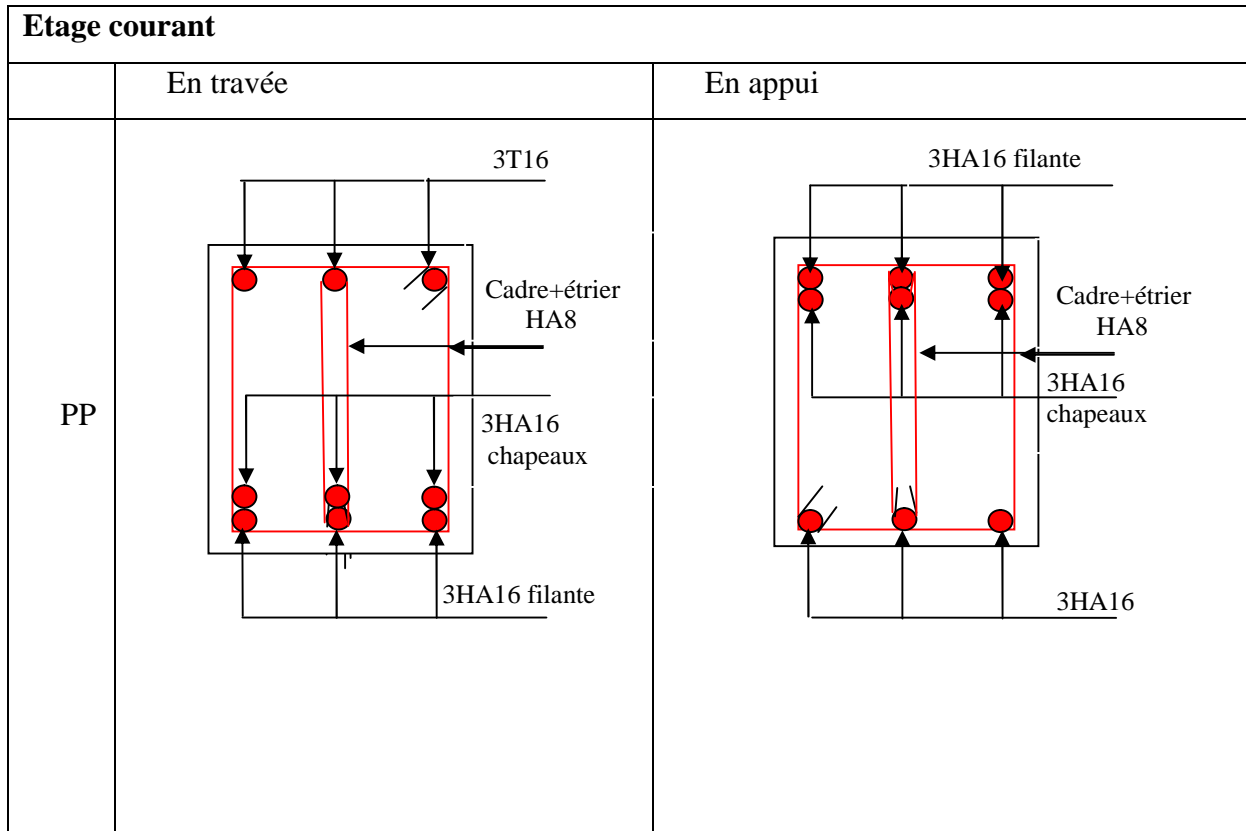
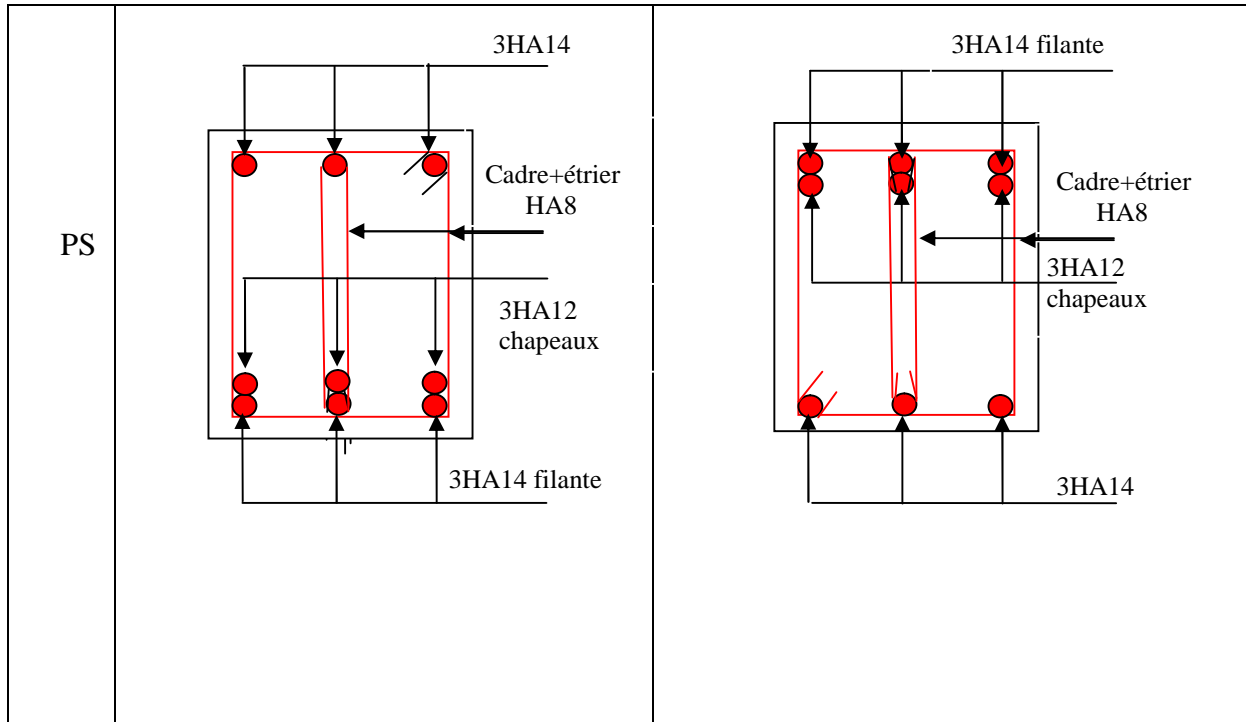
	h cm	b cm	l cm	A _s cm ²	$\frac{ht}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	545	12,06	0.078	0.0139	0.0044	0.0105	Vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	445	10,65	0.078	0.0519	0.0039	0.0105	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

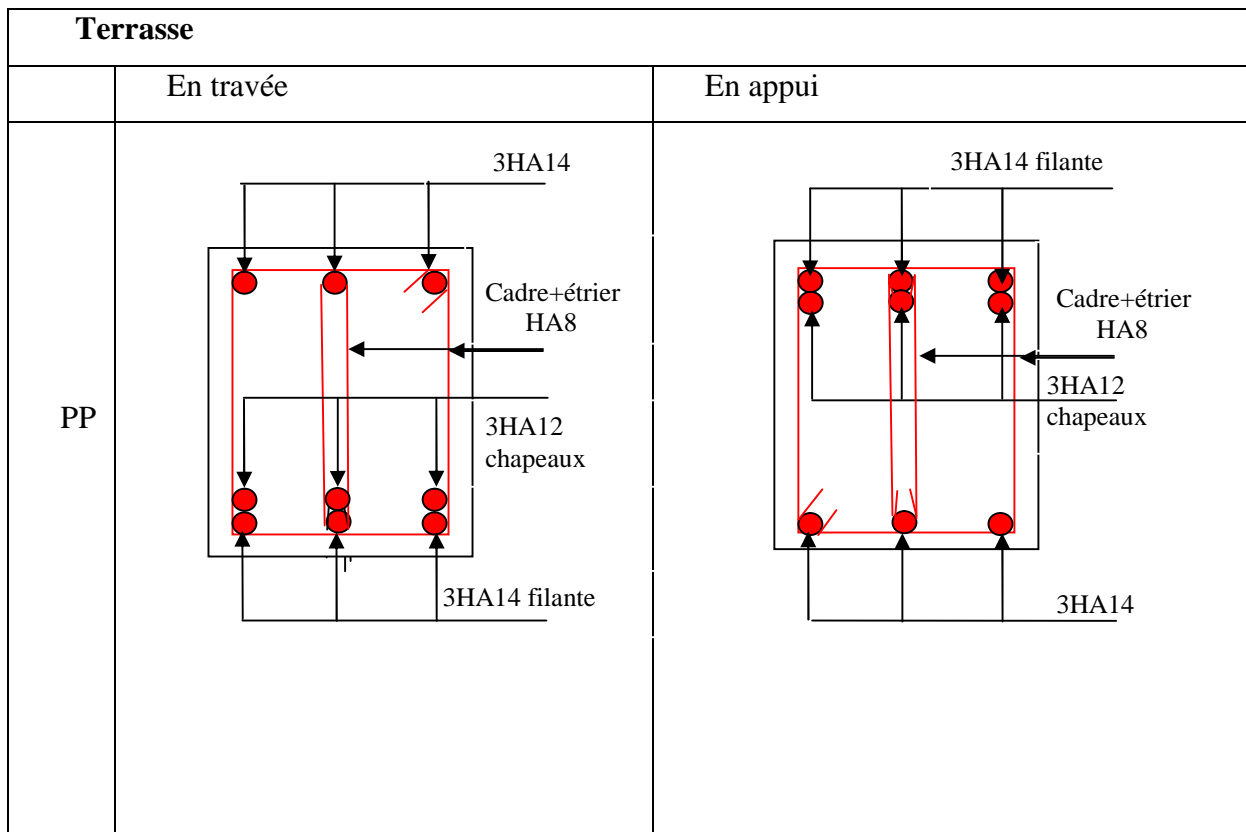
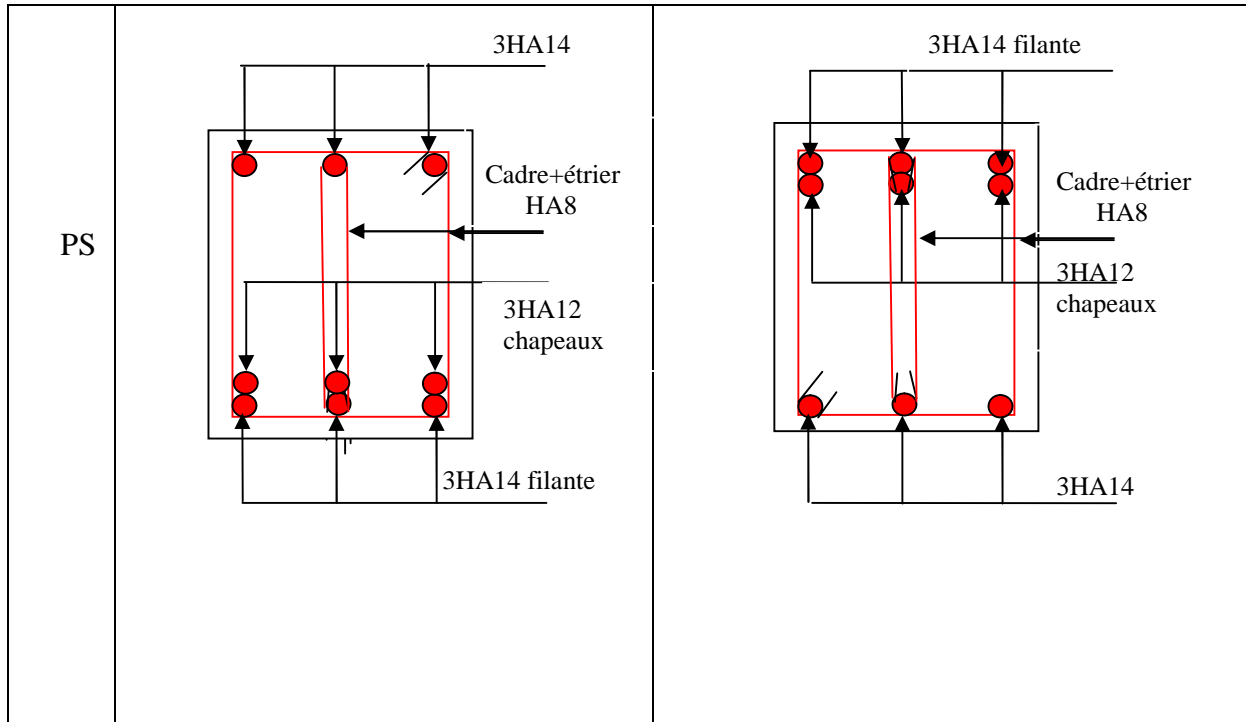
D'après le tableau ci dessus on voit que les trois conditions sont vérifiées d'où la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

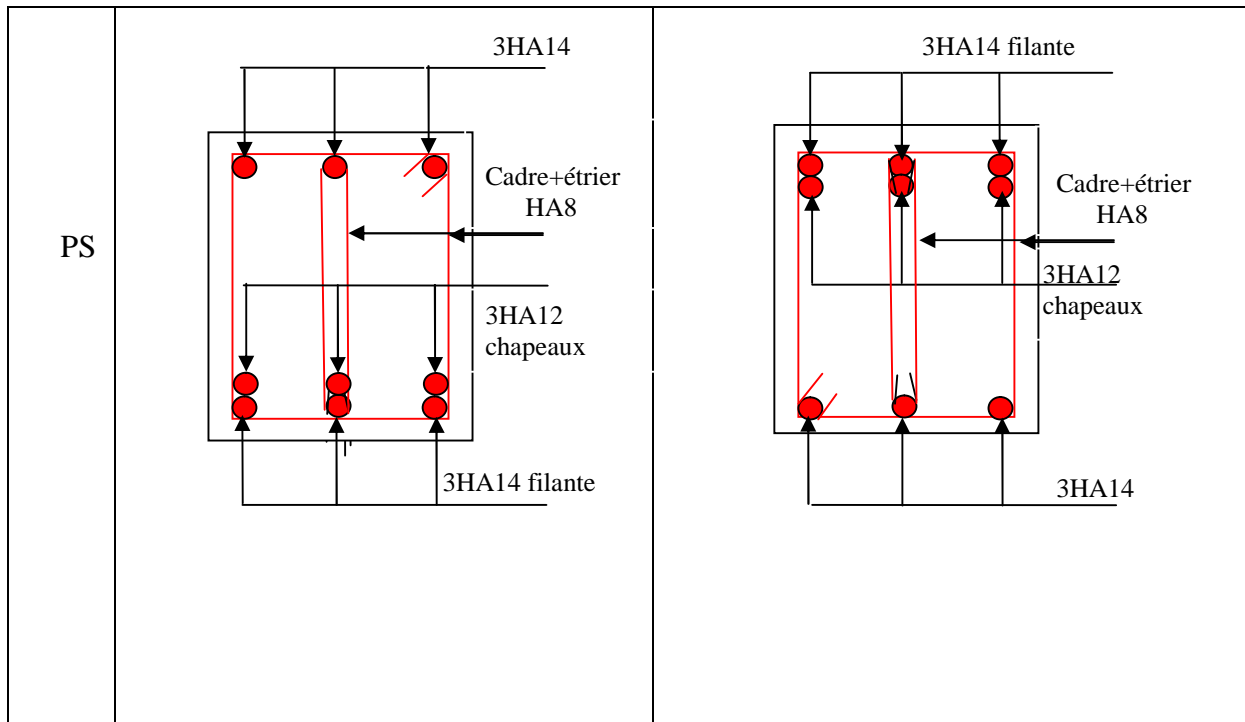
V.1.6. Schémas de ferrillages des poutres











V.4.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d’une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d’acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.9 \times h$

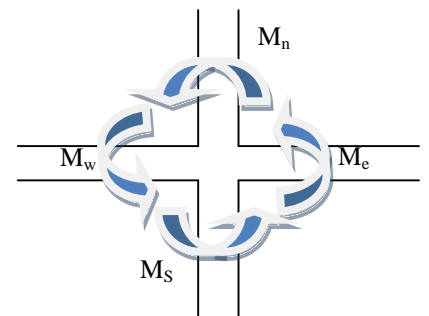


Figure V.1: Schéma de la Zone nodale.

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Tableau V. 7. Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z (m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Étage commercial	PP	30 × 45	0,405	12,06	169,97
	PS	30 × 35	0,315	10,65	116,74
Étage bureau	PP	30 × 45	0,405	12,06	169,97
	PS	30 × 35	0,315	8,01	87,74
Étage courant	PP	30 × 45	0,405	12,06	169,97
	PS	30 × 35	0,315	8,01	87,74
Terrasse	PP	30 × 45	0,405	8,01	112,89
	PS	30 × 35	0,315	8,01	87,74

V.2. Etude des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait a la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduite dans le logiciel SAP2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \quad ; \quad G+Q+E \quad ; \quad 0,8G+E \quad \text{RPA99 (Article 5.2)} \\ G+Q \quad ; \quad G+Q-E \quad ; \quad 0,8G-E \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant M_{corr}
- L'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant M_{corr}
- Le moment maximal M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corr}

V.2.1.Recommandation du RPA 99/Version2003 :

a) Armatures longitudinale :(Article 7.4.2.1)

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal : $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - ✓ $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - ✓ $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{min} > 12mm$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h'

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau

h_e : Hauteur d'étage.

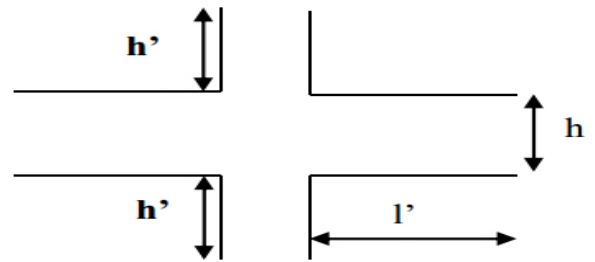


Figure. V.2. Zone nodale

- **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA :**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau. V.8. Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003 .

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S. sol+RDC+1 ^{ème} étage	85×85	57.8	289	433.5
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80×80	51.2	256	384
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75×75	45	225	337.5
7 ^{ème} étage	70×70	39.2	196	294
8 ^{ème} étage	65×65	33.8	169	253.5
9 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
Terrasse	55×55	24.2	121	181.5

b) Armature transversale :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(1) \quad \text{RPA99(Article7.4.2.2)}$$

V_u : Est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il pris égal a :

2.5 Si $\lambda_g \geq 5$ λ_g : l'élanement géométrique

3.75 Si $\lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (l_f : \text{Longueur de flambement du poteau})$$

Avec a et b : Sont les démentions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (1)

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale $t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm})$ en zone IIa.

Dans la zone courante $t \leq 15\phi_l^{\min}$ en zone IIa.

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en %, est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5; \frac{A_t}{tb_1} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3; \frac{A_t}{tb_1} = 0.8\% \dots\dots\dots \text{RPA99(Article 7.4.2.2)} \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \text{ interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par les crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l^{\min}$.

Les cadres et les étriers doivent ménager et cheminer verticalement en nombre de diamètre suffisants $\phi_{cheminé} > 12\text{cm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2.Sollicitation dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000/V14.2.2 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau. V.9. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
S.sol+RDC	85×85	-5333,417	72,3051	2213,912	163,7919	595,8257	-1093,414

1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80×80	-3667,732	-50,1795	1593,746	26,7795	-273,3458	-2657,439
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75×75	-2190,093	-42,6574	505,668	11,0186	-215,9634	-1455,922
7 ^{ème} étage	70×70	-1181,745	-32,2565	141,243	8,2406	-163,752	-699,435
8 ^{ème} étage	65×65	-855,597	-32,6683	110,126	3,8874	125,2296	-266,41
9 ^{ème} étage	60×60	-542,99	20,1415	-542,99	20,1415	118,8748	-72,214
Terrasse	55×55	-282,15	17,1954	34,824	57,6399	108,2575	21,932

V.2.3.Ferrailage des armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau. V.10. Armatures longitudinales des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
S. sol+RDC	85×85	36,2	57.8	6HA25+10HA20=60,87
1 ^{er} + 2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80×80	32	51.2	4HA25+12HA20=57,33
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75×75	28,1	45	12HA20+4HA16=45,74
7 ^{ème} étage	70×70	24,5	39.2	8HA20+8HA16=41,21
8 ^{ème} étage	65×65	21,1	33.8	4HA20+12HA16=36,50
9 ^{ème} étage	60×60	18	28.8	12HA16+4HA14=30,29
Terrasse	55×55	15,1	24.2	16HA14=24,63

V.2.4.Ferrailage des armatures transversales :

➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple de calcul le poteau du *sous sol* (85×85) cm²:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0.7 \times 2.61}{0.85} = 2.14 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 247,22 \times 10^{-3} \times 15}{85 \times 400} = 4,09 \text{ cm}^2$$

➤ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$$

➤ **Espacement**

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

$$\lambda_g \leq 3; A_t = (0.8 \times t \times b) / 100 = 6,8 \text{ cm}^2$$

Résultats du calcul des armatures transversales :

Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau. V.11. Armature transversale des poteaux rectangulaires.

Niveaux	S.sol	RDC	1 ^{er} 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage	Terrasse
Section (cm ²)	85×85	85×85	80×80	75×75	70×70	65×65	60×60	55×55
ϕ_l^{\max} (cm)	2,5	2,5	2,5	2	2	2	1,6	1,4
ϕ_l^{\min} (cm)	2	2	2	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4
l_0 (cm)	261	216	261	261	261	261	261	261
l_f (cm)	182,7	151,2	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7
λ_g	2,14	1,77	2,28	2,43	2,61	2,81	3,04	3,32
V_u (KN)	247,225	247,225	-157,463	-100,079	-62,259	46,471	22,55	-11,241
l_r (cm)	100	100	100	80	80	80	64	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A_t (cm ²)	4,09	4,09	2,7	1,8	1,25	1,005	0,52	0,28
A_t^{\min} (cm ²)	6,8	6,8	6,4	6	5,6	5,2	4,71	4,3
A_t^{adop} (cm ²)	7,07	7,07	7,07	6,28	5,72	5,72	5,15	4,59
Nombre des barres	9HA10	9HA10	9HA10	8HA10	6HA10 + 2HA8	6HA10 + 2HA8	4HA10 + 4HA8	6HA8 + 2HA10

Conformément aux règles du *RPA 99/version2003* et au *BAEL 91*, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max}$) => ce qui est vérifiée dans ce cas.

V.2.5.Vérification :**V.2.5.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :**

Selon le BAEL (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement, On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

A_s = Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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 : est un coefficient réduction qui fonction de λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Pour les poteaux rectangulaires

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; $I = \frac{b \times h^3}{12}$ Avec ,

$l_f = 0.7l_0$ Longueur de flambement.

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour les poteaux rectangulaires.

A_s = Section d'armature

La vérification se fait pour chaque poteau à chaque niveau.

• **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicités, avec les sollicitations suivantes :

$$N_d = -5333,417 \text{ KN}$$

$$l_f = 182,7m \rightarrow \lambda = 7,44 < 50 \rightarrow \alpha = 0.84$$

$$B_r = (0.85 - 0.03) \times (0.85 - 0.03) = 0.6724m^2$$

$$N_u = 0.84 \times \left[\frac{0.6724 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{53,79 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 10504,89 \text{ KN}$$

$$N_d = 5333,41 \text{ KN} < N_u = 10504,89 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.12. Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (Cm ²)	N _d (KN)	N _u (KN)	Observation
S.sol+RDC	85×85	261	182,7	7,44	0,84	53,79	6724	5333,41	10504,89	Vérifiée
SOUS PENTE	85×85	216	151,2	6,16	0,84	53,79	6724	5333,41	10534,67	Vérifiée
1ere +2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80×80	261	182,7	7,91	0,84	47,43	5929	3667,73	9252,17	Vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75×75	261	130,5	6,02	0,83	41,47	5184	2190,09	8124,07	Vérifiée
7 ^{ème} étage	70×70	261	182,7	9,04	0,83	35,91	4489	1181,74	6983,43	Vérifiée
8 ^{ème} étage	65×65	261	182,7	9,73	0,83	30,75	3844	855,59	5967,47	Vérifiée
9 ^{ème} étage	60×60	261	182,7	10,54	0,83	25,99	3249	542,99	5030,47	Vérifiée
Terrasse	55×55	261	182,7	11,50	0,83	21,63	2704	282,15	4172,49	Vérifiée

On remarque bien que N_d < N_u pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.2.5.2.Vérification des contraintes de compression :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

B = b×h+15(A+A') (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

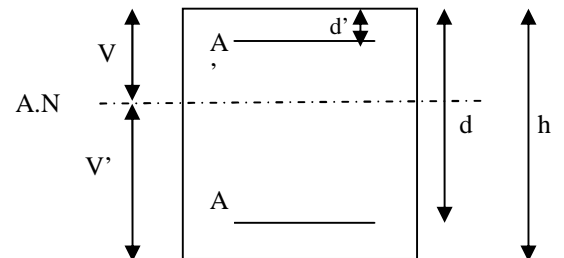


Figure. V. 3.section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci dessous:

Tableau. V.13. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (MN)	M _{ser} (MN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ _{bc} (MPa)
S sol RDC	85×85	82	53,792	49,712	35,288	0,0641	2,965	0,142	4,21	4,89	
S PENTE	85×85	82	53,792	49,712	35,288	0,0641	2,965	0,142	3,38	4,05	15
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80×80	77	47,432	46,73	33,27	0,0501	2,359	0,06	2,55	2,9	15
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75×75	72	41,472	43,749	31,251	0,0385	1,598	0,056	2,9	3,3	15
7 ^{ème} étage	70×70	67	35,912	40,768	29,232	0,0291	0,862	0,051	1,34	1,79	15
8 ^{ème} étage	65×65	62	30,752	37,787	27,213	0,0215	0,624	0,049	0,96	1,49	15
9 ^{ème} étage	60×60	57	25,992	34,807	25,193	0,0155	0,369	0,063	0,71	1,6	15
Terrasse	55×55	50	21,632	31,828	23,172	0,0108	0,206	0,069	0,88	2,16	15

V.2.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après 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 : $\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 ; \\ \rho_d = 0.04 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ et } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec : τ_{bu} est la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton.

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.14. Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
S sol, RDC	85×85	182,7	2,14	0.04	82	247,225	0,355	1	Vérifiée
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80×80	182,7	2.28	0,04	77	157,463	0,256	1	Vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème}	75×75	130,5	2.43	0.04	72	100,079	0,185	1	Vérifiée

7 ^{ème} étage	70×70	182,7	2,61	0.04	67	62,259	0,133	1	
8 ^{ème} étage	65×65	182,7	2,81	0.04	62	46,471	0,115	1	Vérifiée
9 ^{ème} étage	60×60	182,7	3.04	0.04	58	22,55	0,066	1	
Terrasse	55×55	182,7	3.32	0.04	52	11,241	0,039	1	Vérifiée

On remarque que la condition exigée par le RPA99/Version2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5.4 Disposition constructive des poteaux :

- **Longueur de recouvrement : L_r**

Soit L_r la longueur de recouvrement telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\phi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 60\text{cm}$$

$$\phi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi_l = 20\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 80\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi_l = 25\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 100\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 100\text{cm}$$

- **Vérification des zones nodales :**

Selon le RPA99/Version2003 (Article 7.6.2)

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

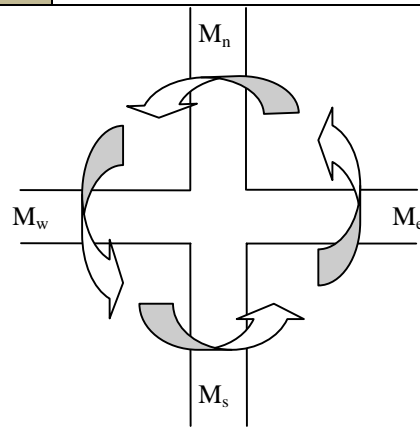


Figure. V.4 : Zone nodale

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$\text{Telle que : } M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.9 \times h$$

h : la hauteur de la section.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.15. Moments résistant dans les poteaux .

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	Mr (KN.m)
S-sol, RDC et 1 ^{er} étage	85×85	76.5	21,01	559,328
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	80×80	72	19,24	482,077
4 ^{ème} + 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75×75	67.5	14,58	342,484
7 ^{ème} étage	70×70	63	13,43	294,439
8 ^{ème} étage	65×65	58.5	12,32	250,811
9 ^{ème} étage	60×60	54	9,58	180,027
Terrasse	55×55	49.5	7,7	132,64

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.16. Moments résistant dans les poutres.

/	section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
Poutre principale	45×30	40.5	10.65	169,974
Poutre secondaire	35×30	31.5	6.79	116,745

Vérification :

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$ sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.17. Vérification de la zone nodale

Niveaux	Poutre	M_s (KN.m)	M_N (KN.m)	$M_w = M_E$ (KN.m)	$M_N + M_S$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_E)$ (KN.m)	Observation
S-sol RDC	PP	559,328	559,328	169,974	1118,6	424,94	vérifiée
	PS			116,745		291,86	vérifiée
SOUS PENTE	PP	559,328	559,328	169,974	1118,6	424,94	vérifiée
	PS			116,745		291,86	vérifiée
1 ^{ère} étage	PP	482,077	482,077	169,974	964,15	424,94	vérifiée
	PS			87,806		219,5	vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	482,077	482,077	169,974	964,15	424,94	vérifiée
	PS			87,806		219,5	vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	482,077	482,077	169,974	964,15	424,94	vérifiée
	PS			87,806		219,5	vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	342,484	342,484	169,974	684,96	424,94	vérifiée
	PS			87,806		219,5	vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	342,484	342,484	169,974	684,96	424,94	vérifiée
	PS			87,806		219,5	vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	342,484	342,484	169,974	684,96	424,94	vérifiée
	PS			87,806		219,5	vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	294,878	294,878	169,974	589,75	424,94	vérifiée
	PS			87,806		219,5	vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	250,811	250,811	169,974	501,62	424,94	vérifiée
	PS			87,806		219,5	vérifiée
9 ^{ème} étage	PP	180,027	180,027	169,974	360,54	424,94	vérifiée
	PS			87,806		219,5	vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

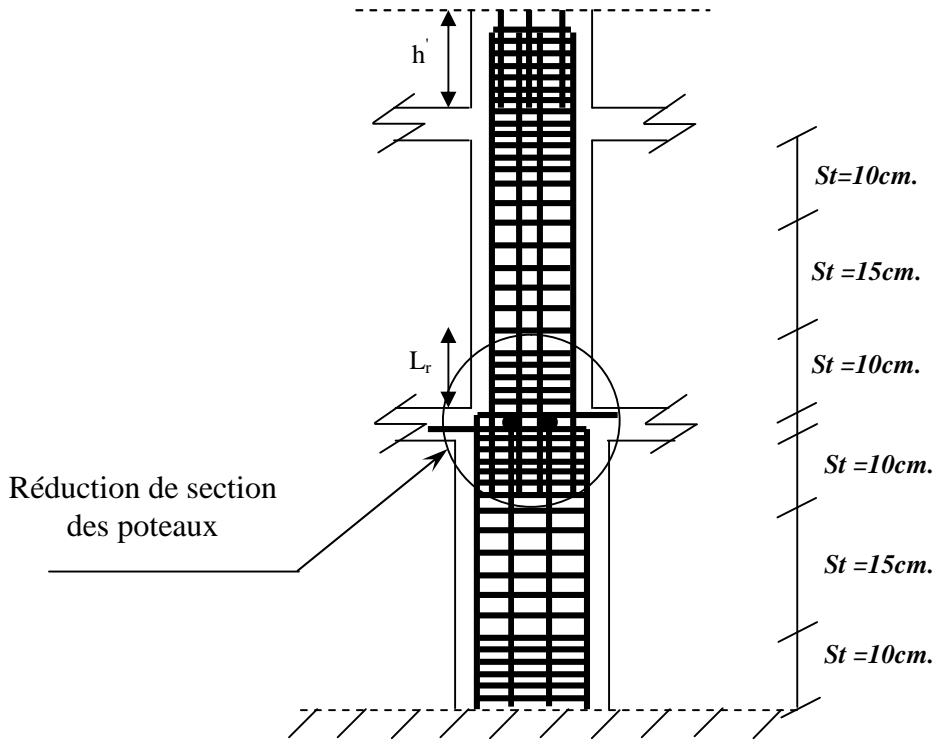


Figure V.4. Ferrailage des sections des poteaux

V.2.5.4 Schémas de ferrailage :

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous sol et RDC	<p>The diagram shows a square cross-section of a column with a side length of 85 cm. The reinforcement layout includes 3T25 bars on each face and 2T20 bars on each face. T10 stirrups are provided. The diagram is labeled with "3T25/Face", "2T20/Face", "85 cm" (height and width), and "Cadres T10".</p>

<p>l'étage 1-2-3</p>	<p>80 cm</p> <p>80 cm</p> <p>2T25/Face</p> <p>3T20/Face</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T10</p>
<p>4,5 et 6^{eme} étages</p>	<p>75 cm</p> <p>75 cm</p> <p>4T20/Face</p> <p>1T16/Face</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T10</p>
<p>7^{eme} étages</p>	<p>70 cm</p> <p>70 cm</p> <p>3T20/Face</p> <p>2T16/Face</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T8</p>

<p>8^{eme} étages</p>	<p>2T20/Face</p> <p>3T16/Face</p> <p>65 cm</p> <p>65 cm</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T8</p>
<p>9^{eme} étages</p>	<p>4T16/Face</p> <p>1T14/Face</p> <p>60 cm</p> <p>60 cm</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T8</p>
<p>Terrasse</p>	<p>5T14/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T8</p>

V.3. Etude des voiles :

Le RPA99/Version 2003 (article 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les plancher qui jouent un rôle de diaphragme .Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP 2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{lll} 1.35G+1.5Q & ; & G+Q+E & ; & 0.8G+E \\ G+Q & ; & G+Q-E & ; & 0.8G-E \end{array} \right.$$

V.3.1.Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ 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 ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

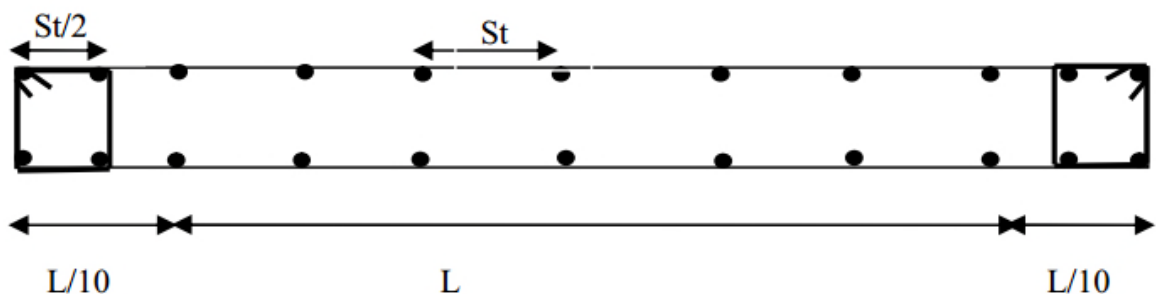


Figure. V.5. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par 1m^2 au moins.

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales) :

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{ Dans la zone extrême de voile}$$

$$A_{\min} = 0.10 \times b \times h \dots\dots\dots \text{ Dans la zone courante du voile.}$$

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times \alpha; 30\text{cm})$ avec : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts et possible.

- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000 /V15

- Dans notre structure nous avons disposé les voiles symétriquement dans les deux sens x-x et y-y, donc le calcul sera fait pour un seul voile dans chaque sens.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens x-x :

Tableau. V.18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.25\text{m}$ à tous les niveaux.

Niveaux	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	M (KN)	N (KN.m)	N (KN.m)	M (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x1} Sous sol	1,0797903	1538,692	2056,358	0,4511323	947,289	0,1129385	-198,999
RDC+sous pente	1,5559084	1589,624	3486,824	- 0,5401767	-828,955	- 0,1502545	-294,206

1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	1,2670471	1141,224	2085,355	1,1105393	-175,966	0,1723927	-312,203
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème}	0,949324	704,263	1009,085	0,5850167	23,669	0,0533143	249,573
7 ^{ème} étage	0,5936306	433,529	766,141	0,3086693	-40,916	0,0343961	176,409
8 ^{ème} étage	0,5021228	327,891	658,454	0,2337922	-115,793	0,0238057	151,423
9 ^{ème} étage	0,3872824	214,956	522,891	0,1487479	-175,609	0,0063702	111,742
TERESSE	0,1304839	243,254	243,254	0,1304839	-130,009	-0,068065	79,94

Sens y-y :

Tableau. V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=4.3m$ à tous les niveaux

Niveaux	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	M (KN)	N (KN.m)	N (KN.m)	M (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous sol	-3,928157	1227,325	1753,148	-1,527809	572,328	-2,216366	-979,91
RDC+sous pente	10,8595856	2028,943	3007,637	1,3217233	117,686	0,117686	1237,31
1 ^{er} +2 ^{èm} +3 ^{ème} étage	-7,2692789	841,334	3881,935	3,5295946	3121,812	4,256761	-2026,331
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème}	-5,5218849	1486,169	2537,786	-2,558639	572,456	-3,415854	-1458,297
7 ^{ème} étage	-3,2688149	718,755	1522,387	-2,09558	405,524	-2,747258	-819,229
8 ^{ème} étage	-2,7821336	497,927	1213,681	0,2700424	257,766	-2,252839	-633,786
9 ^{ème} étage	-2,2580989	284,501	824,15	0,7692666	128,483	-1,723596	445,911
TERESSE	1,7995849	286,869	320,912	1,0447124	21,409	0,3943051	-183,649

V.3.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000/V14.2.2 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

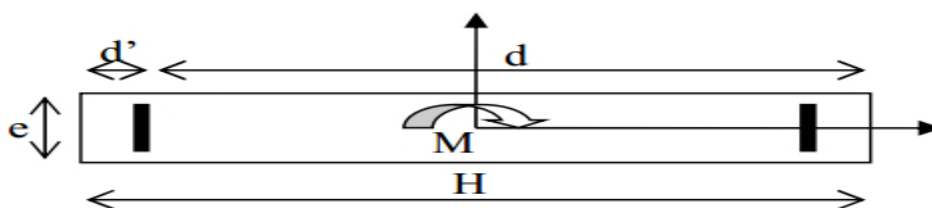


Figure. V.6. Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans la zone tendue.

$$A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$$

$A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement entre armatures.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$ Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

L_t : Longueur de la zone tendue.

- **Exemple de ferrailage :**

On va exposer un seul exemple de calcul $V_{y1} = 4.3$ m de sous-sol et les autres seront résumés dans les tableaux.

- **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/V2003.

$L = 4.3$ m, $d = 4.25$ m, $e = 0.25$ m .

$N_{\max} = 3007,63$ KN (Compression), $M_{\text{cor}} = 1321,7$ KN.m (Combinaison ELU)

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.43 \text{ m} < \frac{l}{2} = 2.15 \text{ m} \Rightarrow \text{(Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d \times h / 2) = 1321,7 + 3007,63 \times (4.25 \times 4.3 / 2) = 28803,9 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 4.3 - 0.81 \times 0.05) \times 0.25 \times 4.3 \times 18.47 = 27,96 \text{ MN.m}$$

$$[3007,6 \times (4.25 - 0.05) - 28803,9] \times 10^{-3} = -16,17 MN.m$$

(1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par

assimilation à la flexion simple : $\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.27$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B ; } \xi_{st} = 3.5\% \left(\frac{1-a}{a} \right)$$

$$a = 0.406, Z=3.60m, \xi_{st} = 3.5\% \left(\frac{1-0.406}{0.406} \right) = 1.46\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 MPa$$

$$\mu_{bu} = 0.27 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 200,02 cm^2 ; A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 200,02 - \frac{3007 \times 10^{-3}}{400} = 100,25 cm^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V y1 aux niveaux de sous sol.

$$A_v / \text{face} = 100,25 cm^2$$

- **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{3007 \times 10^{-3}}{0.25 \times 4.3} + \frac{1321,7 \times 10^{-3}}{1.714} \times 2.15 = 4,45 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{3007 \times 10^{-3}}{0.25 \times 4.3} - \frac{1321,7 \times 10^{-3}}{1.714} \times 2.15 = 1,13 MPa$$

$$L_t = \frac{1,13 \times 4.3}{1,13 + 4,45} = 0,87 m$$

Elle se calcule selon la formule suivante :

- a) **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} ; V_{\max} = 1237 \text{KN} ; \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 1237 \times 10^{-3}}{0.25 \times 4.25} = 1,6 MPa$$

$$\Rightarrow A_h = 2,6 cm^2$$

- **Les vérifications nécessaires :**

Vérification au Cisaillement : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 MPa$$

$$\tau_u = 0.74 MPa < \tau_{adm} = 5 MPa$$

Vérification des sections minimales :

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 9.65 cm^2 . (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA99/V2003}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 16.12 cm^2 . (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/V2003}).$$

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{v(ZT)} = 100,25\text{cm}^2$

On opte pour une face $22\text{HA}16+2\text{HA}20= 50,51\text{ cm}^2$

Tableau. V.20. ferrailage le voile $Vy1=4.3\text{m}$ sur toute la hauteur.

Niveaux	RDC et S-pente	1er et 2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	TERESSE
M(MN.m)	1,3217	3,5295	-2,5586	-2,0955	-0,2700	-0,7692	1,0447
N(KN)	3007,637	1768,536	2537,78	1522,3	1213,681	824,15	320,91
V(KN)	1237,31	2026,331	3,415854	819,22	633,78	445,911	183,649
τ_u (MPa)	2,24	3,67	0,01	1,48	1,15	0,81	0,33
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm^2)	50,12	45,91	34,83	21,44	17,2	11,79	4,64
$A_{v\text{ minl}}/\text{face}$ (cm^2)	16,12	12,9	12,9	12,9	12,9	12,9	12,9
A_v adopté/fac e (cm^2)	22HA16+ 2HA20= 50,51	22HA16+ 2HA20= 50,51	20HA14+ 4HA12= 3 5,31	24HA12= 27,14	22HA12= 27,14	24HA12 =27,14	24HA12 =27,14
ST(cm) Extrémité	10	10	10	10	10	10	10
ST(cm) Milieu	20	20	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm^2)	2,8	4,58	3,3	1,85	1,43	1,01	0,42
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm^2)	12,9	9,67	9,67	9,67	9,67	9,67	9,67
A_h adopté/fac e (cm^2)	6HA12+ 4HA14 =13,57	10HA12 = 11,31	10HA12 = 11,31	10HA12= 11,31	10HA12= 11,31	10HA12= 11,31	10HA12 = 11,31
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tab. V.21. ferrailage le voile $Vx1=1.25\text{m}$ sur toute la hauteur.

Niveaux	RDC et S-pente	1er et 2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	terrasse
M(MN.m)	-0,5401	1,1105	0,5850	0,3086	0,2337	0,1487	0,1304
N(KN)	3486,82	2085,35	1009,08	766,141	658,45	522,89	243,254
V(KN)	294,206	312,72	249,57	176,40	151,42	111,74	79,94
τ_u (MPa)	1,83	2,59	2,07	1,46	1,26	0,93	0,66
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm^2)	31,37	21,55	12,12	9,41	8,16	6,56	3,12
$A_{v\text{ minl}}/\text{face}$ (cm^2)	5	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A_v adopté/fac e (cm^2)	7HA25= 34,36	7HA20= 21,99	4HA14+ 3HA16=	3HA12+ 4HA14=	5HA12+ 2HA14=	7HA12= 7,92	7HA12= 7,92

			12,19	9,55	8,73		
ST(cm) Extrémité	10	10	10	10	10	10	10
ST(cm)Milieu	20	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	2,29	2,43	1,94	1,37	1,18	0,87	0,62
$A_{h\ min}$ /face (cm ²)	3,75	2,81	2,81	2,81	2,81	2,81	2,81
A_h adopté/face (cm ²)	15HA8= 7,54	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Exemples de schéma de ferrailage du voile ($V_{x1} = 1,25m$) terrasse

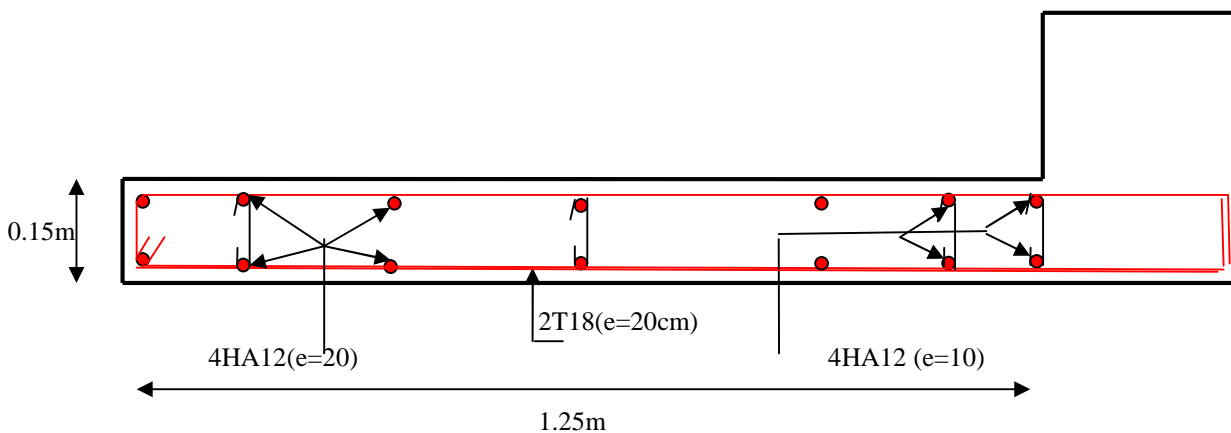


Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile terrasse sens y-y

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donnée par le BAEL. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA 95/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000/V15

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP 2000/V15 Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

VI.1. INTRODUCTION

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits)

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

VI .2.Choix de type des fondations

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites, on passera au radier général.

VI.2.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (a×b) d'où les semelles sont carrées (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

N=5843,566KN

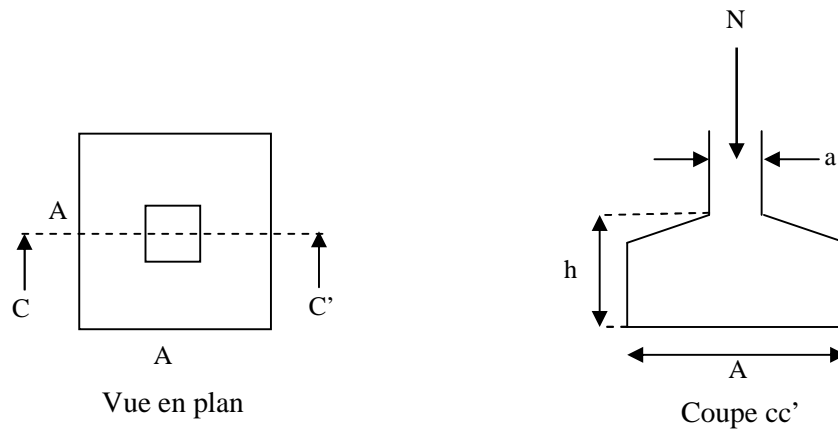


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{5.843}{0.15}} = 6,24m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 5 poteaux.

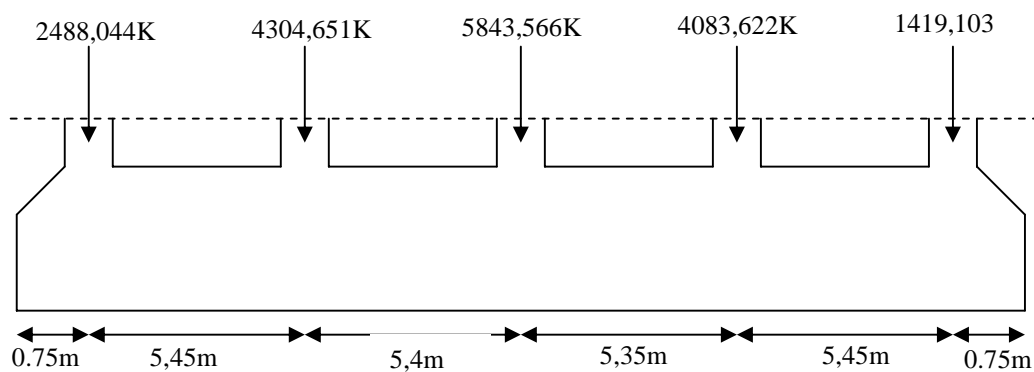


Figure VI.2. Semelle filante

$$N = \sum N_i = 22222,55 \text{ KN}$$

$$L = 21,65 \text{ m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} = \frac{22,222}{0,15 \times 21,65} = 6,84 \text{ m}$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles filantes, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles filantes ne convient pas, alors on va opter pour un radier général.

VI.3. ETUDE DE RADIER

VI.3.1. Dimensionnement

a) Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

h_n : hauteur des nervures ; h_t : hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\text{max}} = 5,45 \text{ m}$

Ce qui donne : $h_t \geq 54,5 \text{ cm}$ on prend $h_t = 55 \text{ cm}$.

$h_r \geq 27,2 \text{ cm}$ on prend $h_n = 30 \text{ cm}$.

b) La condition de rigidité

$$\text{Pour un radier rigide, il faut que } L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ avec } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{adm} = 1,5 \text{ bar}$) $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,87m$$

Donc : $h_t \geq 0,87m$

La hauteur de la nervure $h_t = 90\text{cm}$

La hauteur du radier $h_r = 30\text{cm}$

✓ La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = 68821,28 \text{ KN}$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 369,1m^2$.

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{68821,28}{0,15} = 458,80m^2$$

$$S_{radier} = 458,80m^2 \geq S_{bâtiment} = 369,1m^2$$

$S_{rad} > S_{bat} \Rightarrow$ Le radier déborde

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right)$$

On prend : $D = 45 \text{ cm}$

$$P = 77,9 \text{ m}$$

$D =$ débord et $P =$ périmètre.

$$S_{radier} = S_{bat} + D \times P$$

On opte pour une surface : $S_{radier} = 404,15 \text{ m}^2$

VI.3.2. Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier : $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL99 (Articla.5.2.41)**

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h = 0,85 + 0,9 = 1,75\text{m} \\ B = b + h = 0,85 + 0,9 = 1,75\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 2 \times (1,75 + 1,75) = 7\text{m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times 7 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 4,725\text{MN}$$

Nous avons : $Q_u = 4,725\text{KN} \leq 5,843\text{KN}$.

c'est vérifié

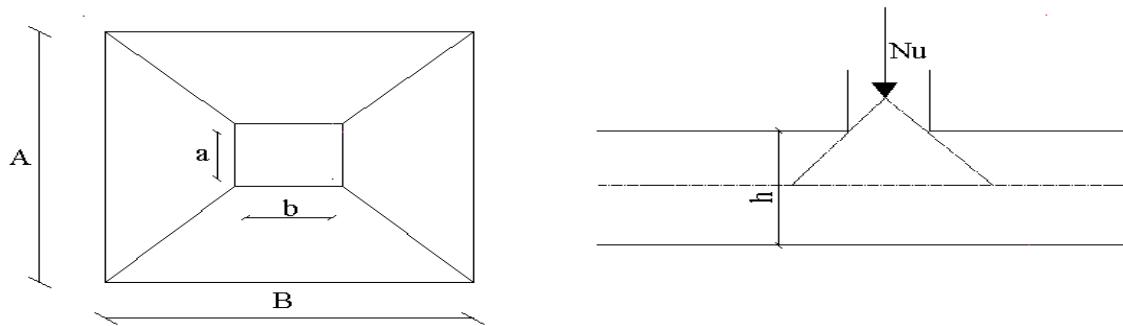


Figure VI.3. Schéma du poinçonnement

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2 m

S : surface totale du bâtiment = 369,1 m²

γ : Poids volumique 10kN/m³

$$P = 1,5 \times 2 \times 369,1 \times 10 = 11073,7\text{KN} < N = 22222,55\text{KN}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{68821,28 \times 5,45 \times 1}{2 \times 369,1} = 473,46 \text{KN}$$

$$d = 0,9 \times h_r = 0,9 \times 30 = 27 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{473,46 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,75 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$N = 31091,85 \text{ KN}$ et $M_y = 61159,69 \text{ KN.m}$

D'après le programme de calcul de section SOCOTEC

$$X_g = 10,82 \text{m}$$

$$Y_g = 8,52 \text{m}$$

$$I_{xx} = 8942,3 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = 14418,4 \text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{31,091}{404,6} + \frac{61,159 \times 10,82}{14418,4} = 0,12 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{31,0918}{404,15} - \frac{61,159 \times 10,82}{14418,4} = 0,081 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,12 + 0,081}{4} = 0,097 \text{MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0,15 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$$N = 31091,85 \text{Kn} \text{ et } M_x = 36764,83 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{31,0918}{404,15} + \frac{36,764 \times 8,5}{8942,3} = 0,11 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{31,0918}{404,15} - \frac{36,764 \times 8,5}{8942,3} = 0,042 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,073 + 0,13}{4} = 0,093 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0,15 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy

d. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{RPA99 : Art .10.1.5})$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{61159,69}{31091,85} = 1,96 \text{m} \leq \frac{21,9}{4} = 5,47 \text{m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{36764,83}{31091,85} = 1,18 \text{m} \leq \frac{17,05}{4} = 4,26 \text{m} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.4 Ferrailage :

VI.4.1. La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 4,45 \text{m}$ et $l_y = 5,45 \text{m}$

1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{93908,87}{404,15} = 232,362 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{68821,28}{404,15} = 170,28 \text{KN} / \text{m}^2.$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,81 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,055 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 253,07 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 155,254 \text{ KNm}$$

➤ **En travée :**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 215,10 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 131,96 \text{ KNm}$$

➤ **En appui :**

$$M_a^x = 0,5 \times M_0^x = 126,53 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0,5 \times M_0^y = 77,627 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0,45 \text{ m}^2$

2. Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$h_r = e = 45 \text{ cm}$$

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

$$\rho = 0,81$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3,94 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3,60 \text{ cm}^2 > 0,98 \text{ cm}^2$

c'est vérifiée

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Résumé des résultats.

		$M \text{ (KNm)}$	$A_{\text{calc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Sens x-x	Travée	215,10	15,56	3,94	5T20=15,71	20
	Appui	126,53	9,13	3,94	5T16=10,05	20
Sens y-y	Travée	155,25	8,69	3,60	5T16=10,05	20
	Appui	77,62	5,05	3,60	5T12=5,65	20

3. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}.$$

$$\checkmark V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 367,97 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{367,97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,40} = 0,91 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}.$$

c'est vérifiée

$$\checkmark V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 316,86 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{344,66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,40} = 0,86 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}.$$

c'est vérifiée

Vérification à l'ELS :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.2. Résumé des résultats.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	Observation
x-x	M_t	157,63	15,71	11,57	242094	7,16	283	Non vérifiée
	M_a	92,16	10,05	9,57	168807	4,91	253,86	Non vérifiée
y-y	M_t	116,16	10,05	9,57	168807	6,19	319,97	Non vérifiée
	M_a	56,56	5,65	7,43	103575	3,82	270,30	Non vérifiée

Remarque:

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections d'acier.

Les résultats de calcul résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Résumé des résultats.

Sens	Moment s (KNm)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	Nouvelle sections	Observation
x-x	157,63	25,13	14	346284	6,37	177,52	8HA20	vérifiée
	92,16	16,08	11,68	246561	4,11	162,31	8HA16	vérifiée
y-y	116,16	16,08	11,68	246561	5,17	193,30	8HA16	vérifiée
	56,56	12,32	10,45	199406	2,8	127,63	8HA14	vérifiée

4. Schémas de ferrailage :

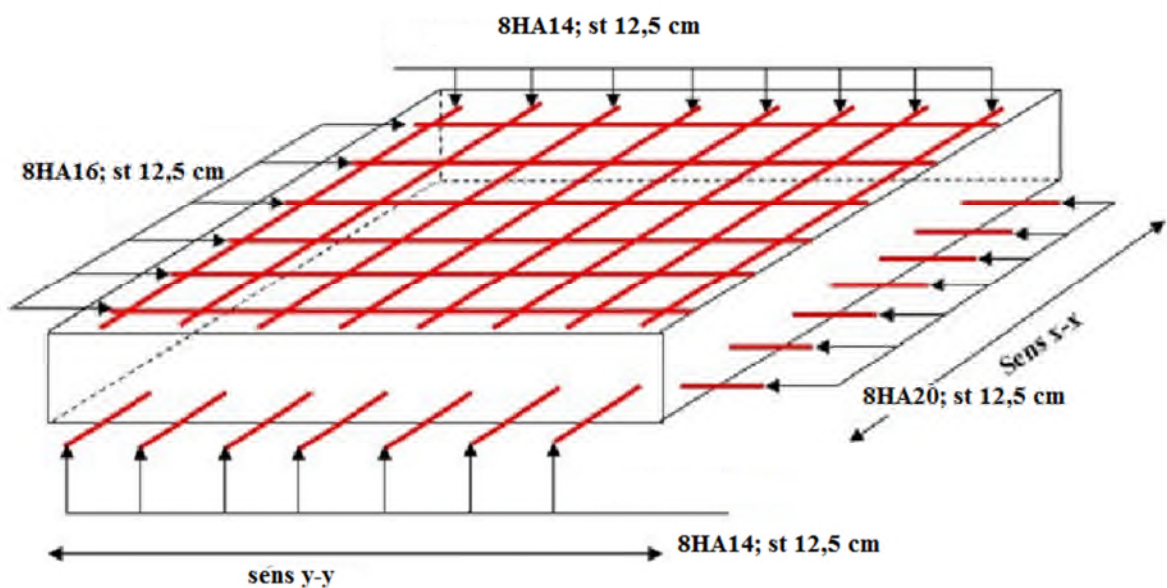


Figure VI.4. Schémas de ferrailage de radier générale.

VI.5. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.
 $q_u=232,36 \text{ KN/m}$

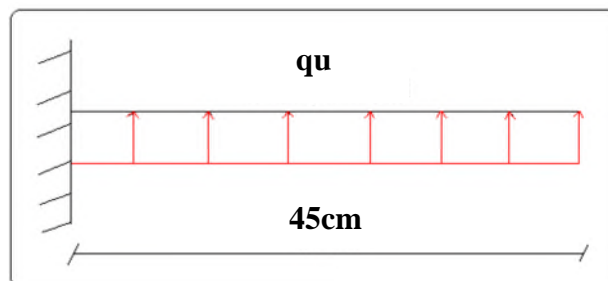


Figure .VI.5 schémas statique du débord

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 23,52 \text{ KNm}$$

$$D = 45 \text{ cm.}$$

Le calcul du ferrailage est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Résumé des résultats.

q_u (KN/m ²)	M_u (KNm)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)	St (cm)	A_r (cm ² /ml)	A_r adopté (cm ² /ml)
232,36	23,52	5,11	3.86	5HA12=5,65	20	1,70	4HA8=2,01

- **Schéma de ferrailage du débord**

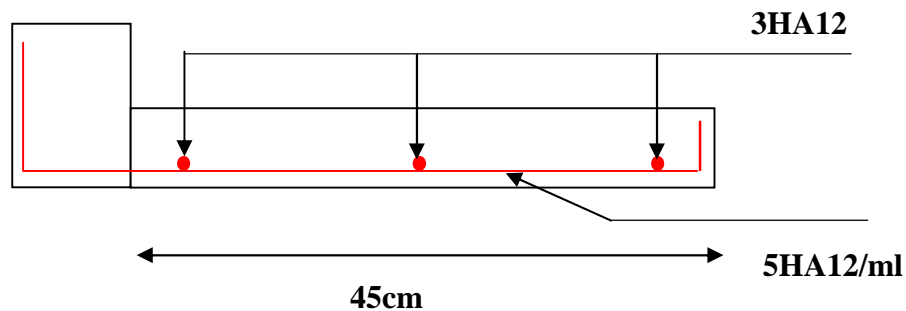


Figure VI.6. Schéma de ferrailage du débord.

VI.6. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

* Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

* Charge trapézoïdale

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale

$$Q_u = 232,36 \text{ KN/m}^2, \quad Q_s = 170,28 \text{ KN/m}^2$$

1. Calcul des sollicitations :

a) Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

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 :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

a) Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

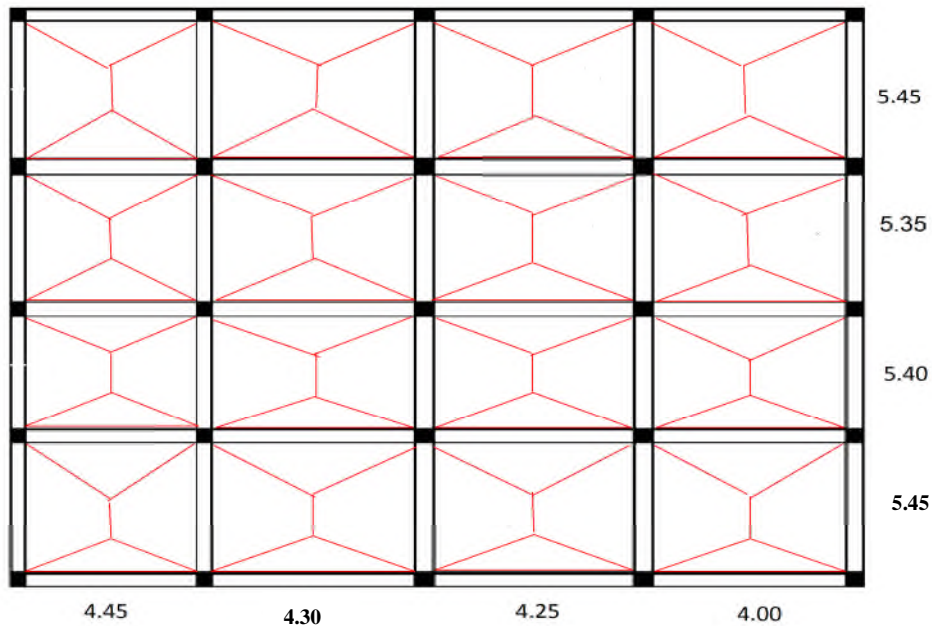


Figure. VI.7. Schéma de rupture de dalle de radier.

Sens longitudinale (x-x) :

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P'_1$$

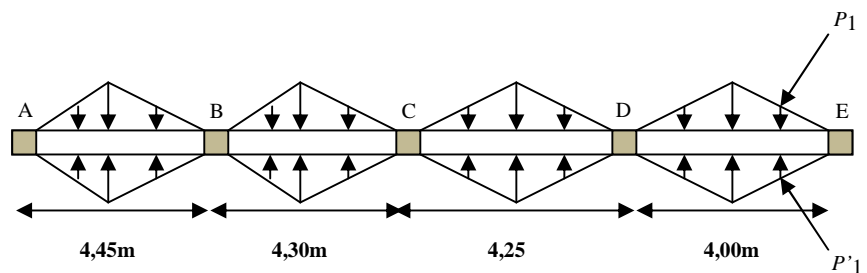


Figure VI.8. Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	4,45	4,45	689,33	0	-736,86	1,98	1357,6
B-C	4,30	3,48	539,07	-736,86	-430,97	2,28	666,70
C-D	4,25	3,40	526,62	-430,97	-859,05	1,93	552,51
D-E	4,00	4,00	619,6	-859,05	0	2,34	846,89

Sens transversal (y-y):

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_2' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P = P_2 + P_2'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

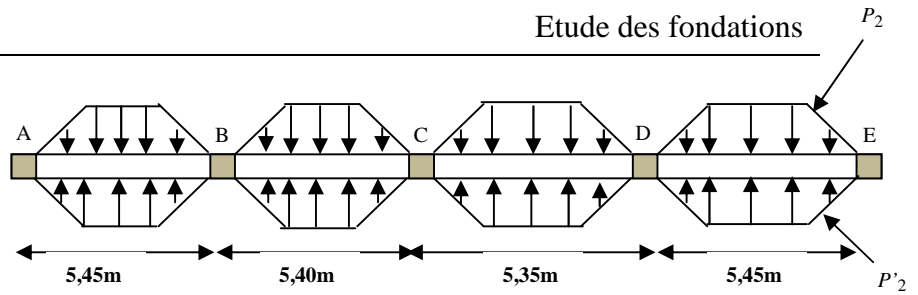


Figure VI.9. Sollicitations sur les nervures transversales

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	5,45	5,45	825,53	0	-698,38	2,382	1774,89
B-C	5,40	4,32	629,11	-698,38	-305,76	2,319	1349,75
C-D	5,35	4,28	604,87	-305,76	-503,63	2,301	1295,19
D-E	5,45	5,45	613,81	-503,63	0	2,455	156,47

❖ Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0,90 \text{ m}$$

$$h_0=0,45 \text{ m}$$

$$b_0=0,75\text{m}$$

$$d=0,85\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5,45}{10}; \frac{4,45}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,54; 2,2)$$

soit : $b_1 = 0,45\text{m}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,55\text{m}$

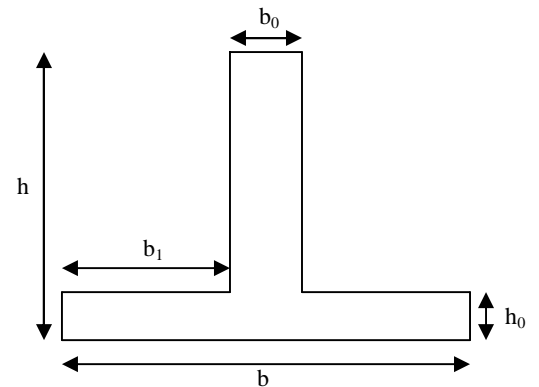


Figure VI.10. Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Résumé des résultats du ferrailage des nervures

	Localisation	$M_u (KNm)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
X-X	Travée	1357,6	28,14	17,96	10HA20=31,42
	Appui	-859,05	19,92	17,96	10HA16=20,11
Y-Y	Travée	1774,89	63,07	17,96	14HA25=68,72
	Appui	-698,38	19,72	17,96	10HA16=20,11

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens	Vu (KN.m)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens xx	1010,73	1,10	Vérifiée
Sens yy	1660,59	1,49	Vérifiée

- Vérification à l'ELS

État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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 résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
X-X	travée	586,20	23,98	2559243,14	5,49	15	209,65	201.63	Non Vérifiée
	appui	-250,38	19,82	1735719,36	2,85	15	140,98	201.63	Vérifiée
Y-Y	travée	947,01	32,80	4867205,60	6,38	15	152,37	201.63	Vérifiée
	appui	-214,40	19,82	1735719,36	2,44	15	120,76	201.63	Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée en travée dans le sens X-X donc on augmente la section de ferrailage.

- Sens X-X en travée 12HA20=37,70 cm² d'où Y=25,86 cm , I= 2986652,33 cm⁴

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5,07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 174 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 20) = 10\text{cm} \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}.$$

Schémas de ferrailage de la nervure

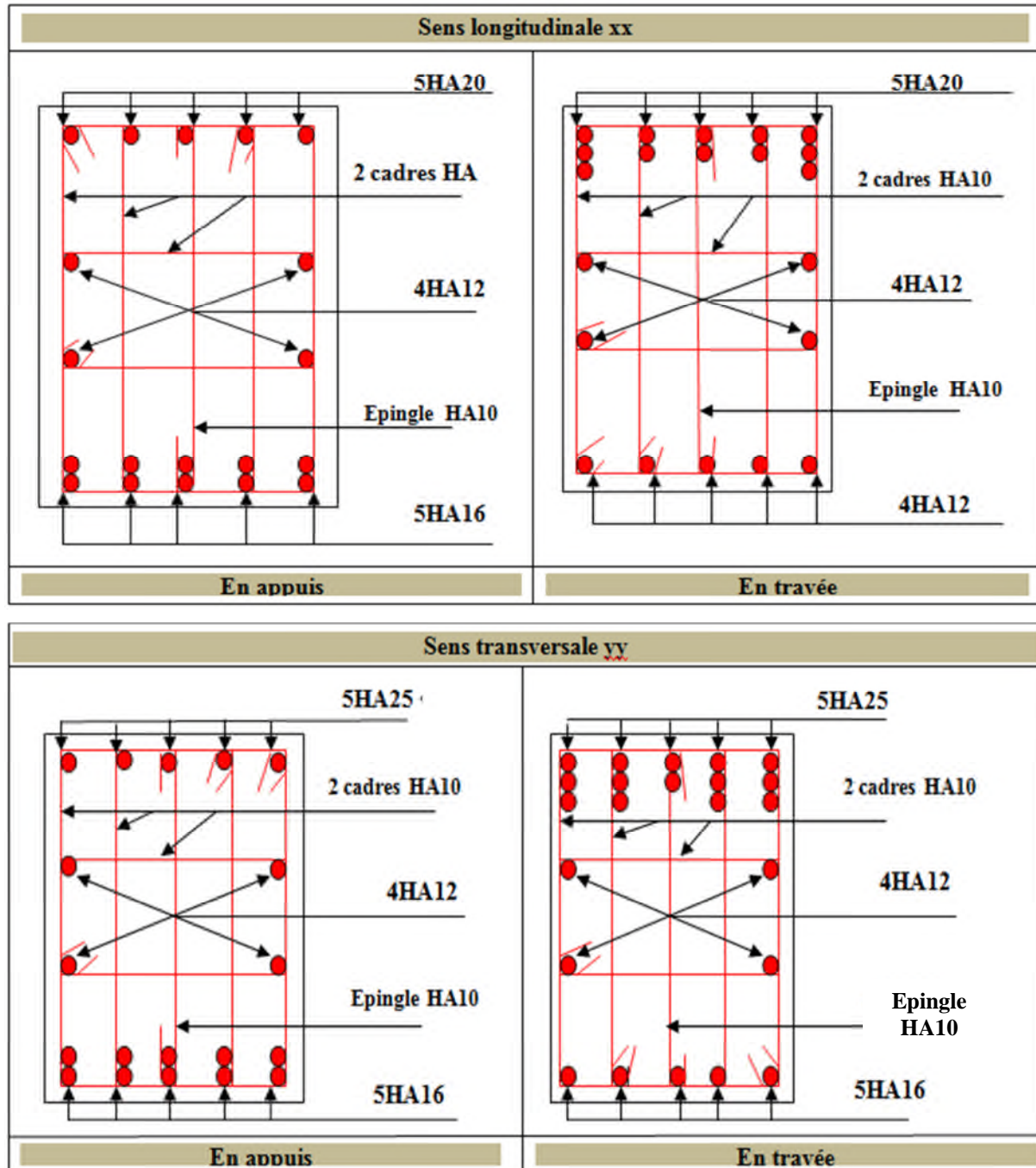


Figure VI.11. Schémas de ferrailage de la nervure

VI.7. Voiles périphériques

1. Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

2. Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h=5,1$ m.
- Epaisseur : $e=25$ cm.

3. Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
- angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$
- Cohésion : $C = 0,10 \text{ bar}$.

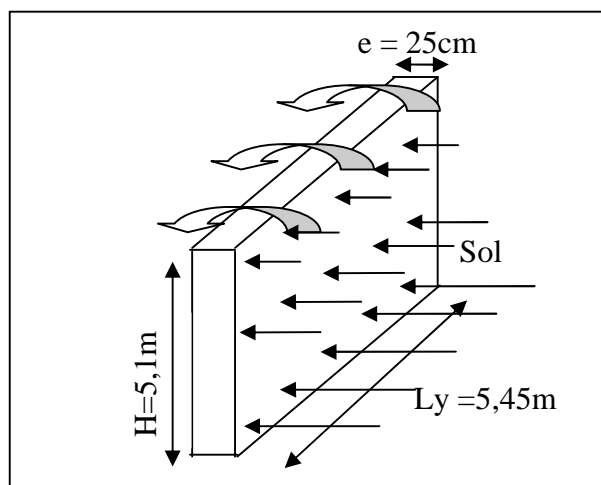


Figure VI.12. Schéma du mur périphérique

4. Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 20 \times 5,1 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{4}{2} \right) - 2 \times 10 \times \text{tg} (43) = 52,30 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{4}{2} \right) = 8,69 \text{ KN/m}^2$$

Ferraillage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 83,37 \text{ KN/m.}$$

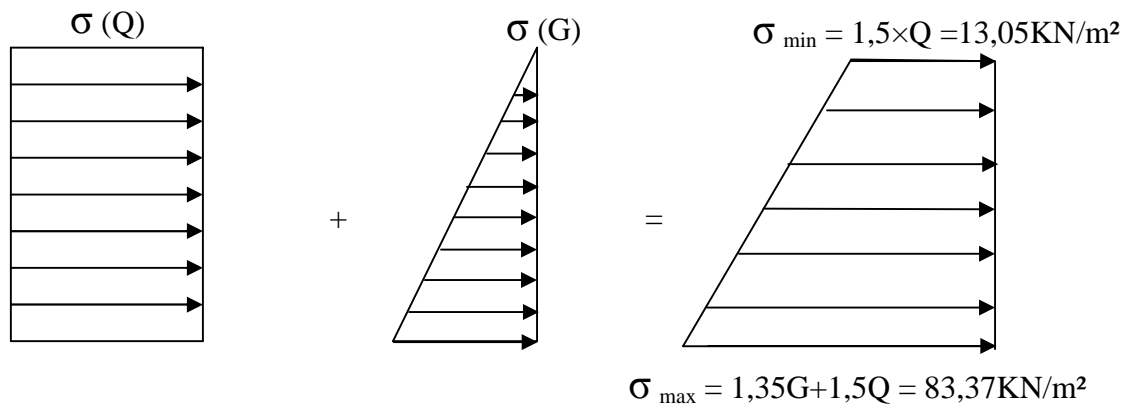


Figure VI.13. Diagramme des contraintes

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 5.1 \text{ m}; \quad L_y = 5,45 \text{ m}; \quad e = 25 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 65,79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 65,79 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,845 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 72,23 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 61,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 61,39 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 51,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ap} = -0,5 \times M_x = -36,11 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Choix
Travée	X-X	61,39	13,38	2	13,85	9T14
	Y-Y	51,87	11,07	2	11,31	10T12
Appui		-36,11	7,46	2	7,85	8T10

Espacement des armatures : nous avons (F.N) donc

$$\text{Armatures // } L_x : St \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$\text{Soit : } St = 10\text{cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : St \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$\text{Soit : } St = 20\text{cm}$$

Vérifications

A L'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0,93 > 0,4$$

$$A_x = \frac{\rho_0 \times (3 - \alpha) \times b \times e}{2}$$

$$A_y = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ pour des aciers de haute adhérence FeE400.}$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,85 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_l > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{65,79 \times 5,1}{2} \times \frac{5,45^4}{5,1^4 + 5,45^4} = 94,95 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{65,79 \times 5,45}{2} \times \frac{5,1^4}{5,1^4 + 5,45^4} = 77,80 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{94,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,52 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{77,8 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,43 < 2,5 \text{ MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 52,3 + 8,69 = 61 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 8,7 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 47,92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 47,92 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,845 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0428 \times 47,92 \times 5,1^2 = 53,34 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,845 \times 53,34 = 45,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée** $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 45,33 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 38,31 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Moments en appui** $M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x = -26,67 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

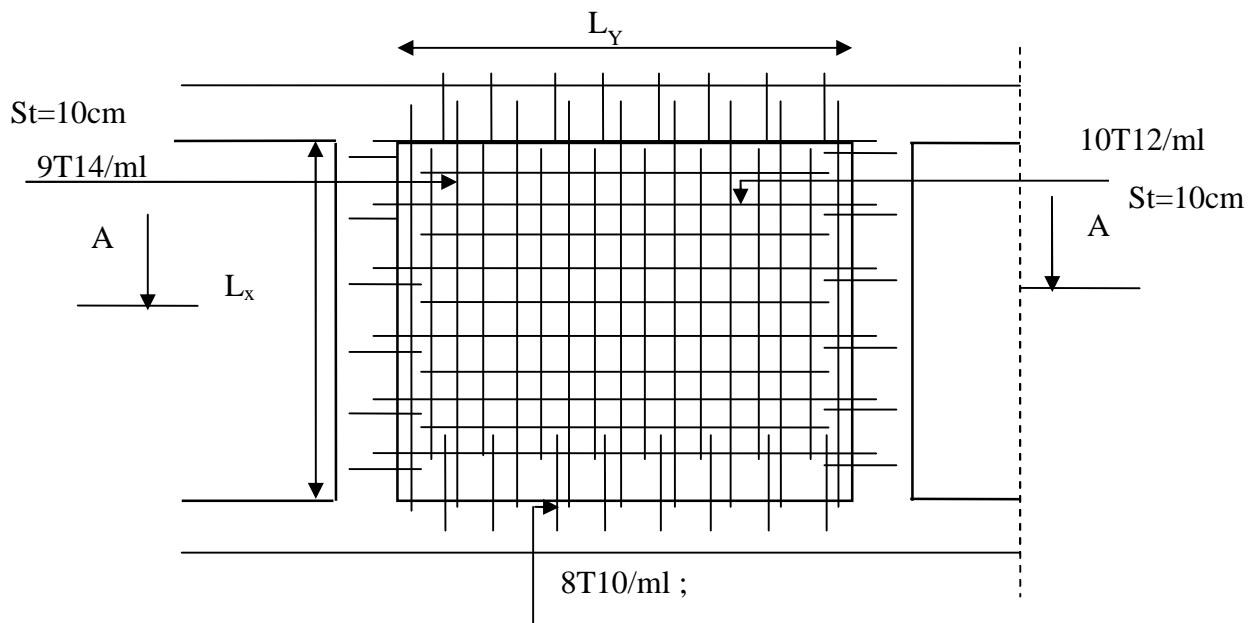
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI.11. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
Travée	X-X	52,94	8,27	15	237,03	240
	Y-Y	47,38	4,6	15	206,06	240
Appui		-31,76	4,92	15	187,68	240

Schémas de ferrailage de voile

**Figure.VI.14.** Schéma de ferrailage de voile périphérique**VI.8.Conclusion**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution à été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré avec débord ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 30cm

Sections des nervures ; $(b \times h) = (45 \times 90) \text{ cm}^2$

Conclusion :

Toute nouvelle étude est un enrichissement d'un certain nombre de nouvelles notions ; il est encore le cas pour nous. À travers le projet étudié, il nous a été donné l'opportunité de découvrir un peu mieux le domaine du bâtiment et d'étendre davantage notre aperçu sur la législation (règlements en vigueur) que nous approchions tout au long de notre cursus.

La recherche d'un bon comportement de la structure nous a menés à tirer un certain nombre de conclusions dont les plus éminentes sont :

- ✓ la simplicité de la structure, qui doit être respectée en tout premier lieu par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme ;
- ✓ aussitôt après s'impose l'impératif de la symétrie maximale, que la structure doit satisfaire, car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des efforts. Il est unanimement conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux ;
- ✓ la répartition optimale des charges entre portiques et voiles (interaction) et l'atténuation des effets de torsion (moment de torsion) requièrent une bonne disposition des voiles ;
- ✓ dans le but de vérifier l'effort normal réduit, l'interaction horizontale et verticale, les sections des poteaux déjà définies par le pré-dimensionnement ont été augmentées ;
- ✓ préserver la structure contre les déplacements horizontaux et la maintenir dans un état de stabilité totale nous a conduits à vérifier les effets de second ordre (effets P-delta) ;
- ✓ des rotules plastiques se forment au niveau des poteaux, inconvénient qui peut être évité par une procédure cruciale : la vérification des moments résistants au niveau des zones nodales ;
- ✓ dans l'étude des éléments porteurs, il nous est donné de constater que les poteaux sont ferrailés au minimum prévu par le RPA99, cela s'explique par le

surdimensionnement, mais aussi que la sécurité (des vies) est privilégiée par le RPA99 bien plus que de l'économie ;

- ✓ la modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibration. Les escaliers sont susceptibles d'engendrer des modes de torsion redoutables.

La capacité portante du sol de notre structure nous a permis l'utilisation du radier générale.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents LAHLOU ET DJAMILA
qui ont tant donné pour me voir réussir.

A mes très chères sœurs : NADJAT, REBIHA ET
SARAH.

A la mémoire de mon très cher oncle.

A ma très chère tante ZIANA et à la mémoire
de mon grand-père.

A mon binôme, et aussi à tous mes amis
(Naravas, Waghliis, Mouloud, Jigou, Lounes,
Toufik, Salima, sofiane, guda)

A .BELLACHE (Homme de droit)

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents pour toute l'aide qu'ils
n'ont cessé de me donnée.

a la mémoire de mes très chers grands parents

A mes très cheres sœurs

A poussinette et la tribu

A Kamel Makhlouf mon frère

A mon binôme Abdo et sa famille

Et a tous mes amis sans exception

S.AHSATAL

Remerciement

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur monsieur BOUZERERA.

Nous tenons également à remercier l'ingénieur KAMAL MAKHLOUF pour tout le soutien qu'il nous a apporté.

Nous remercions aussi toute les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a la réalisation de notre projet.

INTRODUCTION

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toutefois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (habitation, commerce et bureaux) en R+9+ sous sol, il est contreventé par un système mixte (voiles-portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99.V2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire.

Ce mémoire est constitué des parties suivantes:

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✓ Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- ✓ Le dernier chapitre, pour l'étude des fondations.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Figure I. 1. Diagramme contrainte - déformation de calcul du béton.	9
Figure I. 2. Diagramme contrainte - déformation réel du béton.	9
Figure I. 3. Diagramme contrainte – déformation du béton.	9
Figure I. 4. Diagramme contraintes-Déformations de l’acier.	11
Figure II. 1. Plancher à corps creux.....	13
Figure II. 2. Schéma poutrelle.	14
Figure II. 3. Disposition des poutrelles.	15
Figure II. 4. Dalle sur un seul appui.....	16
Figure II. 5. Dalle sur deux appuis	16
Figure II. 6. Dalle sur quatre appuis.....	16
Figure II. 7. Schémas d’escalier.	16
Figure II. 8. Escalier de type I.	17
Figure II. 9. Escalier type II.	18
Figure II. 10. Coupe de l’acrotère.	20
Figure II. 11. Hauteur libre d’étage.....	22
Figure II. 12. Plancher étage courant.	23
Figure II. 13. Plancher terrasse inaccessible.	24
Figure II. 14. La surface du poteau (P1).	27
Figure II. 15. La surface afférente de poteaux (P2).....	30
Figure II. 16. Section brute (B_r)..	34
Figure III. 1. Schéma statique du 1 type de poutrelles.....	37
Figure III. 2. Schéma statique du 2ème type de poutrelles.	37
Figure III. 3. Schéma statique du 3ème type de poutrelles.	37
Figure III. 4. Schéma statique du 4ème type de poutrelles.	37
Figure III. 5. Schéma statique du 5ème type de poutrelles.	38
Figure III.6. Schéma d’une poutre continue.....	38
Figure III. 7. Moments d’une poutre à plus de deux travées.....	39
Figure III. 8. Moments d’une poutre à 2 travées.....	39
Figure III. 9. Effort tranchant d’une poutre à 2 travées.....	40
Figure III. 10. Effort tranchant d’une poutre à plus de 2 travées.	40
Figure III. 11. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.	41
Figure III. 12. Schéma statique de poutrelle type 4.....	43
Figure III. 13. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	66
Figure III. 14. Dalle sur deux appuis.....	66

Figure III. 15. Schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.....	69
Figure III. 16. Dalle sur un seul appui.....	69
Figure III. 17. Schéma de ferrailage des dalles sur un seul appui.....	70
Figure III. 18. : Schéma statique.	70
Figure III. 19. vue en plan de 1 ^{er} type d'escalier.	70
Figure III. 20. schémas statique de la volée (1) et(3).	71
Figure III. 21. tronçon $0 \leq x \leq 2.7m$	71
Figure III. 22. Schéma de ferrailage de l'escalier.	75
Figure III. 23. l'escalier balancé de sous sol.	76
Figure III. 24. schéma statique volée (1).....	76
Figure III. 25. Schéma statique de la volée (2).	77
Figure III. 26. Schéma de ferrailage de la volée (1) et(3).	79
Figure III. 27. Schéma de ferrailage de la volée(2).....	79
Figure III. 28. Schéma statique de la poutre palière.....	79
Figure III. 29. Section creuse équivalente.....	81
Figure III. 30. Schéma statique de la poutre brisée.....	84
Figure III. 31. Schéma statique de la poutre brisée.....	86
Figure III. 32. Section fictive.....	88
Figure III. 33. Schéma statique poutre de chaînage.....	89
Figure III. 34. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	92
Figure III. 35. Coupe transversale de l'acrotère.....	93
Figure III. 36. schéma statique de l'acrotère.....	93
Figure III. 37. Section a ferrailé.....	95
Figure III. 38. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	101
Figure III. 39. Cage d'ascenseur.....	101
Figure III. 40. La surface d'impact.....	105
Figure III. 41. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	108
Figure III. 42. Schéma de ferrailage de la dalle.....	109
Figure IV. 1. Spectre de repense $S_a/g = f(t)$	114
Figure IV. 2. Disposition des voiles.....	115
Figure IV. 3. Mode 1, translation selon l'axe y-y.....	116
Figure IV. 4. Mode 2, translation selon l'axe x-x.....	116
Figure IV. 5. Mode 3, torsion selon l'axe z-z.....	117
Figure V.1. Schéma de la Zone nodale.....	131

Figure V. 2. Zone de recouvrement.....	131
Figure V.3. Section d'un poteau.....	138
Figure V. 5. Disposition des armatures dans les voiles.....	146
Figure V. 6. Schéma d'un voile plein.....	149
Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile terrasse sens y-y.....	150
Figure VI. 1. Schéma d'une semelle isolée.....	153
Figure VI. 2. Semelle filante.	153
Figure VI. 3. Schéma du poinçonnement.	156
Figure VI. 4. Schémas de ferrailage de radier générale.	161
Figure VI. 5. Schéma de statique du débord.	161
Figure VI. 6. Schéma de ferrailage du débord.	162
Figure VI. 7. Schéma de rupture de dalle de radier.....	164
Figure VI. 8. Sollicitations sur les nervures longitudinales	164
Figure VI. 9. Sollicitations sur les nervures transversales.	165
Figure VI. 10. Section à ferrailer.....	165
Figure VI. 11. Schémas de ferrailage de la nervure.....	167
Figure VI. 12. Schéma du mur périphérique	168
Figure VI. 12. Diagramme des contraintes.....	169
Figure VI. 12. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	172

Tableau I. 1. Les caractéristiques du béton et de l'acier	12
Tableau II. 1 Dimensionnement du troisième type d'escalier.....	20
Tableau II. 2. Évaluation des charges de planchers à corps creux.	23
Tableau II. 3. Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.	23
Tableau II. 4 Charge permanente revenant au plancher terrasse accessible.	24
Tableau II. 5. Évaluation des charges des planchers à dalle pleine.....	24
Tableau II. 6. Évaluation des charges de L'acrotère	25
Tableau II. 7. Évaluation des charges sur la volée	25
Tableau II. 8. Évaluation des charges sur le palier.....	25
Tableau II. 9. Charge permanente revenant aux murs extérieurs.....	26
Tableau II. 10 Charge permanente revenant aux murs intérieurs.	26
Tableau II. 11. . Évaluation des poids propres des poteaux	27
Tableau II. 12. Descente de charge du poteau (P1).....	28
Tableau II. 13. Descente de charge du poteau (P2).....	30
Tableau II. 14. Résultats de la descente de charge obtenus pour les deux poteaux.	32
Tableau II. 15. Résultats de la Vérification à la compression simple.	33
Tableau II. 16. Résultats de la vérification au flambement.....	35
Tableau III. 1.Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	42
Tableau III. 2. Sollicitations à l'ELU.	47
Tableau III. 3. Sollicitations à l'ELS.....	47
Tableau III. 4. Sollicitations à l'ELU.	47
Tableau III. 5. Sollicitations à l'ELS.....	47
Tableau III. 6. Sollicitations à l'ELU.	48
Tableau III. 7. Sollicitations à l'ELS.....	48
Tableau III. 8. Sollicitations à l'ELU.....	48
Tableau III. 9.Sollicitations à l'ELS.....	48
Tableau III. 10. Sollicitations à l'ELU.....	48
Tableau III. 11. Sollicitations à l'ELS.....	49
Tableau III. 12. Sollicitations à l'ELU.....	49
Tableau III. 13. Sollicitations à l'ELS.....	49
Tableau III. 14. Sollicitations à l'ELU.....	49
Tableau III. 15. Sollicitations à l'ELS.....	49
Tableau III. 16. Sollicitations à l'ELU.....	50

Tableau III. 17. Sollicitations à l'ELS.....	50
Tableau III. 18. Sollicitations à l'ELU.....	50
Tableau III. 19. Sollicitations à l'ELS.....	50
Tableau III. 20. Sollicitations à l'ELU.....	50
Tableau III. 21. Sollicitations à l'ELS.....	51
Tableau III. 22. Sollicitations à l'ELU.....	51
Tableau III. 23. Sollicitations à l'ELS.....	51
Tableau III. 24. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage habitation).....	51
Tableau III. 25. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage commercial).....	52
Tableau III. 26. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage bureau).....	52
Tableau III. 27. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible).....	52
Tableau III. 28. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible).....	52
Tableau III. 29. Les sollicitations maximales des poutrelles.....	53
Tableau III. 30. Ferrailage des poutrelles de tous les étages.....	62
Tableau III. 31. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.....	63
Tableau III. 32. Vérification de l'état limite de déformation.....	63
Tableau III. 33. schémas de ferrailage des poutrelles.....	64
Tableau III. 34. Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis.....	67
Tableau III. 35. Résultats de ferrailage.....	72
Tableau III. 36 Vérification de la flèche.....	74
Tableau III. 37. Les sollicitations.....	76
Tableau III. 38 Ferrailage de la volée 1.....	76
Tableau III. 39. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	77
Tableau III. 40. Résultats de ferrailage de l'escalier balancé.....	78
Tableau III. 41. les résultats de la vérification à la compression de béton.....	78
Tableau III. 42. Résultat de ferrailage de la poutre palière.....	80
Tableau III. 43 Vérification de la flèche.....	83
Tableau III. 44. Résultat de ferrailage de la poutre brisée a la flexion simple.....	85
Tableau III. 45 Section d'armatures longitudinales de la poutre de chainage.....	91
Tableau III. 46 Combinaisons d'action.....	94
Tableau III. 47 Section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	103
Tableau III. 48 Vérification des contraintes.....	104
Tableau III. 49. Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	106

Tableau III. 50. Vérification des contraintes.....	108
Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités P_q	112
Tableau IV. 2. Périodes et taux de participation des masse.	116
Tableau IV. 3. Vérification sous charges verticales	118
Tableau IV. 4 Vérification sous charges horizontales.....	118
Tableau IV. 5. Vérification de l'effort normal réduit.....	119
Tableau IV. 6. Vérification de la résultante des forces.simique	119
Tableau IV. 7. Vérification des déplacements.	120
Tableau IV. 8. Vérification a L'effet $P-\Delta$	121
Tableau V. 1. Les sollicitations défavorables dans les poutres	123
Tableau V. 2. Les armatures longitudinales dans les poutres	124
Tableau V. 3. Vérification des contraintes tangentielles	126
Tableau V. 4. Vérification au cisaillement.	126
Tableau V. 5. Vérification de l'état limite de compression du béton	126
Tableau V. 6. Vérification des contraintes dans le béton.....	127
Tableau V. 7. Moments résistants dans les poutres	132
Tableau V. 8. Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003	133
Tableau V. 9. Sollicitations dans les poteaux.....	134
Tableau V. 10. Armatures longitudinales des poteaux.....	135
Tableau V. 11. Armature transversale des poteaux rectangulaires	136
Tableau V. 12. Vérification du flambement pour les poteaux.	138
Tableau V. 13. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	139
Tableau V. 14. Vérification des contraintes tangentielles.....	139
Tableau V. 15. Moments résistant dans les poteaux	141
Tableau V. 16. Moments résistant dans les poutres.	141
Tableau V. 17. .Vérification de la zone nodale.....	142
Tableau V. 18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.25m$ à tous les niveaux	147
Tableau V. 19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=4.3m$ à tous les niveaux	148
Tableau V. 20. ferrailage le voile $V_{y1}=4.3m$ sur toute la hauteur.....	149
Tableau V. 21. ferrailage le voile $V_{x1}=1.25m$ sur toute la hauteur.	150

Tableau VI. 1. Résumé des résultats.	159
Tableau VI. 2. Résumé des résultats.	160
Tableau VI. 3. Résumé des résultats.	161
Tableau VI. 4. Résumé des résultats.	162
Tableau VI. 5. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....	164
Tableau VI. 6 Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.	164
Tableau VI. 7. Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....	165
Tableau VI. 8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).	166
Tableau VI. 9 Ferrailage du voile périphérique.	170
Tableau VI. 10. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.	172

Introduction

Chapitre I
Généralités

Chapitre II

Pré dimensionnement des

éléments

Chapitre III
Etude des éléments
secondaires

Chapitre IV
Etude dynamique

Chapitre V
Etude des éléments
structuraux

Chapitre VI
Etude de l'infrastructure

Conclusion générale

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1.Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Les données géométriques relatives à cet ouvrage	1
I.4. Définition des éléments de l'ouvrage.....	1
I.5. Règlements et normes utilisés.....	2
I.6. États limites.....	3
I.7. Les actions	4
I.8. Les sollicitations	6
I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction :	13
II.2.Pré dimensionnement des éléments non structuraux :.....	13
II.3.Pré-dimensionnement des éléments structuraux :.....	20
II.4. Evaluation des charges et surcharges :	23
II.5.decente de charges	26
II.6. verification des poteaux.....	33
II.7. Conclusion	35

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

III.1. Introduction	36
III.2.Étude des planchers.....	37
III.3. Étude de la dalle de compression	65
III.4. Étude des dalles pleines.....	66
III.5. Etude des escaliers	70
III.6. Étude de la poutre paliere.....	79
III.7. calcul de la poutre brisée	84
III.8.Etude des poutres de chainages.....	89
III.9.Etude de l'acrotère	92
III.10.Etude de l'ascenseur.....	101

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction	108
IV.2. Méthodes de calcul.....	119
IV.3. Estimation de la période fondamentale de la structure	110
IV .4. méthode d'analyse modale spectrale.....	111
IV.5. Exigence du RPA 99 pour le système mixtes	112
IV.6. Interprétation des resultats de l'analyse dynamique	113
IV.7.Conclusion	119

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. études des poutres.....	120
V.2. Étude des poteaux.....	132
V.3. Études des voiles	145
V.4.conclusion.....	150

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1.Introduction	151
VI.2. Choix du type des fondations.....	151
VI.3. Etude de radier	153
VI.4. Ferailage	157
VI.5. Ferailage des déborts:	160
VI.6. les sollicitations sur les nervures:.....	161
VI.7. les voiles periphirique :	167
VI.8. Conclusion:	171

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes