

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

Mémoire de fin de cycle

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

Thème :

Etude d'un bâtiment R+9 avec sous-sol à usage mixte (commercial et habitation) contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M_r : SAID Boubekour.

M_r : DJELLAS Abdelaziz.

Promoteur :

M_{me} : BOUGHAMSA.W

Jury:

M^{me} SEGHIR. O

M^{me} LAOUBI. K

Promotion: 2015/2016

Extrait uniquement

Liste des tableaux :

Tableau	Page
Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.	14
Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment	24
Tableau II.2. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment	26
Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	30
Tableau II.4. Evaluation des charges des planchers d'une terrasse accessible	31
Tableau II.5. Evaluation des charges du plancher étage courant	31
Tableau II.6. Evaluation des charges du plancher S/SOL et RDC	32
Tableau II.7. Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines	32
Tableau II.8. Evaluation des charges dues aux murs extérieurs	33
Tableau II.9. Evaluation des charges du palier	34
Tableau II.10. Evaluation des charges de la volée	34
Tableau II.11. répartitions des dimensions des poteaux	37
Tableau II.12. Descente de charge du poteau P1	38
Tableau II.13. répartitions des dimensions des poteaux	41
Tableau II.14. Descente de charge du poteau P2	42
Tableau II.15. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau	44
Tableau II.16. résumé des vérifications à la compression	45
Tableau II.17. Vérification au flambement	46
Tableau II.18. Pré vérification de l'effort normal réduit	47
Tableau III.1. Schémas statiques des différents types de poutrelles.	52
Tableau III.2. Combinaisons d'action	54
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	61
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	61
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	62
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	62
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	63
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	63
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	63
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	63
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	63
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	64
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	64
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	64
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	64
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant	64
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	65
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	65
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	65
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	66
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	66
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	66
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	66
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	67
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial	67
Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial	67

Extrait d'ouvrage

Tableau III.27. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial	67
Tableau III.28. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial	68
Tableau III.29. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial	68
Tableau III.30. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial	68
Tableau III.31. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial	69
Tableau III.32. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Commercial	69
Tableau III.33. Calcul des sollicitations des différents types de poutrelles	69
Tableau III.34. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	80
Tableau III.35. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	80
Tableau III.36. Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant	80
Tableau III.37. Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher à étage commercial	81
Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans le plancher à étage commercial	81
Tableau III.39. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	81
Tableau III.40. Résultats de ferrailage du balcon	85
Tableau III.41. Résultats de ferrailage du balcon	88
Tableau III.42. Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis (balcon)	91
Tableau III.43. Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS	92
Tableau III.44. Ferrailage de la Dalle de la salle de machine	98
Tableau III.45. Ferrailage de la dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.	103
Tableau III.46. Combinaison d'action de l'acrotère :	107
Tableau III.47. Ferrailage des volées(1), (3) de l'escalier en travée et aux appuis	112
Tableau III.48. Les résultats de calcul par la méthode de RDM	114
Tableau III.49. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	116
Tableau.III.50. Résultats de ferrailage des volées (2)	118
Tableau III.51. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	120
Tableau III.52. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier	120
Tableau III.53. Résultats de ferrailage de la volée 2	121
Tableau III.54. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier	123
Tableau III.55. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	124
Tableau III.56. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis	124
Tableau III.57. Calcul à l'ELS	128
Tableau III.58. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage	129
Tableau III.59. vérification des contraintes	130
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	133
Tableau IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$	135
Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient C_T	135
Tableau VI.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	139
Tableau IV.5. Vérification sous charges verticales	142
Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales	143
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques	144
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit	144
Tableau IV.9. Vérification des déplacements	145
Tableau IV.10. vérification de l'effet P- Δ	146
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	149
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux	151
Tableau V.3. Ferrailage des poteaux	153
Tableau V.4. Calcul des armatures transversales	153

Extrait numérique

Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux	155
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	155
Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	156
Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	157
Tableau V.9. Résultats de calculs de ferrailages des poutres	161
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles	163
Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	164
Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton	164
Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres	165
Tableau V.14. Schéma de ferrailage des poutres	165
Tableau V.15. Les moments résistants dans les poteaux	166
Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres	167
Tableau V.17. Vérification de la zone nodale	167
Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'	170
Tableau V.19. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // à x-x'	170
Tableau V.20. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} // à x-x'	170
Tableau V.21. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x4} // à x-x'	170
Tableau V.22. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à y-y'	171
Tableau V.23. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2} // à y-y'	171
Tableau V.24. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y3} // à y-y'	171
Tableau V.25. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y4} // à y-y'	171
Tableau V.26. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y5} // à y-y'	172
Tableau V.27. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux	173
Tableau V.28. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux	173
Tableau V.29. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux	175
Tableau V.30. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux	176
Tableau V.31. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux	176
Tableau V.32. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y5} dans tous les niveaux	177
Tableau V.33. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux	177
Tableau V.34. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux	178
Tableau V.35. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux	179
Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier	188
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	190
Tableau VI.3. Résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier	191
Tableau VI.4. Vérification des contraintes du radier	191
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure principale	193
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure transversale	194
Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X)	194
Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y)	194
Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant	195
Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	195
Tableau VI.11. Schémas de ferrailage des nervures	197
Tableau VI.12. Section des armatures du voile périphérique	200
Tableau VI.13. Vérification des contraintes pour le voile périphérique	201

Liste des figures

Figure	Page
Figure I.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	10
Figure I.2. Diagramme des contraintes du béton	11
Figure I.3. Diagramme des contraintes déformation du béton	12
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation de l'acier	14
Figure I.5. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	16
Figure II.1. Coupe d'un plancher à corps creux	18
Figure II.2. Schéma représentant la section transversale d'une poutrelle	19
Figure II.3. Schéma dalle sur un appui.	20
Figure II.4. Schéma dalle sur deux appuis.	20
Figure II.5. Schéma dalle sur trois appuis.	20
Figure II.6. Coupe verticale de l'escalier	21
Figure II.7. Escalier à trois volées	21
Figure II.8. Schéma statique du V1 et PV3	22
Figure II.9. Schéma du 2 ^{ème} type de volée	23
Figure II.10. Schéma d'escalier du RDC	24
Figure II.11. Schéma du 2 ^{ème} type de volée	25
Figure II.12. Dimensionnement de l'acrotère	26
Figure II.13. Coupe du voile en élévation	28
Figure II.14. Hauteur libre d'étage	30
Figure II.15. Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible	30
Figure II.16. Coupe transversale d'un plancher étage courant	31
Figure II.17. Coupe transversale d'un plancher de la dalle pleine	33
Figure II.18. Plan d'implantation des poteaux	36
Figure II.19. Surface afférente du poteau P1	36
Figure II.20. Surface afférente du poteau P2	40
Figure II.21. Section brute (B_r)	46
Figure III.1 : Schéma de disposition des poutrelles du plancher.	49
Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 02 travées	51
Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 02 travées.	51
Figure III.4. Diagramme des efforts des appuis pour une poutre à 02 travées	51
Figure III.5. Diagramme des efforts des appuis pour une poutre à plus de 02 travées.	52
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	83
Figure III.7. Schéma de la dalle sur un appui	83
Figure III.8. Schéma statique d'une dalle sur un appui	84
Figure III.9. Schéma de ferrailage du balcon	86
Figure III.10. Schéma dalle sur deux appuis	87
Figure III.11. Schéma de ferrailage dalle sur deux appuis	90
Figure III.12. Schéma d'une dalle sur trois appuis	90
Figure III.13. Schéma de ferrailages dalle pleine sur trois appuis type3 (balcon).	93
Figure III.14. Dalle de la salle machine	93
Figure III.15. Schéma représentant la surface d'impact.	94
Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle ascenseur	101
Figure III.17. Schéma de ferrailage dalle ascenseur	105
Figure III.18. Coupe transversales de l'acrotère.	106
Figure III.19. Section à ferrailer.	108

Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère	110
Figure III.21. Schéma statique d'escalier	111
Figure III.22. Schéma de ferrailage de la partie 01 et 03 de l'escalier	117
Figure III.23. Schéma de ferrailage de la partie 02 de l'escalier	121
Figure III.24. Schéma de la volée 2	121
Figure III.25. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.	123
Figure III.26. Schéma statique de la poutre brisée	124
Figure III.27. Schéma statique de la poutre soumise à la torsion	125
Figure III.28. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	127
Figure III.29 : Schéma statique de la Poutre de chaînage	129
Figure III.30. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	131
Figure IV.1. Spectre de réponse	138
Figure IV.2. Disposition des voiles	139
Figure IV. 3 : 1 ^{er} mode translation (suivant X)	140
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode translation (suivant Y)	141
Figure IV.5. 3 ^{ème} mode torsion (autour de Z)	141
Figure V.1. Zone nodale	149
Figure V.2. Section d'un poteau	155
Figure V.3. Réduction des sections des poteaux	157
Figure V.4. Schéma de ferrailage du voile V_{x4}	180
Figure VI .1. Schéma de la semelle isolée	182
Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante	183
Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier	191
Figure VI.4. Charges transmises aux nervures principales du radier	192
Figure VI.5. Charges transmises aux nervures transversales du radier	193
Figure VI.6. Section à ferrailer	194
Figure VI.7. Diagramme des contraintes	199
Figure VI.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique	201

Extrait uniquement

ANNEXE 1

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

Extrait Uniquement

ANNEXE 2

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Extrait uniquement

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	9.56	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

Extrait uniquement

BIBLIOGRAPHIE

Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000

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

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

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

Cours de béton armé, en L3 et M1 Génie Civil.

DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

Anciens mémoires de fin d'étude.

Extrait uniquement

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Nous avons été amenés à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. (Logiciel SAP2000 Version 14). D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, elle joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments structuraux.
- Ce travail nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; ainsi que l'importance de l'outil informatique (SAP2000 ; SOCOTEC, AutoCAD...)
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vue de la sécurité.

La clôture de cette étude, constitue la première expérience dans notre métier, à savoir l'application et le respect des différents règlements en vigueur, nous souhaitons que le présent travail soit un support pour les promotions futures.

Extrait uniquement

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui ont sacrifié toutes leurs vies afin de me voir devenir ce que je suis aujourd'hui, merci mes parents.

A mes chers frères et sœurs (Radia, Noura, Khellaf, Nawel).

A toute ma famille sans exception.

A Mohand said et Amirouche ainsi que tous mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

En fin, je remercie mon binôme Aziz.

BOUBEKEUR(AMER).

Extrait uniquement

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ainsi que mes grands-parents qui ont sacrifié toutes leurs vies afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes chers frères (Samir, Saïd).

A toute ma famille sans exception.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

En fin, je remercie mon binôme Boubekeur.

Aziz.

Extrait uniquement

GÉNÉRALITÉS

Extrait uniquement

Chapitre I

PRÉDIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS

Chapitre II

Extrait uniquement

*ETUDE DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES*

Extrait uniquement

Chapitre III

ETUDE DYNAMIQUE

Extrait uniquement

Chapitre IV

Extrait uniquement

SOMMAIRE

Extrait uniquement

BIBLIOGRAPHIE

Extrait uniquement

Introduction Générale

Extrait uniquement

Conclusion Générale

*ETUDE DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX*

Extrait uniquement

Chapitre V

**ETUDE
D'INFRASTRUCTURE**

Chapitre VI

Extrait uniquement

Extrait uniquement

ANNEXES

Extrait uniquement

PLANS

Extrait uniquement

INTRODUCTION GENERALRE

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, à cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique).

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment en R+9 avec sous-sol à usage d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Le premier chapitre exposera la présentation et les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un prédimensionnement des éléments structuraux est ensuite sera fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Sap 2000 version 14 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. Le calcul et le ferrailage des éléments structuraux est exposé dans le cinquième chapitre, et l'étude de l'infrastructure fait l'objet du chapitre six.

Extrait uniquement

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions DIEU le tout puissant pour nous avoir
donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant
toutes nos études.*

*A M^{me} BOUGHAMSA : notre promotrice, pour avoir acceptée de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
mémoire.*

Boubekeur & Aziz

Extrait uniquement

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Introduction :	2
Présentation de l'ouvrage :	2
Caractéristiques de la structure:	2
Règlements et normes utilisés :	4
Etats limites :	5
Actions et sollicitations :	6
Caractéristiques des matériaux :	9
Béton.....	9
Acier	13
Hypothèses de calcul	15

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction	17
Prédimensionnement des éléments secondaires :	17
Les planchers	17
Plancher à corps creux :	17
Planchers en dalle pleine :	19
Les escaliers :	21
L'acrotère :	26
Prédimensionnement des éléments principaux :	27
Les poutres :	27
Les voiles :	28
Les poteaux :	29
Evaluation des charges et surcharges :	30
Descente de charges :	34
Vérification des conditions du RPA :	45
Conclusion :	48

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction	49
Etude des planchers :	49

Extrait Uniquement

Les poutrelles des planchers	49
Dalles pleines :	83
Etude de l'ascenseur	93
Etude de l'acrotère	106
Etude des escaliers	110
Calcul de la poutre brisée	123
Etude de la poutre de chaînage.....	129

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction	132
Methode de calcul	132
Méthode statique équivalente :	132
Méthode dynamique modale spectrale :	136
Disposition des voiles de contreventement :	138
Conclusion	147

CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Introduction	148
Etude des poteaux :	148
Etude des poutres :	158
Etude des voiles	168
Conclusion.....	180

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction	181
Choix du type des fondations :	181
Etude des fondations:	181
Les Nervures :	192
Etude du voile périphérique	198
Conclusion	202

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Rapport de soi

Les plans de la structure

Extrait uniquement

I.1.Introduction :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

► Les bâtiments : Le rôle d'un bâtiment est d'abriter des individus pour une utilisation déterminée, pour un usage d'habitation (villas, immeubles, ...), industriel (usines, entrepôts,...) ou commercial (magasins, ...).

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos .Il doivent protéger le milieu intérieur et corriger les agressions du milieu extérieur.

Exemples : (acoustique, thermique, lumière,...)

► Les Travaux Publics : Les TP peuvent être séparés en deux grandes catégories :

● Les voies de communication : Nous classerons également dans cette catégorie en plus des routes, les voies de navigations et les voies ferrées.

● Les ouvrages d'art : Les ouvrages d'art sont des constructions souvent prestigieuses construites à l'unité. Ils font appel à des techniques de construction complexes.

Dans notre projet on s'intéresse à la première catégorie c'est-à-dire les bâtiments, on a essayé d'étudier un exemplaire, qui est un bâtiment d'usage d'habitation avec un RDC locaux commerciaux et un sous- sol.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait objet de notre étude est un immeuble en RDC+9 étages avec un sous-sol. Ce bâtiment est à usage d'habitation et locaux commerciaux. Il est classé, d'après les règles parasismiques Algérienne « **RPA99 /version 2003** », dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

Il est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia (ville d'Akbou), qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone **IIa**, une zone de moyenne sismicité.

I.3.Caractéristiques de la structure:

I.3.1.Caractéristiques géométriques et architecturales :

Notre structure présente des caractéristiques géométriques et architecturales particulières. Les dimensions de notre structure sont les suivantes:

- ✓ Dimension projetée selon l'axe x-x': 21.98m.
- ✓ Dimension projetée selon l'axe y-y': 21.98m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment: 30.59m.
- ✓ Hauteur du sous-sol : 3.42m.
- ✓ Hauteur du R.D.C: 3.4m.
- ✓ Hauteur d'étage: 2.89m.

I.3.2. Données de site :

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ✓ Le sol de notre site est constitué de cailloux, graviers, gros sable et sable fin.
- ✓ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5$ bars.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations superficielles : D=2.4m

I.3.3. Définition des éléments de l'ouvrage :

- ❖ **Ossature** : Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique IIa et qu'il dépasse les 14m de hauteur, donc en choisit l'ossature en système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, [RPA] (art 3.4.A.1.a).
- ❖ **Les planchers** : C'est des éléments horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, leur rôle principal est d'assurer la transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs verticaux dont les conditions des flèches admissibles sont respectés ainsi que la transmission des efforts horizontaux (vent et séisme) aux éléments de contreventement (portiques et voiles).

On distingue deux types de plancher en béton armé :

- 1) Plancher semi ou entièrement préfabriqué : (plancher à poutrelles, plancher âpre-dalle, plancher à caissons, plancher à dalle autoportante).
- 2) Plancher entièrement coulé sur place réalisé : (dalles minces, dalles épaisses, dalles nervurées, plancher à corps creux).
 - Dalles pleines : Sont prévues au niveau des balcons et de la salle machines.
 - Planchers à corps creux : Ils sont constitués de corps creux et une dalle de compression (qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement), reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher

terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- ❖ **Les escaliers** : Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **L'acrotère** : Est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse. dans notre projet on a un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.
- ❖ **La terrasse** : Est le dernier plancher haut d'une construction faisant de toiture-terrasse. Elle doit être étanche et assure une isolation thermique efficace.
- ❖ **Les maçonneries** : Le bâtiment est réalisé d'un remplissage en maçonnerie non rigide. La maçonnerie sera exécutée en brique creuse :
 - Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm Séparées par une lame d'air de 5cm.les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- ❖ **Balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **La cage d'escalier** : Il permet l'accès du RDC jusqu'au dernier étage. La cage est constituée à chaque niveau de trois volées droites et un deux paliers intermédiaires.
- ❖ **L'ascenseur** : Est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- ❖ **L'infrastructure** : Le choix des fondations sera fait en fonction de la nature de sol et transmission des charges verticales et horizontales au sol (limitation des tassements différentiels).
- ❖ **Enduits et revêtements** : Matériaux destinés à recouvrir pour protéger, consolider ou décorer :
 - ✓ Le revêtement pour les murs intérieures et plafonds sera en plâtre, et en mortier de ciment pour les parements extérieurs.
 - ✓ Le revêtement horizontal sera en carrelage et plinthe pour toutes les pièces.
 - ✓ Les salles d'eau et les cuisines auront un soubassement de 1.5 m faïence.

I.4.Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003. (Règles Parasismiques Algériennes 99/version 2003)
- ❖ CBA93. (Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé 93)

- ❖ DTR B.C.2.2. (Document technique réglementaire BC.2.2 ; charges permanentes et charges d'exploitation)
- ❖ BAEL91/version 99. (Règles Technique de Conception et de Calcul des Ouvrages et Construction en Béton armé aux états limites 91/version 99)
- ❖ DTR BC .2.33.2. (Document technique réglementaire BC.2.33.2)

I.5. Etats limites :

Le règlement BAEL est basé sur la théorie des états limites. Elles sont applicables à tous les ouvrages en béton. Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- ✓ Les valeurs représentatives des actions.
- ✓ Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- ✓ Les résistances caractéristiques des matériaux.
- ✓ Les coefficients de sécurité γ_s pour l'acier et γ_b pour béton.

I.5.1.Définition :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré.

On distingue deux catégories d'états limites :

a) Etats limites ultimes (ELU) : Ils sont associés à la perte de stabilité de la structure et sa résistance ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondant sont : La rupture locale ou globale (la résistance de l'un des matériaux), la perte d'équilibre statique (glissement des terrains ou bien renversement ou mouvement de la structure) et stabilité de forme (flambement).

b) Etats limites services (ELS) : Ils sont associés à la mise en service de la structure ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : Ouverture de la fissuration, les déformations (flèche admissible) et la compression du béton.

I.5.2.Les Hypothèses de calcul :

a) ELU :

1-les sections droites avant déformation restent droites après déformation (hypothèse de Bernoulli).

- 2- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation (σ, ϵ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

b) ELS :

En plus des trois premières hypothèses de l'ELU, on a :

- 1- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\epsilon$)
- 2- $n = E_s/E_b$

Avec : E_b : module de Young de béton ; E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton ($n=15$).

I.6.Actions et sollicitations :

I.6.1. les actions : [DTR] (art A.3.1)

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitations.
- ✓ Des charges climatiques.

Les valeurs caractéristiques des actions :

❖ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ✓ Le poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes.
- ✓ Cloisons, revêtement.
- ✓ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides (L'eau extérieure à l'ouvrage).
- ✓ Les déformations imposées à la structure : tassements différentiels, retrait.

❖ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ✓ Les charges d'exploitations de l'ouvrage.
- ✓ Les charges climatiques : neige (S_n) et vent (W).
- ✓ Les effets thermiques.

❖ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ✓ Les chocs.
- ✓ Les séismes.
- ✓ Les explosions.
- ✓ Les feux.

I.6.2. Les sollicitations :

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

Sollicitations de calcul :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement ($i > 1$).

1) Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :

Dans une vérification à l'ELU on devra justifier :

- ✓ La résistance de tous les éléments de construction.
- ✓ La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- ✓ L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charges.

2) Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- ✓ La contrainte maximale de compression du béton et l'acier.
- ✓ La fissuration du béton.
- ✓ La déformation des éléments.

I.6.3. Les combinaisons d'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 :

❖ Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est : $1,35G_{max} + G_{min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

❖ Situation accidentelle :

$1,35G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i (i > 1)$

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 :

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

c) Combinaisons de calcul : [RPA99/V2003] (Article V.5.2)

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

✓ Situations durables :

$$\begin{cases} ELU : 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

✓ Situations accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

$G + Q \pm 1,2 \times E$ Pour les portiques auto stables

I.7. Caractéristiques des matériaux :

Introduction :

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- Le béton.
- L'acier.

Les justifications et les calculs de notre bâtiment se feront suivant les règles « BAEL » et le RPA 2003.

I.7.1. Le béton :

Le béton est un matériau qui présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. Le béton doit présenter les avantages suivants :

- ✓ Une bonne résistance à la compression,
- ✓ Une souplesse d'utilisation,
- ✓ Un entretien facile ;
- ✓ Une bonne résistance aux feux,
- ✓ Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.7.1.1. Composition du béton :

Est un mélange de proportions définies de ciment, de granulats (sable, gravier), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants).

Un béton courant est composé de :

- ✓ 350 Kg de ciment CPA325.
- ✓ 400 l de sable.
- ✓ 800 l de gravillon ($D \leq 25\text{mm}$).
- ✓ 175 l d'eau.

a) ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b) Granulats: Les granulats comprennent les sables (granulats fins) et graviers (granulats grossiers).

- ❖ **Sables** : Sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
 - ❖ **Graviers** : Sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. ils peuvent être extraits du lit de rivières (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).
- c) **Les adjuvants** : ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ses propriétés.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.7.1.2. Résistance caractéristique du béton :

a) Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées.

On utilise le plus souvent la valeur obtenue à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$: [BAEL91] (Article A.2.1.11)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$: [BAEL91] (Article A.2.1.11)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

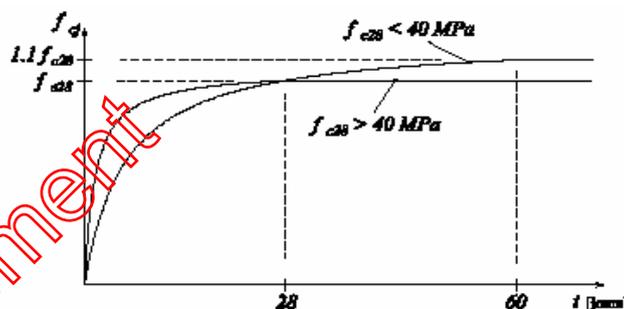


Figure. I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b) Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie par les relations : [CBA93] (Article A.1.2.1.2)

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$.

c) **Contrainte limite :**

c.1) **Etat limite ultime :**

✓ **Contrainte ultime de compression : [BAEL91] (Article A.4.3.4)**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

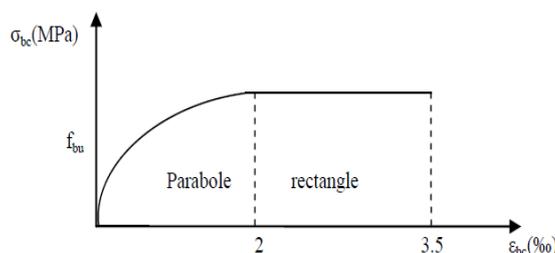


Figure. I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Avec :

$\gamma_b = 1.5$ Pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b =$ Pour les situations accidentelles.

- ✓ $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24\text{h}$.
- ✓ $\theta = 0.9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.
- ✓ $\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1\text{h}$.

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$\begin{aligned} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00 & \quad f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} \quad (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}). \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 & \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b \end{aligned}$$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par: $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{MPa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5 \text{MPa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

c.2) Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

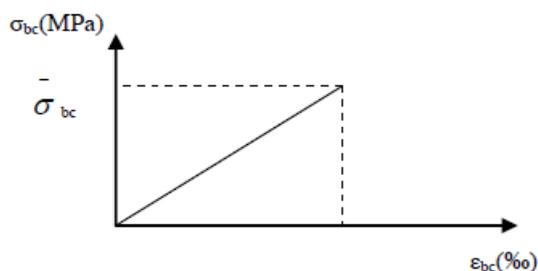


Figure. I.3 : Diagramme des contraintes déformation du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

d) Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$, ($f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa}$) d'où : $E_{i28} = 32164,20 \text{MPa}$.

✓ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}, E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$, $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$.

e) Déformation transversale de béton:

$$G = E/2(V+1) \text{ (Module de glissement).}$$

Avec : E : module de Young ; ν : Coefficient de poisson ; $G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$.

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$V = (\Delta d/d_0) / (\Delta l/l_0) = \varepsilon_t / \varepsilon_L$$

Avec:

ε_t : déformation limite transversale.

ε_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.7.2.L'acier :

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10 %).

I.7.2.1.Résistance caractéristique de l'acier :

a)Caractéristiques mécaniques :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	F _e E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE400 type 1.

Limite élastique : $f_e=400\text{MPa}$.

Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{MPa}$.

Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$.

Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$.

Module d'élasticité : $E_s=2.1 \cdot 10^5\text{MPa}$. [BAEL 91](Art A.2.2.1).

b) Contrainte limite :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte σ et la déformation relative ε .

✓ Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la fig.I.4.

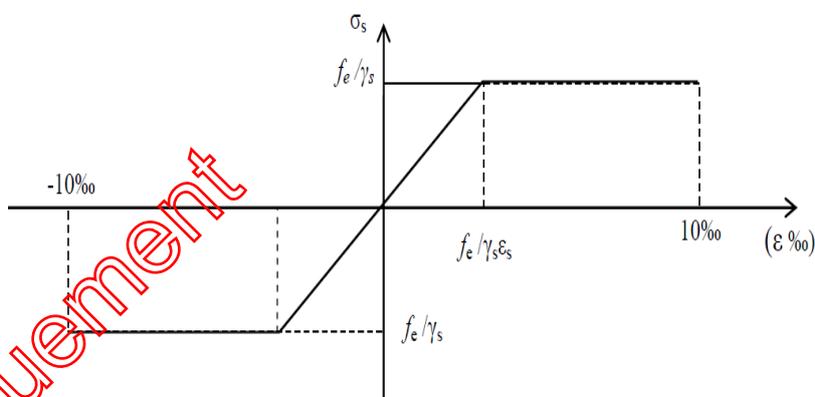


Figure. I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s ; \varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s$$

Avec : $E_s = 210\,000$ MPa ; $\sigma_s = 348$ Mpa. γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable où transitoire.

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

✓ Fissuration peu nuisible.

✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$. [BAEL91](Art A.4.5.32)

✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$. [BAEL91](Art A.4.5.32)

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour les ronds lisses (RL), treillis soudés.

$\eta = 1,6$: pour les armatures à haute adhérence (HA), $\emptyset \geq 6$ mm.

$\eta = 1,3$: Pour les armatures à haute adhérence (HA), $\emptyset < 6$ mm.

I.8. Hypothèses de calcul : [CBA] (article A.4.3.2)

I.8.1 Calcul aux états limites de services :

- ✓ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance de traction de béton est négligée.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à

15 ($\eta = E_s/E_b$). η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.8.2 Calcul aux états limites ultimes de résistance :

- ✓ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ la résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- ✓ le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

- ✓ La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :
- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

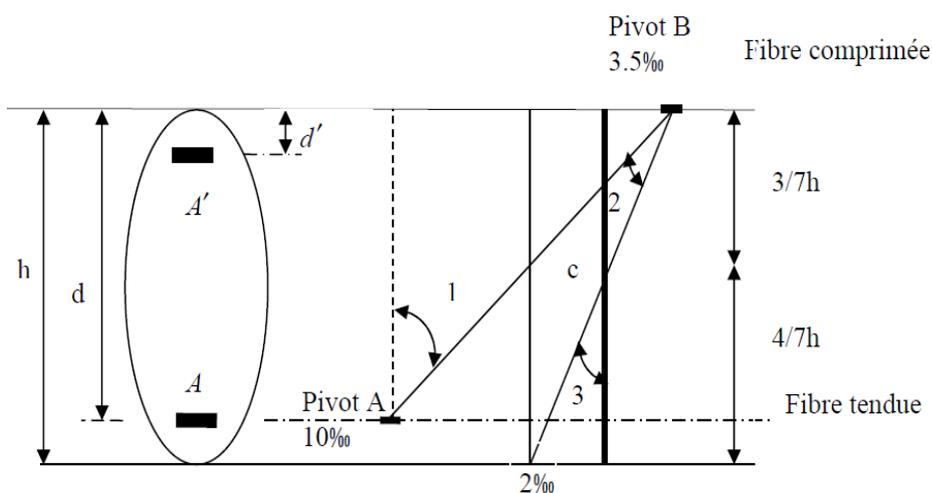


Figure. I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ Mpa.

II.1. INTRODUCTION :

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction, Le pré dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir : **RPA 99, CBA 93, BAEL 91.**

II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. Les planchers :

II.2.1.1. Plancher à corps creux :

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

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

A.1. Dimensionnement :

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation du CBA 93 suivant :

$$h_t \geq L_{\max} / 22.5 \quad \text{[CBA93] (Article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

L_{\max} : Longueur maximale des poutrelles entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

On suppose $b=30$ cm la largeur de la poutre

Pour les deux planchers RDC & S SOL

$$L_{\max} = 502 - 30 = 472 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad h_t \geq 472 / 22.5 = 20.97 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de hauteur $h_t = h_{cc} + h_0 = 20 + 4 = 24 \text{ cm}$

$h_{cc} = 20 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

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

Pour les autres planches :

$$L_{\max}=450-30=420\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq 420/22.5= 18.66\text{cm}$$

On adopte un plancher de hauteur $h_t=h_{cc}+h_0=16+4=20\text{cm}$

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

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

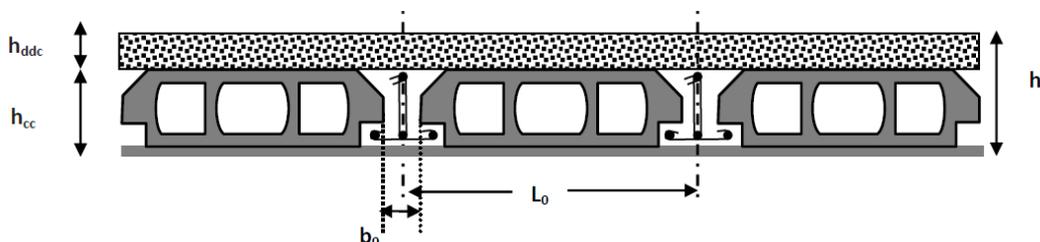


Figure. II.1. Coupe d'un plancher à corps creux.

A.2.Poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T préfabriquées en béton armé ou coulées sur place. Elles sont destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

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

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

Pour ce qui est de notre structure, la disposition des poutrelles choisie satisfait le critère de continuité ainsi le critère de la plus petite portée.

➤ Dimensionnement des poutrelles :

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

Avec : h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{ cm}$).

b_0 : largeur de la nervure.

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

Pour les planches RDC et S SOL et le 1^{er} étage :

$$h_t = 24\text{ cm}$$

$$(0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 9.6\text{ cm} \leq b_0 \leq 14.4\text{ cm}$$

On prend $b_0 = 12\text{ cm}$, b : largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$b = b_0 / 2 \leq \min (L_x / 2 ; L_y / 10)$$

L_x : distance entre nus des deux poutrelles : $L_x = 65 - 12 = 53\text{ cm}$.

L_y : la distance minimale d'une travée entre nus dans le sens parallèle a la disposition des poutrelles :

$$L_y = 275 - 30 = 245 \text{ cm}$$

$b \leq 2 * [\min (L_x/2; L_y/10)] + b_0 \iff b \leq 2 * [\min (53/2; 245/10)] + 10 \iff b \leq 59 \text{ cm}$, D'où la valeur de la table de compression est prise égale à: $b = 55 \text{ cm}$.

Pour les autres étages

$$h_t = 20 \text{ cm} \quad b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \implies 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

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

$$b - b_0 / 2 \leq \min (L_x/2; L_y/10)$$

L_x : distance entre nus des deux poutrelles :

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}.$$

L_y : la distance minimale d'une travée entre nus dans le sens parallèle a la disposition des poutrelles :

$$L_y = 275 - 30 = 245 \text{ cm}$$

$b \leq 2 * [\min (L_x/2; L_y/10)] + b_0 \quad b \leq 2 * [\min (55/2; 245/10)] + 10 \quad b \leq 59 \text{ cm}$, D'où la valeur de la table de compression est prise égale à: $b = 55 \text{ cm}$.

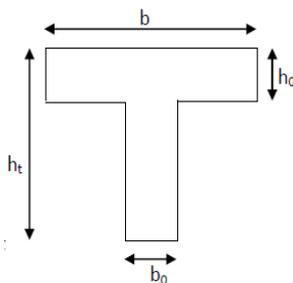


Figure. II.2. Schéma représentant la section transversale d'une poutrelle.

II.2.1.2. Planchers en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place .ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

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

➤ Critère de résistance :

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

L_x : est la plus petite portée de panneau sollicité. Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ Coupe - feu :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

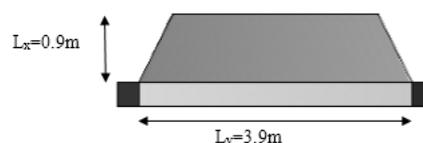
➤ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons et la cage de l'ascenseur, rampe, et quelques panneaux.

Notre projet comporte quatre types de dalles pleines :

Dalle sur 1 appui : $e \geq l_x/20 \rightarrow e \geq 90/20=4.5$ cm



Dalle sur 2 appuis :

$\rho \leq 0,4$.

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \rightarrow 105/35 \leq e \leq 105/30 \rightarrow 3\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}$$

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \rightarrow 80/35 \leq e \leq 80/30 \rightarrow 2.29\text{cm} \leq e \leq 2.67\text{cm}$$

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \rightarrow 120/35 \leq e \leq 120/30 \rightarrow 3.42\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

Figure.II.3. Schéma de la dalle sur un appui

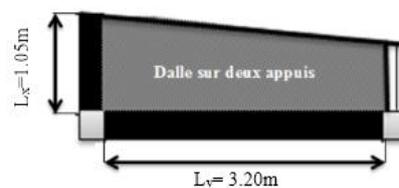


Figure III.4. Schéma dalle sur deux appuis.

Dalle sur 3 appuis :

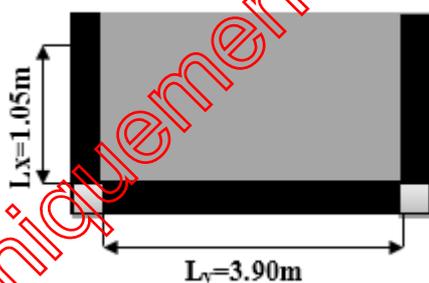


Figure III.5. Schéma dalle sur deux appuis.

$\rho \leq 0,4$.

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \rightarrow 150/35 \leq e \leq 150/30$$

$$\rightarrow 4.29\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}$$

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \rightarrow 90/35 \leq e \leq 90/30$$

$$\rightarrow 2.57\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}$$

On adopte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur $e=15$ cm.

II.2.1.3. Les escaliers :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettent de passer à pied d'un niveau à un autre. Il peut être en béton armé, en acier, ou en bois.

Le choix de l'architecte s'est porté sur un escalier droit à trois volées, avec deux paliers pour les étages courants et RDC .

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

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

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

(1) ep : Epaisseur de la paillasse.

(2) L: Longueur de la paillasse. (3)

g: Giron de marche (largeur de la marche) entre 25 et 32 cm..

(4) h : Hauteur de la contre marche entre 14 et 18 cm.

(5) H : Hauteur de la volée.

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) l : Emmarchement (longueur de la marche).

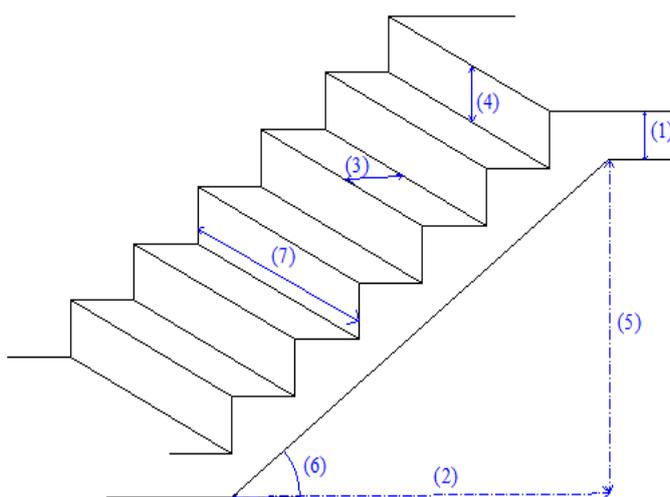


Figure. II.6. Coupe verticale de l'escalier.

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

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

Volée : Succession de marches entre deux paliers.

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

Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à trois volées.

Extrait uniquement

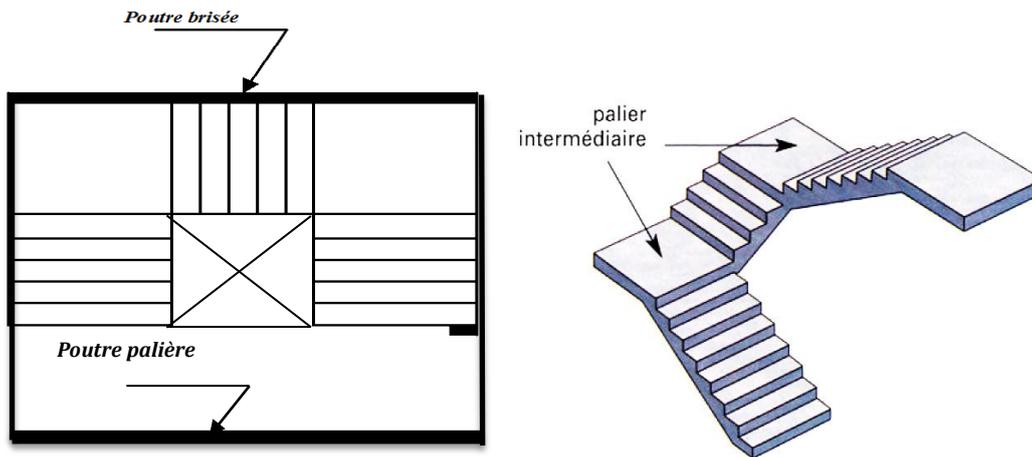


Figure. II.7. Escalier à trois volées.

A). Escalier des étages courants:

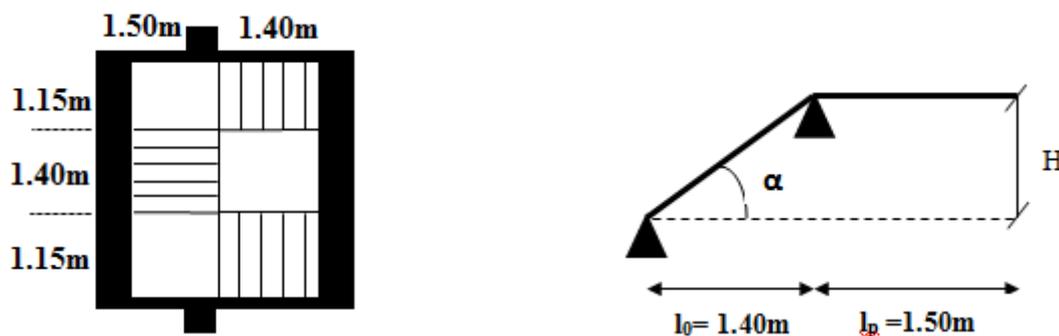


Figure II.8. Schéma statique du V1 et PV3.

• Première et troisième volée :

- Epaisseur de la paillasse :

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

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = \sqrt{1.40^2 + 0.963^2} + 1.50 = 3.20 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{320}{30} \leq e \leq \frac{320}{20} \Rightarrow 10.66 \text{ cm} \leq e \leq 16 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 140 \text{ cm}$; $H = 96.33 \text{ cm}$.

Extrait uniquement

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 96.33 + 140)n + 2 \times 96.33 = 0$$

$$64 n^2 - 396.66 n + 192.66 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 6.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 5.**

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{140}{5} = 28 \Rightarrow g = 28 \text{ cm} .$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{96.33}{6} = 16.05 \Rightarrow h = 16 \text{ cm} .$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 28 \text{ cm} .$

La hauteur d'une contremarche est 16cm

Calcul de α : $\alpha = \sin^{-1}(H/L_v) = \sin^{-1}(96.33 / 170) \Rightarrow \alpha = 34.52^\circ .$

• **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

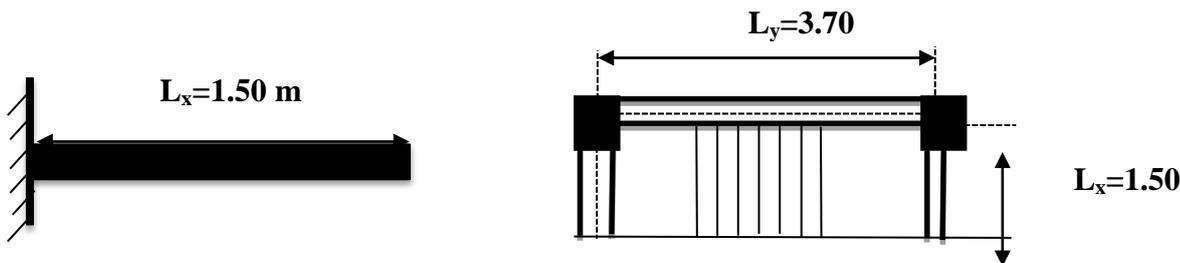


Figure II.9. Schéma du 2^{ème} type de volée.

- **Epaisseur de la pailleasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15 cm.**

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

On a : $L_0 = 140 \text{ cm} ; H = 96.33 \text{ cm} .$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 96.33 + 140)n + 2 \times 96.33 = 0$$

$$64 n^2 - 496.66 n + 192.66 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : $n = 6$

Le nombre de marches est : $n - 1 = 5$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{140}{5} = 28 \Rightarrow g = 28 \text{ cm} .$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{96.33}{6} = 16.05 \Rightarrow h = 16 \text{ cm} .$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 28 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contre marche est $h = 16 \text{ cm}$.

Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment :

Cages d'escaliers	volée	L_p (m)	L_0 (m)	L'_p (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Etages courants	1	0	1.40	1.50	1.70	0.96	3.20	34.52	6	16	28	15
	2	1.15	1.40	1.15	1.70	0.96	4.00	34.52	6	16	28	15
	3	1.50	1.40	0	1.70	0.96	3.20	34.52	6	16	28	15

A). Escalier du RDC :

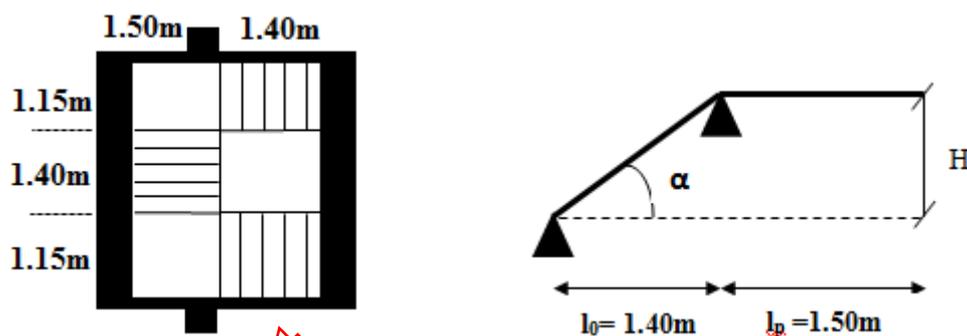


Figure II.10. Schéma d'escalier du RDC.

• **Première et troisième volée :**

- **Epaisseur de la paillasse :**

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

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier d'arrivée.

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

$$L = \sqrt{1.40^2 + 1.13^2} + 1.50 = 3.30 \text{ m} .$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{330}{30} \leq e \leq \frac{330}{20} \Rightarrow 11 \text{ cm} \leq e \leq 16.5 \text{ cm}$$

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

On prend : **e = 15 cm.**

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

On a : $L_0 = 140 \text{ cm}$; $H = 113 \text{ cm}$.

$$64 n^2 - (64 + 2 H + L_0)n + 2 H = 0$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 113 .33 + 140)n + 2 \times 113 .33 = 0$$

$$64 n^2 - 430 .66 n + 226 .66 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 7.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 6.**

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{140}{5} = 28 \Rightarrow g = 28 \text{ cm} .$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{113}{7} = 16.14 \Rightarrow h = 16 \text{ cm} .$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 28 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est 16cm

Calcul de α : $\alpha = \sin^{-1}(H/L_v) = \sin^{-1}(1.13 / 1.80) \Rightarrow \alpha = 38.88^\circ$

• **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

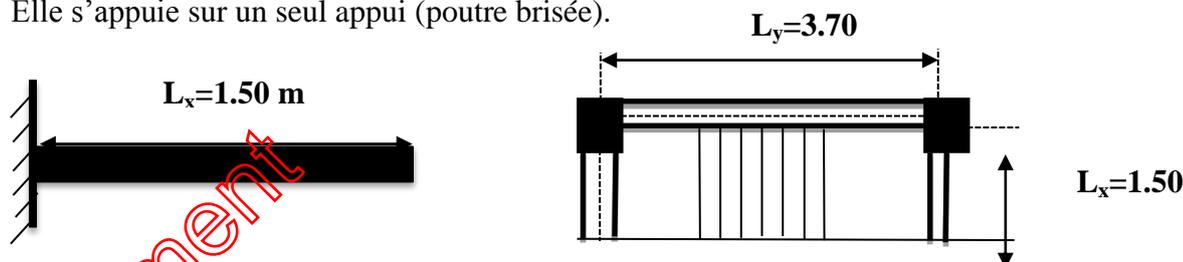


Figure II.11. Schéma du 2^{ème} type de volée.

- **Epaisseur de la pailleasse :**

$$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5 \text{ cm}$$

Extrait uniquement

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

On prend : $e = 15\text{ cm}$.

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

On a : $L_0 = 150\text{ cm}$; $H = 113\text{ cm}$.

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 113 + 140)n + 2 \times 113 = 0$$

$$64 n^2 - 430 n + 226 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : $n = 7$

Le nombre de marches est : $n - 1 = 6$.

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{140}{5} = 28 \Rightarrow g = 28\text{ cm} .$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{113}{7} = 16.14 \Rightarrow h = 16\text{ cm} .$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 28\text{ cm}$.

La hauteur d'une contre marche est $h = 16\text{ cm}$.

Tableau II.2. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment :

Cages d'escaliers	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L'_p (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Etage RDC	1	0	1.40	1.50	1.80	1.13	2.90	38.88	7	16	28	15
	2	1.15	1.40	1.15	1.80	1.13	3.70	38.88	7	16	28	15
	3	1.50	1.40	0	1.80	1.13	2.90	37.28	7	16	28	15

II.2.1.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse.

Il est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids Propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une

Surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

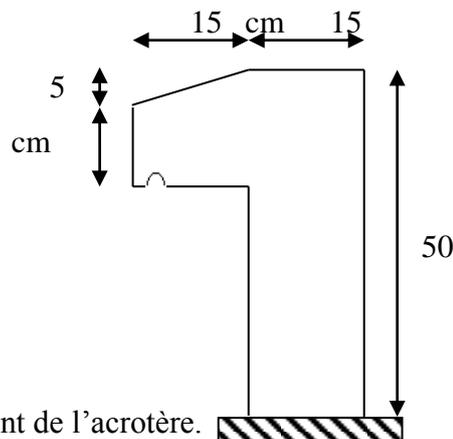


Figure. II.12. Dimensionnement de l'acrotère.

Étant donné que la terrasse est inaccessible. $h = 50\text{cm}$

$$S = 0.5 * 0.15 + 0.1 * 0.15 + (0.05 * 0.15) / 2 = 0.09375\text{m}^2.$$

II.3. Prédimensionnement des éléments principaux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.3.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

Le Pré-dimensionnement se fera selon le **BAEL91** et les vérifications selon le **RPA99/V2003**.

A. Les poutres principales (p.p) :

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

Selon **BAEL91** $L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10$ (condition de flèche)

$$0.3h < b < 0.8h$$

L_{\max} : travée maximale de la poutre (est prise entre nus d'appuis).

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

$$L_{\max} = 502 - 30 = 472\text{cm} \implies 31.46\text{cm} \leq h \leq 47.2\text{cm}$$

$$\text{On prend } h = 40\text{cm} \implies 0.3 * 40 = 12\text{cm} < b < 0.8 * 40 = 32\text{cm}$$

Soit : **$h = 40\text{cm}$** et **$b = 30\text{cm}$**

- **Vérifications** : selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \text{ vérifiée} \\ h = 40\text{cm} \text{ vérifiée} \\ h/b = 1.33 \text{ vérifiée.} \end{array} \right. \quad \text{[RPA 99] (Article 7.5.1)}$$

B. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{\max} : portée libre maximale entre deux poutres principales.

$$L_{\max} = 502 - 30 = 472\text{cm} \implies 31.46\text{cm} \leq h \leq 47.2\text{cm}$$

On prend $h=40\text{cm} \implies 0.3*40=12\text{cm} < b < 0.8*40=32\text{cm}$

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

➤ **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \end{array} \right. \implies \begin{array}{l} b=30\text{cm} \text{ vérifiée} \\ h=40\text{cm} \text{ vérifiée} \end{array} \quad \text{[RPA99] (Article 7.5.1)}$$

$$h/b \leq 4.00 \quad h/b=1.33 \text{ vérifiée}$$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

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

II.3.2. Les voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99**), ces murs servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

➤ **Définition :**

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, En plus des efforts horizontaux les charges verticales grâce à leurs rigidités importantes.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (xx et yy). Un voile fonctionne comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- Voiles élancés ($h/l > 1.5$)
- Voiles courts ($h/l < 1.5$)

Un voile est sollicité en flexion composée avec effort tranchant, on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causés par ses sollicitations :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.

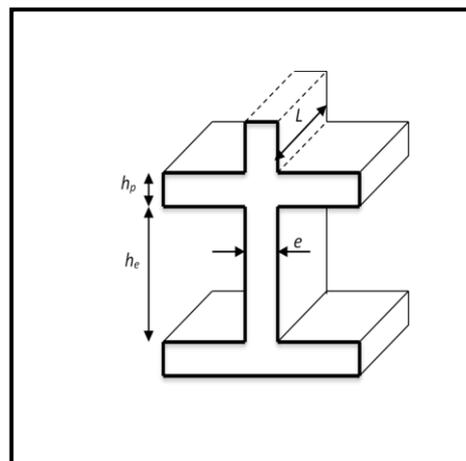


Figure II.13. Coupe du voile en élévation.

✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq 15\text{cm} \dots \dots \dots (1),$$

$$e \geq h_e/20 \dots \dots \dots (2),$$

$$L \geq 4e \dots \dots \dots (3).$$

h_e : Hauteur libre d'étage.

E : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Pour s/sol et pour tous les étages : $e \geq 269/20 = 13.45\text{cm}$.

Pour RDC : $e \geq 320/20 = 16\text{cm}$.

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **$e = 20\text{cm}$** .

$L \geq 4 \cdot 20$ on prend $L \geq 80\text{cm}$

II.3.3. Les poteaux :

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Les exigences de RPA en zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b,h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (b,h) \geq h_e/20\text{cm} \\ 0.25 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \text{[RPA99] (Article 7.4.1)}$$

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

On adopte au préalable la section des poteaux comme suit :

Pour les poteaux :

S/sol, R.D.C, 1^{er} étage : $(b,h) = (55,55) \text{ cm}^2$.

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

4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage : $(b,h) = (50,50) \text{ cm}^2$.

7^{ème}, 8^{ème} étage : $(b,h) = (45,50) \text{ cm}^2$.

9^{ème} étage : $(b,h) = (45,45) \text{ cm}^2$.

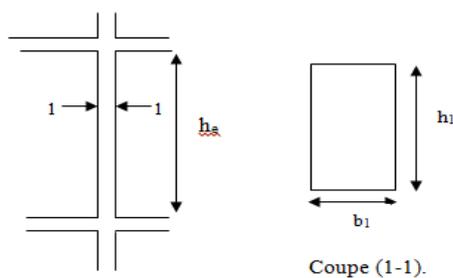


Figure. II.114. Hauteur libre d'étage.

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.3: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.04	0.24
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.04	0.88
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 5.53 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 kn/m²	

La charge permanente totale est : $G=5.53\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation dans le cas d'une terrasse inaccessible est : $Q=1\text{KN/m}^2$

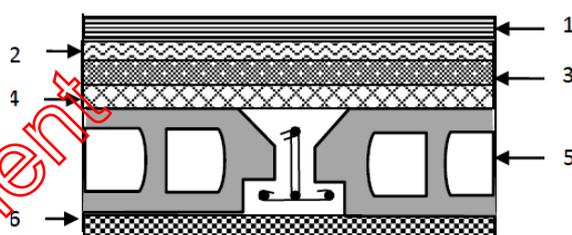


Figure. II.15. Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

II.4.1.2. Plancher terrasse accessible :

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

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.10
Forme de pente	0.15	1.44
Plancher à Corps creux	0.25	3.2
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.09 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

II.4.2. Plancher étage courant :

Tableau II.5: Evaluation des charges du plancher étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 5.20 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

La charge permanente est : **G=5.20 KN/m²**

La charge d'exploitation dans le cas d'un étage habitation est : **Q= 1.5 KN/m²**

La charge d'exploitation dans le cas d'un étage commercial : **Q=2.5 KN/m²**

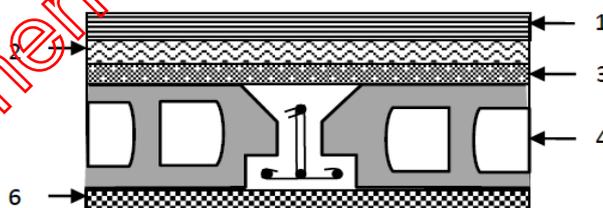


Figure. II.16. Coupe transversale d'un plancher étage courant.

II.4.3. Planchers S/SOL et R.D.C :

Tableau II.6: Evaluation des charges du plancher S/SOL et RDC.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.25	3.2
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 5.55 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 5 kn/m²	

La charge permanente est : **G=5.55 KN/m²**

La charge d'exploitation dans le cas d'un étage habitation est : **Q= 1.5 KN/m²**

La charge d'exploitation dans le cas d'un étage commercial : **Q=5 KN/m²**.

II.4.4.Dalles pleines :

Tableau II.7 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher dalle pleine	0.15	3.75
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 5.69 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

La charge permanente est : **G_{dalle}=5.69KN/m²**

La charge d'exploitation dans le cas d'un étage courant est : **Q=1.5KN/m² [DTR] (art VI.7.2.1).**

Q=3.5 KN/m². La charge revenant à la dalle du balcon **[DTR] (BC2-2).**

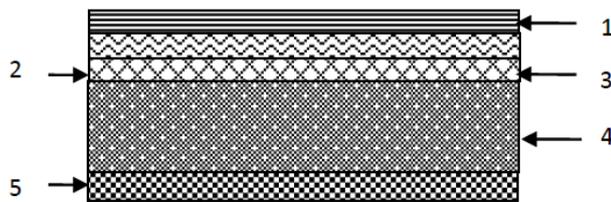


Fig. II.17. Coupe transversale d'un plancher de la dalle pleine.

II.4.5. Murs extérieurs et intérieurs:

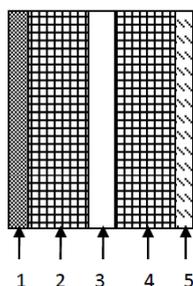
Les murs extérieurs : ce sont des murs en double parois en briques creuses cloisons séparés par une lame d'air.

Les murs intérieurs : ce sont des murs à une paroi en brique creuse.

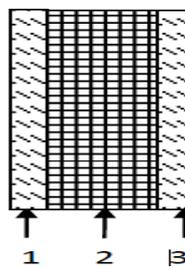
Tableau II.8 : Evaluation des charges dues aux murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 2.80 kn/m²	

La charge permanente totale qu'on a est : $G_{mur}=2.8 \text{ KN/m}^2$.



Murs extérieurs.



Murs intérieurs.

II.4.6. Les escaliers :

Extrait uniquement

Tableau II.9 : Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	20	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Poids de la dalle	15	25	3.75
Enduit	2	10	0.2
Lit de sable	2	18	0.36
Total			5.15

$$G_{\text{palier}} = 5.15 \text{ KN/m}^2.$$

Charge de la volée: Les expressions utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont:

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit: $\gamma \cdot e / \cos \alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma \cdot h / 2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : $\gamma \cdot e (1 + h/g)$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.10: évaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	20	0.63
Enduit de ciment	1.5	18	0.33
Mortier de pose	2	20	0.63
Marches	/	22	1.65
Paillasse	15	25	4.55
Total			$\Sigma = 7.79$

$$G_{\text{volée}} = 7.79 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation escalier : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (DTR BC2-2).

II.5. Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutres, poteaux, voiles), appelée surface d'influence.

❖ **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur 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.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

1er cas : pour $n < 5$

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

2eme cas :

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement supérieure : $Q_0 + Q + 0.9Q$.
- Sous l'étage immédiatement supérieure : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q$.

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q valeur conservé pour les étages inférieurs suivants. Dans notre étude la situation adéquate correspond au 1^{er} cas.

Extrait uniquement

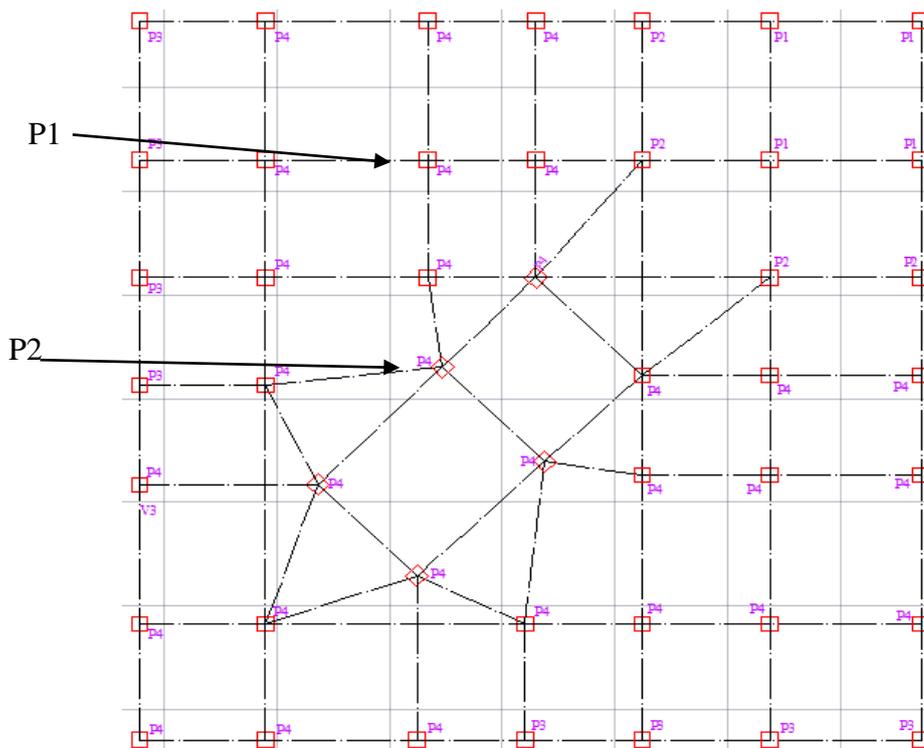


Figure. II.18. Plan d'implantation des poteaux.

II.5.1. Calcul des charges revenantes au poteau (P1) :

A. La surface afférente pour la charge permanente:

➤ **La surface totale :**

$$S = (1.95 * 2.10) + (1.625 * 2.10) + (1.95 * 1.35) + (1.625 * 1.35) = 12.33$$

$$S = 12.33 \text{ m}^2.$$

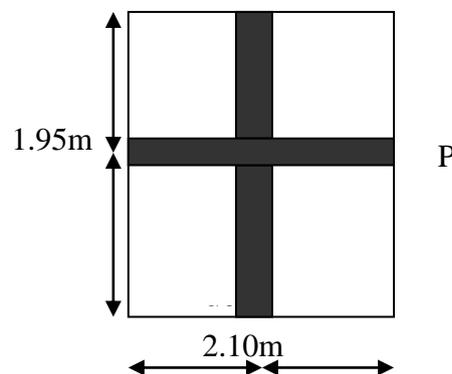


Figure. II.19. Surface afférente du poteau P1.

B. La surface afférente pour les charges d'exploitations :

- ✓ Plancher terrasse inaccessible: $S = 14.53 \text{ m}^2$
- ✓ Plancher d'étages d'habitations: $S = 14.53 \text{ m}^2$

Les charges :

- ✓ Plancher terrasse inaccessible :

Extrait uniquement

$$G=5.53\text{KN/m}^2; Q=1\text{KN/m}^2$$

$$P_G=5.53*12.33=68.18\text{KN}$$

$$P_Q=1*14.53=14.53\text{KN}$$

✓ **Plancher d'étages d'habitations:**

$$G=5.20\text{KN/m}^2; Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$P_G=5.20*12.33=64.116\text{KN};$$

$$P_Q=1.5*14.53=21.975\text{KN}.$$

✓ **Plancher S/SOL, RDC:**

$$G=5.55\text{KN/m}^2; Q_{\text{com}}=5\text{KN/m}^2; Q_{\text{hab}}=1.5\text{KN/m}^2.$$

$$P_G=5.55*12.33=68.43\text{KN/m}^2$$

$$P_Q=1.5*14.53=21.79\text{KN/m}^2$$

$$P_Q=5*14.53=72.65\text{KN/m}^2$$

✓ **Les poutres :**

$$G_{pp}=25*0.3*0.4*3.45=10.35\text{KN}$$

$$G_{ps}=25*0.3*0.4*3.575=10.72\text{KN}.$$

$$G_{\text{poutres}}=G_{PP}+G_{Ps} \Rightarrow G_{\text{poutres}}=21.07\text{KN}.$$

➤ **Poids des poteaux :**

Tableau II.11: répartitions des dimensions des poteaux:

Étages	Sous-sol	RDC	1	2,3	4,5,6	7,8	9
Section cm ²	55 × 55	55 × 55	55 × 55	55x50	50x50	50x45	45x45
Surface (m ²)	0.302	0.302	0.302	0.275	0.250	0.225	0.202
Poids (KN)	25.82	24.16	20.30	18.49	16.81	15.13	13.58

II .5.1.1. Récapitulation des résultats de descente de charges sur P1

• **Différentes Surcharges d'exploitation selon La loi de dégression :**

$$N_0 : 14.53\text{ KN}.$$

$$N_1 : 14.53 + 21.97 = 36.50\text{KN}.$$

$$N_2 : 14.53 + 0.95 * (21.97*2) = 56.27\text{ KN}.$$

$$N_3 : 14.53 + 0.9 * (21.97*3) = 73.85\text{ KN}.$$

$$N_4 : 14.53 + 0.85 * (21.97*4) = 89.22\text{ KN}.$$

$$N_5 : 14.53+0.8 (21.97*5) = 102.41 \text{ KN.}$$

$$N_6: 14.53+0.75 (21.97*6) = 113.39 \text{ KN.}$$

$$N_7: 14.53+0.71 (21.97*7) =129.87 \text{ KN.}$$

$$N_8: 14.53+0.68 (21.97*8) =134.04 \text{ KN.}$$

$$N_9: 14.53+0.667 (21.97*9) =146.41 \text{ KN.}$$

$$N_{10}: 14.53+0.65 (21.97*9+72.65) =190.27 \text{ KN.}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau P1 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.12.Descente de charge du poteau P1.

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse inaccessible	68.18	
	Poutres (PP+PS)	21.07	
	Poteau	13.58	
	Total	102.83	14.53
N ₂	Venant de N ₁	102.83	
	Plancher étage courant	64.11	
	Poutres (PP+PS)	21.07	
	poteau	15.13	
	Total	203.14	36.50
N ₃	Venant de N ₂	203.14	
	Plancher étage courant	64.11	
	Poutres (PP+PS)	21.07	
	poteau	15.13	
	Total	303.45	56.27
N ₄	Venant de N ₃	303.45	
	Plancher étage courant	64.11	
	Poutres (PP+PS)	21.07	
	Poteau	16.81	
	Total	405.44	73.85
N ₅	Venant de N ₄	405.44	
	Plancher étage courant	64.11	
	Poutres (PP+PS)	21.07	
	poteau	16.81	
	Total	507.43	89.22

N6	<i>Venant de N₅</i>	<i>507.43</i>	
	<i>Plancher étage courant</i>	<i>64.11</i>	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	<i>21.07</i>	
	<i>poteau</i>	<i>16.81</i>	
	<i>Total</i>	<i>609.42</i>	<i>102.41</i>
N7	<i>Venant de N₆</i>	<i>609.42</i>	
	<i>Plancher étage courant</i>	<i>64.11</i>	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	<i>21.07</i>	
	<i>poteau</i>	<i>18.49</i>	
	<i>Total</i>	<i>713.09</i>	<i>113.39</i>
N8	<i>Venant de N₇</i>	<i>713.09</i>	
	<i>Plancher étage courant</i>	<i>64.11</i>	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	<i>21.07</i>	
	<i>poteau</i>	<i>18.49</i>	
	<i>Total</i>	<i>816.76</i>	<i>129.87</i>
N9	<i>Venant de N₈</i>	<i>816.76</i>	
	<i>Plancher étage courant</i>	<i>68.43</i>	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	<i>21.07</i>	
	<i>poteau</i>	<i>20.30</i>	
	<i>Total</i>	<i>922.24</i>	<i>134.04</i>
N10	<i>Venant de N₉</i>	<i>922.24</i>	
	<i>Plancher étage courant</i>	<i>68.43</i>	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	<i>21.07</i>	
	<i>poteau</i>	<i>24.16</i>	
	<i>Total</i>	<i>1031.58</i>	<i>146.41</i>
N11	<i>Venant de N₁₀</i>	<i>1031.58</i>	
	<i>Plancher RDC</i>	<i>68.43</i>	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	<i>21.07</i>	
	<i>poteau</i>	<i>25.82</i>	
	<i>Total</i>	<i>1141.90</i>	<i>190.27</i>

➤ Calcul des charges revenant au poteau (P2) :

A) La surface afférente pour la charge permanente:

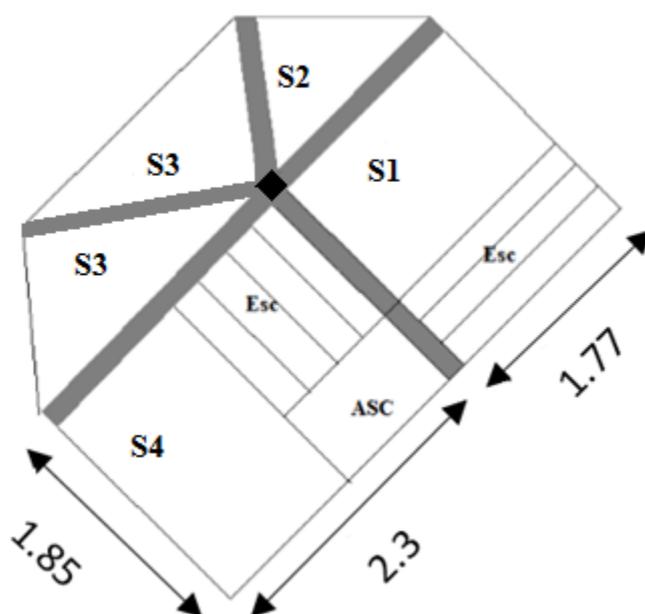


Figure II.20. Surface afférente du poteau P2.

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

✓ **La surface totale :**

$$S_1 = 2.04 + 1.93 = 3.28 \text{ m}^2 .$$

$$S_2 = 4.25 \text{ m}^2 .$$

$$S_3 = 2.93 \text{ m}^2 .$$

$$S_4 = 1.53 \text{ m}^2 .$$

$$S_T = 11.99 \text{ m}^2$$

➤ **Plancher étage courant :**

✓ **La surface totale :**

$$S = 10.61 \text{ m}^2$$

B) La surface afférente pour les charges d'exploitations :

➤ **Les charges :**

✓ **Plancher terrasse inaccessible:**

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.53 * 11.99 = 66.30 \text{ KN} ; Q = 1 * 12.70 = 12.70 \text{ KN}$$

✓ **Plancher d'étages d'habitations:**

$$G = 5.20 \text{ KN/m}^2 ; G_{\text{pal}} = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; G_{\text{vol}} = 7.79 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$P_{G(\text{pa})} = 5.11 * 2.04 = 10.42 \text{ KN} ;$$

$$P_{G(\text{vol})}=7.79*3.22=25.08\text{KN}$$

$$P_{Q(\text{pal})}=2.5*2.04=5.10\text{ KN} ;$$

$$P_{Q(\text{vol})}=2.5*3.22=8.05\text{KN}$$

$$P_G=5.2*5.38=27.97\text{KN}$$

$$P_Q=2.5*7.38=18.45\text{KN.}$$

$$P_{qt}=18.45+8.05+5.10=31.60\text{ KN}$$

✓ **Plancher S/SOL, RDC:**

$$G=5.55\text{KN/m}^2 ; Q_{\text{com}}=5\text{ KN/m}^2$$

$$P_G=5.55*5.38=29.85\text{ KN}$$

$$P_{G_{\text{esc}}}=35.5\text{KN.}$$

$$P_{Q_{\text{com}}}=5*7.38=36.90\text{KN.}$$

$$P_{Q_{\text{esc}}}=13.15\text{KN.}$$

$$P_{qt}=36.90+8.05+5.10=50.05\text{ KN}$$

➤ **Les poutres :**

$$G_{pp}=25*0.3*0.4*5.85=17.55\text{KN}$$

$$G_{ps}=25*0.3*0.4*4.35=13.05\text{KN}$$

➤ **Poids des poteaux :**

Tableau II.13: répartitions des dimensions des poteaux:

Étages	Sous-sol	RDC	1	2,3	4,5,6	7,8	9
Section cm ²	55 × 55	55 × 55	55 × 55	55x50	50x50	50x45	45x45
Surface (m ²)	0.302	0.302	0.302	0.275	0.250	0.225	0.202
Poids (KN)	25.82	24.16	20.30	18.49	16.81	15.13	13.58

II .5.1.2. Récapitulation des résultats de descente de charges sur P2

• **Différentes Surcharges d'exploitation selon La loi de dégression :**

$$N_0 : 12.70\text{ KN.}$$

$$N_1 : 12.70 + 31.60 = 44.30\text{ KN.}$$

$$N_2 : 12.70 + 0.95 * (31.60*2) = 72.74\text{ KN.}$$

$$N_3 : 12.70 + 0.9 * (31.60*3) = 98.02\text{ KN.}$$

$$N_4 : 12.70 + 0.85 * (31.60 * 4) = 120.14 \text{ KN.}$$

$$N_5 : 12.70 + 0.8 * (31.60 * 5) = 139.10 \text{ KN.}$$

$$N_6 : 12.70 + 0.75 * (31.60 * 6) = 150.90 \text{ KN.}$$

$$N_7 : 12.70 + 0.71 * (31.60 * 7) = 169.75 \text{ KN.}$$

$$N_8 : 12.70 + 0.68 * (31.60 * 8) = 184.60 \text{ KN.}$$

$$N_9 : 12.70 + 0.667 * (31.60 * 9) = 202.39 \text{ KN.}$$

$$N_{10} : 12.70 + 0.65 * (31.60 * 9 + 50.05) = 230.09 \text{ KN.}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau P2 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Descente de charge du poteau P2.

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse inaccessible	78.4	
	Poutres (PP+PS)	30.6	
	Poteau	13.58	
	Total	122.58	12.70
N ₂	Venant de N ₁	122.58	
	Plancher étage courant	27.97	
	Poutres (PP+PS)	30.6	
	poteau	15.13	
	escalier	35.5	
	Total	230.78	44.30
N ₃	Venant de N ₂	230.78	
	Plancher étage courant	27.97	
	Poutres (PP+PS)	30.60	
	poteau	15.13	
	escalier	35.5	
	Total	340.98	72.74
N ₄	Venant de N ₃	340.98	
	Plancher étage courant	27.97	
	Poutres (PP+PS)	30.60	
	Poteau	16.81	
	Escalier	35.50	
	Total	451.86	98.02

N5	<i>Venant de N₄</i>	451.86	
	<i>Plancher étage courant</i>	27.97	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	30.60	
	<i>poteau</i>	16.81	
	<i>escalier</i>	35.50	
	<i>Total</i>	562.74	120.14
N6	<i>Venant de N₅</i>	562.74	
	<i>Plancher étage courant</i>	27.97	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	30.60	
	<i>poteau</i>	16.81	
	<i>escalier</i>	35.50	
	<i>Total</i>	673.62	139.10
N7	<i>Venant de N₆</i>	673.62	
	<i>Plancher étage courant</i>	27.97	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	30.60	
	<i>poteau</i>	18.49	
	<i>escalier</i>	35.50	
	<i>Total</i>	786.18	150.90
	<i>Venant de N₇</i>	786.18	
	<i>Plancher étage courant</i>	27.97	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	30.60	
	<i>poteau</i>	18.49	
	<i>Escalier</i>	35.50	
	<i>Total</i>	898.74	169.75
N9	<i>Venant de N₈</i>	898.74	
	<i>Plancher étage courant</i>	29.85	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	30.60	
	<i>poteau</i>	20.30	
	<i>Escalier</i>	35.50	
	<i>Total</i>	1013.11	184.60
N10	<i>Venant de N₉</i>	1013.11	
	<i>Plancher étage courant</i>	29.85	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	30.60	
	<i>poteau</i>	24.16	
	<i>Escalier</i>	35.50	
	<i>Total</i>	1134.34	202.39

N11	<i>Venant de N₁₀</i>	<i>1134.34</i>	
	<i>Plancher S/SOL</i>	<i>29.85</i>	
	<i>Poutres (PP+PS)</i>	<i>30.60</i>	
	<i>poteau</i>	<i>25.82</i>	
	<i>Escalier</i>	<i>35.50</i>	
	<i>Total</i>	<i>1253.11</i>	<i>230.09</i>

les calculs montrent que le poteau (**P2**) est le plus sollicité sous charges verticales.
 $G_{total}=1253.11\text{KN}$; $Q_{total}=230.09\text{KN}$.

➤ **Vérification :**

Selon le BAEL (**art B.8.1, 1**) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, telle que : $N_u^*=1.1 (1.35G+1.5Q)$.

$$N_u=1.35G+1.5Q=1.35*1253.11+1.5*230.09=2036.83\text{KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u^*=2240.51\text{KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

➤ **Critère de résistance :**

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2240.51}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.157 \text{ m}^2$$

A la base $B=0.55*0.55=0.3025 \text{ m}^2 \rightarrow c'$ est vérifiée.

II.6. Calcul de l'effort normal ultime N_u dans chaque niveau :

Tableau .II.15. L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)
N ₁	122.58	12.7	184.53
N ₂	230.78	44.3	378.00
N ₃	340.98	72.74	569.43

N ₄	451.86	98.02	757.04
N ₅	562.74	120.14	939.90
N ₆	673.62	139.10	1118.03
N ₇	786.98	150.90	1288.77
N ₈	898.74	169.75	1467.92
N ₉	1013.11	184.60	1644.59
N ₁₀	1134.34	202.39	1834.94
N ₁₁ (base)	1253.11	230.09	2036.83

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.16: résumé des vérifications à la compression.

NIVEAU	N _U (MN)	B(m ²)	N _U /B (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ bc(MPa)
S/SOL	2036.83	0.3025	6.73	Vérifier
RDC	1834.94	0.3025	6.06	Vérifier
1 ^{er} étage	1644.59	0.3025	5.43	Vérifier
2 ^{ème} étage	1467.92	0.275	5.33	Vérifier
3 ^{ème} étage	1288.77	0.275	4.68	Vérifier
4 ^{ème} étage	1118.03	0.250	4.47	Vérifier
5 ^{ème} étage	939.90	0.250	3.75	Vérifier
6 ^{ème} étage	757.04	0.250	3.02	Vérifier
7 ^{ème} étage	569.43	0.225	2.53	Vérifier
8 ^{ème} étage	378.00	0.225	1.68	Vérifier
9 ^{ème} étage	184.53	0.202	0.91	Vérifier

- Vérification des conditions du RPA :

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \min(45; 45) \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \min(45 ; 45) cm \geq \frac{269}{20} = 13.45 \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{40}{35} \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

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

❖ **Vérification au flambement**

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

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

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

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

➤ γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

➤ γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

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

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

➤ $As \geq 0.8\% \times Br.$

On prend $As = 1\% \times Br.$

$$B_{real} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

➤ $B_r = (a-2) \times (b-2)$

Il faut vérifier que : $B_r \leq B_{real}$

Tableau II.17 : Vérification au flambement :

Section de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (m)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{real} (cm ²)
25x25	3025	342	239.4	15.07	0.81	2809	2036.83	1130.44

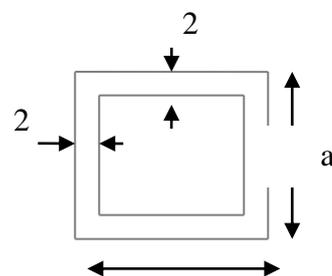


Figure II.21 Section brute (B_r).

Extrait Uniquement

55×55	3025	320	224	14.10	0.82 3	2809	1834.94	1013.60
55×55	3025	269	188.3	11.85	0.83 0	2809	1644.5 9	900.80
55×50	2750	269	188.3	11.85	0.830	2544	1467.9 2	804.02
55×50	2750	269	188.3	11.85	0.830	2544	1288.7 7	705.89
50×50	2500	269	188.3	3.04	0.827	2304	1118.03	614.5 9
50×50	2500	269	188.3	13.04	0.827	2304	939.90	516.67
50×50	2500	269	188.3	13.04	0.827	2304	757.04	416.15
50×45	2250	269	188.3	13.04	0.827	2064	569.43	313.02
50×45	2250	269	188.3	13.04	0.827	2064	378.00	207.79
45×45	2025	269	188.3	14.49	0.821	1849	184.53	102.17

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

- **Pré-vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le RPA (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau II.18.Pré vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	55×55	3025	2036.83	0.27	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×50	2750	1467.92	0.21	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	2500	1118.03	0.18	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50×45	2250	569.43	0.1	vérifiée
9 ^{ème} étage	45×45	2025	184.53	0.03	vérifiée

II.7. 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 du RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

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

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, S/Sol et 1^{er} étage : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des 2 et 3 étages : $(b \times h) = (55 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des 4,5 et 6 étages : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des 7 et 8 étages : $(b \times h) = (50 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux du 9^{ème} étage : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

Le prédimensionnement des voiles doit répondre aux conditions du [RPA99] (art 7.7.1) :

- ✱ Donc Les dimensions des voiles : $e = 20 \text{ cm}$ et $L \geq 80 \text{ cm}$

Extrait uniquement

I.1 INTRODUCTION :

Un bâtiment est constitué d'un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories d'éléments (éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2. Etude des planchers :

III.2.1.Les poutrelles des planchers :

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

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

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure (III.1)

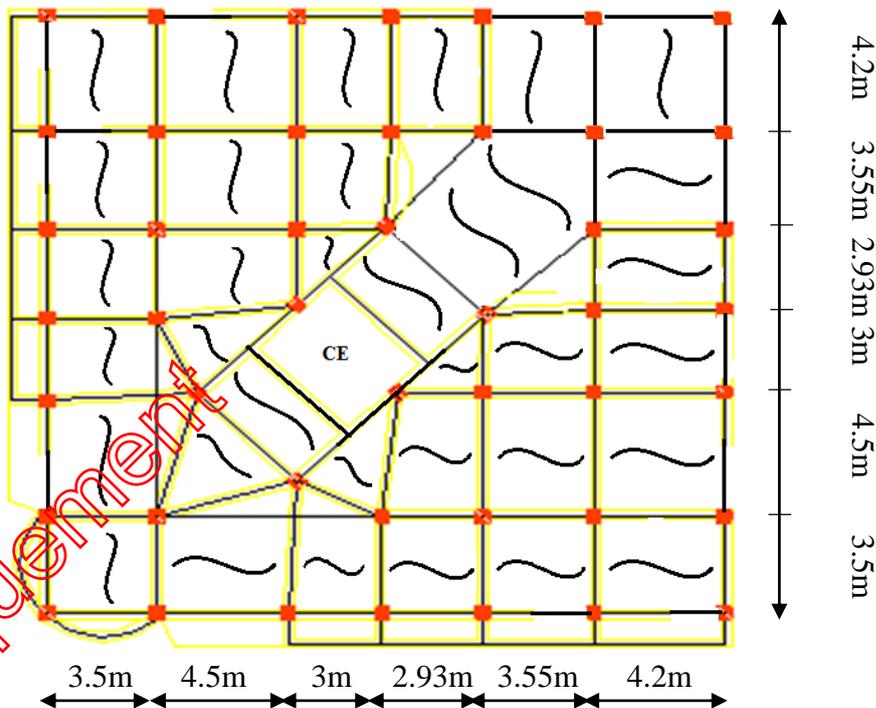


Figure III.1. Schéma de disposition des poutrelles du plancher.

III.2.1. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et le calcul des sollicitations peut se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.1.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire de BAEL

(Art. L.III,2)

- 1) $G \leq \min(2 \times G; 5 \text{ KN/m}^2)$ plancher à surcharge modérée : cette condition est vérifiée pour les planchers à corps creux.
- 2) $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ toutes les travées de nos poutrelles vérifient cette condition, sauf le type 1 et type 2
- 3) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- 4) La fissuration est peu nuisible.

Donc on peut appliquer dans ce cas-là ; la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

1. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d

Doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \max(1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

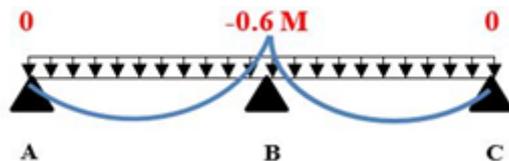


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 02 travées.

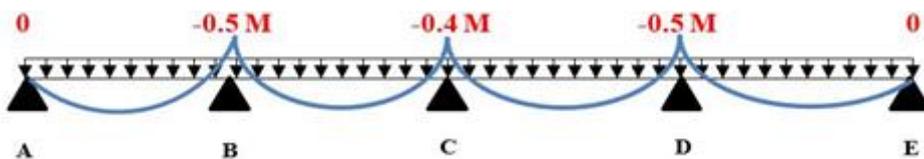


Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 02 travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée

isostatique) à gauche et à droite de l'appui, et $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

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

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort

tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

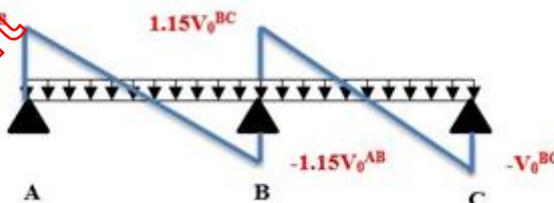


Figure III.4. Diagramme des efforts des appuis pour une poutre à 02 travées.

Extrait uniquement

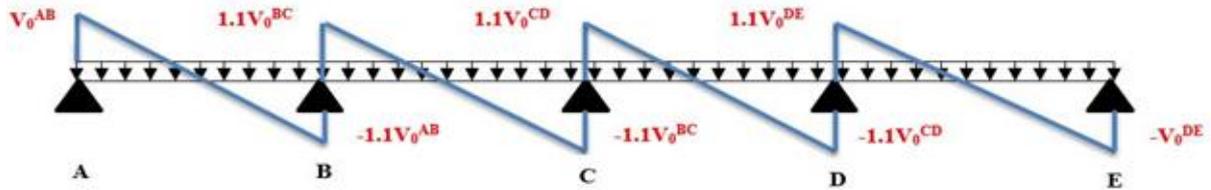


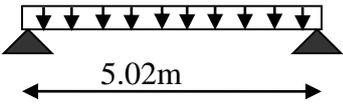
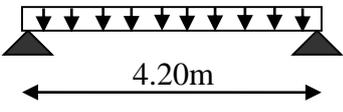
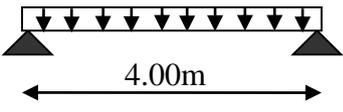
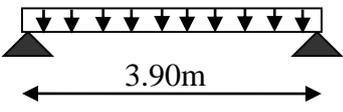
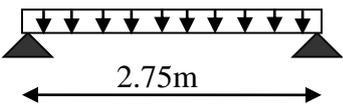
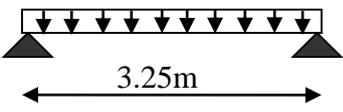
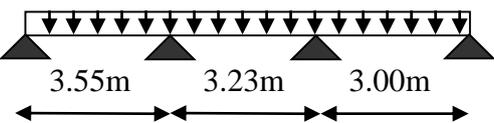
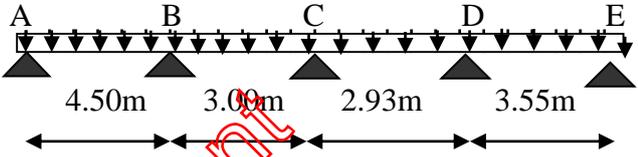
Figure III.5. Diagramme des efforts des appuis pour une poutre à plus de 02 travées.

III.2.1.1. Les différents types des poutrelles obtenues sont :

Tableau III.1 : Schémas statiques des différents types de poutrelles.

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

Extrait uniquement

<p>Type 6</p>	
<p>Type 7</p>	
<p>Type 8</p>	
<p>Type 9</p>	
<p>Type 10</p>	
<p>Type 11</p>	
<p>Type 12</p>	
<p>Type 13</p>	

Extrait uniquement

➤ **Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

À l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $P_u = l_0 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$; $P_s = l_0 \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0 = 0.65m$.

Tableau .III.2. Combinaisons d'action

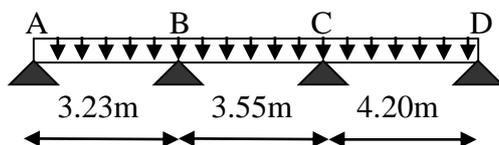
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.53	1.0	8.96	5.82	6.53	4.24
Plancher à usage d'habitation	5.20	1.5	9.27	6.02	6.70	4.35
RDC & 1 ^{er} étage	5.55	1.5	9.74	6.33	7.05	4.58
Plancher à usage commercial	5.55	5	14.92	9.70	10.55	6.85

III.2.1.2. Calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle types 3 du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

➤ **Poutrelles du plancher étage courant :**

Type 3 :



➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires :**

$$Q \leq \text{Min}(2 * G; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow Q \leq \text{Min}\left(\frac{10.40\text{KN}}{\text{m}^2}; \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \Rightarrow Q \leq 5\text{KN/m}^2$$

➤ $Q \leq \text{Min}(2 * G, 5\text{KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2 \dots \dots$ vérifié

➤ I = constant.....vérifié.

➤ $\frac{l_i}{l_{i+1}}$ est compris entre 0.8 et 1.25verifie

➤ F.P.N.....vérifié

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations.

Extrait Uniquement

➤ **Calcul des moments isostatiques**

• **A l'ELU :**

En travée :

Travée AB

$$M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 7.85 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0^{BC} = \frac{q_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 9.48 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_0^{CD} = \frac{q_U \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 13.27 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée AB :

$$M_0^{AB} = \frac{q_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 5.67 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0^{BC} = \frac{q_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 6.85 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_0^{CD} = \frac{q_S \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 9.60 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments aux appuis :**

Appuis de rive A et D

$M_A = M_D = 0 \text{ KN/m}$, Mais seulement le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration pour équilibrer le moment fléchissant, donc :

$$M_A = M_D = -0.15 M_0^{\max} = -2.00 \text{ KN/m (ELU)}$$

$$M_A = M_D = -0.15 M_0^{\max} = -1.44 \text{ KN/m (ELS)}$$

Appuis intermédiaires

$$\text{A l'ELU} \begin{cases} M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -4.74 \text{ KN.m} \\ M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -6.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \begin{cases} M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -3.42 \text{ KN.m} \\ M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -4.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment fléchissant en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.2} = 0.223$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = 1.067 ; (1.2 + 0.3\alpha)/2 = 0.634$$

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

Entre (1) et (2), on prend le max le plus défavorable

• **A l'ELU :**

Travée AB

$$M_t^{AB} = 6.00KN.m$$

Travée BC

$$M_t^{BC} = 5.06KN.m$$

Travée CD

$$M_t^{CD} = 10.88KN.m$$

A l'ELS

Travée AB

$$M_t^{AB} = 4.34KN.m$$

Travée BC

$$M_t^{BC} = 3.66KN.m$$

Travée CD

$$M_t^{CD} = 7.84KN.m$$

➤ **Les efforts tranchants**

Travée AB

$$V_A = 9.72KN$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -10.69KN$$

Travée BC

$$V_B = 11.75KN$$

$$V_C = -11.75KN$$

Travée CD

$$V_C = 13.90 \text{ KN}$$

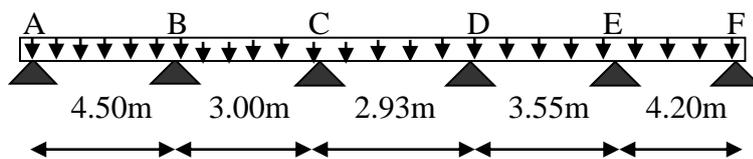
$$V_D = -12.64 \text{ KN}$$

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

✓ **Calcul des sollicitations avec la méthode de Caquot :**

Pour illustrer la méthode de Caquot on prendra la poutrelle du type 2 comme exemple. Les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

Type 2:



➤ **Les moments aux appuis**

• **A l'ELU :**

$$q' = 4.49 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.49 \times (4.5^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (4.5 + 2.4)} \Rightarrow M_B = -8.06 \text{ kn.m}$$

$$M_C = -\frac{4.49 \times (2.4^3 + 2.34^3)}{8.5 \times (2.4 + 2.34)} \Rightarrow M_C = -2.96 \text{ kn.m}$$

$$M_D = -\frac{4.49 \times (2.34^3 + 2.84^3)}{8.5 \times (2.34 + 2.84)} \Rightarrow M_D = -3.64 \text{ kn.m}$$

$$M_E = -\frac{4.49 \times (2.84^3 + 4.2^3)}{8.5 \times (2.84 + 4.2)} \Rightarrow M_E = -7.27 \text{ kn.m}$$

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \text{Max}(M_0^I, M_0^{II})$.

$$M_A = M_F = -0.15 \times 17.49 = -2.62 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS :**

$$q' = 3.02 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = -\frac{3.22 \times (4.5^3 + 2.4^3)}{8.5 \times (4.5 + 2.4)} \Rightarrow M_B = -5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.22 \times (2.4^3 + 2.34^3)}{8.5 \times (2.4 + 2.34)} \Rightarrow M_C = -2.13 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{3.22 \times (2.34^3 + 2.84^3)}{8.5 \times (2.34 + 2.84)} \Rightarrow M_D = -2.61 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{3.22 \times (2.84^3 + 4.2^3)}{8.5 \times (2.84 + 4.2)} \Rightarrow M_E = -5.22 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux travées**

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

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

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

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

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

➤ **Travée AB**

• **A l'ELU :**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{q \times L}$$

$$x = \frac{4.5}{2} + \frac{-8.061 + 0}{4.5 \times 6.02} = 1.952 \text{ m}$$

$$M(1.925) = \frac{6.02 \times 1.952 \times (4.5 - 1.952)}{2} - 8.061 \times \frac{1.952}{4.5}$$

$$M_{tAB} = M(x = 1.952) = 11.47 \text{ KNm}$$

• **A l'ELS :**

$$x = \frac{4.5}{2} - \frac{(0 + 8.061)}{6.02 \times 4.5} = 1.952 \text{ m}$$

$$M(1.952) = \frac{3.22 \times 1.952 \times (4.5 - 1.952)}{2} + (-8.061) \times \frac{1.952}{4.5}$$

$$M_{tAB} = M(x = 1.952) = 8.32 \text{ KNm}$$

➤ **Travée BC**• **A'ELU :**

$$x = \frac{3}{2} + \frac{(-8.061) - (-2.98)}{6.02 \times 3} = 1.78m$$

$$M(x) = \frac{6.02 \times 1.78 \times (3 - 1.78)}{2} + (-8.061) \times \left(1 - \frac{1.78}{3}\right) + (-2.98) \times \frac{1.78}{3}$$

$$M_{iBC} = M(x = 1.78) = 1.48KN.m$$

• **A'ELS :**

$$x = 1.78m$$

$$M_{iBC} = M(x = 1.78) = 1.11KN.m$$

➤ **Travée CD**• **A'ELU :**

$$x = 1.42m$$

$$M_{iCD} = M(x = 1.42) = 3.15KN.m$$

• **A'ELS :**

$$x = 1.42m$$

$$M_{iCD} = M(x = 1.42) = 2.29KN.m$$

➤ **Travée DE**• **A'ELU :**

$$x = 1.60m$$

$$M_{iDE} = M(x = 1.60) = 4.09KN.m$$

• **A'ELS :**

$$x = 1.60m$$

$$M_{iDE} = M(x = 1.60) = 2.99KN.m$$

➤ **Travée EF**• **A'ELU :**

$$x = 2.38m$$

$$M_{iEF} = M(x = 2.38) = 9.87KN.m$$

- **A'ELS :**

$$x = 2.38m$$

$$M_{iEF} = M(x = 2.38) = 7.16KN.m$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants:**

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

➤ **Travée AB**

- **A'ELU :**

$$V_A = \frac{6.02 \times 4.5}{2} + \frac{(0 - 8.061)}{4.5} = 11.75KN$$

$$V_B = -\frac{6.02 \times 4.5}{2} + \frac{(0 - 8.061)}{4.5} = -15.33KN$$

➤ **Travée BC**

$$V_B = -\frac{6.02 \times 3}{2} + \frac{(-8.061) - (-2.98)}{3} = 10.72KN$$

$$V_C = \frac{6.02 \times 3}{2} + \frac{(-8.061) - (-2.98)}{3} = -7.33KN$$

➤ **Travée CD**

$$V_C = \frac{6.02 \times 2.93}{2} + \frac{(-2.98 - (-3.65))}{2.93} = 8.59KN$$

$$V_D = -\frac{6.02 \times 2.93}{2} + \frac{(-2.98 - (-3.65))}{2.93} = -9.04KN$$

➤ **Travée DE**

$$V_D = 9.657KN$$

$$V_E = -11.713KN$$

➤ **Travée EF**

$$V_E = 14.58KN$$

$$V_F = -10.90KN$$

Type 1: Application de la méthode Caquot pour un type de poutrelle du plancher d'étage

Courant :

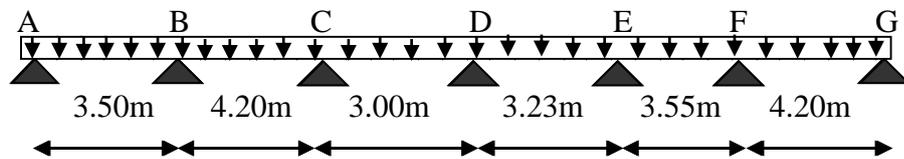


Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant:

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	X (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE 1	AB	3.50	6.02	1,454	0	-6.24	6,37	8,76	-12,32
TYPE 1	BC	4.20	6.02	2,159	-6.24	-4.76	7,795	13,00	-12,30
TYPE 1	CD	3.00	6.02	1,581	-476	-3.30	2,765	9,52	-8,55
TYPE 1	DE	3.23	6.02	1,583	-3.30	-3.92	4,247	9,54	-9,92
TYPE 1	EF	3.55	6.02	1,72	-3.92	-5.09	4,993	10,36	-11,02
TYPE 1	FG	4.20	6.02	2,301	-5.09	0	10,863	13,92	-11,44

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant:

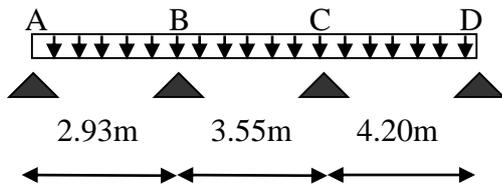
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	X (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
TYPE 1	AB	3.50	4.35	1,454	0	-4.47	4,62
TYPE 1	BC	4.20	4.35	2,159	-4.47	-3.41	5,668
TYPE 1	CD	3.00	4.35	1,581	-3.41	-2.36	2,023
TYPE 1	DE	3.23	4.35	1,583	-2.36	-2.81	3,092

Extrait uniquement

TYPE 1	EF	3.55	4.35	1,72	-2.81	-3.64	3,636
TYPE 1	FG	4.20	4.35	2,301	-3.64	0	7,865

Type 4 :

Etude d'une poutrelle à 3 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 4).



Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont tous vérifiées.

Les résultats des calculs ELU et ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant:

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	2.93	6.02	6,467	0	-4,747	4,528	8.82	-9.71
	BC	3.55	6.02	9,493	-4,747	-6,644	5,065	11.76	-11.76
	CD	4.20	6.02	13,287	-6,644	0	10,858	13.92	-12.65

• **A l'ELS :**

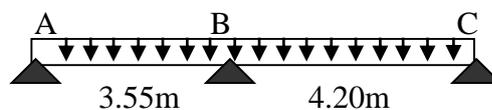
Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.6 :

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	2.93	4.35	4,673	0	-3.43	3,272
	BC	3.55	4.35	6,86	-3.43	-4.8	3,66
	CD	4.20	4.35	9,603	-4.8	0	7,847

Type 5:

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 5).



Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont tous vérifiées.

Les résultats des calculs ELU et ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant:

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 5	AB	3.55	6.02	9,493	0	-7,972	6,145	10,696	-12,30
	BC	4.20	6.02	13,287	-7,972	0	10,194	14,552	-12,65

- A l'ELS :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.8 :

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 5	AB	3.55	4.35	6,86	0	-5,762	4,44
	BC	4.20	4.35	9,603	-5,762	0	7,367

Type 7: Application de la méthode forfaitaire pour un type isostatique les planchers d'étage courant:

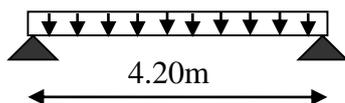


Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant:

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 7	AB	4.2	6.02	13.28	0	0	13.28	12.65	-12.65

- A l'ELS : Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.10 :

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 7	AB	4.2	4.35	9.60	0	0	9.60

Type 8: Application de la méthode forfaitaire pour un type isostatique les planchers d'étage Courant :

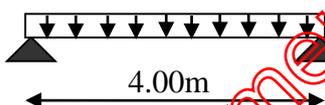


Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant:

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 8	AB	4.00	6.02	12,052	0	0	12,052	12,052	-12,05

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 8	AB	4.00	4.35	8,71	0	0	8,71

Type 9: Application de la méthode forfaitaire pour un type isostatique les planchers d'étage Courant :

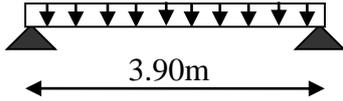


Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant:

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 9	AB	3.90	6.02	11,457	0	0	11,457	11,751	-11,751

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 9	AB	3.90	4.35	8,28	0	0	8,28

Type10: Application de la méthode forfaitaire pour un type isostatique les planchers d'étage Courant :

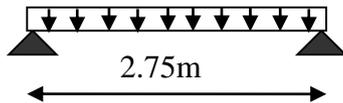


Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant:

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 10	AB	2.75	6.02	5,696	0	0	5,696	8,014	-8,014

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 10	AB	2.75	4.35	4,013	0	0	4,013

Extrait uniquement

➤ **Poutrelles du plancher terrasse inaccessible :**

Type 3: Application de la méthode forfaitaire pour un type des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

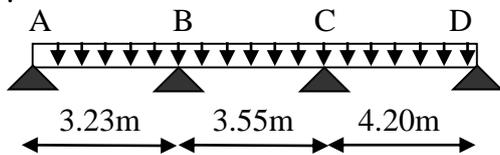


Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.23	5.82	7,60	0	-4,59	5,68	9,41	-10,35
	BC	3.55	5.82	9,18	-4,59	-6,42	4,80	11,37	-11,37
	CD	4.20	5.82	12,85	-6,42	0	10,28	13,46	-12,23

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.23	4.24	5,53	0	-3,34	4,141
	BC	3.55	4.24	6,68	-3,34	-4,68	3,497
	CD	4.20	4.24	9,36	-4,68	0	7,488

Type 4: Application de la méthode forfaitaire pour un type des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

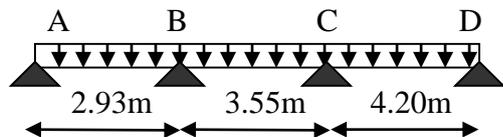


Tableau III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	2.93	5.82	6,254	0	-4,591	4,271	8,53	-9,391
	BC	3.55	5.82	9,181	-4,591	-6,426	4,801	11,37	-11,37
	CD	4.20	5.82	12,851	-6,426	0	10,281	13,46	-12,23

Extrait uniquement

Tableau III.20. Sollicitations à l’ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	2.93	4.24	4,55	0	-3,34	3,11
	BC	3.55	4.24	6,68	-3,34	-4,68	3,49
	CD	4.20	4.24	9,36	-4,68	0	7,48

Type 5: Application de la méthode forfaitaire pour le type des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

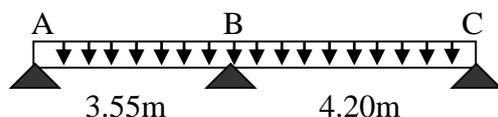


Tableau III.21. Sollicitations à l’ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.55	5.82	9,18	0	-7,71	5,78	10,34	-11,89
	BC	4.20	5.82	12,85	-7,71	0	9,63	14,07	-12,23

Tableau III.22. Sollicitations à l’ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.55	4.24	6,68	0	-5,61	4,213
	BC	4.20	4.24	9,36	-5,61	0	7,02

Type7: Application de la méthode forfaitaire pour un type isostatique du plancher terrasse inaccessible :

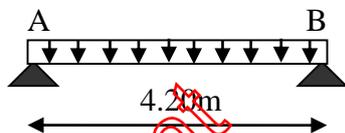


Tableau III.23. Sollicitations à l’ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 7	AB	4.20	5.82	12.85	0	0	12.85	12,23	-12,23

Extrait uniquement

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 7	AB	4.20	4.24	9.36	0	0	9.36

➤ **Poutrelles du plancher commercial :**

Type 5: Application de la méthode forfaitaire pour un type isostatique les planchers commercial :

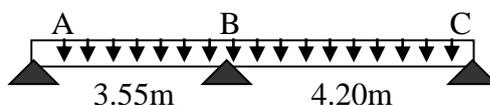


Tableau III.25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.55	9.74	15.35	0	-12.89	11.08	17,29	-19,89
	BC	4.20	9.74	21.48	-12.89	0	18.09	23,53	-20,46

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.55	6.85	10.80	0	-9.07	7.80
	BC	4.20	6.85	15.12	-9.07	0	12.73

Type 6:

Application de la méthode forfaitaire pour un type isostatique les planchers commercial :

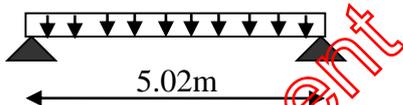


Tableau III.27. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	5.02	9.74	30.69	0	0	30.69	24,45	-24,45

Extrait uniquement

Tableau III.28. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	5.02	6.85	21.60	0	0	21.60

Type12 : Application de la méthode forfaitaire pour un type isostatique les planchers commercial :

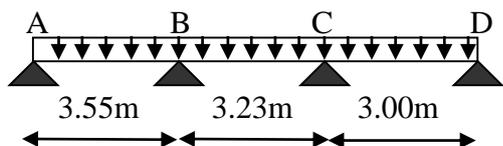


Tableau III.29. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 12	AB	3.55	9.74	15.35	0	-7.67	13.69	17.29	-19.02
	BC	3.23	9.74	12.70	-7.67	-6.35	7.50	17.31	-17.31
	CD	3.00	9.74	10.96	-6,35	0	9.34	16.07	-14.61

Tableau III.30. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 12	AB	3.55	6.85	10.80	0	-5.40	9.63
	BC	3.23	6.85	8.94	-5.40	-4.47	5.27
	CD	3.00	6.85	7.71	-4.47	0	6.57

Type 13: Application de la méthode Caquot pour un type du plancher commercial :

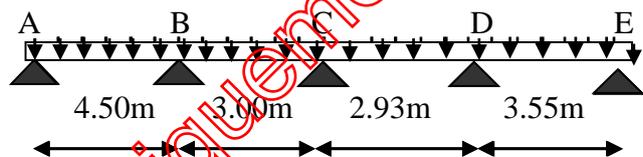


Tableau III.31. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	X (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE 13	AB	4.50	9.72	1,919	0	-13,232	17,903	18,663	- 25,113
TYPE 13	BC	3.00	9.72	1,813	- 13,232	-5,37	1,48	17,446	- 11,738
TYPE 13	CD	2.93	9.72	1,326	-5,37	-9,34	3.19	12.924	- 15.629
TYPE 13	DE	3.55	9.72	2,045	-9,34	0	11.03	19,984	- 14,666

Tableau III.32. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Commercial :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
TYPE 13	AB	4.50	6,845	1,919	0	-10,12	12,643
TYPE 13	BC	3.00	6,845	1,813	-10,12	-3.74	0,866
TYPE 13	CD	3.23	6,845	1,326	-3.74	-6,50	3,545
TYPE 13	DE	3.55	6,845	2,045	-6,50	0	7,688

Les résultats des calculs des travées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Calcul des sollicitations des différents types de poutrelles

Type de poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant(V) (KN)
	M _t (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{a inter} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{a inter} (KN.m)	
Étage courant							
I	10.85	-2.00	-6.24	7.84	-1.44	-4.80	13.92

2	11.48	-2.62	-8.06	8.32	-1.22	-5.77	15.35
3	10.85	-2.00	-6.64	7.84	-1.44	-4.80	13.92
4	10.85	-2.00	-6.64	7.84	-1.44	-4.80	13.92
5	10.19	-2.00	-7.97	7.36	-1.44	-5.76	14.55
7	13.28	-2.00	/	9.60	-2.05	/	9.60
8	12.05	-1.80	/	8.71	-1.30	/	12.05
9	11.45	-1.71	/	8.28	-1.24	/	11.75
10	5.69	-0.85	/	4.01	-0.60	/	8.014
Terrasse inaccessible							
3	10.28	-1.92	-6.42	7.48	-1.40	-4.68	-13.46
4	10.28	-1.92	-6.42	7.48	-1.40	-4.68	13.46
5	9.63	-1.92	-7.71	7.02	-1.37	-5.61	14.07
7	12.85	-1.92	/	9.36	-1.40	/	12.23
Etage de commerce							
5	18.09	-3.22	-12.88	12.73	-2.26	-9.07	23.53
6	30.69	-4.60	/	21.60	-3.24	/	24.45
12	13.69	-2.30	-7.67	9.63	-1.62	-5.40	19.02
13	17.90	-3.70	-13.23	12.64	-2.60	-10.12	25.11

III.2.1.3. Ferrailage des poutrelles:

➤ **Exemple de calcul étage courant:**

$$M_t = 13.28 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -8.06 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.62 \text{ KN.m}$$

$$V = 15.35 \text{ KN.}$$

➤ **Ferrailage longitudinal :**

➤ **Calcul à l'ELU**

- **En travée :**

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = 14.2 * 0.65 * 0.04 * (0.18 - \frac{0.04}{2}) * 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

• On a :

$$M_t = 10.85 \text{ KN.m} \leq M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

⇒ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression ⇒ étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M'}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.28 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.057$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.057) = 0.175 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13.28 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_c \leq A_{\text{calculer.}} \quad \text{BAEL91 (ArtA.4.2.1).}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 avec $A = 2.36 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = 8.06 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.06 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.175$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.175}) = 0.242$$

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

Avec :

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

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.242) = 0.162m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.06 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 2.62 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.62 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) = 0.072$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.072) = 0.174m$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.62 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA10 avec $A=0.79 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérfications à ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1}).$$

Extrait Uniquement

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 15.35 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15.35 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.852 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferrailage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

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

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

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

On adopte pour un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

• **Espacement S_t :**

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

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

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{CBA (Art A.5.1.2.2)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.852 - 0.3 \times 2.1)} = 82.16 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 82.16 \text{ cm}$$

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

$S_t = \min(1; 2; 3)$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:

Extrait Uniquement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.3.2)

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 15.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.00 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

➤ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

• **Appuis de rive :**

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2).

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 15.35 \times 10^{-3} / 400 = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d). \text{ (Art A.5.1.3.2.1).}$$

$$A_s = 2.36 + 1.92 = 4.28 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (15.35 - 8.06 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3).

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.1535 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérfications à l'ELS :** les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

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 8) donc pendant les calculs on prend

$$A' = 0.50 \text{ cm}^2$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2).}$$

• **En travée :**

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.91 \text{ cm}$

• **Calcul de I:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 8323.11 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.60 \times 10^3 \times 3.91}{8323.11} = 4.51 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.51 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

➤ **En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = -5.77 \text{ KN.m} < 0$ le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$$5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 7.70 \text{ cm}$

• **Calcul de I:**

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

$$I = 12389.96 \text{ cm}^4.$$

Extrait Uniquement

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.66 \times 10^{-3}}{10517.34 \times 10^{-8}} \times 0.0675 = 4.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5.77 \times 10^{-3} \times 0.077 / 12389.96 \times 10^{-8} = 3.58$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ *Condition vérifiée.*

➤ **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1)

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (\text{CBA93})$$

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

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{25}{510} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Non vérifié donc on doit faire une vérification de la}$$

flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

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

respectivement

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

cloisons.

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

➤ **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

➤ **Propriété de la section :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$y = 3.91 \text{ cm}$.

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$I = 8323.11 \text{ cm}^4$

• **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$v = 5.43 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0 = 18517 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

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

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

Extrait uniquement

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

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

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

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

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

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

• **Contraintes :**

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

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

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

• **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 2.502 \text{KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.20 = 3.38 \text{KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.20 + 1.5) = 4.35 \text{KN / m}$$

$$M_{jser} = 3.10 \text{KN.m} ; M_{gser} = 4.20 \text{KN.m} ; M_{pser} = 5.40 \text{KN.m}$$

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

$$I_0 = 18517 \text{cm}^4$$

Extrait unique

$$I=8323.11 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = 0.013$$

$$\lambda_i = 3.28$$

$$\lambda_v = 1.31$$

$$\Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.10 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.11 \times 10^{-8}} = 78.71 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{4.20 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.11 \times 10^{-8}} = 106.65 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{5.40 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8323.11 \times 10^{-8}} = 137.12 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 78.71 + 2.1} = 0.40 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 106.65 + 2.1} = 0.519$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 137.12 + 2.1} = 0.602 > 0$$

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + (3.28 \times 0.4)} = 8810 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + (3.28 \times 0.519)} = 7537.48 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + (3.28 \times 0.602)} = 6847.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + (1.31 \times 0.519)} = 12125.02 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{3.10 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 8810 \times 10^{-8}} = 0.0019 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{ig} = \frac{4.2 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 7537.48 \times 10^{-8}} = 0.003 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{ip} = \frac{5.4 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 6847.63 \times 10^{-8}} = 0.0043 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{4.2 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 10721.4 \times 12125.02 \times 10^{-8}} = 0.0056m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.012 - 0.0039 + 0.0095 - 0.0064$$

$\Delta f = 0.50cm < f_{adm} = 0.80cm$ La flèche est vérifiée.

Le résumé des ferrillages de toutes les poutrelles et différent étages :

Tableau III.34.Le calcul du ferrillage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	12.85	0.042	0.055	0.176	2.09	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	7.71	0.167	0.230	0.163	1.35	0.21	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	1.92	0.041	0.053	0.176	0.31	0.21	1HA10 0.79

Tableau III.35.Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
4,2	2,36	1,85	3,6	4,24	8323,11	18516,5
Y (cm)	I _{ji} (cm ⁴)	I _{gi} (cm ⁴)	I _{pi} (cm ⁴)	I _{gv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3,91	10533,1	7361	6926	11934	0,57	0,84

Tableau III.36.Calcul du ferrillage à l'ELU dans le plancher étage courant :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	13.28	0.044	0.057	0.175	2.18	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	8.06	0.175	0.242	0.162	1.42	0.21	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	2.62	0.056	0.072	0.174	0.43	0.21	1HA10 0.79

Extrait Uniquement

Tableau III.37. Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher à étage commercial :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	30.69	0.065	0.084	0.217	4.05	2.00	3HA14 =4.62
En appui intermédiaire	13.23	0.184	0.256	0.201	1.88	0.27	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	3.7	0.051	0.066	0.219	0.48	0.27	1HA10 =0.79

Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans le plancher à étage commercial :

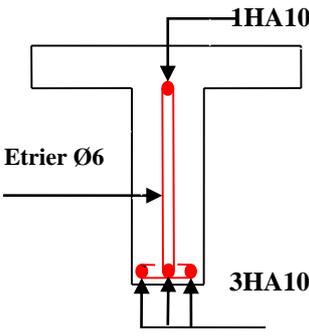
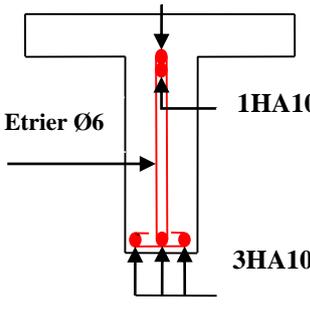
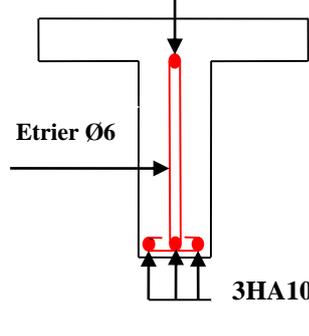
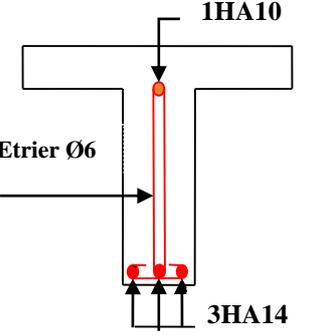
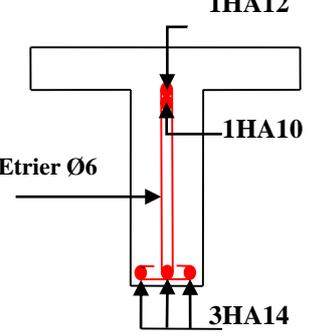
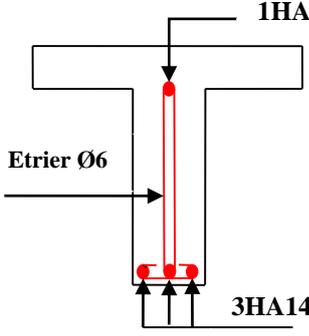
L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
5,02	4,62	4,83	6,37	12,13	20789	35426
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
5.6	21321	17815	14975	26420	0,72	0,10

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans tous les planchers.

Tableau III.39. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			

Extrait uniquement

<p>Plancher à étage courant</p>			
<p>Plancher à étage commercial</p>			

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; (St = 20cm) $\leq 20\text{cm}$vérifiée.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A// = A_{\perp} / 2 = 0.65 / 2 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{choisit :}$$

$$4\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} ; (\text{St} = 25) \leq 30\text{cm}.....\text{C'est vérifié.}$$

Extrait uniquement

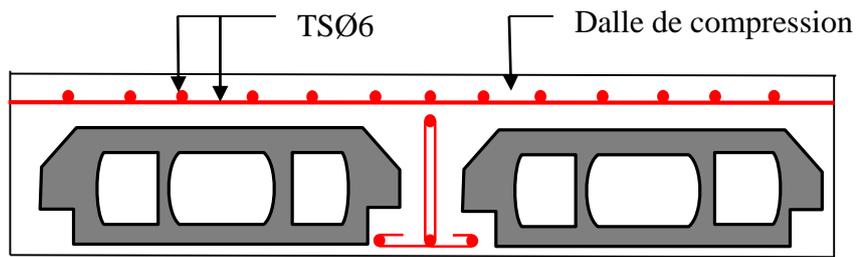


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Dalles pleines :

III.3.1. Introduction :

Une dalle pleine est une surface plane mince en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 01 ou plusieurs appuis, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en trois type :

1. Dalle sur un appui.
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur trois appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite portée du panneau.

L_y : la plus grande portée du panneau.

➤ Dalle sur un appui ($e=15\text{cm}$)

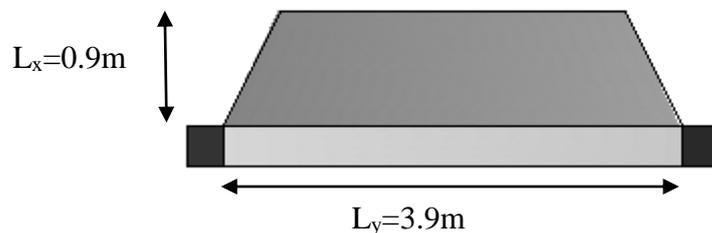


Figure.III.7. Schéma de la dalle sur un appui

On a : $L_x=0.90\text{m}$

$L_y=3.90\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.23 < 0.4.$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens comme une poutre.

➤ **Evaluation des charges et surcharges:**

$$G=5.69\text{KN/m}^2; Q=3.5\text{KN/m}^2;$$

$q=1\text{KN/m}^2$ qui revient au poids

Du garde-corps..... (DTR B-C 2-2)

- **Calcul des sollicitations :**

A L'ELU et L'ELS

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q)$$

$$P_u = (1,35 \times 5,69 + 1,5 \times 3,5) = 12,93 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(12,93 \times 0,90^2)/2] + 1,35 \times 1 \times 0,90 = 6,45 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (12,93 \times 0,90) + 1 \times 1,35 = 12,98 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{6,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,031, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,040 ; Z = 0,128 \text{ m}$$

$$A_s = (6,45 \times 10^{-3} / 0,117 \times 348) = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho < 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times e = 1,2\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On a HA } f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$e = 15\text{cm}$$

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

$$\rho = 0,23$$

$$A_{\min}^x = 1,2\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 1,2\text{cm}^2 / \text{ml} < A_s = 1,44\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte $A_t = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 4HA10/ml = 3,14 cm²/ml.

- **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (3,14 / 3) = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

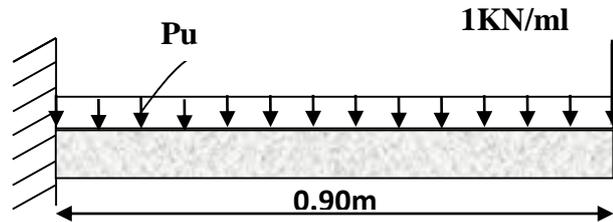


Figure.III.8. Schéma statique d'une dalle sur un appui.

Extrait uniquement

Tableau III.40. Résultats de ferrailage du balcon :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acalculée (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
6.45	0.031	0.040	0.128	1.44	1.2	4HA10/ml =3.14

➤ **Vérification de l'espacement :**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 15, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

On a choisi 4HT10, soit $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.108 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **A l'ELS:**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (5.69+3.5) = 9.19 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(9.19 \times 0.9^2)/2] + 1 \times 0.9 = 4.62 \text{ KN. m}$$

• **Vérification de σ_{bc} :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.14) y - (15 \times 3.14 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0$$

$$y = 2.92 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 2.92^3 + 15 \times 3.14 \times (12 - 2.92)^2$$

$$I = 4713.13 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} : FPN**

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

$\sigma_{bc} = (4.62 \times 10^{-3} \times 0.0292) / (4713.13 \times 10^{-8}) = 2.86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$pas de risque de fissuration du béton.

• **Vérification de σ_{st} :**

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

$$\sigma_{st} = 15 \times [4.62 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.0292)] / 4713.13 \times 10^{-8} = 133.50 \text{ MPa}$$

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

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

➤ **Vérification de la flèche :**

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{0.9} = 0.166 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} = 0,0026 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} . \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage d'un balcon sur un appui :**

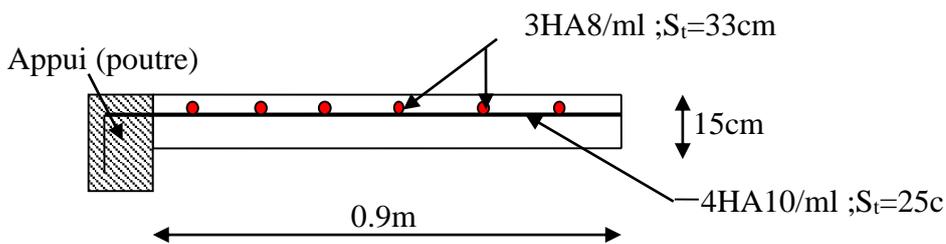


Figure.III.9. Schéma de ferrailage du balcon.

Extrait uniquement

➤ **Dalle sur deux appuis (e=15cm) :**

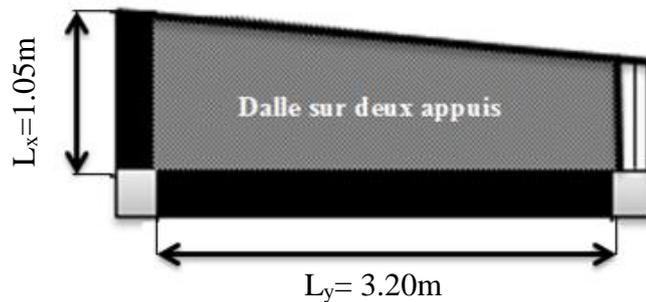


Figure III.10. Schéma dalle sur deux appuis.

On a: $L_x=1.05\text{ m}$; $L_y=3.20\text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,328 < 0,4.$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens comme une poutre.

➤ **Evaluation des charges et surcharges:**

$$G=5.69\text{KN/m}^2; Q=3.5\text{KN/m}^2; q=1\text{KN/m}^2.$$

• **Calcul des sollicitations :**

A L'ELU et L'ELS

$$P_u = (1,35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1,35 \times 5,69 + 1,5 \times 3,5) = 12,93 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(12,93 \times 1,05^2)/2] + 1,35 \times 1 \times 0,90 = 8,54 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (12,93 \times 1,05) + 1 \times 1,35 = 14,92 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :

$$b=100\text{cm}; h=15\text{cm}; c=3; f_{c28}=25\text{MPa}; f_e=400\text{MPa}; d=0,12\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,041$$

$$\mu_{bu} \leq 0,186 \Rightarrow \text{Donc on est dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0,392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0,041)}}{0,8} = 0,052$$

$$Z = (1 - 0,4 \times \alpha) \times d = 0,117$$

$$A = \frac{M_u}{f_{st} \times z} = \frac{8,54 \times 10^{-3}}{348 \times 0,117} = 2,08 \times 10^{-4} \text{ cm/ml}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} e > 12cm \\ \rho < 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times e = 1.2cm^2 / ml$$

$$\text{On a HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e = 15cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.23$$

$$A_{\min}^x = 1.2cm^2 / ml$$

$$A_{\min} = 1.2cm^2 / ml < A_s = 1.44cm^2 / ml ; \text{ Donc on adopte } A_t = 1.44 cm^2/ml.$$

$$\text{On choisit } 4HA10/ml = 3.14 cm^2/ml.$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (3.14/3) = 1.05 cm^2/ml.$$

$$\text{On choisit } 3HA8/ml = 1,51 cm^2/ml.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.41. Résultats de ferrailage du balcon :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée(cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A adoptée (cm^2)
8.54	0.041	0.052	0.117	2.08	1.2	4HA10/ml =3.14

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(3e, 33cm)$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15, 33cm)$$

$$S_t \leq 33cm$$

On a choisi 4HT10, soit $S_t = 100/4 = 25cm$ donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,124 Mpa < \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 Mpa.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (5.69 + 3.5) = 9.19 KN/m$$

$$M_s = [(9.19 \times 1.05^2)/2] + 1 \times 1.05 = 6.11 KN.m$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.14) y - (15 \times 3.14 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0$$

$$y = 2.92 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 2.92^3 + 15 \times 3.14 \times (12 - 2.92)^2$$

$$I = 4713.13 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} : FPN**

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

$$\sigma_{bc} = (6.11 \times 10^{-3} \times 0.0292) / (4713.13 \times 10^{-8}) = 3.78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

• **Vérification de σ_{st} :**

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

$$\sigma_{st} = 15 \times [6.11 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.0292)] / 4713.13 \times 10^{-8} = 176.56 \text{ MPa.}$$

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

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

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.05} = 0.142 > \frac{1}{16} = 0.0625 ; \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0,0026 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} . \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage d'un balcon sur deux appuis:

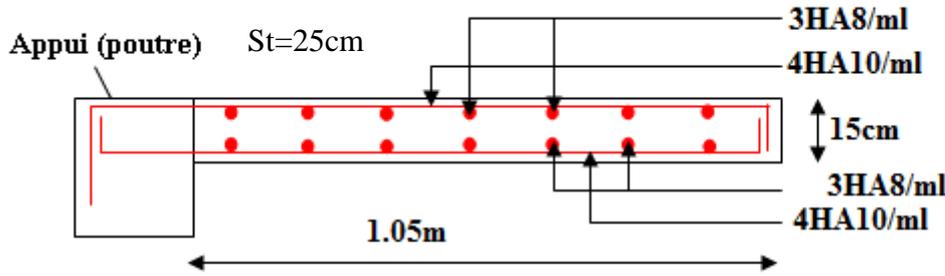


Figure.III.11. Schéma de ferrailage dalle sur deux appuis.

➤ **Dalle sur trois appuis (e=15cm) :**

On a: $L_x=1.05m$

$L_y=3.90m$

$$L_y/2=3.90/2=1.95 \Rightarrow L_x = 1.05m < \frac{L_y}{2}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

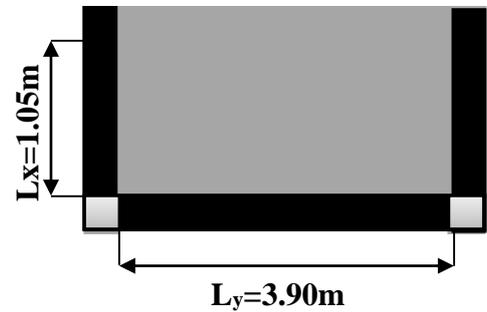


Figure III.12. Schéma d'une dalle sur trois appuis.

On a: $G = 5.69 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.69) + (1.5 \times 3.5) = 12.93 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul à l'ÉLU :**

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{12.93 \times 1.05^3}{6} \\ M_o^x = \frac{12.93 \times 1.05^2 \times 3.90}{2} - \frac{2 \times 12.93 \times 1.05^3}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = 2.49 \text{ KN.m} \\ M_o^x = 17.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En travée :**

$$\begin{cases} M_t^y = 0.85M_o^y = 0.85 \times 2.49 = 2.11 \text{ KN.m} \\ M_t^x = 0.85M_o^x = 0.85 \times 17.82 = 15.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_o^x = -0.3 \times 17.82 = -5.34 \text{ KN.m}$$

Extrait Uniquement

• **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :
 b= 100cm ; h=15cm ; c=3 ; $f_{c28}=25MPa$; $f_e=400MPa$; d=0.12cm

Les résultats de ferrailage du la dalle pleine sur trois appuis sont récapitulés dans le (tableau III.42) :

Tableau III.42. Ferrailage du la dalle pleine sure trois appuis (balcon):

sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	Acal (cm2)	Amin (cm ²)	Aadp (cm ²)
travée	x-x	11.33	0.074	0.096	11.5	3.77	1.20	5HA10=3.93cm²
	y-y	2.11	0.0103	0.012	11.9	0.50	1.20	5HA8=2.51cm²
appui	x-x	5.34	0.026	0.033	11.8	1.30	1.20	4HA10=3.14cm²
	y-y							

• **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on a $St_y = 20cm$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on a $St_x = 20cm$.

• **Vérification des armatures secondaires :**

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51cm^2 \geq 0.982cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_x = V^{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{12.93 \times 1.05}{2} \times \frac{3.9^4}{1.05^4 + 3.9^4} \Rightarrow V_x = 7.78KN.$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{7.78 \times 10^{-3}}{3.2 \times 0.1} \Rightarrow \tau_u = 0.02MPa \leq \tau_{adm} = 1.25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armature transversale

➤ **Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{V^{max} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $2.23 cm^2 \geq 0.15cm^2$ vérifiée.

Extrait uniquement

• **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 5.69 + 3.5 = 9.19 \text{ KN/m}$$

$$M_{0ser}^x = 12.66 \text{ KN.m} ; M_{1xser} = 10.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{axser} = M_{ayser} = -3.79 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm.}$$

• **Calcul de y:**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 15 \times 3.93y - 15 \times 3.93 \times 12 = 0$$

$$y = 3.36 \text{ cm.}$$

• **Calcul de I:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 3.36^3 + 15 \times 3.93 \times (12 - 3.36)^2$$

$$I = 5665.03 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{1ser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.38 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.38 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{1.076(12 - 3.36) \times 10^{-5}}{5665.03 \times 10^{-8}} = 24.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 24.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau III.43. Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS

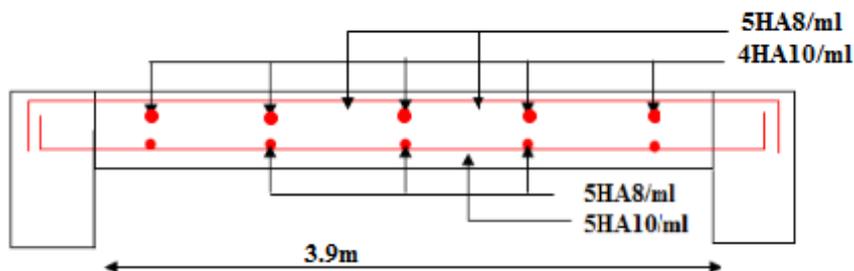
	M_{ser} (KN.m)	y(m)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
En travée	10.76	3.29	5665.03	6.38	15	Vérifiée
En appui	-3.79	2.92	4167.43	2.65	15	Vérifiée

III.3.1.1. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{1ser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.05} \geq \left(\frac{10.76}{20 \times 12.66}, 0.037\right) \\ \frac{3.14}{100 \times 11.3} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.142 \geq 0.042 \\ 2.77 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Extrait Uniquement

Schéma de ferrailage d'un balcon sur trois appuis:**Figure III.13.** Schéma de ferrailages dalle pleine sur trois appuis type3 (balcon).**III.3. Etude de l'ascenseur****III.3.1. Définition**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

III.3.2. Les caractéristiques

- V=1.6m /s → Vitesse de levage.
- Pm =15KN : Charge due à la salle de machine.
- Dm =82 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- Fc = 102 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale =30.09m.
- Bs × Ts = 180 × 150 dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

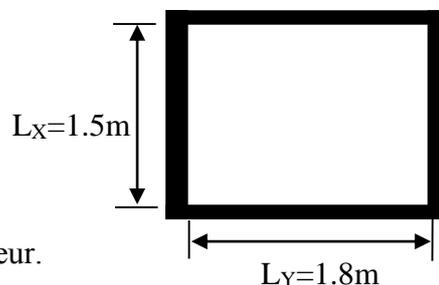
$$P = 1500 + 8200 + 630 \Rightarrow P = 103,3 \text{ KN.}$$

- Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

- **Calcul de premier type de dalle (cas de charge concentrée)**

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0 = 20 \text{ cm}$.

**Figure III.14.** Dalle de la salle machine.

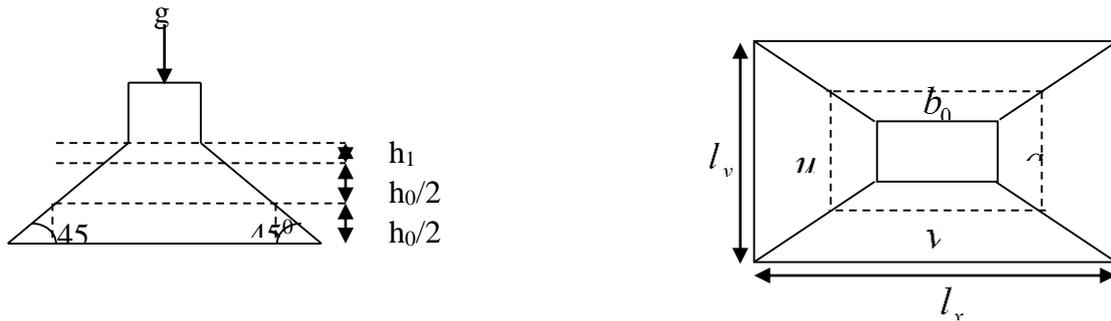


Figure III.15. Schéma représentant la surface d'impact.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$:

$h_0 = 20$ cm : épaisseur de la dalle.

$h_1 = 7$ cm : revêtement.

a_0 et U dimensions // $l_x = 1.5$ m

b_0 et V dimensions // $l_y = 1.8$ m

U et V les côtés de rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau dalle.

$$\text{Avec : } U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1 ; \quad V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1$$

$$\text{Et } \xi = 0.75 \text{ (revêtement moins résistant que béton)}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6 \text{ m/s} \quad \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$U = 80 + 20 + 2 \times 7 \times 0.75 \Rightarrow U = 110.5 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 20 + 2 \times 7 \times 0.75 \Rightarrow V = 110.5 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul à l'ELU**

1. Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (\nu M_2 + M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

Extrait Uniquement

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{150}{180} = 0,833 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{110,5}{150} = 0,736 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{110,5}{180} = 0,613$$

En utilisant l'abaque de Pigeaud on obtient :

$$M_1 = 0,069 \text{ KN.m} \quad (\text{en annexe2})$$

$$M_2 = 0,045 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 1,35 \times 103,3 \Rightarrow P_u = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139,45 \times 0,069 \Rightarrow M_{x1} = 9,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 139,45 \times 0,045 \Rightarrow M_{y1} = 6,27 \text{ KN.m}$$

2. Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$\rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad , \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

μ_x Et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de V

$$\mu_x = 0,0528 \quad , \quad \mu_y = 0,6494 \quad (\text{en annexe1})$$

$$G = (25 \times 0,2 + 25 \times 0,07) = 6,75 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m.}$$

$$G = 6,75 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad q_u = 10,61 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_u * L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0528 \times 10,61 \times (1,5)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,6494 \times 1,26 \Rightarrow M_{y2} = 0,87 \text{ KN.m}$$

3. Superposition des moments :

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} \Rightarrow M_x = 10,88 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} \Rightarrow M_y = 7,14 \text{ KN.m}$$

NB : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 \times M_y \Rightarrow M_y^t = 0,85 \times 7,14 \Rightarrow M_y^t = 6,069 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x \Rightarrow M_x^t = 0,85 \times 10,88 \Rightarrow M_x^t = 9,24 \text{ KN.m}$$

$$(M_{ax} = M_{ay}) = 0,3 \times M_x \Rightarrow (M_{ax} = M_{ay}) = 0,3 \times 10,88 = 3,26 \text{ KN.m}$$

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12 \text{ mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 17,4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2 + 2\right) = 16,2 \text{ cm}$$

➤ **En travée**

- **Sens X-X**

$$M_x^t = 9,24 \text{ KN.m} \quad , \quad d_x = 17,4 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{9,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,174^2 \times 14,2} = 0,021 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,027$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,172 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_t^x = 1,54 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

- **Sens Y-Y**

$$M_y^t = 6,069 \text{ KN.m}, \quad d_y = 16,2 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A_t^y = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

- **En appui**

$$M_a^x = M_a^y = 3.26 \text{ KN.m}, A_a^x = A_a^y = 0.54 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopt: } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

- **En travée :**

Sens L_X:

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{150}{180} = 0,833 > 0.4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{‰} \dots\dots\dots \text{HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,833}{2} \right) \times 1 \times 0,2 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,733 \text{ Cm}^2.$$

$$A_t^x = 4.52 \text{ cm}^2 > 1,733 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Sens L_Y:

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.833 > 0.4 \quad \rightarrow \quad A_{t \min}^Y = \rho_0 \times b \times h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{‰} \quad , \text{HA fe E400}$$

$$A_{t \min}^Y = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^y = 4.52 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

- **En appuis :**

$$A_a^x = 2.01 \text{ cm}^2 > 1,733 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Extrait uniquement

Tableau III.44.Ferrailage de la Dalle de la salle de machine.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
travée	xx	9.24	0.021	0.027	0.172	1.54	1.733	4HA12 =4.52
	yy	6.069	0.016	0.02	0.160	1.08	1.6	4HA12 =4.52
appui	xx							
	yy	3.26	0.007	0.011	0.173	0.54	1,733	4HA8 = 2,01

➤ **Vérification au poinçonnement**

On doit vérifier : $P_u \leq 0,045 \times U_c \times h_0 \times f_{c28} / \gamma_b$

Avec : U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$U_c = 2 (U + V) \Rightarrow U_c = 2 (110.5+110.5) = 442 \text{ cm}$

$P_u = 0,045 \times 4.42 \times 0,2 \times 25 \times 1000 / 1,5 = 663 \text{ KN}$

Or : $P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 663 \text{ KN}$ c'est vérifié.

▪ **Le diamètre des barres**

$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$

$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ Condition vérifié.

▪ **Les espacements**

On doit vérifier :

Sens L_X : $S_{tx} \leq \min (3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Soit : $S_{tx} = 25 \text{ cm}$ en travée et $S_{tx} = 25 \text{ cm}$ en appui

Sens L_Y : $S_{ty} \leq \min (4h_0; 4 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Soit : $S_{ty} = 25 \text{ cm}$ Soit en travée et $S_a^y = 25 \text{ cm}$ en appui

▪ **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie que : $\tau = \frac{P_u}{U_c \times d}$

Extrait Uniquement

$$\tau = \frac{139,45 \cdot 10^{-3}}{442 \cdot 10^{-2} \times 0,18} = 0,1752 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \text{c'est vérifié.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max aux voisinages de la charge

$$U = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{q_u}{3u} = \frac{139,45}{3 \times 1,105} = 42,06 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{q_u}{3v} = \frac{139,45}{3 \times 1,105} = 42,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{42,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,233 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

▪ **Evaluation des moments dus au système de levage**

$$M_{x1} = 103,3 (0,069 + 0,2 \times 0,045) \Rightarrow M_{x1} = 8,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103,3 (0,045 + 0,2 \times 0,069) \Rightarrow M_{y1} = 6,07 \text{ KN.m}$$

▪ **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle**

$$\text{On a: } q_s = q + G = 1 + 6,75 = 7,75 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,857 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0956 \quad , \quad \mu_y = 0,7518$$

$$M_{x2} = 0,0956 \times 7,75 \times (1,5)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,66 \text{ KN.m} \quad ,$$

$$M_{y2} = 0,7794 \times 1,73 \Rightarrow M_{y2} = 1,253 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments en travées et en appuis**

$$M_{tx} = 0,85 (8,05 + 1,66) \Rightarrow M_{tx} = 8,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (6,07 + 1,253) \Rightarrow M_{ty} = 6,224 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_x \Rightarrow M_a = 2,913 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Etat limite de compression du béton**

On a une fissuration peu nuisible → vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y) \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa)$$

- **En travée**
- **Sens x-x**

$$M_{tx} = 8.25 KN.m$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

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

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

$$y=4.3cm, I=15375.615cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.31MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens y-y**

$$M_{ty} = 6.22 KN.m \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$Y=4.3cm.$$

$$I=15375.61cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.22 \times 10^{-3}}{15375.61 \times 10^{-8}} \times 4.3 \times 10^{-2} = 1.73MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

• **En appui**

$$M_a = 2.913 KN.m, \quad A_x^a = 2.01cm^2, \quad y = 3 cm, \quad I = 7683.75cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.39 MPA < 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition}$$

Vérifié.

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta) = 240Mpa.$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 8.25 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0430)] / (15375.615 \times 10^{-8}) = 110.26 MPa.$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Extrait uniquement

- **Sens L_x:**
 1. $h_t/l > \max [3/80; M_t^x/20M_0] \Rightarrow 0,13 > 0,05$ Vérifie.
 2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0025 < 0,005$ Vérifie.
- **Sens L_y:**
 1. $h_t/l > \max [3/80; M_t^y/20M_0] \Rightarrow 0,11 > 0,05$ Vérifie.
 2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0025 < 0,005$ Vérifie.

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

➤ **Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur:**

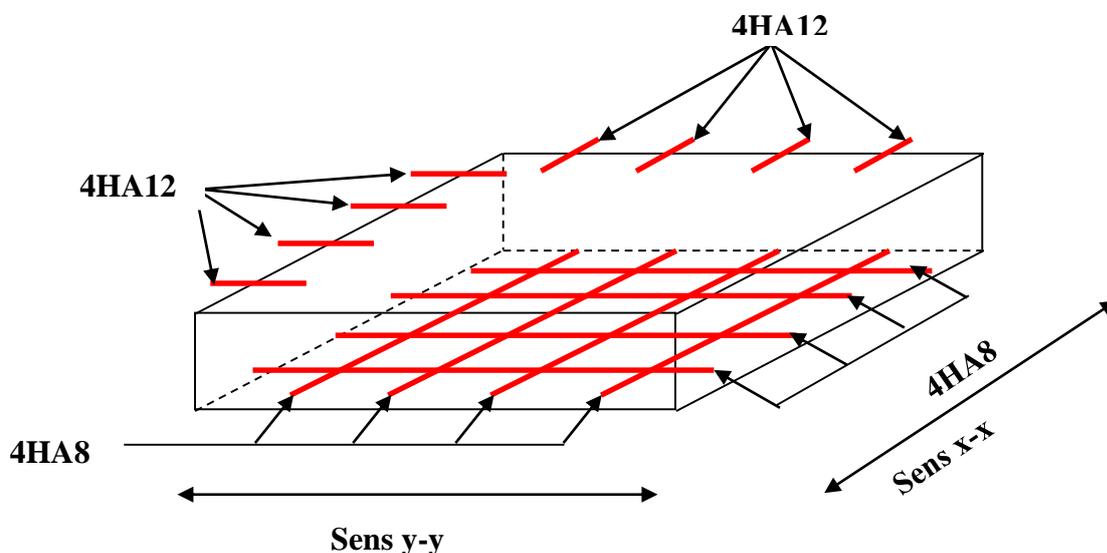


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle ascenseur.

➤ **Calcul de deuxième type de dalle (Cas d'une charge répartie)**

- **Calcul des sollicitations**

$G_1 = 6.75 \text{ KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé et du revêtement.

On a $P = F_c = 102 \text{ KN}$.

$G_2 = \frac{F_c}{S} = 102 / (1.5 \times 1.8) = 37.77 \text{ KN/m}^2$ Poids de la machine.

$G_{TOT} = G_1 + G_2 = 6.75 + 37.77 \Rightarrow G = 44.52 \text{ KN/ml}$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul à l'ELU**

$Q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 61.61 \text{ KN/ml}$

$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 1.5 / 1.8 = 0.833 \rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle dans les deux sens.

Par interpolation linéaire, on aura :

$$\mu_x = 0.0528, \quad \mu_y = 0.6494$$

$$M_x = 0.0528 \times 61.61 \times (1.5)^2 \Rightarrow M_x = 7.31 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.6494 \times 7.31 \Rightarrow M_y = 4.75 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.31 = 6.21 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 4.75 = 4.03 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_t^x = 0.3 \times 6.21 = 1.86 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur, sollicité à la flexion simple. Avec $d_x = 17 \text{ cm}$.

- **En travée // À L_x**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{6.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.021$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.168 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **En travée // À L_y**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{4.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.0098 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}, \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0123$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.169 \text{ m}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.68 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

$$A_a^x = A_a^y = \frac{M_a^x \times A_t^x}{M_t^x} = \frac{1.86 \times 1.05}{6.21} = 0.314 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume l'ensemble du ferrailage de la dalle de la salle de machine :

Tableau III.45 : Ferrailage de la dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Localisation	M ^t (KN.m)	A ^t _{cal} (cm ²)	A ^t _{adopté} (cm ²)
Sens X-X	6.21	1.05	5HA8=2.51
Sens Y-Y	4.03	0.68	4HA8=2.01
En appui	1.86	0.314	4HA8=2.01

➤ **Vérifications à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

• **En travée**

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm et} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \begin{array}{l} A_{t\min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \cdot b \cdot e \\ A_{t\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{array}$$

On a des HA f_eE400 → ρ₀ = 0.0008

h₀ = 20cm ; b = 100cm

ρ = 0.83

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t\min}^x = 1.73 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{t\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

A_{t min}^x = 5HA8 = 2.51 cm² > A_{t min}^x = 1.73 cm²/ml.....Vérifié.

A_{t min}^y = 4HA8 = 2.01 cm² > A_{t min}^y = 1.6 cm²/ml.....Vérifié.

• **En appuis**

A_{a min}^x = 4HA8 = 2.01 cm² > A_{t min}^x = 1.73 cm²/m.....Vérifié.

A_{a min}^y = 4HA8 = 2.01 cm² > A_{t min}^y = 1.6 cm²/ml.....Vérifié.

• **Le diamètre des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm}$$

ϕ_{max} = 8mm < 20 mm.....Vérifié.

• **Les espacements**

$$\left. \begin{array}{l} S_y^t \leq \min (4h; 45\text{cm}) \Rightarrow S_y^t \leq 45 \text{ cm} \\ S_x^t \leq \min (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_x^t \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{.....BAEL 91(ArtA.8.2, 42).}$$

Soit : S_x^t = 20 cm et S_y^t = 25 cm

Extrait Uniquement

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

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

$\rho = 0.83 > 0.4 \rightarrow$ flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = p_u \frac{l_x}{3} = 30.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.181 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{MPa.}$$

- b) **Calcul à l'ELS**

On a: $q_s = Q + G = 1 + 44.52 \Rightarrow q_s = 45.52 \text{ KN/ml}$

$\rho = 0.83 \rightarrow \mu_x = 0,0956$, $\mu_y = 0,7518$ [ANNEXE 2]

$$M_x = 0.0956 \times 45.52 \times (1.5)^2 \Rightarrow M_x = 9.79 \text{KN.M;}$$

$$M_y = 0.7518 \times 9.79 \Rightarrow M_y = 7.36 \text{KN.m}$$

- **Les moments en travées et en appuis**

$$M_t^x = 0,85 (9.79) \Rightarrow M_t^x = 8.32 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 (7.36) \Rightarrow M_t^y = 6.25 \text{KN.m}$$

$$M_x^a = 0,3 \times M_x \Rightarrow M_x^a = 2.93 \text{KN.m}$$

- **Vérification a L'ELS**

Etat limite de compression du béton

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

En travée sens x-x

$$M_t^x = 8.32 \text{KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3,221 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 8262.17 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.32 \times 10^{-6}}{8262.17 \times 10^{-8}} \times 3.221 \times 10^{-2} = 3.24 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- **En travée Sens y-y**

$$M_t^y = 6.25 \text{KN.m}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.91cm$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 6807.02cm^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.25 \times 10^{-3}}{6807.02 \times 10^{-8}} \times 2.91 \times 10^{-2} = 2.67MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

• **En appui**

$$M_x^a = 2.93KN.m, A_x^a = 2.01cm^2, y = 3 cm, I = 7683.75cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.75MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{condition Vérifié.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240Mpa.$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 8.32 \times 10^{-3} \times (0.17 - 0.0322)] / (8262.17 \times 10^{-8}) = 208.14 MPA.$$

$$\sigma_{st} = 208.14MPa < \bar{\sigma}_s = 240MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Etat limite de déformationBAEL91 (Art. B. 7. 5)

• **Sens Lx**

1. $h_v/l > \max[3/80; M_t^x/20M_0] \Rightarrow 0,13 > 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifie.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0025 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifie.}$

• **Sens Ly**

1. $h_v/l > \max [3/80; M_t^y/20M_0] \Rightarrow 0,13 > 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifie.}$

1. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0025 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifie.}$

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

➤ **Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur:**

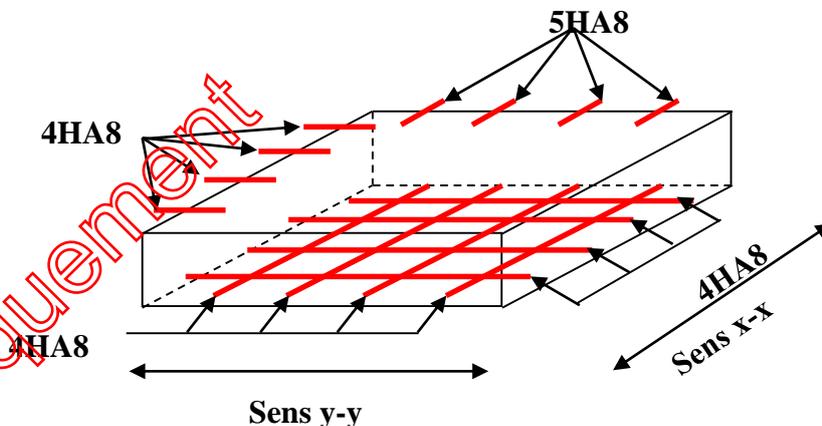


Figure III.17. Schéma de ferrailage dalle ascenseur

III.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre (G) à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

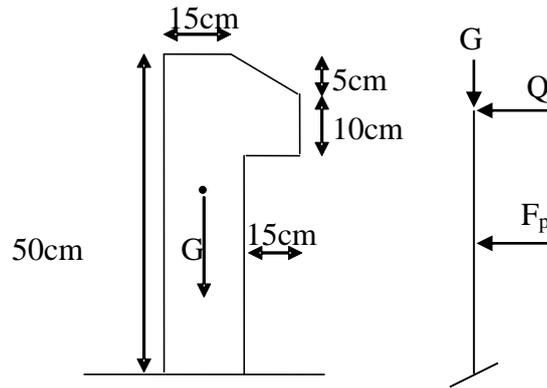


Figure.III.18. Coupe transversales de l'acrotère.

III.4.1. Hypothèse de calcul

➤ Evaluation des charges

$$\text{Poids propre : } S = 15 \times 50 + \frac{5 \times 15}{2} + 10 \times 15 \Rightarrow S = 937.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.0937 \times 1 \Rightarrow G_1 = 2.34 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment : } e = 1.5 \text{ cm) : } G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.5 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.15 \text{ KN}$$

Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) :

$$G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.5 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.20 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.69 \text{ KN}$$

La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{(RPA Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.69 \Rightarrow F_p = 1.29 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

- **Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:**

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 10.4 \text{ cm}; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 28.26 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.69 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.5 \Rightarrow M_Q = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.29 \times 0.2826 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3645 \text{ KN.m}$$

Tableau III.46. Combinaison d'action de l'acrotère :

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.69	3.63	2.69
M(KN.m)	0.864	0.75	0.50

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{3.63} \Rightarrow e_1 = 0.20 \text{ m}; \quad \frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.08 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = 2 \text{ cm}; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-

Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc :

$$e_2 = 0.004m$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.104m$$

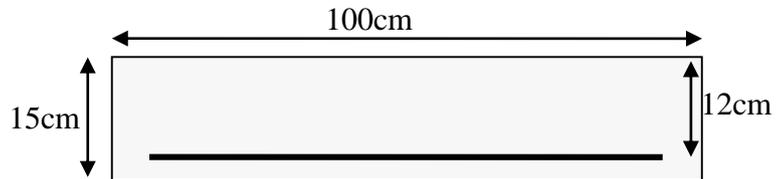


Figure. III.19. Section à ferrailer.

• Calcul à l'E.L.U

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 3.63.KN ; M_u = N_u \times e = 3.63 \times 0.104 \Rightarrow M_u = 0.377 KN.m$$

III.4.2. Ferrailage :

$h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.377 + 3.63 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 0.54 KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0026) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.002; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.129m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{0.576 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.128 cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.128 \times 10^{-4} - \frac{3.63 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.023 cm^2$$

➤ Vérification à l'ELU

• La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 cm^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$.

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 cm^2 / ml$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.3$ cm. On adopte $S_t = 25$ cm.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 50/3 = 16.66$ cm. On adopte $S_t = 15$ cm.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.29 + 1 \Rightarrow V_u = 2.29 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.019 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = v_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

RPA (Article. A.6.1.3)

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.29 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048) \Rightarrow \tau_{se} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

RPA (Article. A.6.1.21)

Ψ_s est le coefficient de scellement. $\psi = 1.5$ Pour les HA

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$d = 0.12 \text{ m}; N_{ser} = 2.69 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.5 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(150 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 266.66 \text{ MPa.}$$

Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.5/2.69) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.23 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.23 \Rightarrow c = -0.11 \text{ m.}$$

$$c = -0.11 \text{ m}; y_{ser} = y_c + c.$$

$$\text{Calcul de } y_c \text{ telle que : } y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad (*)$$

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A \times (d-c) / b; \quad q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$p = -0.040 \text{ m}^2$$

$$q = 0.0016 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*); $y_c^3 - 0.04y_c + 0.0016$

⇒ Il existe 3 racines réelles pour l'équation *

Il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c < h$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{-\frac{p}{3}} = 0.2309 \\ \cos\Phi = \frac{3q}{2p}(\sqrt{-3/p}) \Rightarrow \Phi = 121.3^\circ \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3}\right) = 0.175 \\ y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 120\right) = -0.217 \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 240\right) = 0.0418 \end{array} \right.$$

On trouve : $y_c = 0.175 \Rightarrow y_{ser} = 0.065 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 19.46 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{19.46 \times 10^{-4}} \times 0.065 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.089 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.69 \times 10^{-3}}{19.46 \times 10^{-4}} \times (0.13 - 0.065) \Rightarrow \sigma_s = 1.34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 266.66 \text{ MPa}$$

III.4.3. Schéma de ferrailage :

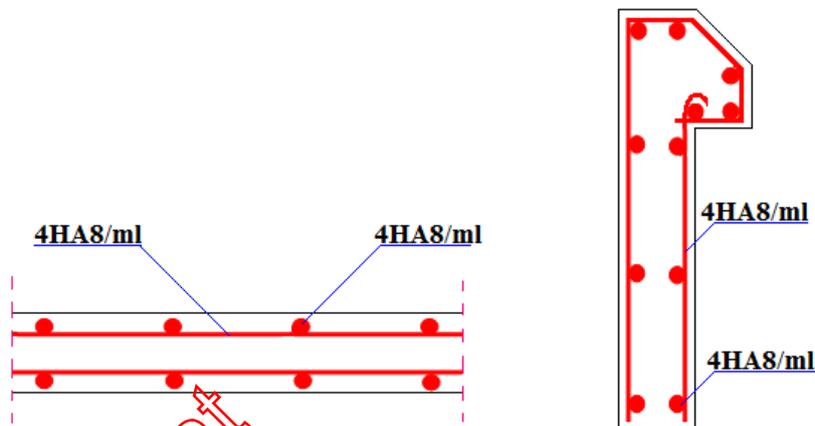


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Les Escaliers :

III.5.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à trois volées. Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h.

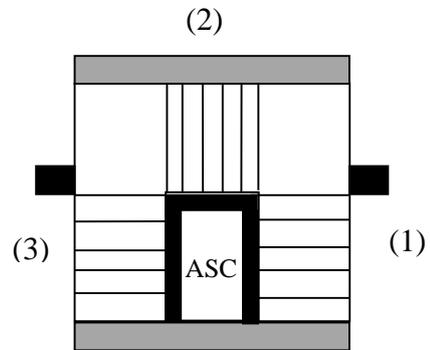
III.5.2. Calcul des parties (1), (3) de l'escalier :

La charge sur le palier : $G_p=5.15 \text{ KN/m}^2$

La charge sur la volée : $G_v=7.79 \text{ KN/m}^2$

La surcharge sur l'escalier : $Q=2.50 \text{ KN/m}^2$.

E=15 cm .



✓ **Calcul à l'ELU:**

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

$$P_{uv}=1.35G_v+1.5Q_v= (1.35 \times 7.79) + (1.5 \times 2.5) =14.26 \text{ KN/ml.}$$

✓ **La charge qui revient sur le palier :**

$$P_{UP}=1.35G_p+1.5Q_p= (1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 2.5) =10.70 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul des sollicitations:**

✓ **Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A=1.37 \text{ KN.}$$

$$R_B=34.63 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul des moments :**

➤ **1^{er} tronçon : $0 < x < 1.40 \text{ m}$**

$$M=-7.13 x^2+1.37 x$$

$$T= 14.26 x-1.37$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN.m.} \\ T=-1.37 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.40 \rightarrow \begin{cases} M=-12.05 \text{ KN.m} \\ T=18.59 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **2^{ème} tronçon : $1.40 \text{ m} < x < 2.90 \text{ m}$**

$$M=-5.35 x^2+31.02 x-45 ; T=10.7 x-31.02$$

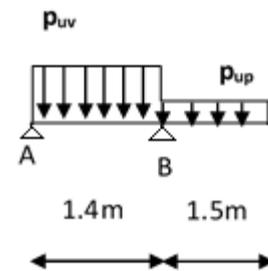
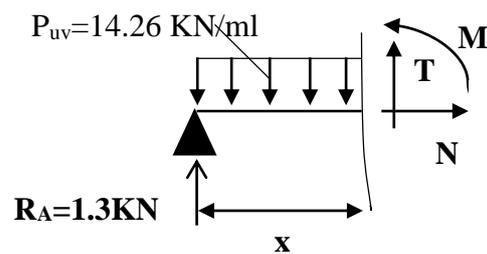
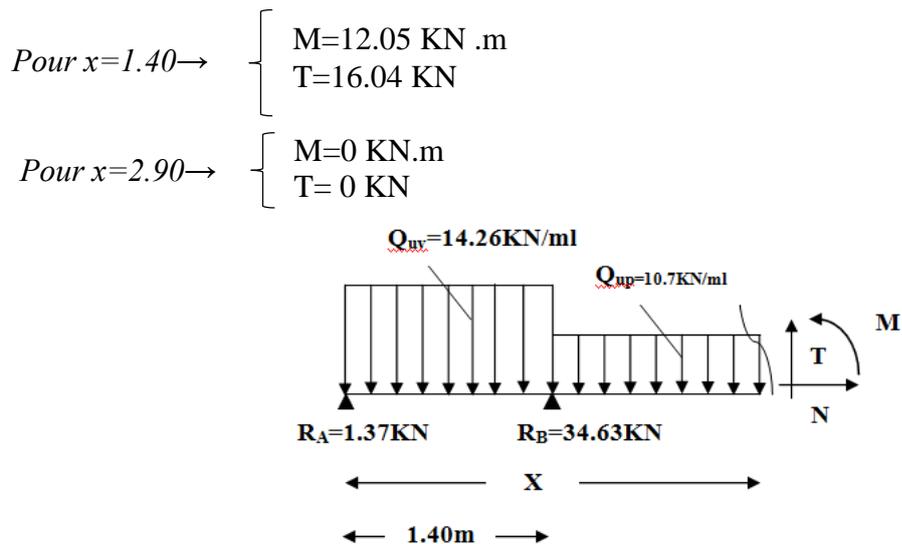


Figure III.21. Schéma statique d'escalier



Extrait Uniquement



Calcul de M^{max} :

$M^{max}=M(x)$ au niveau d'appui B : $x=1.40 \text{ m}$ Donc $M^{max}=12.05 \text{ KN.m}$

Calcul de l'effort tranchant max :

$T_{max}=18.59 \text{ KN}$

Calcul des moments réels :

Donc on a : $\begin{cases} M^t = 0.75M_{max} = 9.03 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M^a = -0.5M_{max} = -6.02 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$; $f_{st} = 348\text{Mpa}$; $f_e = 400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.47. Ferraillage des volées(1), (3) de l'escalier en travée et aux appuis :

	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	9.03	0.037	0.047	0.127	2.04	1.56	4HA10 = 3.14	25
Appui	6.02	0.025	0.031	0.128	1.35	1.56	4HA8 = 2.01	25

➤ **Armatures de répartition :**

Selon l'article E.8.2.41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés, les armatures de répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On choisit : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec } ST=25 \text{ cm}.$$

En appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On choisit : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec } ST=25 \text{ cm}$$

➤ **Vérfications à l'Etat Limite Ultime :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

En travée : $A^t = 2.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ Vérifiée

En appuis : $A_a = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée on ferraille avec A_{\min}

✓ **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

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

$$T = 18.59 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{18.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e} \quad A_l = A_t + A_a = 3.14 + 2.01 = 5.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.15 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 18.59 \times 10^{-3}}{400} = 0.53 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérfications à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$P_v = G_v + Q_v = 10.29 \text{ KN/ml.}$$

$$P_p = G_p + Q_p = 7.65 \text{ KN/ml.}$$

$R_A=1.05 \text{ KN}$; $R_B=24.82 \text{ KN}$; $M_{\max}= 8.60 \text{ KN.m}$; $V= 13.38 \text{ KN}$

Donc on a : $\begin{cases} M^t = 0.75M_{\max} = 6.45\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M^A = -0.5M_{\max} = -4.3\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

Calcul de I :

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

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.48.Les résultats de calcul par la méthode de RDM :

	R_A (KN)	R_B (KN)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	1.05	24.82	8.60	6.45	3.06	5608.73	3.51	15	vérifiée
appui	1.05	24.82	8.60	4.30	2.51	5709.99	1.89	15	vérifiée

➤ **Etat de déformation :**

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{290} = 0.0517 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche. La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

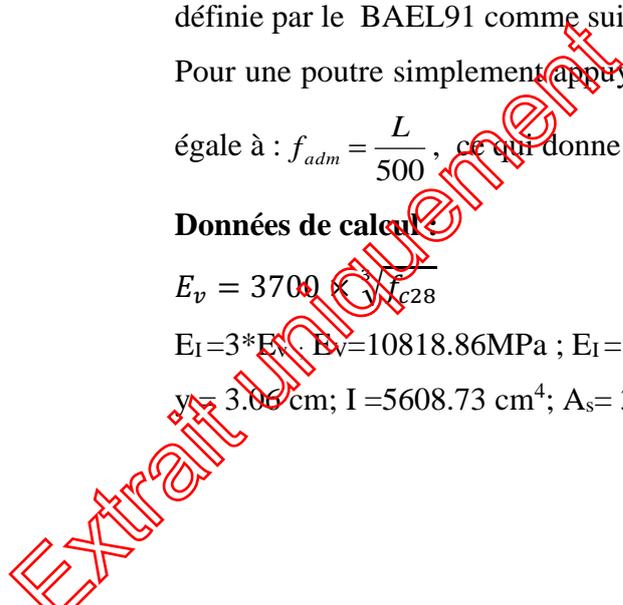
égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.58\text{cm}$

Données de calcul :

$$E_v = 3700 \times \sqrt{f_{c28}}$$

$$E_I = 3 \times E_v \quad E_v = 10818.86\text{MPa} ; E_I = 32456.60\text{MPa}$$

$$y = 3.06 \text{ cm}; I = 5608.73 \text{ cm}^4; A_s = 3.14\text{cm}^2$$



Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

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

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 3.14 = 1547.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1547.10} \times \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 13 \right) = 7.66 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.66 \Rightarrow V_2 = 7.34 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.66^3 + 7.34^3) + 15 \times 3.14 \times (7.34 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 32272.2 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0024 \times (2 + 3)} = 8.70 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 3.5 \text{ MPa}$$

$$q_{jv} = 6.20 \text{ KN/m}$$

$$q_{jp} = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$q_{gv} = 7.79 \text{ KN/m}$$

$$q_{gp} = 5.15 \text{ KN/m}$$

$$q_{pv} = G + Q = 7.79 + 2.5 = 10.29 \text{ KN/m}$$

$$q_{pp} = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{serp} = 7.97 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s :

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

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 153 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 117.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 212.02 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = -0.03 ; \mu_j = -0.13 ; \mu_p = 0.114$$

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

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 35499.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 35499.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 17822.78 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 35499.42 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{4.43 \times 2.9^2}{10 \times 32456.6 \times 35499.42} \times 10^7 = 0.032 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{5.75 \times 2.9^2}{10 \times 32456.6 \times 35499.42} \times 10^7 = 0.042 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = 0.126 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{7.97 \times 2.9^2}{10 \times 32456.6 \times 17822.78} \times 10^7 = 0.116 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.126 + 0.116 - 0.042 - 0.032$$

$$\Delta f = 0.168 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{290}{500} = 0.58 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée.}$$

Tableau III.49. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
2.9	3.14	4.43	5.75	7.97	5608.73	32272.2
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.06	35499	35499	17818	35499	0.168	0.58

Extrait uniquement

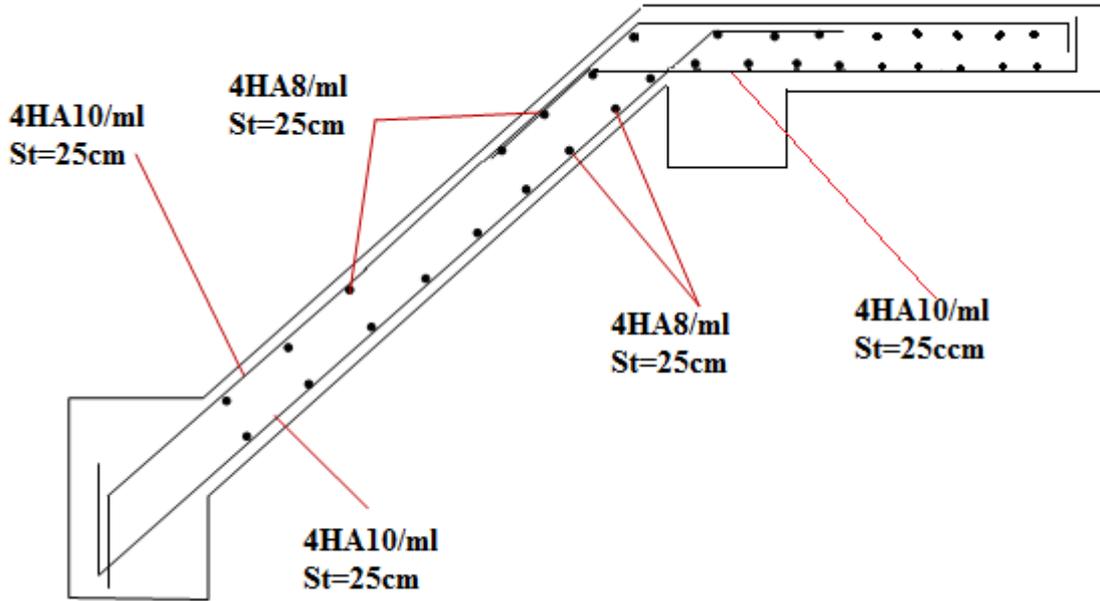


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la partie 01 et 03 de l'escalier.

III.5.3. Calcul la partie (2) de l'escalier :

Ce calcul ce fait comme une poutre continue sur deux appuis.

$G_p = 5.15 \text{ KN/m}^2$; $G_v = 7.79 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$; $E = 15 \text{ cm}$

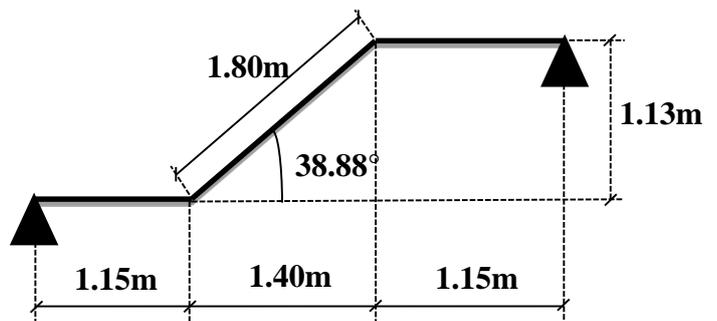
✓ Calcul à l'ELU:

✓ La charge qui revient sur la volée:

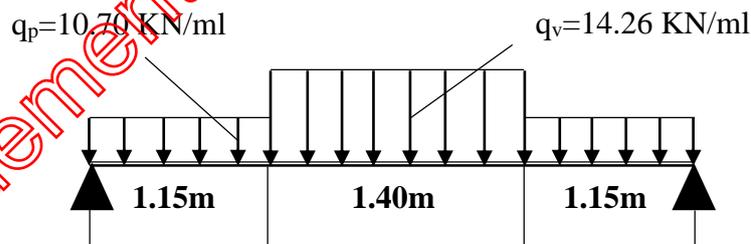
$P_{u_v} = 14.26 \text{ KN/ml}$.

✓ La charge qui revient sur le palier :

$P_{u_p} = 10.70 \text{ KN/ml}$.



✓ Schema statique:



Extrait uniquement

✓ **Calcul des sollicitations:**

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$R_A=22.28 \text{ KN}$. $R_B=22.28 \text{ KN}$.

Calcul des moments :

➤ **1^{er} tronçon : $0 < x < 1.15 \text{ m}$**

$M = -5.35x^2 + 22.28 x$

$T = 10.70 x - 22.28$

Pour $x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} .m. \\ T=-22.28 \text{ KN}. \end{cases}$

Pour $x=1.15 \rightarrow \begin{cases} M=18.54 \text{ KN} .m \\ T=-9.97 \text{ KN} \end{cases}$

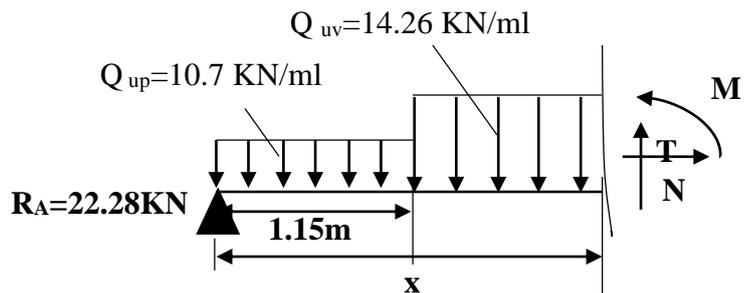
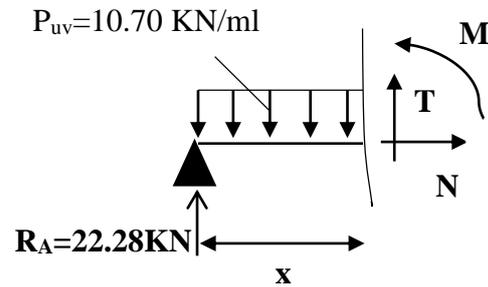
➤ **2^{ème} tronçon : $1.15 \text{ m} < x < 2.55 \text{ m}$**

$M = 7.13 x^2 - 26.38 x + 2.36$

$T = -14.26 x + 26.38$

Pour $x= 1.15 \rightarrow \begin{cases} M=-18.54 \text{ KN} .m \\ T=9.97 \text{ KN} \end{cases}$

Pour $x=2.55 \rightarrow \begin{cases} M=-18.54 \text{ KN} .m \\ T=-9.97 \text{ KN} \end{cases}$



Calcul M^{\max} :

$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.85 \text{ m} \Rightarrow M_{0\max}=22.04 \text{ KN} .m$

➤ **Calcul des moments réels :**

Donc on a : $\begin{cases} M^t = 0.75M_{\max} = 16.53 \text{ KN} .m \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M^a = -0.5M_{\max} = -11.02 \text{ KN} .m \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$

➤ **Le ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.50 : Résultats de ferrailage des volées (2).

Zone	M_r (KNm)	μ_{bu}	α	Bras de levier z(m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	Section choisis A_s (cm ² /ml)	espacement S_t (cm)
appui	11.02	0.046	0.058	0.127	2.5	4HA10=3.14	25
travée	16.53	0.068	0.089	0.125	3.78	4HA12=4.52	25

Extrait uniquement

➤ **Armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA8} / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

En appuis

$$A_r^a = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4\text{HA8} / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications à l'Etat Limite Ultime :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{22.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.17 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \quad \dots \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 4.52 + 3.14 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 22.28 \times 10^{-3}}{400} = 0.64 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul à l'ELS :**

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

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

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$P_v = G_v + Q_v = 10.29 \text{ KN/ml}; \quad P_p = G_p + Q_p = 7.65 \text{ KN/ml}.$$

$$R_A = R_B = 16 \text{ KN}, \quad M_{max} = 16.86 \text{ KN.m}, \quad V_{max} = 16 \text{ KN}.$$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.75M_{max} = 11.89 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ M^A = -0.5M_{max} = -7.93 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ en appui} \end{cases}$$

Tableau III.51. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R _A (KN)	R _B (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée									
16	16	1.85	15.86	11.89	4.5	11621	5.21	15	vérifiée
En appui									
16	16	1.85	15.86	7.93	3.06	5400	3.52	15	vérifiée

➤ **Etat de déformation :**

✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{370} = 0.0405 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche. La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.74 \text{ cm}$

Tableau III.52: Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier :

L (m)	b (m)	h (m)	A _{St} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.40	1.00	0.15	4.52	5.21	7.64	9.84	12.97	0.98	7.4

Extrait uniquement

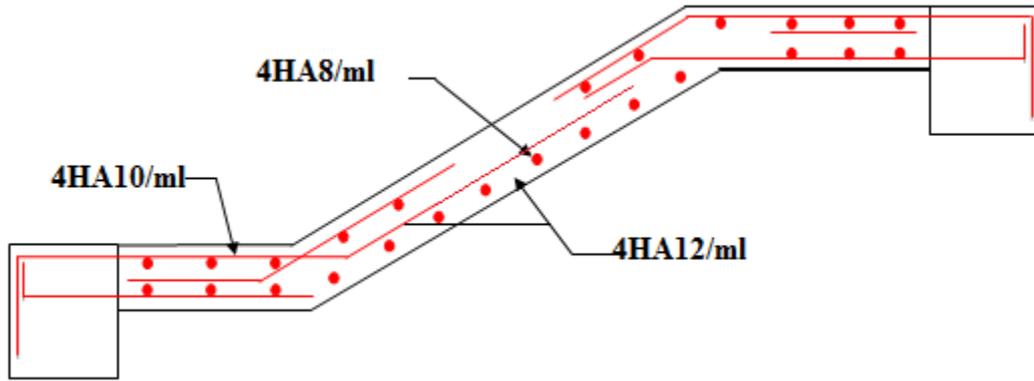


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la partie 02 de l'escalier.

➤ **Ferrailage de la volée 2 :**

La volée 2 est calculé comme une console :

$$\begin{cases} G=7.79 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Ce type se calcule comme une console.

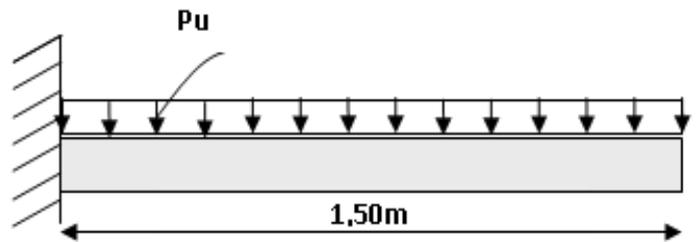


Figure III.24 : Schéma de la volée 2

✓ **Calcul l'ELU :**

$$P_{uv}=1.35G_v+1.5Q_v$$

$$P_{uv}=14.26\text{KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.53. Résultats de ferrailage de la volée 2 :

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
12.03	0.05	0.064	0.126	2.72	1.56	4HA10/ml 3.14	4HA8/ml 2.01

✓ **Vérification de l'espacement :**

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

$$S_t \leq \min (2.5 \times 15, 25\text{cm})$$

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

On a choisi 4HT10, soit $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

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

$$\tau = \tau = \frac{T}{bd} = \frac{21.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.164\text{MPa}$$

Extrait Uniquement

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

✓ **Calcul à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q) ; P_s = (7.79+2.5) = 10.29 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(10.29 \times 1.50^2)/2] = 11.57 \text{ KN. m.}$$

✓ **Vérification de σ_{bc} :**

• **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.14) y - (15 \times 3.14 \times 13) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

• **Calcul de I :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.06^3 + 15 \times 3.14 \times (13 - 3.06)^2$$

$$I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{11.57 \times 10^{-3}}{5608.73 \times 10^{-8}} \times 0.0306 = 6.31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Pas de risque de fissuration du béton}$$

La fissuration peut nuire donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

• **La flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00241 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

✓ **Vérification de la flèche :**

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.54. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier :

L (m)	b (m)	h (m)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.5	1.00	0.15	3.14	0	15	6.97	8.76	11.57	2.6	6

➤ **Ferraillage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Schéma de ferraillage :**

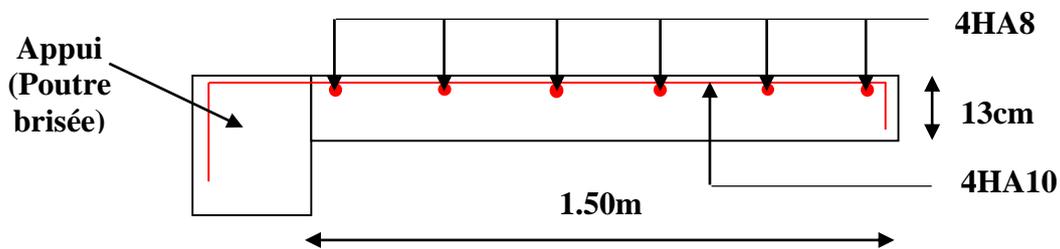


Figure III.25. Schéma de ferraillage de la partie 2 de l'escalier.

III.5.4. Calcul de la poutre brisée :

La poutre brisée est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

➤ **Dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

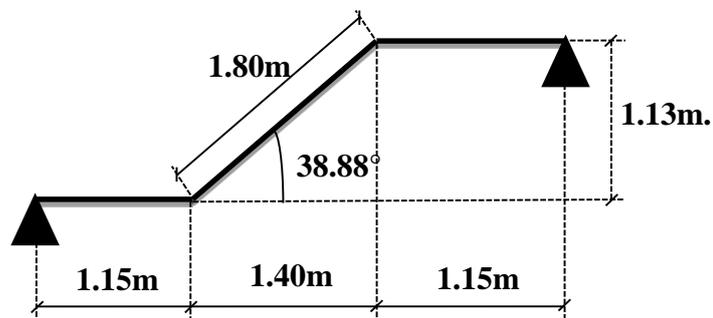
$$L = (2 \times 1.15) + \left(\frac{1.40}{\cos 38.88^\circ} \right)$$

L=4.10 m

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \rightarrow 27.33 \leq h \leq 41$$

Donc soit h = 35 cm et b = 30 cm.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et aussi à la torsion.



Extrait uniquement

✓ **Calcul à la flexion simple :**

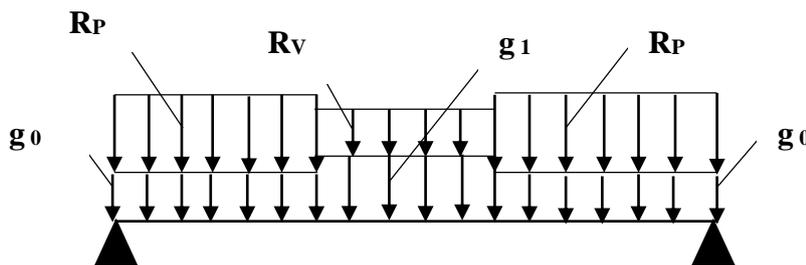


Figure III.26. Schéma statique de la poutre brisée.

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.30 \times 0.35 / \cos 38.88^\circ = 3.36 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_p = 34.63 \text{ KN/ml.}$$

$$R_v = 19.97 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

R_p : la charge ramenée par les parties 1 et 3.

R_v : la charge ramenée par la partie 2.

✓ **Calcul des sollicitations**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.55. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
61.05	61.05	1.85	68.5	34.25	51.37	61.05

➤ **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau III.56. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis:

M_u (KN. m)	μ	α	Z (m)	A_{min} (cm ²)	$A_{calculée}$ (cm ²)
En travée					
51.37	0.1107	0.147	0.31	1.20	4.75
En appui					
34.25	0.0738	0.096	0.317	1.20	3.10

➤ **Les vérifications :**

✓ **Vérifications à L'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_t = 5.00 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 3.20 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \tau = \frac{T}{bd} = \frac{61.05 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.616 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Donc la condition est vérifiée}$$

✓ **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < \text{min} (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.3 \times 0.20 / 400$$

$$A_t \geq 0.6$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.2 \times (0.616 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

Donc $A_t = 0.60 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul à la Torsion**

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes Parties de l'escalier.

$M_1 = 6.02 \text{ KN.m}$, dû à la partie (1) et (3).

$M_2 = 12.03 \text{ KN.m}$, dû à la volée (2).

Le moment maximum : $M_t = 12.03 \text{ KN.m}$

Le moment de torsion $M_t = M_t * 1/2 = 22.25 \text{ KN.m}$

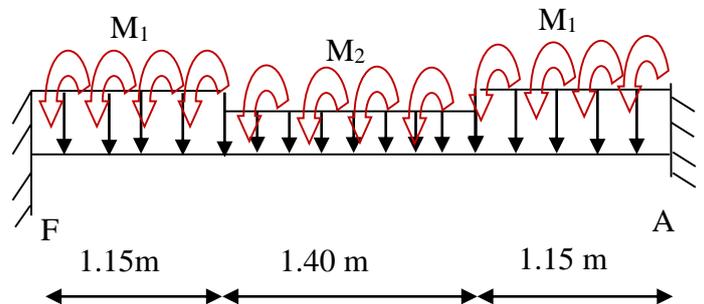


Figure III.27. Schéma statique de la poutre soumise à la torsion

Extrait uniquement

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750cm^2$$

U : est le périmètre de la section creuse :

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110cm$$

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{22.25 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0.05} = 2.97MPa$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 5MPa) = 3.33MPa \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.97MPa < \tau_{adm} = 3.33MPa \quad \text{vérifier}$$

On doit vérifier que

$\tau \leq \bar{\tau}$ La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.616)^2 + (2.97)^2} = 3.03MPa.$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3.33MPa.$$

Donc :

$\tau \leq \bar{\tau}$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma}{2 \times \Omega \times f_e}$$

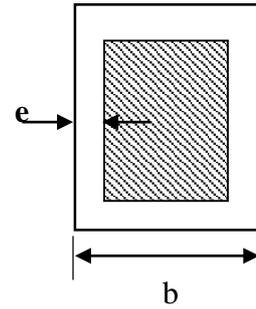
$$A_l = \frac{22.25 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 4.7cm^2$$

✓ **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{M_\tau}{2 \times \Omega} = \frac{A_t \times f_e}{S_T \times \gamma}$$

Si on fixe $S_T = 20 \text{ cm}$

$$A_t = 0.85 \text{ cm}^2.$$



Extrait uniquement

➤ **Ferraillage de la poutre brisée :**

✓ **Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.80 + 1.12 = 1.92\ cm^2.$$

$$St = 20\ cm.$$

✓ **Armatures longitudinales :**

• **En appui :**

$$A_l^a = A_t^{fs} + \frac{1}{2}A_t^t$$

$$A_l^a = 3.10 + \frac{4.70}{2} = 5.45\ cm^2$$

• **En travée :**

$$A_l^t = A_t^{fs} + \frac{1}{2}A_t^t$$

$$A_l^t = 4.75 + \frac{4.70}{2} = 7.10\ cm^2$$

➤ **Choix de ferraillage :**

- Pour $A_l^t = 7.10\ cm^2$ on choisit 3HA14+3HA12 = 8.01 cm^2 .
- Pour $A_l^a = 5.45\ cm^2$ on choisit 3HA14+2HA12 = 6.88 cm^2 .
- On opte pour un cadre $\Phi 8$ et un Etrier $\Phi 8 = 2.01\ cm^2$

➤ **Schéma de ferraillage :**

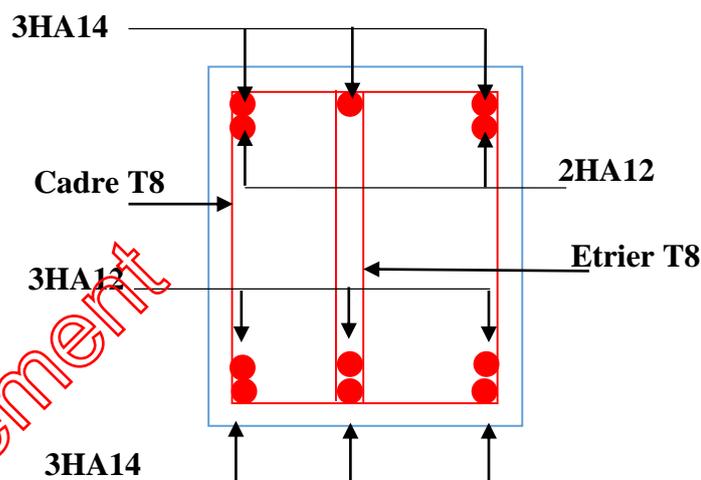


Figure III.28. Schéma de ferraillage de la poutre brisée.

➤ **Calcul à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.57. Calcul à l'ELS :

R_A(KN)	R_B(KN)	X(m)	M₀(KN.m)	M_a (KN .m)	M_t(KN.m)
43.98	43.98	1.85	36.78	18.4	27.58

➤ **Vérification de σ_{bc} :**

• **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sa} (y - d'') - 15 A_{st} (d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 + 15 \times 6.88 \times (y - 2) - 15 \times 8.01 \times (33 - y) = 0$$

$$15y^2 + 237.6y - 4683.45 = 0$$

$$y = 10.81 \text{ cm}$$

• **Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_{sa} (y - d'')^2 + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 79829.74 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{27.58 \times 10^{-3}}{79829.74 \times 10^{-8}} \times 0.1081 = 3.73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{370} = 0.094 > \left[\frac{1}{16} \right] = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.094 > \left[\frac{M_t}{15 * M_0} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0080 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

III.6. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

III.6.1. Dimensionnement :

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

On opte pour une poutre de chaînage de $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

G_1 : poids de la cloison extérieur.

$G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$

$G_1 = 2.8 \times 2.69 = 7.53 \text{ KN/ml}$

A l'ELU : $q_u = 1.35 (G_0 + G_1) \Rightarrow q_u = 13.20 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS : $q_{ser} = G_0 + G_1 \Rightarrow q_{ser} = 9.78 \text{ KN/ml}$.

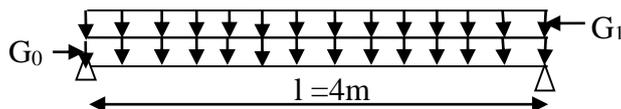


Figure III.29: Schéma statique de la Poutre de chaînage.

➤ **Calcul des sollicitations :**

$M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 26.40 \text{ KN m} ; M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 19.80 \text{ KN.m}$;

$M_a = -0.5 M_u = -13.20 \text{ KN.m}$

$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 26.40 \text{ KN}$.

✓ **Calcul des armatures longitudinales :**

$d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.30 \Rightarrow d = 0.27\text{m}$

Tableau III.58 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_s adopté (cm^2)
En travée	19.80	0.063	0.082	0.261	2.18	0.978	3HA12=3.39

Extrait Uniquement

En appui	-13.20	0.042	0.052	0.275	1.37	0.978	3HA10=2.36
-----------------	--------	-------	-------	-------	------	-------	-------------------

III.6.2. Vérifications à l’ELU

• **Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 26.40KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.325MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

✓ **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 HA10 plus un étrier HA10 $\Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

✓ **Calcul des espacements :**

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3 cm$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b(\tau_u - 0.3Kf_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{3.14 \times 0.8 \times 400}{30(0.325 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad (CBA Art .5.1.2.3)$

On prend $S_t = 20 cm$.

III.6.3. Vérification à l’ELS

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l’acier, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.59: vérification des contraintes :

M_{ser} (KN)	y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
14.67	8.021	23476.72	5.01	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas vérifiée

Extrait uniquement

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{400} = 0.075 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.074 < \frac{h}{L} = 0.075 \dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :**

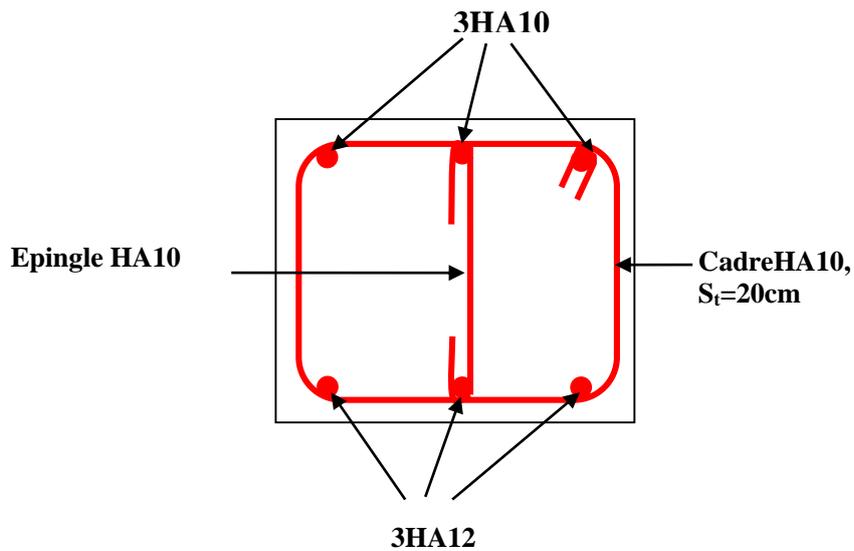


Figure III.30. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

Extrait uniquement

IV.1. INTRODUCTION

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

IV.2. METHODE DE CALCUL :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : **RPA99 (Article 4.2.3).**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq .

" Critère q "	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	/
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	non	0.05
4- Régularité en élévation	non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/
6- Contrôles d'exécution	oui	/

Donc : $Q = 1.15$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, et pour le premier niveau à usage commerciale donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

On a:

$$\Rightarrow W=33620.48\text{KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ferme (S_2).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.4\text{s} \end{cases} \quad \text{RPA (Tablea4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Tableau IV.2: Les valeurs de ζ (%)**RPA 99 (Tableau 4.2)**

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$

➤ h_n : Hauteur total de la structure mesurée en mètre

Donc on a : $h_n = 30.59$ m

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par le tableau IV.3

Tableau IV.3 : Les valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie. Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.075
02	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
03		0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (30.59)^{3/4} = 0.65s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

➤ L : Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = L_y = 21.98m \quad \Rightarrow T_x = T_y = 0.587s$$

$$T_x = T_y = \min(T_{x,y}; T) = \min(0.587; 0.65) = 0.57s$$

Remarque

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire :

$$1.3 \times T = 1.3 \times 0.587 = 0.763 \text{ s} \quad \text{Art (4.2.4)}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_x = T_y = 0.587 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.587} \right)^{2/3} = 1.58$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.15}{5} \times 33620.48 = 1833.45 \text{ KN} = 183.345 \text{ t}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.2.4. 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.

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.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. 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 :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ou que 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.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.5. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

✓ Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

-Schéma du spectre de calcul :

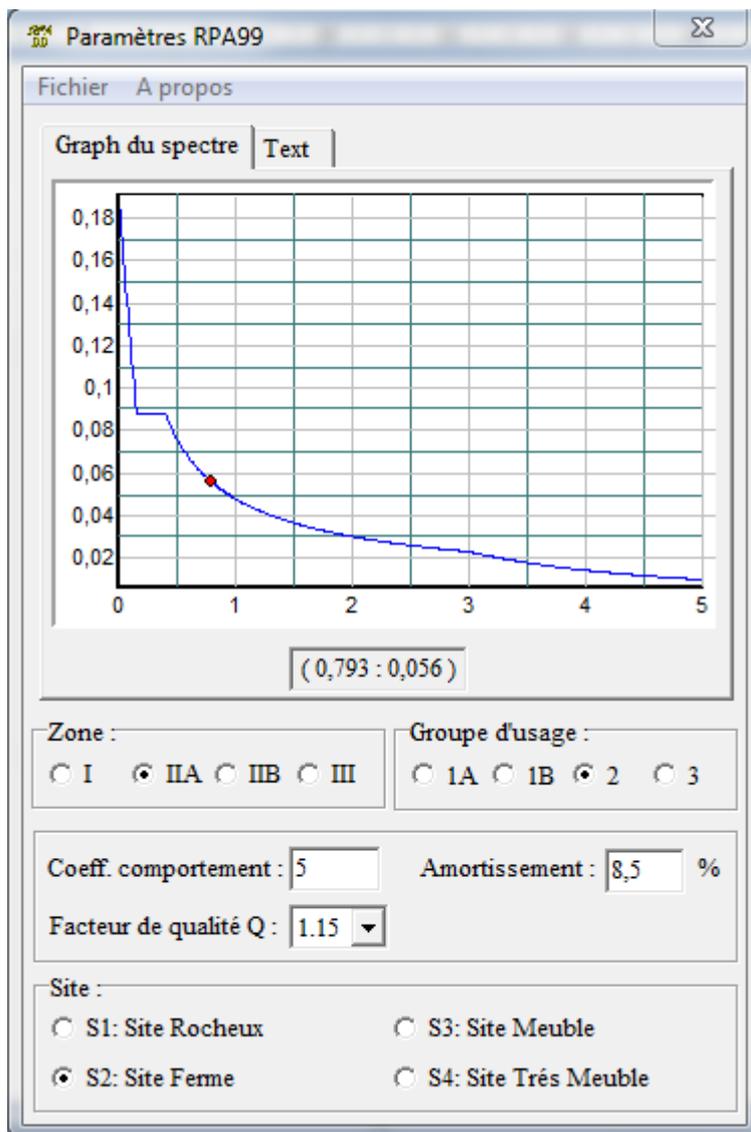


Figure IV.1. Spectre de réponse.

IV.2.6. Disposition des voiles de contreventement :

La présence du parking dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. 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 :

Extrait uniquement

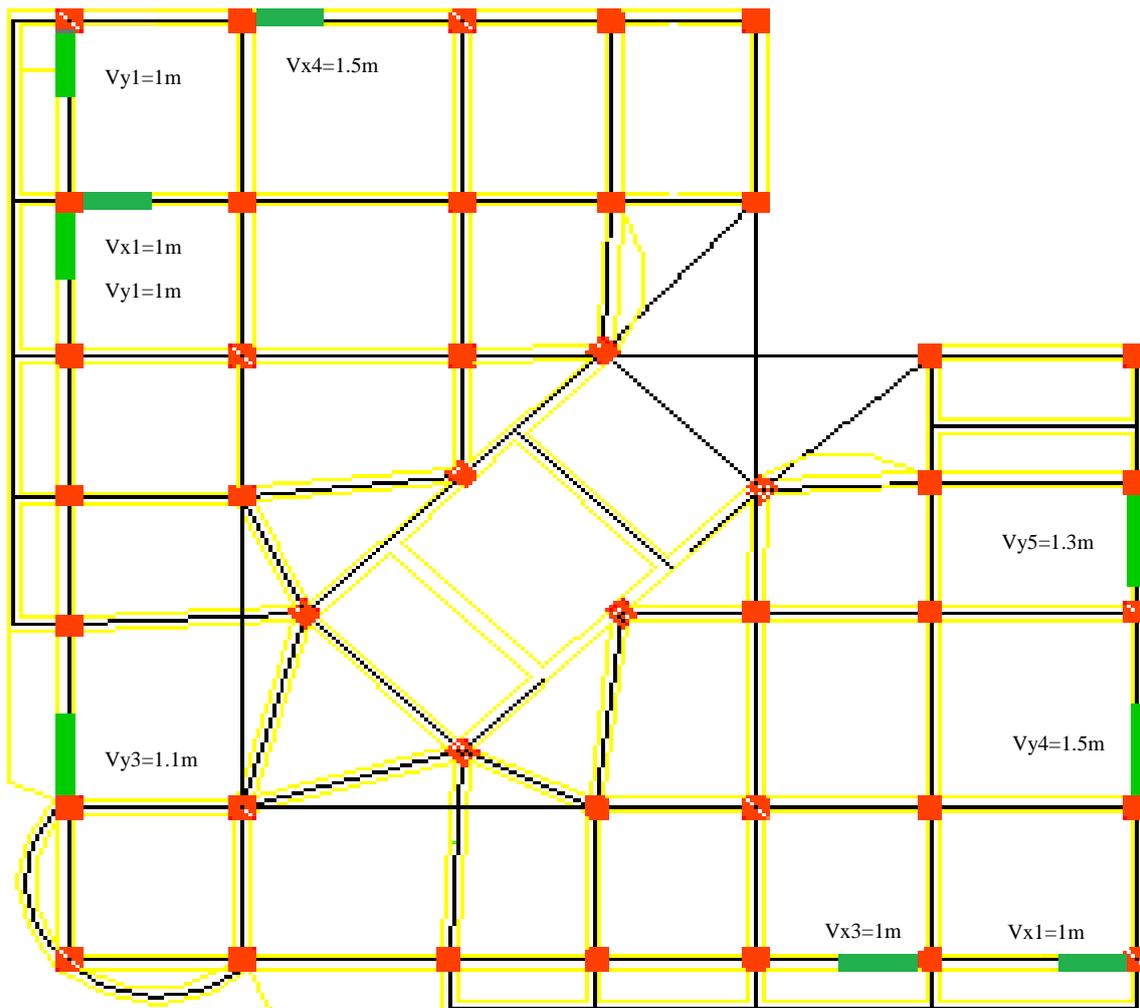


Figure IV.2. Disposition des voiles

➤ **Résultats et discussions :**

a) **Périodes de vibration et participation massique :**

Le taux de participation massique tel qu’il est exigé par le **RPA99-2003** doit être supérieur à 90%. Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau VI.4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Périodes Seconde	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
		U_x	U_y	U_y	U_y
Mode 1	0,767102	0,67362	0,07197	0,67362	0,07197
Mode 2	0,735298	0,07374	0,67305	0,74735	0,74503

Extrait uniquement

Mode 3	0,602755	0,00003698	0,00005801	0,74739	0,74509
Mode 4	0,409748	0,00002473	0,00002708	0,74742	0,74511
Mode 7	0,409507	0,000001317	0,000001596	0,74742	0,74512
Mode 8	0,409487	0,000001514	0,000001895	0,74742	0,74512
Mode 9	0,409476	0,000001043	0,000001561	0,74742	0,74512
Mode 12	0,30206	0,000005804	0,000002882	0,74743	0,74512
Mode 13	0.092139	0.00002057	0.00106	93.224	89.915
Mode 24	0.144613	0.02574	0.00054	0.88156	0.85743
Mode 25	0.138763	0.0259	0.0009	0.90746	0.85834
Mode 26	0.134315	0.00239	0.04869	0.90985	0.90703

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA99/2003 sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les (Figure. IV.3, IV.4 et IV.5)

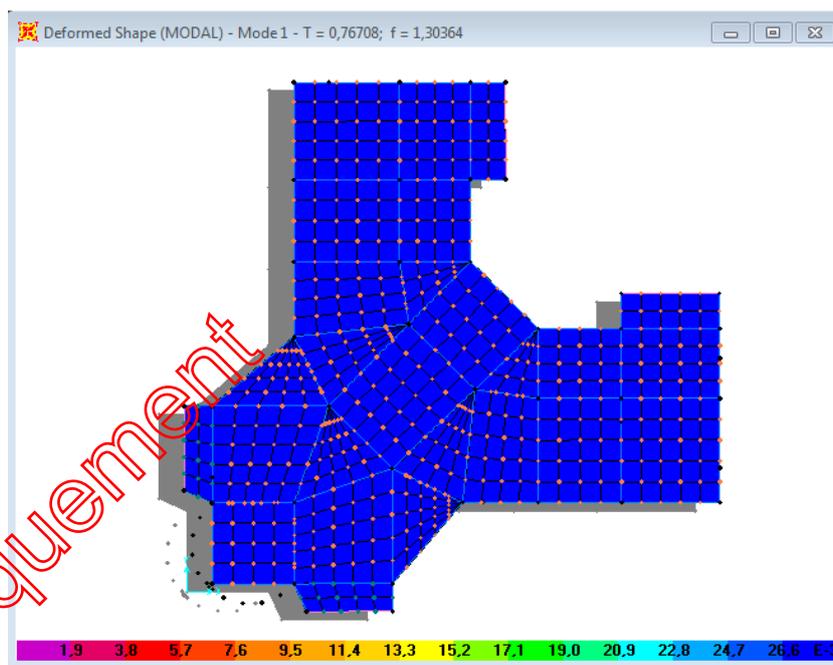


Figure IV. 3. 1^{er} mode translation (suivant X)

Extrait uniquement

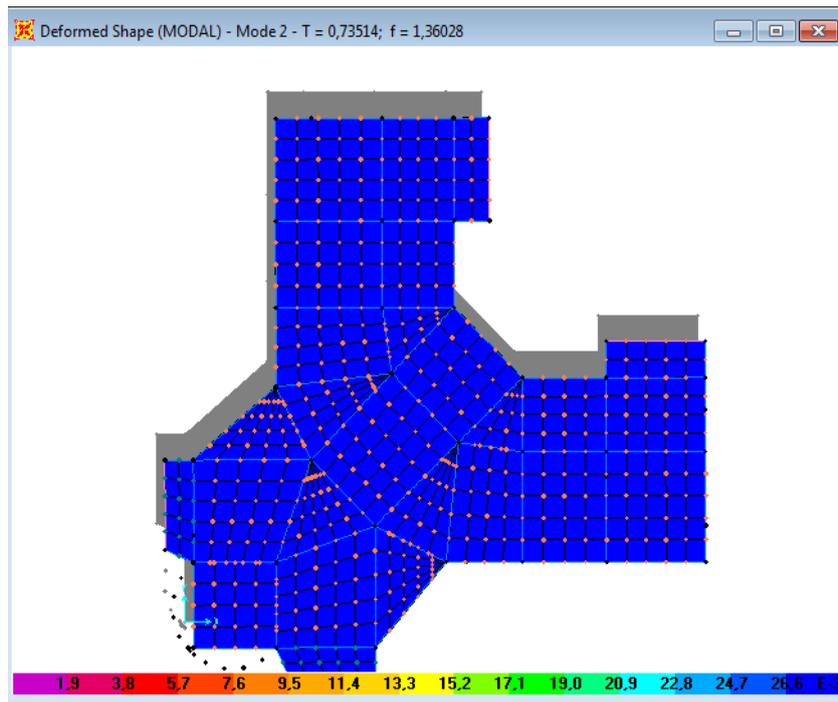


Figure IV.4. 2^{ème} mode translation (suiwant Y)

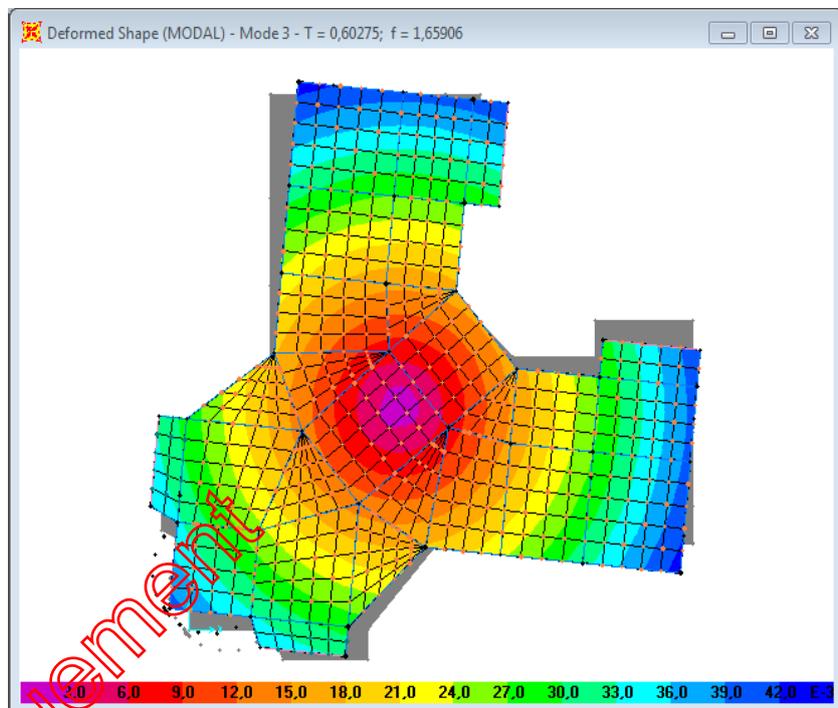


Figure IV.5. 3^{ème} mode torsion (autour de Z)

Extrait uniquement

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

❖ Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.5 :

Tableau IV.5 : Vérification sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
RDC	35994.367	2515,218	48432,966	93,46859	6,531408
Etage 1	30471.538	2143,183	50214,887	93,42879	6,571214
Etage 2	27263.098	1873,985	45419,116	93,56839	6,431615
Etage 3	23407.170	1630,235	38511,973	93,4888	6,511198
Etage 4	19700.041	1326,737	31781,53	93,69025	6,309749
Etage 5	15849.61	1004,35	25806,776	94,04087	5,959134
Etage 6	11873.693	714,911	18793,713	94,32097	5,679033
Etage 7	8423.015	418,897	12914,345	95,26237	4,737629
Etage 8	5216.319	302,496	8358,617	94,51286	5,487142
Etage 9	2346.919	168,114	3359,49	93,31563	6,684366

✓ Analyse des résultats

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

❖ **Sous charges horizontales (Ex et Ey)**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	1113,625	99,718	331,669	44,229	77,0518	22,948	68,95877	31,041
Etage 01	1129,914	107,45	295,378	46,527	79,27597	20,724	70,07895	29,921
Etage 02	1070,112	126,182	298,437	42,158	78,19318	21,806	69,96477	30,035
Etage 03	1001,105	122,744	265,562	41,486	79,03458	20,965	68,85585	31,144
Etage 04	910,969	117,661	230,131	34,887	79,83253	20,167	71,09294	28,907
Etage 05	798,699	105,166	184,984	28,822	81,19475	18,805	72,28765	27,712
Etage 06	631,452	91,963	166,64	20,02	79,1202	20,879	73,35846	26,641
Etage 07	568,854	70,685	45,534	20,32	92,58872	7,4112	78,14939	21,850
Etage 08	389,014	60,197	30,541	13,006	92,72062	7,2793	78,62615	21,373
Etage 09	212,207	21,833	17,891	10,797	92,22462	7,7753	89,88745	10,112

✓ Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales dans les deux sens (x-x ; y-y) sont vérifiées dans tous les niveaux. On remarque que l'interaction dans les trois derniers niveaux n'est pas vérifiée et cela est dû à la discontinuité des voiles.

IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la 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.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1474.319	1833.45	0.804	Vérifiée
Sens y-y	1500.012	1833.45	0.818	Vérifiée

IV.3.1. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme. Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul après les différentes combinaisons ; qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC, 1 et 2 ^{ème} étage	65×65	4225	2008.819	0.19	Vérifiée
3, 4 et 5 ^{ème} étage	65×60	3900	1390.094	0.14	Vérifiée
6, 7 et 8 ^{ème} étage	60×60	3600	767.561	0.08	Vérifiée
9 ^{ème} étage	60×55	3300	344.183	0.06	Vérifiée

IV.3.2. Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99/2003 **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 d'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale 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.9.

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements

Etages	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\Delta K/h$ K(%)	δe_K (cm)	δK (cm)	δ K-1 (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h$ K (%)
RDC	0.081	0.45	0	0.406	289	0.117	0.06	0.32	0	0.3	0.08
1^{er} étage	0.22	1.11	0.45	0.78	289	0.242	0.18	0.92	0.32	0.6	0.208
2^{eme} étage	0.38	1.93	1.11	0.823	289	0.274	0.33	1.65	0.92	0.75	0.259
3^{eme} étage	0.54	2.76	1.93	0.752	289	0.276	0.48	2.41	1.65	0.75	0.259
4^{eme} étage	0.69	3.45	2.76	1	289	0.259	0.63	3.15	2.41	0.75	0.259
5^{eme} étage	0.89	4.49	3.45	0.25	289	0.346	0.76	3.82	3.15	0.65	0.224
6^{eme} étage	0.94	4.76	4.49	0.502	289	0.259	0.87	4.35	3.82	0.55	0.191
7^{eme} étage	1.04	5.29	4.76	0.402	289	0.173	0.97	4.85	4.35	0.5	0.173
8^{eme} étage	1.12	5.66	5.29	0.305	289	0.138	1.05	5.25	4.85	0.42	0.138
9^{eme} étage	1.18	5.94	5.67	0.43	320	0.103	1.11	5.55	5.25	0.35	0.103

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.3.3. Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2ième 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",

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{gi} + bW_{qi})$$

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 $1/(1-qK)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10 : vérification de l'effet P-Δ

Niveau	hk(cm)	Sens x-x				Sens y-y		
		Pk (KN)	Δk (m)	Vk(KN)	Θk (m)	Δk(m)	Vk(KN)	Θk(m)
RDC	3,4	33620,475	0,004	1445.294	0,0273671	0,003	1433.455	0,02069747
Etage 1	2,89	28421,517	0,007	1425.292	0,04829961	0,006	1353.355	0,04360025
Etage 2	2,89	25408,762	0,008	1368.549	0,05137816	0,0075	1289.366	0,05112507
Etage 3	2,89	21824,863	0,008	1266.667	0,04769592	0,0075	1185.478	0,04659516
Etage 4	2,89	18338,063	0,0075	1141.1	0,04170548	0,0075	1065.698	0,0446563

Et après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, les effets P-Δ peuvent être négligés.

Extrait Uniquement

Etage 5	2,89	14734,509	0,01	983.683	0,05183017	0,0065	915.96	0,03618051
Etage 6	2,89	11048,73	0,0025	798.092	0,01197572	0,0055	737.859	0,02849731
Etage 7	2,89	7785,293	0,005	614.388	0,02192322	0,005	560.506	0,02403998
Etage 8	2,89	4902,142	0,004	419.555	0,01617183	0,004	374.116	0,01813601
Etage 9	2,89	2286,395	0,003	230.098	0,01031482	0,003	223.366	0,0106257

IV.4. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats 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.

Extrait uniquement

V.1. INTRODUCTION

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.

– La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

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' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

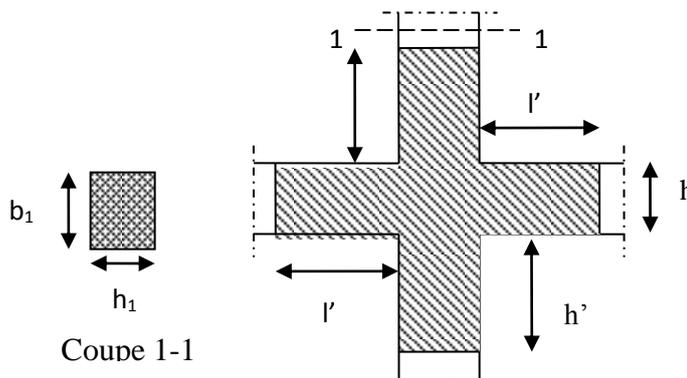


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
Sous-sol, RDC, 1et 2 ^{ème} étages	65×65	33.8	169	253.5
3, 4 et 5 ^{ème} étages	60×65	31.2	156	234
6, 7 et 8 ^{ème} étages	60×60	28.8	144	216
9 ^{ème} étage	55×60	26.4	132	198

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u :est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 :hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = L_f/h_0$ ou $\lambda_g = L_f/b$ (h et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans La direction de déformation considérée), et L_f longueur de flambement du poteau.

- ✓ t :est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :
- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zonesIIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000. les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Extrait uniquement

Tableau V.2.Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC, 1 et 2 ^{ème} étage	2008.819	2.6502	140.491	1291.189	162.265	26.564
3,4 et 5 ^{ème} étage	1390.094	7.4077	103.775	856.382	91.358	10.883
6,7 et 8 ^{ème} étage	767.651	5.268	77.597	419.134	52.001	14.787
9 ^{ème} étage	165.071	16.734	70.563	146.809	33.000	2.149

V .2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité au niveau du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2008.819KN \rightarrow M_{cor} = 2.6502 KN.m$
- $M_{max} = 140.491KN.m \rightarrow N_{cor} = 1291.189KN$
- $N_{min} = 162.265KN \rightarrow M_{cor} = 26.564KN.m$

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 0.62m; d' = 0.03m.$

$N = 2008.819KN$ (de compression)(ELU)

$M = 2.650KN.m \rightarrow e_G = M/N = 0.0013m$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$(h) < (b) \dots\dots\dots (I)$

$h = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

$b = N_u \cdot (d - d') / M_{ua}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 2.6502 + 2008.819 \times (0.62 - 0.65/2) = 595.25KN.m.$

$h = (0.337 \cdot 0.65 - 0.81 \cdot 0.03) \cdot 0.65 \cdot 0.65 \cdot 14.2 = 1.168$

Extrait Uniquement

$$b = 2008.819 \cdot (0.62 - 0.03) - 595.25 = 0.589$$

$h > b \dots (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la Flexion simple :

Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{595.25 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0.62^2 \times 0.65} = 0.167 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.23$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.544 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{595.25 \times 10^{-3}}{0.544 \times 348} = 31.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 31.44 \times 10^{-4} - \frac{2008.819 \times 10^{-3}}{348} = -26.28 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

B). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N^{min} = 162.265 \Rightarrow M^{cor} = 26.564 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.163 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0,325 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$h = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \Rightarrow h = 1168.4 \text{ kN.m}$$

$$b = N_u (d - d') - M_{ua} \Rightarrow b = 25.68 \text{ kN.m}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 74.43 \text{ KN.m}$$

$h > b \dots (I)$ n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 74.43 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0210 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.026 \rightarrow z = 0.613 \text{ m} \rightarrow A_l = 3.48 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M^{max} = 140.491 \text{ KN.m} \Rightarrow N^{cor} = 1291.189 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.108 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0,325 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$h = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \Rightarrow h = 1168.4 \text{ kN.m}$$

$$b = N_u (d-d') - M_{ua} \Rightarrow b = 240.40 \text{ kN.m}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 521.39 \text{ KN.m}$$

$h > b$(I) n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 521.39 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.147 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.20 \Rightarrow z = 0.57 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 26.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux :

Niveau	sections	A(cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
RDC, 1 et 2 ^{ème} étage	65×65	3.72	33.8	36.70	4HA20+12HA16
3,4 et 5 ^{ème} étage	60×65	1.88	31.2	32.17	16HA16
6,7 et 8 ^{ème} étage	60×60	1.59	28.8	30.29	12HA16+4HA14
9 ^{ème} étage	55×60	0.6	26.4	28.4	8HA16+8HA14

V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents Poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	V _d (KN)	l _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	Barres
65×65	1.6	125.026	64	10	15	2.70	1.95	3.02	6HA8
60×65	1.6	104.511	64	10	15	2.26	1.95	3.02	6HA8
60×60	1.4	99.234	56	10	15	2.14	1.95	3.02	6HA8
55×60	1.4	37.841	56	10	15	0.81	1.95	3.02	6HA8

V.2.6 .Vérifications :

A). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).
- $\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.
- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

L_f = longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 2008.819 \text{ KN}$

$l_f = 238 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 12.66 < 50 \rightarrow \alpha = 0.85 / 1.026 = 0.828$

$Br = (0.65 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.3969 \text{ m}^2.$

$$N_u = 0.828 \times \left[\frac{0.3969 \times 25 + 34.24 \times 10^{-3} \times 400}{0.9 \times 1.5 + 1.15} \right] = 15.94 \text{ MN}$$

$N_d = 2.008 \text{ MN} < 16.30 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Extrait uniquement

Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
RDC, 1 et 2 ^{ème} étage	65×65	340	238	12.66	0.828	34.24	0.3969	16.65	2.008	Vérifiée
3,4 et 5 ^{ème} étage	60×65	289	202.3	11.66	0.831	32.17	0.3654	15.35	1.390	Vérifiée
6,7 et 8 ^{ème} étage	60×60	289	202.3	11.66	0.831	29.35	0.3364	14.53	0.767	Vérifiée
9 ^{ème} étage	55×60	289	202.3	12.72	0.828	28.40	0.3074	14.26	0.165	Vérifiée

B). Vérification des contraintes :

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 on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

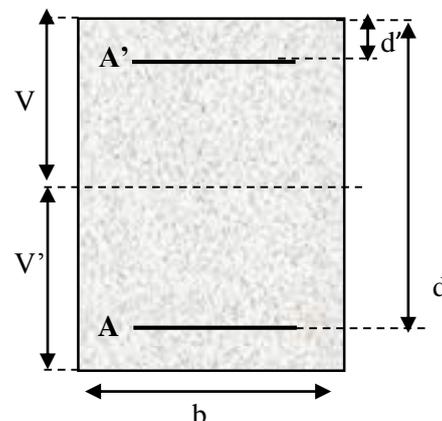


Figure V.2. Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	RDC, 1 et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	65×65	60×65	60×60	55×60

Extrait uniquement

d (m)	0.62	0.62	0.57	0.57
d' (m)	0.03	0.03	0.03	0.03
B (m)	0.65	0.60	0.60	0.55
A' (m²)	0.001712	0.001608	0.001467	0.00142
A (m²)	0.001712	0.001608	0.001467	0.00142
V (m)	0.364	0.365	0.339	0.338
V' (m)	0.285	0.284	0.260	0.261
I_{yy}' (m⁴)	0.0171	0.0180	0.0140	0.0135
N^{ser}(MN)	1.45874	1.00930	0.55756	0.12039
M^{ser}(MN.m)	0.05306	0.24621	0.03483	0.05104
M_G^{ser}(MN.m)	0.10995	0.28658	0.05657	0.05561
σ_{bc1}(MPa)	5.79	8.40	2.91	1.75
σ_{bc2}(MPa)	5.28	7.10	2.60	1.44
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

C).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le **RPA99** version 2003 **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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (m)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC, 1 et 2 ^{ème} étage	65×65	238.0	3.66	0.04	0.62	125.026	0.310	1	Vérifiée
3,4 et 5 ^{ème} étage	60×65	202.3	3.11	0.04	0.62	104.511	0.280	1	Vérifiée
6, 7 et 8 ^{ème} étage	60×60	202.3	3.37	0.04	0.57	99.234	0.290	1	Vérifiée
9 ^{ème} étage	55×60	202.3	3.37	0.04	0.57	37.841	0.120	1	Vérifiée

• Schémas de ferrailage :

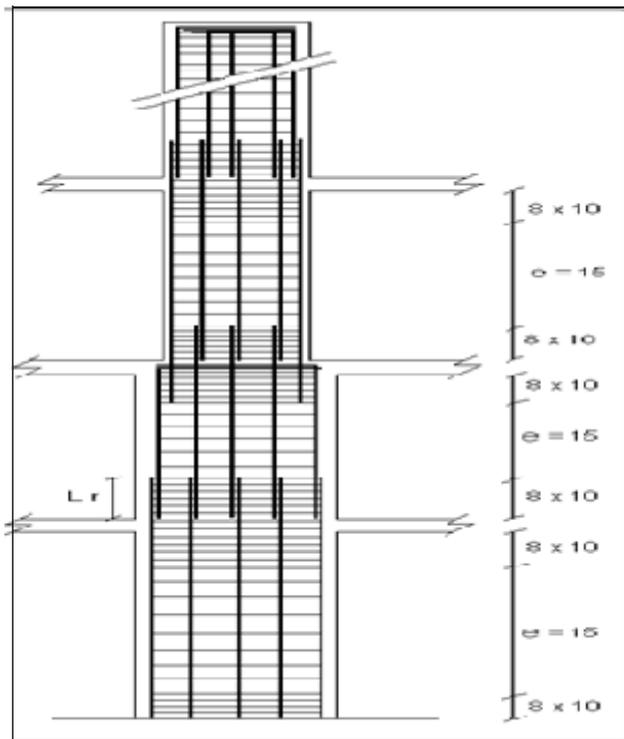
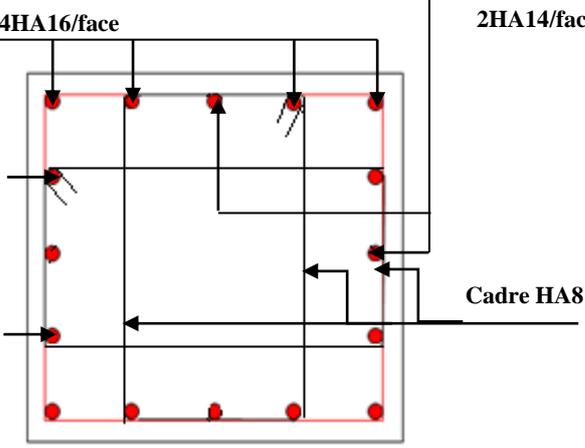
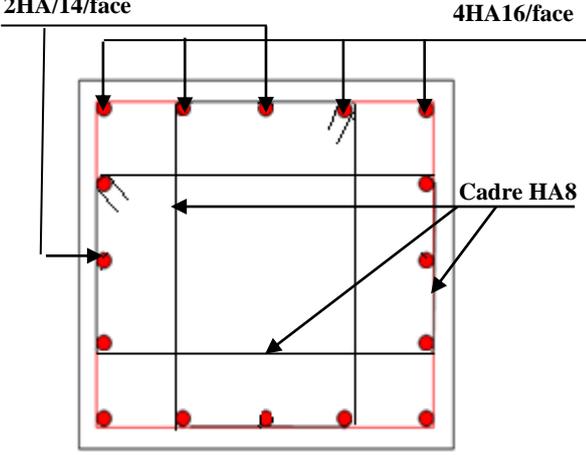


Figure V.3. Réduction des sections des poteaux

Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau :

Sous-sol, RDC, 1 et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage
<p>3HA16/face</p> <p>2HA20/face</p> <p>Cadre HA8</p> <p>3HA16/face</p>	<p>5HA16/face</p> <p>Cadre HA8</p> <p>3HA16/face</p>
<p>Poteau (65×65)</p>	<p>Poteau (60×65)</p>

Extrait uniquement

6, 7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier
 <p>4HA16/face</p> <p>2HA14/face</p> <p>Cadre HA8</p> <p>4HA16/face</p>	 <p>2HA14/face</p> <p>4HA16/face</p> <p>Cadre HA8</p>
Poteau (60×60)	Poteau (55×60)

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** à savoir

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

V.2.1. Ferrailage :

- a) **Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi_{\min})$ en zone nodale.

– $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

V.2.2. Calcul du ferrailage :

a) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

➤ **Calcul du moment réduit ultime :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.392$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

➤ **exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée

avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 71.4008 \text{ KN.m} \\ M_a = 72.7598 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71.4008 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.122$$

$$\mu_{bu} = 0.122 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.163$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.345 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{71.4008 \times 10^{-3}}{0.345 \times 348} = 5.95 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en appui :**

Extrait uniquement

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72.7598 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.124$$

$$\mu_{bu} = 0.124 < \mu_l = 392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.167$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.345m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times f_{st}} = \frac{72.7598 \times 10^{-3}}{0.345 \times 348} = 6.06cm^2$$

Tableau V.9: Résultats de calculs de ferrillages des poutres :

Niveau	poutre	section	local	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadopter (cm ²)	Nbr bar res
RDC	P P	30×40	Appuis	64.7126	82.322	5.34	6.00	8.01	3HA14 +3HA 12
			Travée	59.8455		4.91			8.01
	P S	30×40	Appuis	59.8816	65.283	4.92	6.00	8.01	3HA14 +3HA 12
			Travée	59.6342		4.89			8.01
Etage courant	P P	30×40	Appuis	87.7953	219.12	7.42	6.00	8.01	3HA14 +3HA 12
			Travée	81.0417		6.80			8.01
	PS	30×40	Appuis	75.4379	180.11	6.29	6.00	8.01	3HA14 +3HA 12
			Travée	72.7565		6.05			8.01
Terrasse	P P	30×40	Appuis	72.7598	77.153	6.06	6.00	8.01	3HA14 +3HA 12
			Travée	71.4008		5.95			8.01

Extrait Uniquement

	P S	30×40	Appuis	40.1172	53.381	3.23	6.00	8.01	3HA14 +3HA 12
			Travée	26.8313		2.13		8.01	3HA14 +3HA 12

V.2.3 Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

- **poutre principal**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **poutre secondaire**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \times \phi$ En zone IIa $L_r > 40$

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ On opte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ On opte $L_r = 60 \text{ cm}$

V.3.5 Les armatures transversales

- **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1.2; 1.14; 3) \text{ mm}$$

Soit $\phi = 10 \text{ mm}$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour toutes les poutres.

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min(10; 14.4) = 10\text{cm}$

Donc on prend $\Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Zone courante** : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.4\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4 Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte tangentielle maximale**

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots [2]$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	153	0.65	3.33	Vérifiée
Secondaires	53.381	0.44	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- Appuis de rives $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$.

Extrait uniquement

- Appuis intermédiaires $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2)$ avec $\gamma_s = 1.15$

$f_e = 400 MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau. V.11 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_t (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8.01	77.153	72.7598	2.23	-4.19	Vérifiée
Secondaires	8.01	53.381	40.1172	1.54	-1.92	Vérifiée

V.2.5 Vérification à l'ELS

➤ **Etat limite de compression du béton**

$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \quad [2]$

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.12 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
Poutres principales	Appuis	37.3398	90941.30	13.67	4.74	15	vérifiée
	Travées	16.1973	90941.30	13.67	2.43	15	vérifiée
Poutre secondaire	Appuis	29.0005	90941.28	13.67	4.36	15	vérifiée
	Travées	14.3298	90941.28	13.67	2.39	15	vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

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

1. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$; 2. $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$; 3. $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Extrait Uniquement

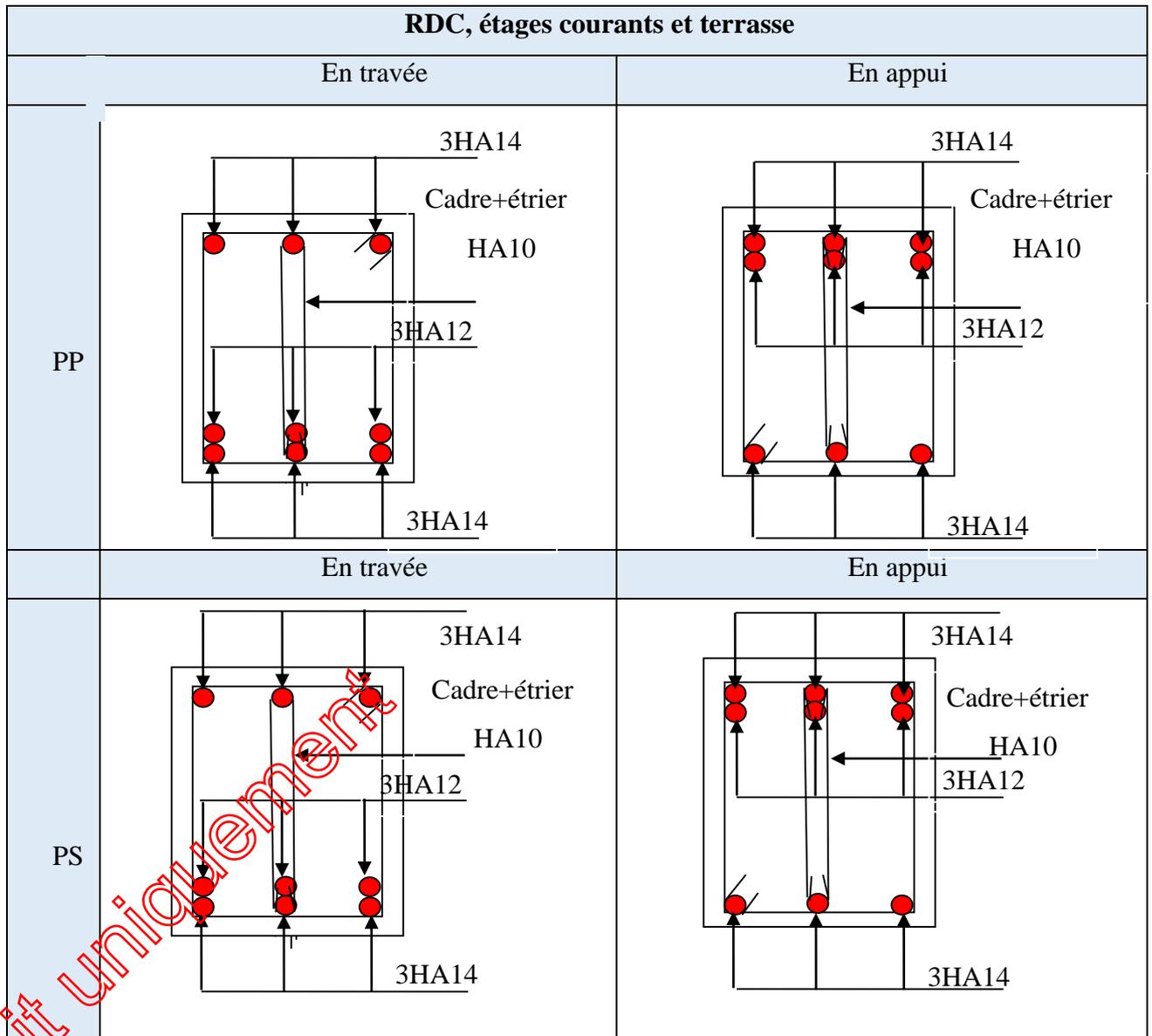
Tableau V.13 Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.50	8.01	0.088	0.085	0.0072	0.01	Vérifié	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	4.20	8.01	0.095	0.087	0.0072	0.01	Vérifié	Vérifiée	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.6. Ferrailage des poutres:

Tableau V.14 : Schéma de ferrailage des poutres:

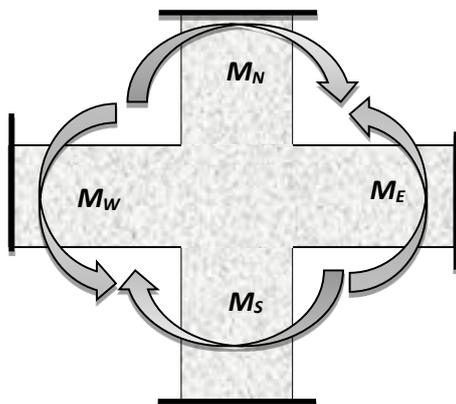


Extrait Uniquement

V.2.7.Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



a) 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,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm^2)	Z (cm)	$A_s (cm^2)$	$M_R (KN.m)$
RDC, étage 01 et 02	65×65	58.5	35.5	722.709
3,4 et 5 ^{ème} étage	60×65	58	32.43	654.567
6,7 et 8 ^{ème} étage	60×60	54	29.35	551.545
9 ^{ème} étage	55×60	54	26.7	501.746

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_R(\text{KN.m})$
Étage commercial et 1 ^{er} étage	PP	30×40	36	8.01	100.35
	PS	30×40	36	8.01	100.35
Étage courant	PP	30×40	36	8.01	100.35
	PS	30×40	36	8.01	100.35
Terrasse	PP	30×40	36	8.01	100.35
	PS	30×40	36	8.01	100.35

Tableau V.17 Vérification de la zone nodale :

Niveau		M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	x-x	722.709	722.709	1445.418	100.35	100.35	250.875	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	250.875	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 et 5 ^{ème} étage	x-x	654.567	654.567	1309.134	100.35	100.35	250.875	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	250.875	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	x-x	551.545	551.545	1103.09	100.35	100.35	250.875	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	250.875	Vérifiée
9 ^{ème} étage	x-x	501.746	501.746	1003.492	100.35	100.35	250.875	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	250.875	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	250.875	Vérifiée

• **Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

A). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

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

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

B). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

C). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

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

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

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S/Sol, RDC et 1 ^{er} étage	V_{x1}	301.436	165.559	165.559	301.436	-7.159	163.281	-75.406
2et3 ^{ème} étage	V_{x1}	159.750	5.710	-89.571	48.588	45.652	-12.498	-60.388
4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{x1}	92.886	44.430	44.830	79.460	-17.900	52.802	-40.443

Tableau V.19: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // à x-x'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S/Sol, RDC et 1 ^{er} étage	V_{x2}	449.103	220.608	220.608	449.103	28.301	207.438	100.517
2et3 ^{ème} étage	V_{x2}	235.978	4.635	126.229	193.638	77.057	-11.469	84.454
4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{x2}	149.93	93.974	93.9741	149.93	22.101	87.181	69.042

Tableau V.20: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} // à x-x'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S/Sol, RDC et 1 ^{er} étage	V_{x3}	361.441	145.1404	146.128	290.025	-3.81	144.379	-61.543
2et3 ^{ème} étage	V_{x3}	218.158	11.330	106.99	176.331	87.777	-5.903	-69.85
4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{x3}	115.757	65.271	65.271	115.757	-16.983	44.134	49.536

Tableau V.21: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x4} // à x-x'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S/Sol, RDC et 1 ^{er} étage	V_{x4}	664.984	305.284	305.284	664.984	-79.900	-299.138	-99.563
2et3 ^{ème} étage	V_{x4}	384.300	10.965	165.844	326.145	152.838	-153.136	98.607
4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{x4}	302.817	89.243	89.243	302.817	69.795	-76.118	71.885
7,8 et 9 ^{ème} étage	V_{x4}	239.617	42.197	43.125	196.720	4.425	-43.212	-46.039

Tableau V.22: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à $y-y'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S/Sol, RDC et 1 ^{er} étage	V_{y1}	346.949	-195.163	-195.163	346.949	-5.593	178.778	-89.296
2et3 ^{ème} étage	V_{y1}	184.462	-28.312	-107.736	166.937	49.574	-2.280	-71.989
4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{y1}	141.951	-81.302	-81.302	141.951	-5.983	50.718	-60.348

Tableau V.23: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2} // à $y-y'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S/Sol, RDC et 1 ^{er} étage	V_{y2}	449.052	-202.910	-202.910	449.052	33.548	200.499	-94.117
2et3 ^{ème} étage	V_{y2}	221.998	10.275	124.272	189.033	45.431	11.935	-83.403
4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{y2}	144.982	-94.137	-94.137	144.982	16.375	84.425	-69.217

Tableau V.24: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y3} // à $y-y'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S/Sol, RDC et 1 ^{er} étage	V_{y3}	588.14	-212.290	234.919	165.201	41.629	228.997	101.822
2et3 ^{ème} étage	V_{y3}	408.619	-34.895	128.061	273.566	168.547	22.965	85.351
4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{y3}	317.335	34.112	95.591	173.428	97.492	83.158	71.231
7,8 et 9 ^{ème} étage	V_{y3}	213.464	30.203	58.260	102.946	51.013	46.920	45.209

Tableau V.25: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y4} // à $y-y'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S/Sol, RDC et 1 ^{er} étage	V_{y4}	654.489	-271.621	287.051	85.292	-27.208	284.011	93.124
2et3 ^{ème} étage	V_{y4}	399.951	26.235	168.754	257.985	169.554	160.596	99.871
4,5 et 6 ^{ème} étage	V_{y4}	312.758	-6.703	104.102	137.498	69.594	96.178	-61.052

7,8 et 9 ^{ème} étage	V _{y4}	248.799	-33.432	58.575	48.176	3.526	53.637	52.131
-------------------------------	-----------------	---------	---------	--------	--------	-------	--------	--------

Tableau V.26: Sollicitations max de calcul dans le voile Vy5// à y-y'.

Niveau	voile	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S/Sol, RDC et 1 ^{er} étage	V _{y5}	460.672	8.064	230.771	236.734	139.766	229.472	86.271
2et3 ^{ème} étage	V _{y5}	357.555	12.640	162.830	186.014	110.618	160.845	101.318
4,5 et 6 ^{ème} étage	V _{y5}	308.116	-86.117	108.220	-94.775	36.576	105.121	80.955
7,8 et 9 ^{ème} étage	V _{y5}	22.432	-45.107	49.096	15.023	15.023	49.096	-41.802

V.3.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor}:

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

L = 1.50 m, d = 1.45 m, e = 0.15 m. N_{max}=664.984KN (compression), M_{cor}= 305.284KN. m. (Combinaison accidentelle).

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.46 < \frac{l}{2} = 0.75m \text{ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_U \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - l/2) = 305.284 + 664.984 \times (1.45 - 1.5/2) = 770.772KN.m$$

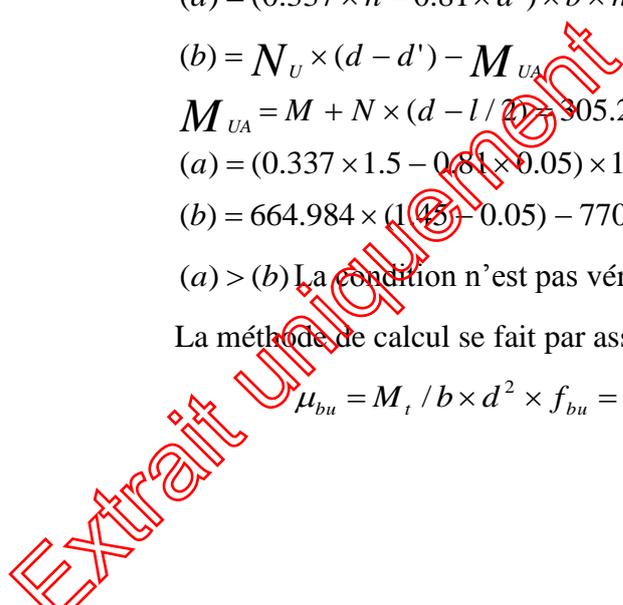
$$(a) = (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.05) \times 1.5 \times 0.15 \times 18.48 = 1.93$$

$$(b) = 664.984 \times (1.45 - 0.05) - 770.772 = 160.20 \times 10^{-3} = 0.16$$

(a) > (b) La condition n'est pas vérifiée. Donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = M_t / b \times d^2 \times f_{bu} = 770.772 \times 10^{-3} / 0.15 \times 1.45^2 \times 18.48 = 0.132$$



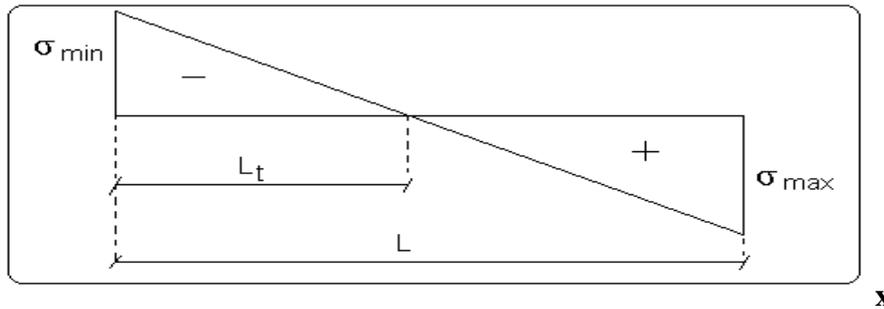
$$\mu_{bu} = 0.132 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.178$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 1.37m$$

$$A_1 = 16.44cm^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{664.984 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.5} + \frac{305.284 \times 10^{-3}}{0.0422} \times 0.75 = 3.49MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{664.984 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.5} - \frac{305.284 \times 10^{-3}}{0.0422} \times 0.75 = -2.47MPa$$

$$L_t = \frac{2.47 \times 1.5}{2.47 + 3.49} = 0.62$$

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 62 = 1.86cm^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 99.563KN$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8f_e} \text{ tel que :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 99.563 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.45} = 0.64MPa$$

$$\text{Soit } S_h = 15cm \Rightarrow A_h = 0.46 cm^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x4} dans les autres niveaux :

Tableau V.27. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage	7, 8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.50	0.15 × 1.50	0.15 × 1.50	0.15 × 1.50
M(KN)	664.984	10.965	89.243	42.197
N(KN)	305.984	384.300	302.817	239.617
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	-99.563	98.607	71.885	46.039
τ (MPa)	0.688	0.682	0.497	0.318
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9,20	5,078	4.767	4.050
A_v^{min} (cm ²)	3.375	3.375	3.375	3.375
A_v^{adop} (cm ²)	12,32	9.05	6.28	6.28
N^{bre} /par face	8HA14	8HA12	8HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.65	0.64	0.47	0.3
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.28.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux :

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1	0.15 × 1	0.15 × 1
M(KN)	178.778	-28.312	50.718
N(KN)	-5.593	184.462	-5.983
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	-89.296	-71.989	-60.348
τ (MPa)	0.926	0.746	0.626
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.29	3.367	1.554
A_v^{min} (cm ²)	2.25	2.25	2.25
A_v^{adop} (cm ²)	6.16	4.52	3.14

N^{bre} /par face	4HA14	4HA12	4HA10
S_t (cm)	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0.87	0.70	0.59
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.29.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×1	0.15×1	0.15×1
M(KN)	200.499	189.033	84.4259
N(KN)	33.508	124.272	16.375
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	-94.117	-83.403	-69.217
τ (MPa)	0.976	0.865	0.718
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.466	4.056	2.275
A_v^{min} (cm ²)	2.25	2.25	2.25
A_v^{adop} (cm ²)	6.16	4.52	3.14
N^{bre} /par face	4HA14	4HA12	4HA10
S_t (cm)	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0.92	0.81	0.67
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.30 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage	7, 8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×1.1	0.15×1.1	0.15×1.1	0.15×1.1
M(KN)	228.997	22.965	83.158	30.2033
N(KN)	41.629	168.547	97.492	213.464
section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	101.822	85.351	71.231	45.209
τ (MPa)	0.960	0.805	0.672	0.426
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.568	2.89	1.052	3.698
A_v^{min} (cm ²)	2.475	2.475	2.475	2.475
A_v^{adop} (cm ²)	6.16	4.52	3.14	3.14
N^{bre} /par face	4HA14	4HA12	4HA10	4HA10
S_t (cm)	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0.90	0.75	0.63	0.40
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.31. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage	7, 8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×1.50	0.15×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5
M(KN)	284.011	26.2353	-66.7	-33.4326
N(KN)	-27.258	399.951	312.75	248.799
Section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	93.124	99.871	-61.052	94.89
τ (MPa)	0.644	0.69	0.422	0.36
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.757	5.655	5.577	3.946
A_v^{min} (cm ²)	3.375	3.375	3.375	3.375
A_v^{adop} (cm ²)	6.16	6.16	6.16	4.52

N^{bre} /par face	4HA14	4HA14	4HA14	4HA12
S_t (cm)	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0.60	0.65	0.40	0.34
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.32.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y5} dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage	7, 8 et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1.3	0.15 × 1.3	0.15 × 1.3	0.15 × 1.3
M(KN)	8.0646	12.640	108.220	105.121
N(KN)	460.672	357.555	-94.775	36.576
Section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	86.271	101.318	80.955	80.955
τ (MPa)	0.688	0.808	0.646	0.646
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.99	4.834	3,511	4.09
A_v^{min} (cm ²)	2.925	2.925	2.925	2.925
A_v^{adop} (cm ²)	6.79	6.79	4.71	4.71
N^{bre} /par face	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.65	0.76	0.61	0.31
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.33.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1	0.15 × 1	0.15 × 1
M(KN)	163,281	5.71	52.802

N(KN)	-7.159	159.750	-17.900
section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	-75.406	-60.388	-40.443
τ (MPa)	0.782	0.626	0.419
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	4.859	2,211	1.756
A_v^{min} (cm ²)	2.25	2.25	2.25
A_v^{adop} (cm ²)	6.16	4.52	3.14
N^{bre} /par face	4HA14	4HA12	4HA10
S _t (cm)	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0.73	0.59	0.39
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20

Tableau V.34.Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15 × 1	0.15 × 1	0.15 × 1
M(KN)	207.438	4,6351	87.1817
N(KN)	28.301	235.978	22.201
section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	100,517	84.454	69.042
τ (MPa)	1.042	0.786	0.716
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.730	3.124	2.287
A_v^{min} (cm ²)	2.250	2.250	2.25
A_v^{adop} (cm ²)	6.16	4.52	3.14
N^{bre} /par face	4HA14	4HA12	4HA10
S _t (cm)	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0.98	0.82	0.67
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45

A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.35. Sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4, 5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×1	0.15×1	0.15×1
M(KN)	144.3797	11.3307	44.134
N(KN)	-3,81	218.158	-16.983
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	-61.543	-69.85	49.536
τ (MPa)	0.63	0.724	0.514
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	4.267	3.152	1.492
A_v^{min} (cm ²)	2.25	2.25	2.25
A_v^{adop} (cm ²)	6.16	4.52	3.14
N^{bre} /par face	4HA14	4HA12	4HA10
S_t (cm)	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	0.60	0.68	0.48
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Extrait uniquement

V.3.5 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du (V_{x4}) comme exemple :

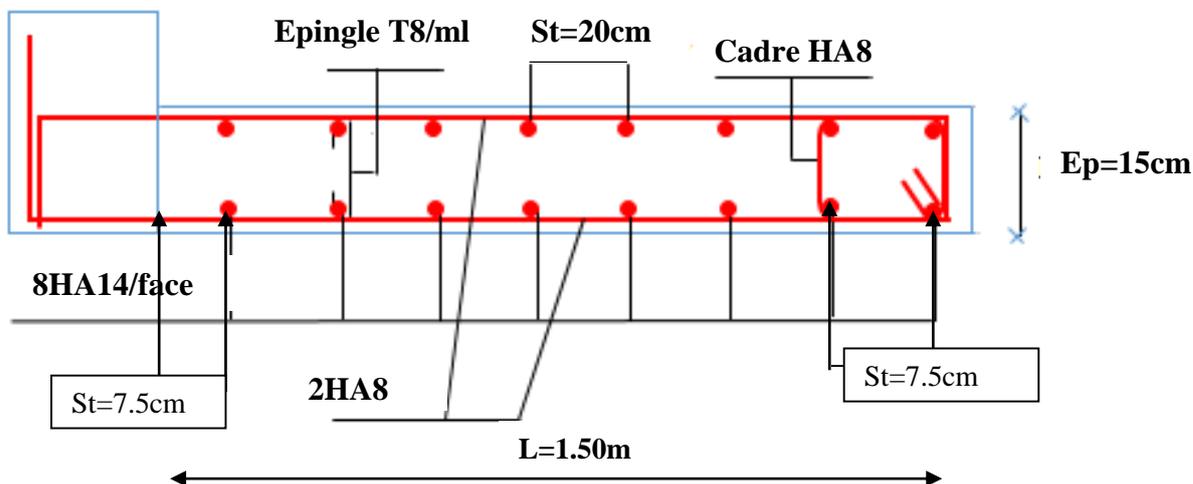


Figure V.4. Schéma de ferrailage du voile V_{x4}

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. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 14) ainsi que le ferrillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

Extrait uniquement

VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Choix du type des fondations :

Dépend des facteurs suivant :

- La capacité portante du terrain de fondation, sa nature et son homogénéité.
- La charge totale transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux
- L'économie et la facilité de réalisation.

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ Avec :}$$

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par SAP 2000.

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 fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable. Le rapport géotechnique a donné une contrainte admissible 1.5 bars.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

Les fondations sont calculées selon le RPA99 (Article 10.1.4.1) avec les combinaisons suivantes : $G+Q\pm E$ et $0.8 \cdot G\pm E$

VI.4. Etude des fondations:

Selon le rapport du sol, il préconise :

- Des fondations superficielles.
- L'ancrage des fondations à une profondeur de 2.4m par rapport à la cote d'assiette après terrassement.
- La contrainte admissible à prendre en considération dans les calculs est de 1.5bars.

Les caractéristiques du sol sont :

- Un angle $\varphi=31.04^\circ$;
- Une cohésion $C=0.03\text{bar}$;
- Une densité $\gamma=15.5\text{KN/m}^2$

VI.4.1.Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés ($a*b$), donc les semelles sont carrées ($A*B$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$ Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par SAP 2000.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

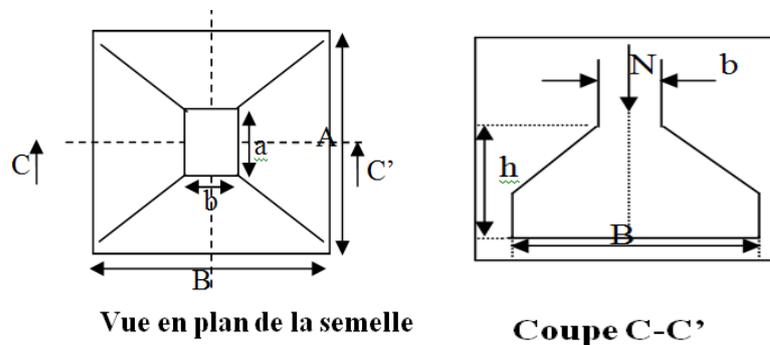


Figure VI .1. Schéma de la semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($a*b$), donc $S = a*b$

$$N_{pot}=1.488807 \text{ MN}; \overline{\sigma_{sol}}=0.150 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN : } B=3.15\text{m}$$

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 conduit à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2.Vérification des semelles filantes :

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

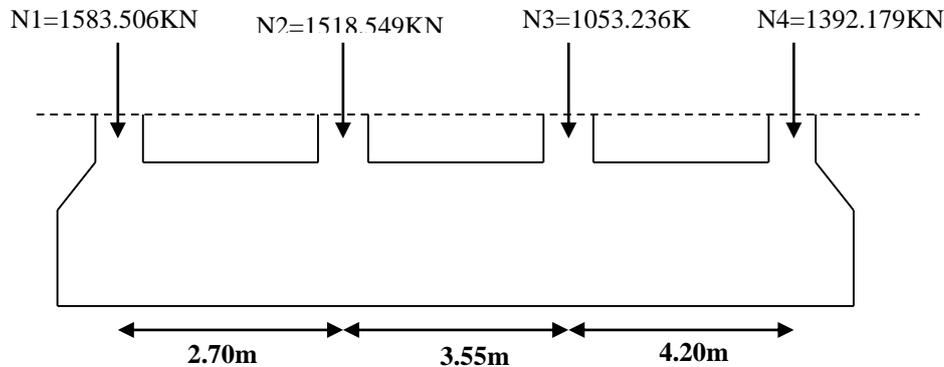


Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i + N_s = 5.54747 + (4 \times 0.01056) = 5.58971 \text{ MN} ; L = 10.45 \text{ m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} = \frac{5.58971}{0.15 \times 10.45} = 3.56 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.56 m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, Le risque de chevauchements des semelles filantes est inévitable, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.4.3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

VI.4.3.1. Pré dimensionnement :

- **La surface du radier :**

$$S_{cal} = \frac{N}{\sigma_{sol}} + 1.35G_0 = \frac{52.914775}{0.15} + 1.35 \times 7.5 = 352.76 m^2$$

$$S_{bat} = 483.12 m^2 > S_{cal} = 352.76 m^2 \Rightarrow \text{y a pas de débord.}$$

$$\text{Donc } S_{rad} = S_{bat} = 483.12 m^2$$

VI.4.3.2. Radier général :

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

➤ **La condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.10m$)

Nervure

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{510}{20} = 25.5 cm$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{510}{10} = 51 cm.$$

➤ **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

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 raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h \geq 74.56 \text{ cm}$.

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \cdot f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{ m}$$

N_d = Effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{52904.65 \times 5.10}{2 \times 483.12} \times 1 = 279.24 \text{ KN} \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{De (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.24 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 30 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 483.12 \text{ m}^2$.

VI.4.3.3. Les vérifications :

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (65×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$A = a+h = 0.65+0.80 = 1.45$$

$$B = b+h = 0.65+0.80 = 1.45$$

$$U_c = 2 \times (1.45 + 1.45) = 5.80m$$

$$N_d = 1.5835MN \leq 0.045 \times 0.80 \times 5.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.48MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

• **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 19450m^4 \text{ et } X_G = 10.99 \text{ m.}$$

$$I_y = 19450m^4 \text{ et } Y_G = 10.99m.$$

$$M_x = 27793.946KN.m, M_y = 28329.209KN.m.$$

$$N = 52991.258KN.$$

$$\sigma_1 = \frac{52991.258}{483.12} + \frac{27793.946 \times 10.99}{19450} = 0.125MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{52991.258}{483.12} - \frac{27793.946 \times 10.99}{19450} = 0.094MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0.109MPa \leq \sigma_{sol} = 0.150MPa$$

Extrait uniquement

- **Sens y-y**

$$M_y = 28329.209 \text{KN.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 0.125 \text{MPa} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 0.094 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.109 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.150 \text{MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

VI.4.3.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X :** $e = \frac{27793.94}{52991.25} \Rightarrow e = 0.52 \text{m} < \frac{21.98}{4} = 5.49 \text{m} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- **Dans le sens Y-Y :** $e = \frac{28329.209}{52991.25} \Rightarrow e = 0.53 \text{m} < \frac{21.98}{4} = 5.49 \text{m} \dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

On doit vérifier que : $N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$. Avec :

$f_s = 1.15$ Coefficient de sécurité.

$H = 2.50 \text{m}$ Hauteur encrée du bâtiment

$S = 483.12 \text{cm}^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$, Poids volumique de l'eau.

$N = 52991.258 \text{KN} \geq P = 1.15 \times 2.50 \times 483.12 \times 10 = 13889.7 \text{KN} \dots\dots\dots$ vérifiée

VI.4.3.5. Ferrailage du radier :

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour les autres panneaux du radier.

➤ **Calcul des sollicitations :**

- **A l'ELU**

$$L_x = 4.20m, L_y = 4.50m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{4.20}{4.50} = 0.93 > 0.4$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

N_u : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$q_u = \frac{52904.65}{483.12} = 109.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.93 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0428 \times 109.50 \times 4.20^2 = 82.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 82.67 \times 0.8450 = 69.85 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée** : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 70.26 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 59.37 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Moment en appui** : $M_{ay} = 0.5M_x = 41.33 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{m}^2$.

➤ **Condition de non fragilité:**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_r = 30 \text{cm} ; b = 100 \text{cm} ; \rho = 0.93$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 2.48 \text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 2.40 \text{cm}^2 \end{cases}$$

En appui : $A_{xmin} = A_{ymin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{cm}^2$

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier.

		M	A _{calc}	A _{min}	A _{adop}	S _t (cm)
		(KNm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ² /ml)	
Travée	Sens x-x	70.26	7.75	2.48	6T14=9.24	15

Extrait Uniquement

	Sens y-y	59.37	6.51	2.74	6T12=6.79	15
Appui		41.33	4.49	3.26	6T12=6.79	15

• **Espacement des armatures**

$$\begin{cases} \text{sens x: } S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ \text{sens y: } S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \end{cases}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 168.17\text{KN} \Rightarrow V_{\max} = 168.17\text{KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 153.3\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{168.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 0.622\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

➤ **Calcul des sollicitations à L'ELS :**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{38509.59}{483.12} \Rightarrow q_s = 79.70\text{KN} / \text{m}^2 ; N_s : \text{Effort à ELS (avec le poids du radier)}$$

A l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.93 \Rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0500 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.05 \times 70.79 \times 4.2^2 = 62.43\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 62.43 \times 0.8939 = 55.81\text{KN.m}$$

- **Moment en travée :** $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 53.06\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 47.43\text{KN.m} \end{cases}$

- **Moment en appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 31.21\text{KN.m}$

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

- **En travée :**

Extrait d'ouvrage

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa. } \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 12.06 \times y - 15 \times 12.06 \times 37 = 0 ; y = 7.37 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 66751.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

➤ **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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa. } \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau .VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	Sens x-x	53.06	7.37	66751.54	5.85	15	234.05	201.63
	Sens y-y	47.43	6.46	51955.86	5.89	15	281.26	201.63
Appui		31.21	6.46	51955.86	3.88	15	185.07	201.63

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de **(BAEL E.III.3.a)**.

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}, \cos \varphi = \lambda^{\frac{-3}{2}} ; \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_b \times \alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}.$$

Extrait Uniquement

Tableau VI.3. Résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.

		M (KN.m)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} MPa	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté	S_t (cm)
Travée	xx	53.06	1.108	31.01	0.29	5.53	10.74	2.48	6HA16 = 12.06	15
	yy	47.43	1.096	29.47	0.277	5.17	10.30	2.74	6HA16 = 12.06	15
appui		31.21	1.063	24.28	0.230	4.03	6.20	3.26	6HA14 = 9.24	15

On verifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 18.84 \text{ cm}^2 > 5.495 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications des contraintes à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes du radier :

		M_{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
travée	xx	53.06	12.06	8.23	82374.53	5.30	15	181.35	201.63	Vérifiée
	yy	47.43	12.06	8.23	82374.53	4.73	15	162.12	201.63	Vérifiée
appui		31.21	9.24	7.37	66751.54	3.44	15	137.67	201.63	Vérifiée

• **Espacement des barres**

Sens xx : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33\text{cm}$ vérifié.

Sens y-y : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45\text{cm}$ vérifié.

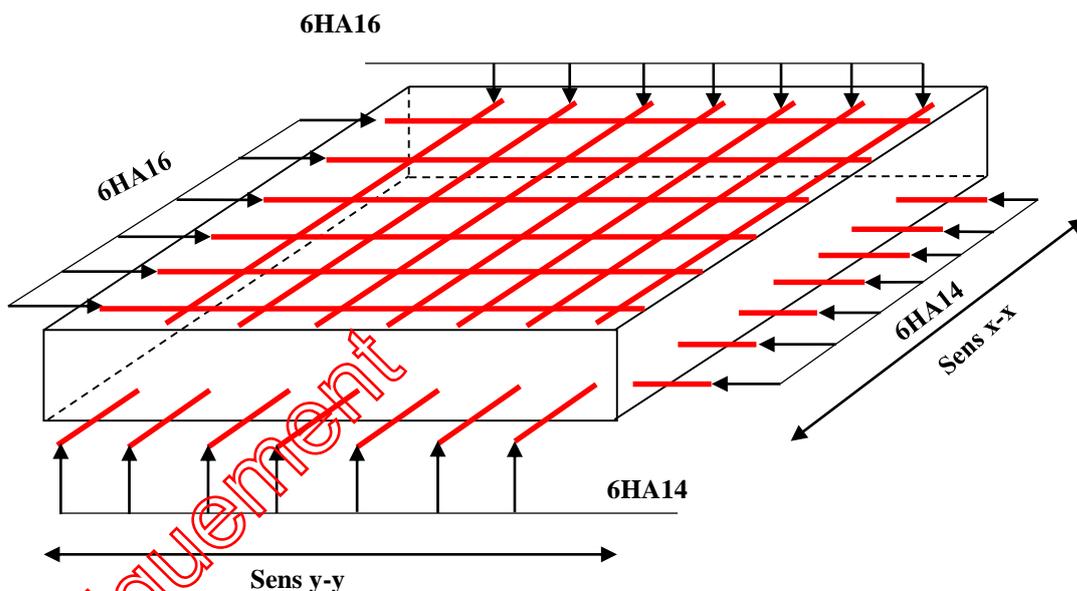


Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier

Extrait uniquement

VI.5.1. Les Nervures :

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

➤ Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On à $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

• Les charges triangulaires :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

• Les charges trapézoïdales :

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

- $q_u = 109.50 \text{ KN/m}^2$
- $q_s = 79.70 \text{ KN/m}^2$

➤ Sens X-X ☺

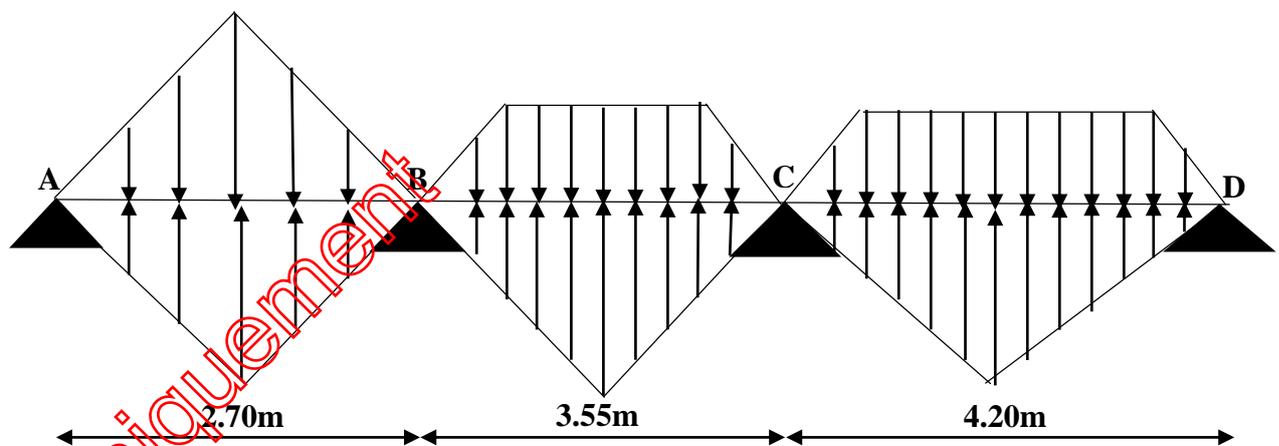


Figure VI.4. Charges transmises aux nervures principales du radier.

Sens Y-Y :

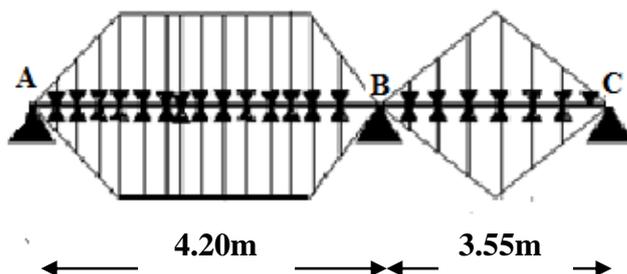


Figure VI.5.Charges transmises aux nervures transversales du radier.

- 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 : $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

- Sens longitudinal X-X

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure principale :

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	2.70	2.70	197.10	-26.94	-302.16	0.83	41.41
B-C	3.55	2.84	451.82	-302.16	-749.04	1.49	707.70
C-D	4.20	4.20	465.30	-749.04	-153.89	2.40	596.09

Extrait uniquement

- **Sens transversal Y-Y :**

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure transversale.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN/m)		x (m)	M _t
				M _g	M _d		
A-B	4.20	4.20	464.55	-153.65	-828.15	1.75	395.53
B-C	3.55	3.55	450.10	-828.15	-106.35	3.00	1376.6

VI.5.2. Ferrailage :

- **Sens Y-Y :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.80\text{ m} ; \quad h_0=0.30\text{m}$$

$$b_0=0.65\text{m} ; \quad d=0.75\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{450}{10}; \frac{420}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(45; 210)$$

Soit : $b_1 = 40\text{cm}$

On prend : $b_1=40\text{cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=2 \times 40+65=145\text{cm}$.

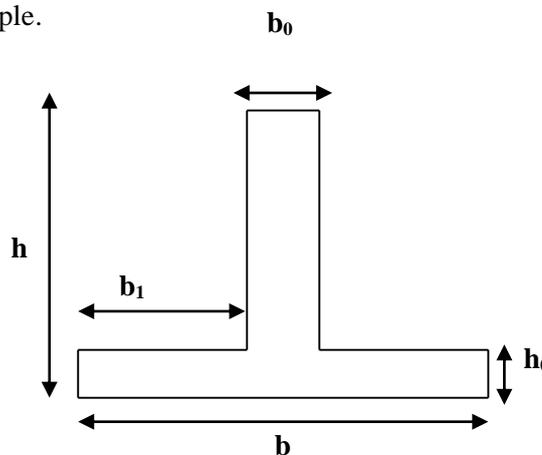


Figure VI.6. Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau

Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).

0	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	707.70	28	13.13	28.65	8HA16 4HA20
	Appui	-749.04	31.15	5.88	33.17	8HA20 4HA16

- **Sens Y-Y:**

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve : $b=145\text{cm}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	1376.6	56.35	13.13	57.3	4HA32 8HA20

Extrait Uniquement

	Appui	-828.15	34.79	5.88	37.7	12HA20
--	--------------	---------	-------	------	-------------	---------------

VI.5.3. Vérifications :

➤ **A l'ELU :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1172,73	1.07	2.5	Vérifiée
Sens X-X	1155.47	1.06	2.5	Vérifiée

➤ **A l'ELS :**

• **Etat 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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.63\text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa}$$

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.10. 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)
Y-Y	travée	301.03	24.47	2.51 10 ⁶	2.93	15	90.90	201.63
	appui	362.93	20.60	1.86 10 ⁶	4.02	15	159.22	201.63

Extrait Uniquement

X- X	travée	313.64	18.32	1.51 10 ⁶	3.80	15	176.59	201.63
	appui	331.96	19.51	1.69 10 ⁶	3.83	15	163.49	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers est vérifiée donc on maintien la section de ferrailage.

- **Armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22.85; 65.5; 32) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 22.85 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{t \min}\right) \Rightarrow St \leq \min(20; 12; 16) = 12 \text{ cm}$$

On prend $St=10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

Soit $6\text{HA}10=4.74 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus deux petits cadres pour ceux des milieux)

$$1). St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min(67.5; 40) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 40 \text{ cm.}$$

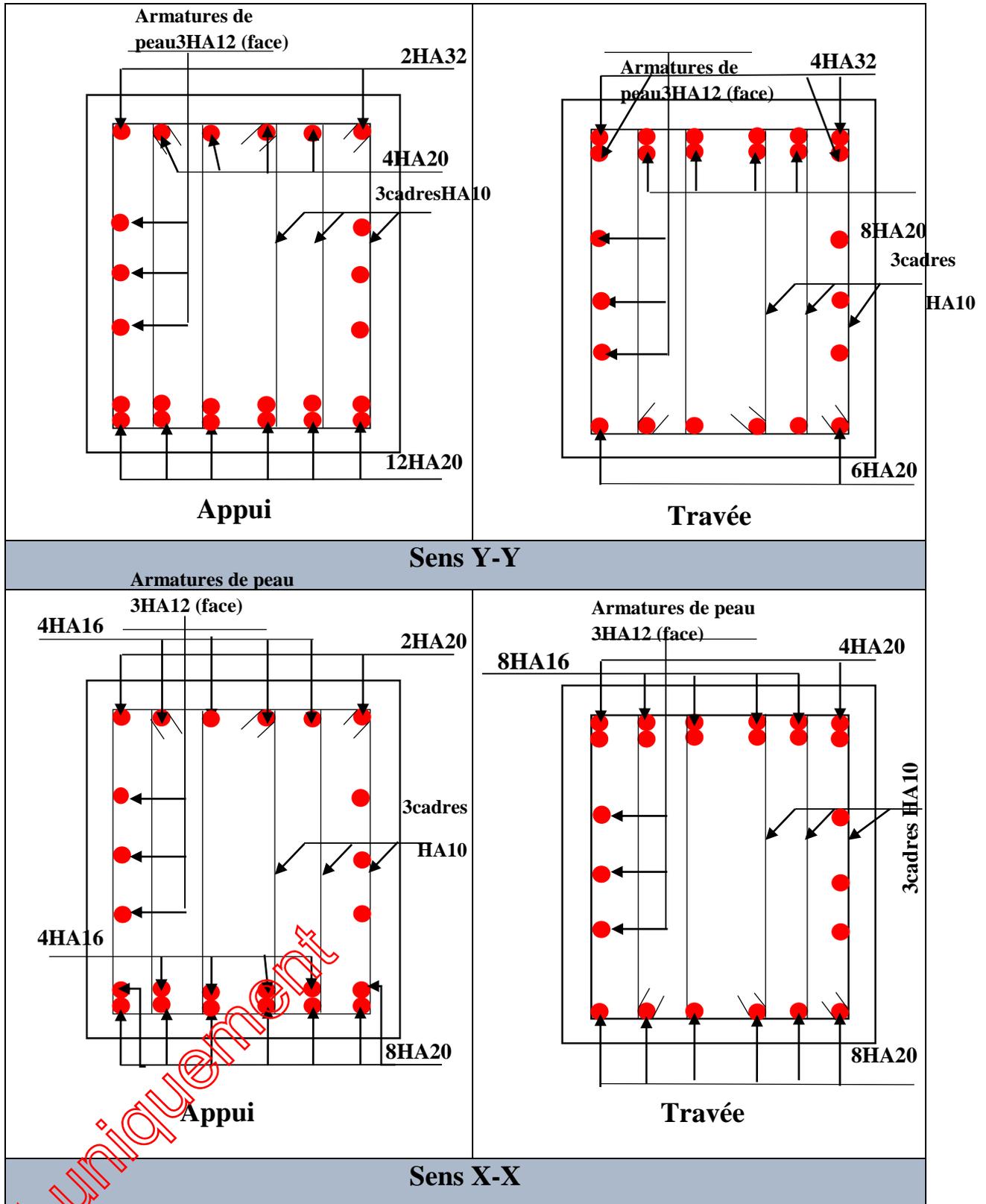
$$2). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4.74 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.75} = 63.2 \text{ cm}$$

$$3). St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 4.74 \times 10^{-4} \times 400}{0.75 [1.07 - 0.3 \times 2.1]} = 45.96 \text{ cm}$$

Extrait uniquement

VI.6.4. Schémas de ferrailage des nervures :

Tableau VI.11. Schémas de ferrailage des nervures



Extrait Uniquement

VI.7. Etude du voile périphérique :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalisée l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

Remarque : On remarque du plan de la coupe que les fondations ne seront pas encarrées à la profondeur recommandé par le bureau d'études, qui a réalisé l'étude géotechnique (un ancrage de 2.4m pour avoir 1.5bar de capacité portante). Alors, on propose d'ajouter un sous-sol de 2.5 m de hauteur pour atteindre le bon sol.

VI.7.1. Dimensionnement :

On adopte une épaisseur $e=20$ cm, la longueur $L=4.50$ m, la hauteur $h=2.5$ m.

VI.7.2. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 15.5$ KN/M³.

Angle de frottement : $\varphi=31.04^\circ$

Une cohésion : $C=3$ KN/m²

VI.7.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

a) **Poussée des terres:** $G = h * \gamma * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$G = 2.5 * 15.5 * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{31.04}{2}\right) = 12.38 \text{ KN / ml}$$

b) **Charge due à la surcharge:**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2, Q = q * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 3.19 \text{ KN/m}^2$$

VI.7.4. Ferrailage du voile :

Le voile périphériques se calcul comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé encastres en chaque côté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

➤ **A L'ELU :**

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

$L_x=2.5m, L_y=4.5m, B=1m, h=20cm.$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.555 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 4.78 \text{ KN} / \text{m}^2; \quad \sigma_{\max} = 1.5Q + 1.35G \Rightarrow \sigma_{\max} = 21.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 17.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

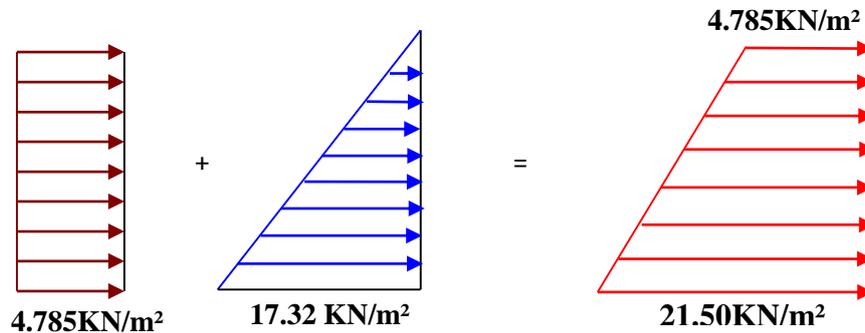


Figure VI.7. Diagramme des contraintes.

$$\alpha = 0.555 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe 4}]$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$M_{0x} = 9.67 \text{ KN} * \text{m}.$$

$$M_{0y} = 2.42 \text{ KN} * \text{m}$$

➤ **Les moments sollicitant :**

$$M_{ly} = 0.85 * M_{0y} = 2.05 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_{lx} = 0.85 * M_{0x} = 8.22 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_{ap} = 0.5 * M_{0x} = 4.83 \text{ KN} * \text{m}$$

Extrait uniquement

Tableau VI.12. Section des armatures du voile périphérique.

Sens		M (KN.m)	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)	choix
x-x	En travée	8.22	1.40	2	3.93	20	5HA10
	En appui	4.83	0.822	2	3.93	20	5HA10
y-y	En travée	2.05	0.347	2	3.93	20	5HA10
	En appui	4.83	0.821	2	3.93	20	5HA10

➤ **Vérifications à l'E.L.U :**

Avec $A_{min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA.

$$A_{min} = 0.1 * 20 * 100 / 100 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Les espacements :**

- Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$
- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 30.50 \text{ KN.}$$

On a $V_x = \frac{q_u * l_x}{3} = \frac{17.32 * 2.5}{3} = 14.45 \text{ KN}$

$$\tau_u = 0.179 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **A L'ELS:**

$$\sigma_{min} = Q = 3.19 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \sigma_{max} = G + Q \Rightarrow \sigma_{max} = 15.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$.q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 12.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$ELS: \rho = \frac{A_s}{L_y} = 0.555 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0936 \\ \mu_y = 0.415 \end{cases} \quad (\text{Annexe 4})$$

Extrait uniquement

➤ **Les moments sollicitant :**

$$M_{0x} = 7.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 3.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 2.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 3.65 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Dans le béton :**

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

- **Dans l'acier :** La fissuration est considérer nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3} , 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.13. Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

Sens		M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	7.30	2.36	118.43	Vérifiée
	En appui	3.65	1.18	59.21	Vérifiée
y-y	En travée	3.02	0.97	48.99	Vérifiée
	En appui	3.65	1.18	59.21	Vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage du voile périphérique :**

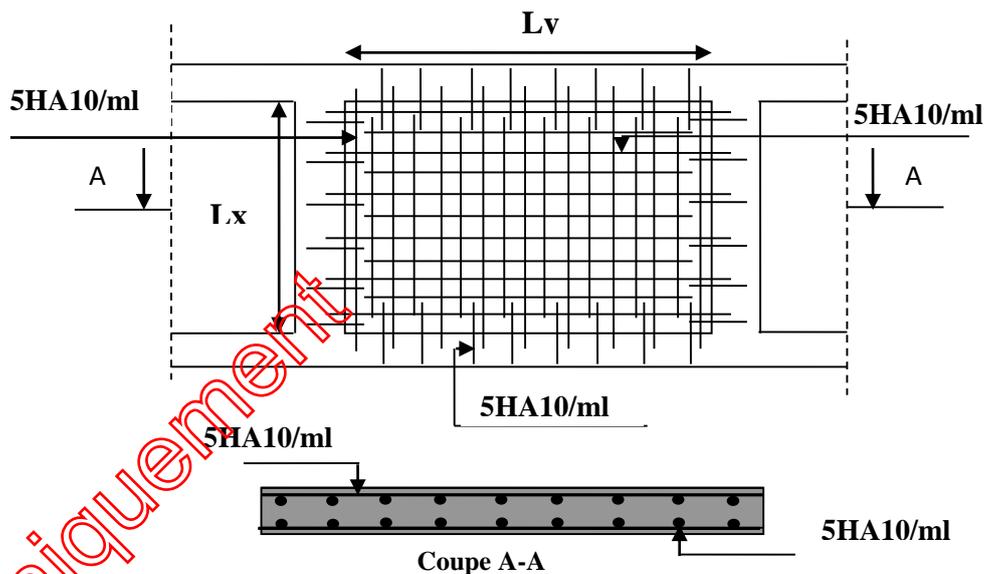


Figure VI.8. Schéma de ferrailage du voile

IV.8. Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier nervuré. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et satisfaisant.

Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre. Notre voile périphérique est en fait un mur qui reprend comme charges uniquement les poussées des terres. Il a été calculé comme des panneaux de dalle pleine.

Extrait uniquement

ANNEXE 5

Etude de sol N° 43/2012

790 Logements LPL, Akbou, Bejaia

V- Conclusions et recommandations :

Le terrain étudié pour recevoir les 790 logements est de relief plat. D'après les coupes de sondages réalisés sur l'assiette du projet sa géologie est constituée de Sables limoneux avec graviers, galets et de cailloux arrondis alluvionnaires, le tout cimenté par une matrice argileuse.

Les essais au PDL ont révélé clairement l'homogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance, qui est bonne.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité des résultats des essais « in situ » au pénétromètre dynamique lourd, les coupes de sondages carottés et les essais au laboratoire ;

A la base de ces résultats et les observations faites lors d'une visite du site, nous préconisant :

- Prévoir des fondations superficielles.
- Une contrainte admissible du sol de 1.5 Bar pour un ancrage de 2.40 mètres de profondeur.

* L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux d'oued.

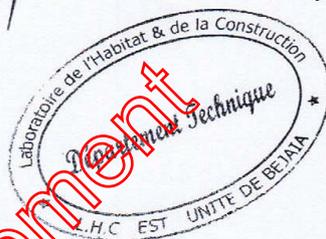
L'Ingénieur Chargé d'Etude :

DEBABI Nacim
Ingénieur Chargé d'Etudes

Chef de Département Technique :

ABDOUS Madani
Chef Département Technique

Le Directeur Régional :



Extrait Uniquement

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

Extrait uniquement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m^2).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

Extrait Uniquement

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{cr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_r : Contrainte effective finale (bars).

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Extrait uniquement