



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

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+8+sous-sol en béton
armée

Présenté par :

Hadjout Nouria

Redjda Noura

Zermani Fadila

Soutenu le 23/06/2013 devant le jury composé de :

Mr Ourabah	Adnane	Président
M ^{elle} Meziani	Marième	Encadreur
Mr Bourouba	Abdelhalim	Examineur

Remerciements

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

A notre promotrice M^{elle} Meziani.

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civile.

Au bureau d'étude Merzouk Karim spécialement Karima, Fayrouz et surtout Noria qui nous a vraiment aidée pour la modélisation avec le logiciel ETABS.

Nos remerciements s'adresse également aux membre de jury pour l'intérêt qu'ils ont portés à notre travail, et qui nous feront l'honneur de corriger notre travail.

Sans oublier ceux qui ont participés de prés ou de loin à la réalisation de ce travail spécialement Hanane, Wardia, Nassima et Salim.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1	3
GENERALITES.....	3
1.1. PRESENTATION DU PROJET :	3
1.1.1. Description de l'ouvrage :	3
1.1.2. Implantation de l'ouvrage :	3
1.1.3. Description architecturale :	3
1.1.3.1. Composition :	3
1.1.3.2. Dimensions :	3
1.1.4. Description structurale :	4
1.1.4.1. Ossature :	4
1.1.4.2. Planchers :	4
1.2. DONNEES DU SITE :	5
1.3. REGLEMENT ET NORME UTILISE :	5
2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :	6
2.2.1. LES PLANCHERS :	6
2.2.1.1. Plancher à Corps creux :	6
2.2.1.2. Les poutrelles :	7
2.2.1.3. Plancher à dalle plein:	8
2.2.2. Les escaliers :	9
2.2.2.1. Définition :	9
2.2.2.2. Différent types d'escalier :	9
2.2.2.3. Dimensionnement :	10
2.2.3. L'acrotère :	12
2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :	12
2.3.1. Les poutres :	12
2.3.1.1. Les poutres principales :	12
2.3.1.2. Les poutres secondaires :	13
2.3.2. Les voiles :	13
2.3.2.1. L'épaisseur des voiles :	14
2.3.2.2. La largeur (portée) des voiles :	14
2.3.3. Les poteaux :	14
2.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES : (DTR. B.C.2.2)	17
2.5. DESCENTE DE CHARGE :	20
2.5.1. Introduction :	20
2.5.2. Loi de dégression :	20
2.5.3. Poids des éléments porteurs :	21
2.5.4. Poteau P19 :	21
2.5.5. Poteau P9 :	25
2.5.6. Calcul de l'effort normal à la base du bâtiment :	25
2.5.7. Vérification :	25
2.5.8. Conclusion :	27

CHAPITRE3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	28
3.1. ETUDE DES PLANCHERS :	28
3.1.1. Etude des poutrelles :	28
3.1.1.1. Type des poutrelles :	28
3.1.1.2. Méthodes de calcul :	28
3.1.1.3. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :	31
3.1.1.4. Calcul des sollicitations :	31
3.1.1.5. Ferrailage des poutrelles (flexion simple) :	40
3.1.1.6. Schéma de ferrailage des poutrelles :	51
3.1.1.7. Ferrailage de la dalle de compression :	53
3.2. DALLES PLEINES :	54
3.2.1. Dalle sur deux appuis perpendiculaire (type 01) :	54
3.2.1.1. Evaluation des charges :	54
3.2.1.2. Calcul des sollicitations :	55
3.2.1.3. Ferrailage :	55
Vérification :	56
3.2.1.5. Le schéma de ferrailage :	57
3.2.2. Dalle pleine sur trois appuis (type 02) :	57
3.2.2.1. Evaluation des charges :	57
3.2.2.2. Calcul des sollicitations :	58
3.2.2.3. Ferrailage :	58
3.2.2.4. Vérification :	58
3.2.2.5. Le schéma de ferrailage :	60
3.2.3. Dalle plein sur quatre appuis (type 03) :	60
3.2.3.1. Evaluation des charges :	60
3.2.3.2. Calcul des sollicitations :	60
3.2.3.3. Ferrailage :	61
3.2.3.4. Vérification :	61
3.2.3.5. Le schéma de ferrailage :	62
3.3. CALCUL DE POUTRE DE CHAINAGE:	63
3.3.1. Définition :	63
3.3.2. Dimensionnement :	63
3.3.3. Calcul des sollicitations :	63
3.3.4. Le ferrailage :	63
3.3.5. Vérification :	64
3.3.6. Schéma de ferrailage :	67
3.4. ETUDE DE L'ACROTERE :	68
3.4.1. Introduction :	68
3.4.2. Hypothèse de calcul :	68
3.4.3. Evaluation des charges :	68
3.4.4. Calcul des sollicitations :	69
3.4.5. Calcul de l'excentricité à ELU :	70
3.4.6. Ferrailage :	71
3.4.7. Vérification :	72
3.4.8. Schéma de ferrailage:	75
3.5. ETUDE D'ASCENSEUR :	75
3.5.1. Définition :	75

3.5.2. Etude de la dalle de compression :	76
3.5.3. Evaluation des charges et surcharges :	76
3.5.4. Cas d'une charge répartie :	76
3.5.4.1. Calcul des sollicitations :	76
3.5.4.2. Calcul des moments réels :	76
3.5.4.3. Calcul de ferrailage :	77
3.5.4.4. Vérification.....	77
3.5.5. Cas d'une charge concentré :	79
3.5.5.1. Calcul des sollicitations :	79
3.5.5.2. Ferrailage :	80
3.5.5.3. Vérification.....	80
3.5.6. Schéma de ferrailage :	82
3.6. CALCUL DES ESCALIERS :	83
3.6.1. Calcul des escaliers du type 1 :	83
3.6.1.1. Le chargement :	83
3.6.1.2. Combinaison de charges :	83
3.6.1.3. Les sollicitations :	83
3.6.1.4. Le ferrailage:	84
3.6.1.5. Les vérifications nécessaires :	84
3.6.1.6. Schéma de ferrailage :	87
3.6.2. Le deuxième type d'escalier :	87
3.6.2.1. Les sollicitations sur la volée:.....	88
3.6.2.2. Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :	88
3.6.2.3. Vérification :	88
3.6.2.4. Schéma de ferrailage :	90
3.6.3. Calcul du palier de repos de l'escalier :	90
3.6.3.1. Le chargement :	90
3.6.3.2. Calcul des sollicitations	91
3.6.3.3. Ferrailage du palier de repos :	91
3.6.3.4. Vérifications	91
3.6.3.5. Schéma de ferrailage de palier de repos:.....	93
3.6.4. Etude de la poutre palière :	93
3.6.4.1. Le pré dimensionnement :	93
3.6.4.2. Les surcharges sur la poutre palière	93
3.6.4.3. Les sollicitations sur la poutre palière :	94
3.6.4.4. Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :	94
3.6.4.5. Exigence du RPA :	94
3.6.4.6. Calcul d'armatures à la torsion	94
3.6.4.7. Calcul du ferrailage :	96
3.6.4.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière :	97
3.6.5. Etude de la poutre brisé.....	97
3.6.5.1. Dimensionnement :	97
3.6.5.2. Schéma statique de la poutre brisé :	98
CHAPITRE 4	99
ETUDE SISMIQUE.....	99
4.1. INTRODUCTION :	99
4.2. PRESENTATION DE LOGICIEL DE CALCUL ETABS :	99
4.3. METHODE DE CALCUL :	100

4.3.1. Méthode statique équivalente :.....	100
4.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	103
4.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :.....	104
4.1. INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :.....	104
4.4.1. Première disposition :	104
4.4.2. Deuxième dispositions :	105
4.4.3. Comportement de la structure :	106
4.4.4. Conclusion concernant la disposition des voiles :.....	108
4.5. PRESENTATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE AUTOMATIQUE DE LA VARIANTE RETENUE PAR ETABS :.....	108
4.5.1. Taux et facteur de participation massique :	109
4.5.2. Centre de masse et centre de rigidité :	109
4.6. VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA99 :	110
4.6.1. Justification de l'interaction voile/portique :.....	110
4.6.2. Vérification de l'effort normal réduit :.....	112
4.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :	112
4.6.4. Calcul des déplacements :.....	113
4.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	114
4.6.6. Justification de la largeur des joints sismique :.....	115
4.7. CONCLUSION :.....	115
CHAPITRE 5	116
ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	116
5.1. ETUDE DES POTEAUX:	116
5.1.1. Introduction:	116
5.1.3. Les sollicitations de calcul :.....	118
5.1.4. Calcul de ferrailage :.....	119
5.1.5. Vérifications :	120
5.1.6. Schémas de ferrailage des poteaux :	122
5.2. ETUDE DES POUTRES :.....	123
5.2.1. Introduction :	123
5.2.2. Recommandation du RPA :	123
5.2.3. Calcul du ferrailage :.....	124
5.2.4. Les différentes vérifications.....	125
1.1.1.1. 5.2.4.1. Vérifications à l'ELU :	125
1.1.1.2. Vérification à l'ELS :.....	129
5.3. ETUDE DES VOILES :.....	132
5.3.1. Les combinaisons d'action:	132
5.3.2. Procèdes de calcul :.....	132
5.3.3. Vérification :.....	135
5.3.4. Ferrailage des voiles:.....	136
5.4. SCHEMA DE FERRAILAGE DES VOILES :	138
5.5. CONCLUSION :.....	138
CHAPITRE 6 :	139
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	139

6.1. INTRODUCTION :	139
• SYSTEME STRUCTURAL ADOPTE.	139
6.2. ETUDE DES FONDATIONS :	139
6.2.1. Combinaison d'action à considérer :	139
6.2.2. Choix de type de fondation :	140
6.3. RADIER GENERAL :	140
6.3.1. Définition :	140
6.3.2. Dimensionnement :	140
6.3.3. Les Vérifications nécessaires	142
6.3.4. Ferrailage de radier :	144
6.3.5. Vérification :	146
6.3.6. Schéma de ferrailage du radier :	148
6.4. FERRAILAGE DES NERVURES :	148
6.4.1. Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations :	148
6.4.2. Calcul des sollicitations :	150
6.4.3. Ferrailage des nervures :	151
6.4.4. Vérifications :	152
6.4.5. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY).	154
6.5. ETUDE DE VOILE PERIPHERIQUE :	155
6.5.1. Conditions minimales de RPA.	155
6.5.2. Modélisation et calcul du voile périphérique :	155
1. Dimensionnement des voiles périphérique :	155
2. Les caractéristiques du sol :	155
3. Evaluation des charges et surcharges :	155
6.5.3. Ferrailage du voile :	156
6.5.4. Vérifications :	157
6.5.5. Schéma de ferrailage :	159
CONCLUSION GENERALE :	160

Table des figures

FIGURE 2.1 : SCHEMA DE DISPOSITION DES POUTRELLES	7
FIGURE 2.2 : SCHEMA D'UNE POUTRELLE.....	8
FIGURE 2.3 : VUE EN PLAN ET EN PERSPECTIVE DE L'ESCALIER (TYPE 01)	10
FIGURE 2.4 COUP A-A.....	10
FIGURE 2.5 : SCHEMA DE L'ESCALIER BALANCE (TYPE2)	11
FIGURE 2.6 : DIMENSIONNEMENT DE L'ACROTERE.....	12
FIGURE 2.7: COUPE DE VOILE EN ELEVATION	14
FIGURE 2.8: LES SURFACES AFFERENTES DE POTEAU P19	21
FIGURE 3.1: MOMENT SUR UNE POUTRE A DEUX OU PLUS DE DEUX TRAVEES	29
FIGURE 3.2 : L'EFFORT TRANCHANT SUR UNE POUTRE A DEUX OU PLUS DE DEUX TRAVEES.....	30
FIGURE 3.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	54
FIGURE 3.4 : DALLE PLEINE (TYPE01).....	54
FIGURE 3.5 : SECTION DE LA DALLE PLEINE A FERRAILLE	55
FIGURE 3.6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE (TYPE 01).....	57
FIGURE 3.7 : DALLE PLEINE (TYPE02).....	57
FIGURE 3.8 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE (TYPE 02).....	60
FIGURE 3.9 : DALLE PLEINE (TYPE 03).....	60
FIGURE 3.10 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE (TYPE 03).....	62
FIGURE 3.11 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE	67
FIGURE 3.12 : SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE.	69
FIGURE 3.13 : VUE EN PLAN D'UN ACROTERE.....	69
FIGURE 3.14 : SECTION A FERRAILLER.....	71
FIGURE 3.15 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE (TERRASSE INACCESSIBLE)	75
FIGURE 3.16 : CAGE D'ASCENSEUR.....	75
FIGURE 3.17 : SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACT.....	79
FIGURE 3.18 : VUE EN COUPE DU FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION	82
Q = 2.5 KNm²	
FIGURE 3.19 : SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER	83
FIGURE 3.20 : DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS	83
FIGURE 3.21 : SECTION A FERRILLEE	84
FIGURE 3.22 : SCHEMA DE FERRAILLAGE D'ESCALIER (TYPE 01).....	87
FIGURE 3.23 : VUE EN PLAN DE L'ESCALIER TYPE 02	87
FIGURE 3.24 : SCHEMA DE FERRAILLAGES DES ESCALIERS BALANCER (TYPE 02).....	90
FIGURE 3.25 : SCHEMA STATIQUE DU PALIER DE REPOS.....	90
FIGURE 3.26 : SCHEMA DU FERRAILLAGE DU PALIER DE REPOS.....	93
FIGURE 3.27 : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE	93
FIGURE 3.28 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE	97
FIGURE 3.29 : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE BRISEE	97
FIGURE 3.30 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE.....	98
FIGURE 4.1 : SPECTRE DE REPONSE	103
FIGURE 4.2 : PREMIER DISPOSITION DES VOILES	104
FIGURE 4.3 : DEUXIEME DISPOSITION DES VOILES	105
FIGURE 4.4 : PREMIER MODE DE TRANSLATION SUIVANT L'AXE X -X.....	106
FIGURE 4.5 : DEUXIEME MODE DE TRANSLATION SUIVANT L'AXE Y-Y	107

FIGURE 5.1 : LA ZONE NODALE	117	
FIGURE 5.2 : SECTION D'UN POTEAU.....	121	
FIGURE 0.3 : POTEAU S_SOL ; RDC ; 1 ^{ER} ETAGE	FIGURE 0.4 : POTEAU 2 ^{EME} ; 3 ^{EME} ; 4 ^{EME} ETAGE.....	122
FIGURE 5.5 : POTEAU ; 5 ^{EME} ; 6 ^{EME} ETAGE	FIGURE 5.6 : POTEAU 7 ^{EME} ; 8 ^{EME}	123
FIGURE 5.7: ZONE NODALE.....	128	
FIGURE 5.8 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES	131	
FIGURE 5.9 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES	131	
FIGURE 5.10 : FERRAILLAGE DU VOILE DE RDC	138	
FIGURE 5.11 : FERRAILLAGE DU VOILE D'ETAGE 08.....	138	
FIGURE 6.1 : DALLE SUR QUATRE APPUIS.....	145	
FIGURE 6.2: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER.	148	
FIGURE 6.3 : SECTION A FERRAILLEE.....	151	
FIGURE 6.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES.	154	
FIGURE 6.5 : SCHEMA STATIQUE DE VOILE PERIPHERIQUE.....	155	
FIGURE 6.6 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES.....	156	
FIGURE 6.7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	159	

Liste des Tableaux

TABLEAU 2.1 LES DIMENSIONS DE L'ESCALIER BALANCE.....	11
TABLEAU 2.2 : ÉVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	17
TABLEAU 2.3 : ÉVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT.....	17
TABLEAU 2.4 : ÉVALUATION DES CHARGES DANS LES PLANCHERS A DALLE PLEINE (BALCON).....	18
TABLEAU 2.5 : ÉVALUATION DES CHARGES DANS LES MURS EXTERIEUR	18
TABLEAU 2.6 : ÉVALUATION DES CHARGES DANS LES MURS INTERIEUR.....	19
TABLEAU 2.7 : ÉVALUATION DES CHARGES DU PALIER	19
TABLEAU 2.8 : ÉVALUATION DES CHARGES DE LA VOLEE (PAILLASSE)	19
TABLEAU 2.9 : POIDS DES POTEUX ET DES POUTRES	21
TABLEAU 2.10 : DESCENTE DE CHARGE POUR LE POTEAU DE CENTRE	23
TABLEAU 2.11 : VERIFICATION DE LA COMPRESSION	25
TABLEAU 2.12: VERIFICATION AU FLAMBEMENT.....	26
TABLEAU 3.1 : COMBINAISON D'ACTION.....	31
TABLEAU 3.2 : SOLLICITATION A ELU	35
TABLEAU 3.3 : SOLLICITATION A ELS.....	35
TABLEAU 3.4 : SOLLICITATION A ELU	35
TABLEAU 3.5 : SOLLICITATION A ELS.....	35
TABLEAU 3.6 : SOLLICITATION A ELU	36
TABLEAU 3.7 : SOLLICITATION A ELS.....	36
TABLEAU 3.8 : SOLLICITATION A ELU	36
TABLEAU 3.9 : SOLLICITATION A ELS.....	36
TABLEAU 3.10 : SOLLICITATION A ELU	37
TABLEAU 3.11 : SOLLICITATION A ELS.....	37
TABLEAU 3.12 : SOLLICITATION A ELU	37
TABLEAU 3.13 : SOLLICITATION A ELS.....	37
TABLEAU 3.14 : SOLLICITATION A ELU	37
TABLEAU 3.15 : SOLLICITATION A ELS.....	38
TABLEAU 3.16 : SOLLICITATION A ELU	38
TABLEAU 3.17 : SOLLICITATION A ELS.....	38
TABLEAU 3.18 : SOLLICITATION A ELU	38
TABLEAU 3.19 : SOLLICITATION A ELS.....	38
TABLEAU 3.20 : SOLLICITATION A ELU	39
TABLEAU 3.21 : SOLLICITATION A ELS.....	39
TABLEAU 3.22 : SOLLICITATION A ELU	39
TABLEAU 3.23 : SOLLICITATION A ELS.....	39
TABLEAU 3.24 : SOLLICITATION A ELU	40
TABLEAU 3.25 : SOLLICITATION A ELS.....	40
TABLEAU 3.26 : CALCUL ET CHOIX DES SECTIONS D'ARMATURE POUR LES DEFERENTS TYPES DE POUTRELLES	43
TABLEAU 3.27 : LES DIFFERENTES VERIFICATIONS DES POUTRELLES A L'ELU	44
TABLEAU 3.28 : VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON DES POUTRELLES.	46
TABLEAU 3.29 : VERIFICATION DES ETATS LIMITE DE DEFORMATION.....	50
TABLEAU 3.30 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES	51

TABLEAU 3.31 : CALCULE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE (TYPE 02)	58
TABLEAU 3.32 : ARMATURES LONGITUDINALES	64
TABLEAU 3.33 : LES SOLLICITATIONS DE CALCUL	69
TABLEAU 3.34 : FERRAILLAGE D'ASCENSEUR EN TRAVEE DANS LE CAS D'UNE CHARGE REPARTIE	77
TABLEAU 3.35 : FERRAILLAGE D'ASCENSEUR EN APPUIS DANS LE CAS D'UNE CHARGE REPARTIE	77
TABLEAU 3.36 : FERRAILLAGE D'ASCENSEUR DANS LE CAS D'UNE CHARGE CONCENTREE	80
TABLEAU 3.37 : FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE A LA FLEXION SIMPLE.....	88
TABLEAU 4.1 : VALEUR DES PENALITES P_0	100
TABLEAU 4.2 : TAUX ET FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE	109
TABLEAU 4.3 : VALEUR DE L'EXCENTRICITE POUR CHAQUE NIVEAU.....	110
TABLEAU 4.4 : VERIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGE VERTICALE	111
TABLEAU 4.5 : VERIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGE HORIZONTALE	111
TABLEAU 4.6 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE REDUIT	112
TABLEAU 4.7 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES.....	112
TABLEAU 4.8 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS.....	113
TABLEAU 4.9 : VERIFICATION DES EFFETS P- Δ	114
TABLEAU 5.1 : ARMATURES LONGITUDINALES MAXIMAL ET MINIMAL DANS LES POTEAUX:	117
TABLEAU 5.2 : LES SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.....	118
TABLEAU 5.3 : FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	119
TABLEAU 5.4: ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX	119
TABLEAU 5.5 : VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT	120
TABLEAU 5.6 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE BETON DES POTEAUX	121
TABLEAU 5.7 : VERIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGENTIELLES DANS LES POTEAUX.....	122
TABLEAU 5.8: FERRAILLAGE DES POUTRES	125
TABLEAU 5.9 : CALCUL D'ESPACEMENT DES BARRES	126
TABLEAU 5.10 : LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX	128
TABLEAU 5.11 : VERIFICATION DES ZONES NODALES A LA FORMATION DES ROTULES PLASTIQUES.....	129
TABLEAU 5.123: RESULTATS DE FERRAILLAGE DU VOILE 2 M :	136
TABLEAU 6.1 : TABLEAU DE FERRAILLAGE DU RADIER	145
TABLEAU 6.2 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	147
TABLEAU 6.3 : VERIFICATION DES CONTRAINTES NOUVELLES	148
TABLEAU 6.4 : SOLLICITATIONS SUR LA NERVURE DANS LE SENS TRANSVERSALE	151
TABLEAU 6.5 : SOLLICITATIONS SUR LA NERVURE DANS LE SENS LONGITUDINAL	151
TABLEAU 6.6 : FERRAILLAGE DES NERVURES	152
TABLEAU 6.7 RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE	152
TABLEAU 6.8 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	153
TABLEAU 6.9 : RESUME DES RESULTATS (VERIFICATION DES CONTRAINTES)	153
TABLEAU 6.10 : NOUVELLES VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	154
TABLEAU 6.11 RESULTAT DE FERRAILLAGE DE VOILE PERIPHERIQUE.....	157
TABLEAU 6.12 : VALEURS DES MOMENTS DE CALCUL POUR LE VOILE PERIPHERIQUE	159
TABLEAU 6.13 : VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	159

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou on autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment de huit étages plus un sous sol (stocke), un RDC (service), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques en vigueur.

Ainsi notre travail a été partagé en deux parties principales :

La première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient :

- Généralités sur les matériaux.
- Pré-dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments.
- Calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère, ascenseur).
- Etude dynamique de la structure (période, interaction, effort normal réduit et l'effet P- Δ).
- Etude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, elle consiste à choisir sur la base du rapport du sol le type de fondation pour la structure, puis faire les calculs et les différentes vérifications.

Chapitre 1

Généralités

1.1. Présentation du projet :

1.1.1. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est l'un des bâtiments du projet construction mixte (50 logements promotionnels, habitation, service & commerce). Sa structure est en R+8+sous sol, ayant une forme irrégulière.

1.1.2. Implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage est implanté dans la ville d'AKBOU dans la wilaya de BEJAIA, cette région est classée zone à moyenne sismicité (zone II. a) selon le (RPA99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

1.1.3. Description architecturale :

1.1.3.1. Composition :

- Sous sol accessible a usage de service.
- Rez-de chaussée à usage commerciale.
- Première étage à usage de service.
- Etages courants à usage d'habitation, chacun contient trois appartements.

1.1.3.2. Dimensions :

- Largeur en plan.....24.6 m
- Longueur en plan.....22.2 m
- Hanteur du RDC.....4.08 m
- Hauteur du sous sol.....3.91 m
- Hauteur 1^{er} étage et courant.....3.06 m
- Hauteur totale.....32.47 m

1.1.4. Description structurale :

1.1.4.1. Ossature :

En se référant au **RPA 99 version 2003** qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage), ce qui est le cas dans notre projet.

1.1.4.2. Planchers :

Sont en coss creux, reposant sur des poutrelles coulées sur place. Le choix de ce type de plancher est basé sur sa résistance suffisante et ses caractéristiques d'isolation acoustique et thermique.

➤ Acrotère :

C'est un élément en béton armé contournant le bâtiment, encastré au niveau de dernier plancher.

➤ Escalier :

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

➤ Ascenseur :

C'est un élément mécanique qui sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

➤ Maçonnerie :

Sera exécutée en brique perforée

- Les murs extérieurs et les murs séparant les appartements sont en doubles cloisons de 30 cm avec une lame d'air de 5cm
- Les murs d'agencement dans les appartements sont en une seule cloison de 10cm.

➤ Les revêtements :

On distingue trois types de revêtement :

- Céramique dans les salles d'eau et cuisines.
- Carrelage et peintures dans les autres pièces.
- Couche de protection pour la terrasse inaccessible.

1.2. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003.
- Le site est considéré comme ferme (S3). (rapport final d'étude de sol)
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.6$ bars. (rapport final d'étude de sol)

1.3. Règlement et norme utilisé :

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- DTR-B.C.2.48 (Règles Parasismiques Algériens version 2003).
- DTR-B.C.2.41 (CBA93 : Règles de Conception et de calcul des structures en Béton Armé).
- DTR B.C.2.2. (Charges permanente et charge d'exploitation)
- BAEL91/version 99.

Chapitre2 :

Pré-dimensionnement des éléments

2.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **CBA93**.

2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

2.2.1. Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

2.2.1.1. Plancher à Corps creux :

D'après le **BAEL 91/verssion99 (article 6.8.4.2.4)**, la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante : $ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 420 - 40 = 380 \text{ cm}$$

$$ht \geq 380 / 22.5 = 16.88 \text{ cm}$$

$$ht = 16 + 4 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

16 cm : hauteur de Corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

Notre plancher est d'épaisseur (16+4) cm.

2.2.1.2. Les poutrelles :

a. La disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

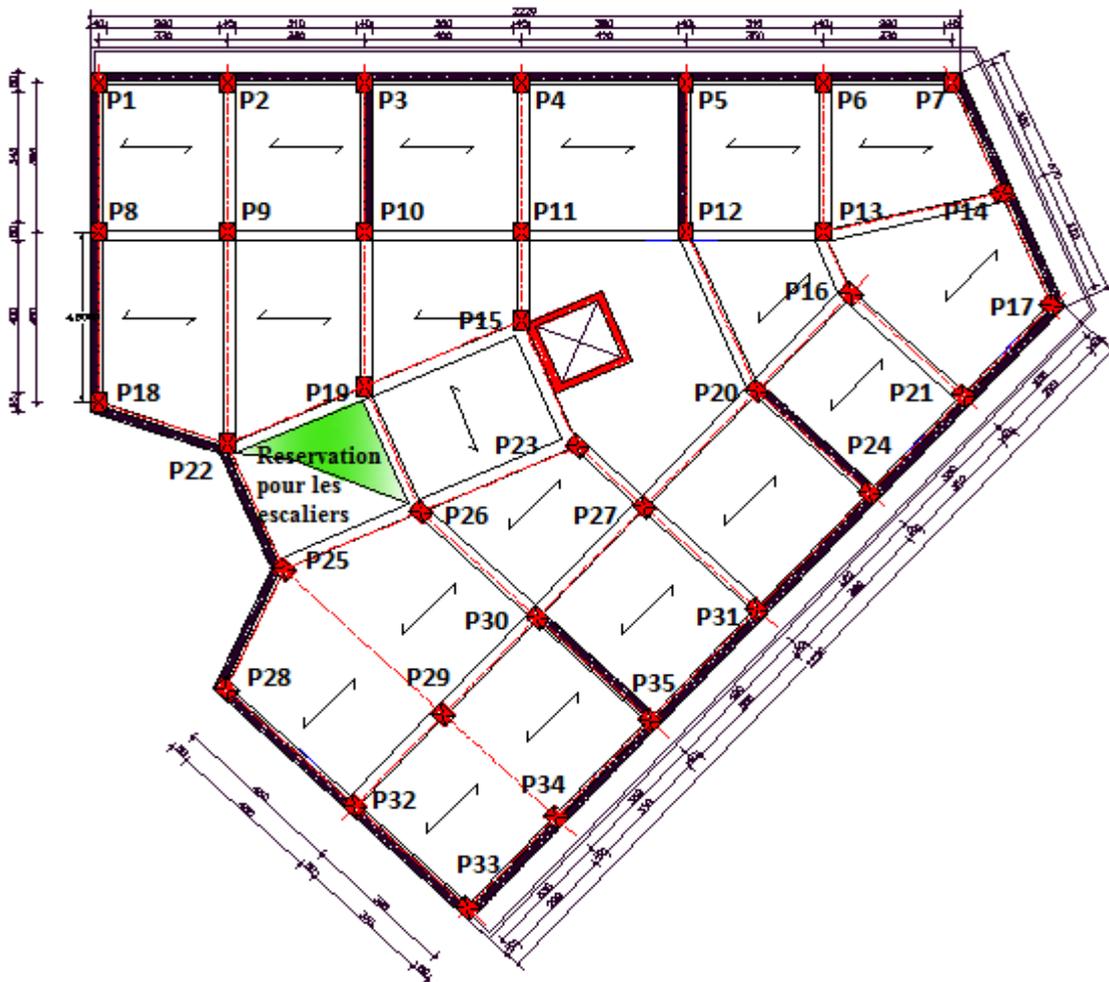


Figure 2.1 : Schéma de disposition des poutrelles

b. Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression :

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

b= largeur de la table de compression

L_x= distance entre nus d'appui entre deux éléments calculés

L_y = longueur entre nus de la travée minimale de l'élément calculé

$L_x = l - b_0$ avec « l » est la distance entre axes des poutrelles et

$7b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h$, donc « b » est entre "8" et "14" cm, généralement on prend

$b_0 = 10 \text{ cm}$ et $l = 65 \text{ cm}$

$L_x = 0,65 - 0,1 = 0,55 \text{ m} = 55 \text{ cm}$

$l_y = 2,9 = 290 \text{ cm}$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{290}{10}\right)$$

Soit : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

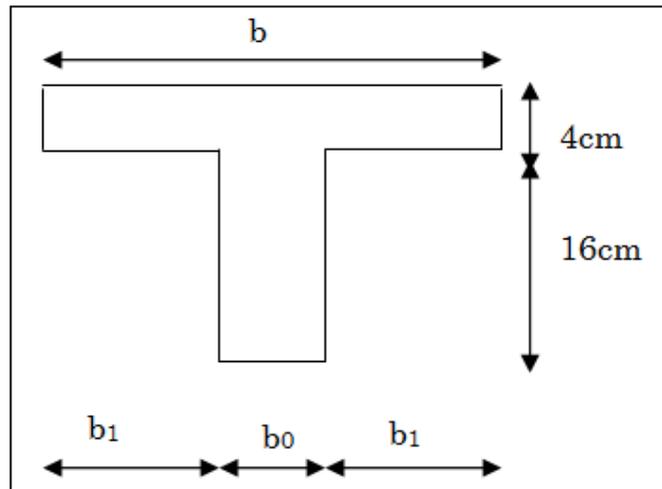


Figure 2.2 : Schéma d'une poutrelle

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm} \text{ Soit : } b = 65 \text{ cm}$$

2.2.1.3. Plancher à dalle plein:

a. Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe feu.
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe feu.

On admet : $e = 12 \text{ cm}$.

b. Isolation phonique :

Selon les règles « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 14 cm.

c. Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur un ou deux appuis parallèle : $e \geq L_x/20$
- Dalle reposant sur deux appuis perpendiculaire ou quatre appuis avec $\rho \leq 0,4$: $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0,4$: $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$.

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité. (Cas défavorable)

Avec : $\rho = L_x/L_y$

Déférent types de dalle pleine :**1. Dalle sur deux appuis perpendiculaire :**

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

$$285/35 \leq e \leq 285/30 \Rightarrow 8.14 \leq e \leq 9.50$$

On prend $e = 12 \text{ cm}$ (pour deux heures de coup feu)

2. Dalle sur trois appuis :

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

$$130/45 \leq e \leq 130/40 \Rightarrow 2.88 \leq e \leq 3.25$$

On prend $e = 12 \text{ cm}$

3. Dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$:

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

$$100/45 \leq e \leq 100/40 \Rightarrow 2.22 \leq e \leq 2.5$$

On prend $e = 12 \text{ cm}$ (pour satisfaire la condition de résistance au coup feu)

2.2.2. Les escaliers :**2.2.2.1. Définition :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marche horizontal permettant de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction.

2.2.2.2. Différent types d'escalier :

On distingue dans notre projet deux types d'escalier.

1^{er}type :

Escalier à volées droites avec palier intermédiaire : Ils sont les escaliers principaux dans notre bloc, ils permettent le passage du RDC jusqu'au dernier étage

2^{éme}type :

Escalier à quartier tournant bas : ce sont des escaliers à deux volées balancées en bas ; ils permettent juste le passage du RDC au premier étage.

2.2.2.3. Dimensionnement :

1^{er} type :

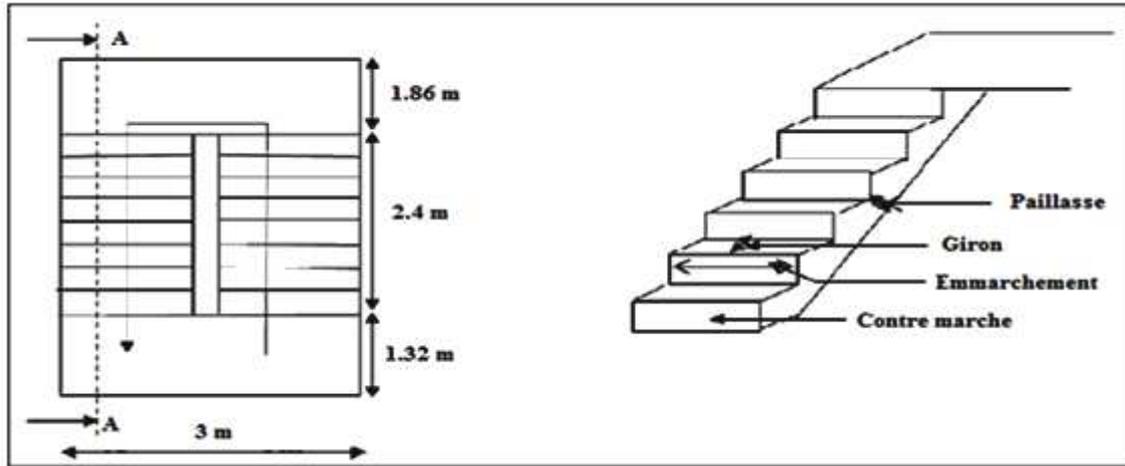


Figure 2.3 : Vue en plan et en perspective de l'escalier (type 01)

Pour déterminer les dimensions de l'escalier en marche et contre marche on applique la formule de BLONDEL qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.64 \text{ m}$(1)

Or : $g = \frac{L}{n-1}$ $h = \frac{H}{n}$

Remplaçant « g » et « h » dans (1) on trouve :

$0.64n^2 - (0.64+2H+L)n + 2H=0$(2)

Remplaçant les valeurs de L=2.4m, H=1.53 m dans (2) on aura :

$0.64n^2 + 6.1n + 3.06 = 0 \Rightarrow n = 9$

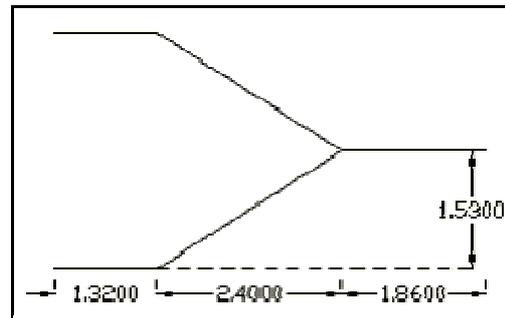


Figure 2.4 Coup A-A

Donc $h = \frac{1.53}{9} = 0.17 \text{ m}$

$g = \frac{2.4}{8} = 0.3 \text{ m}$

Vérification de la relation de BLONDEL

$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66 \text{ m} \Rightarrow 0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \text{ m}$

$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$

Calcul de l'épaisseur « e_p » :

Le palier de la paillasse aura la même épaisseur et sera déterminé selon la formule

$$\text{suivante } \frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = L_{\text{palier}} + L'$$

L' = la portée de la paillasse

$$\frac{441.6}{30} \leq e \leq \frac{441.6}{20} \Rightarrow 0.14 \leq e \leq 0.22$$

On prend e=16 cm

Remarque :

Pour le RDC « escalier à trois volées » on a les même dimensions mais ce qui change c'est le nombre de marche pour la première volée n = 5 ⇒ n-1 = 4

2^{ème} type :

Dans ce type on a deux escaliers de même dimension

Partie ABC (partie 1)

$$\beta = \frac{90^\circ}{4} = 22.5$$

$$x = 1.2 \tan \beta = 1.2 \tan 22.5 = 0.49 \text{ m}$$

$$y = 3.3 - (2.4 + 0.49) = 0.41 \text{ m}$$

Soit trois escalier avec h=0.17 m

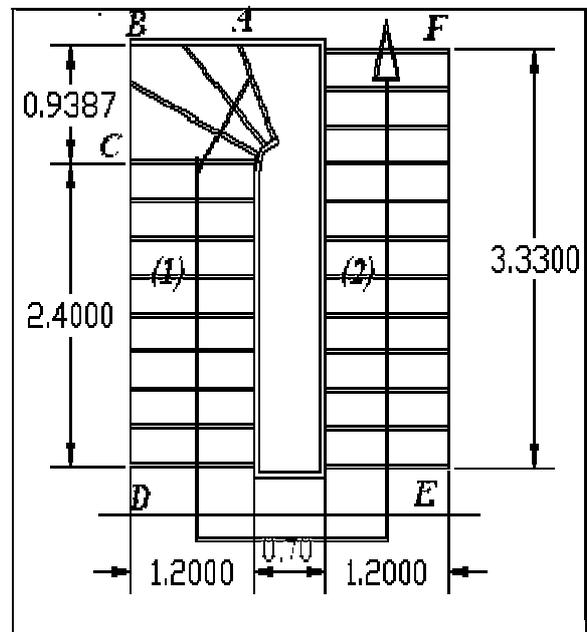


Figure 2.5 : Schéma de l'escalier balancé (type2)

Tableau 2.1 les dimensions de l'escalier balancé

L (m)	H (m)	N	g (cm)	H		e
Partie CD						
2.4	3.57	12	30	17	31.72	12
Partie EF						
3.3	4.08	9	30	17	31.72	12

2.2.3. L’acrotère :

L’acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert aussi à l’accrochage des matériaux de travaux d’entretien des bâtiments.

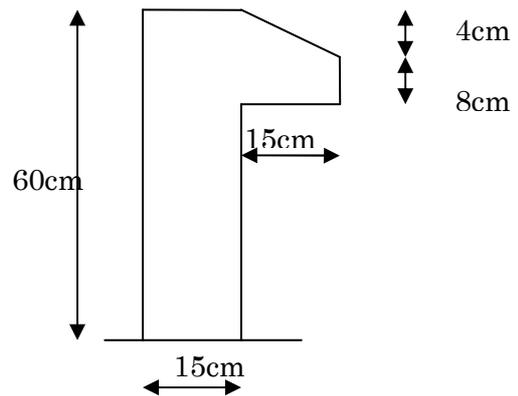


Figure 2.6 : Dimensionnement de l’acrotère

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme et une force horizontale due à la main courante.

Soit la section de l’acrotère.

$$S = 0.6 \times 0.15 + 0.08 \times 0.15 + (0.15 \times 0.04) / 2$$

$$S = 0.105 \text{ m}^2.$$

2.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

2.3.1. Les poutres :

2.3.1.1. Les poutres principales :

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d’appuis de deux poutres principales.

Donc :

$$33.86 \leq h \leq 50.8 \quad \text{Soit :} \quad h = 45 \text{ cm}$$

La largeur est calculée selon la formule suivante : $0.3h \leq b \leq 0.7h$ (BAEL)

Donc : $b = 40 \text{ cm}$

Vérification :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.5.1)} \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 40\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{40} = 1.5 < 4.0 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = (40 \times 45) \text{ cm}^2$$

2.3.1.2. Les poutres secondaires :

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

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

L_{\max} : La plus grande portée entre nœuds appuis, dans notre cas $L = 4.20 \text{ m}$

Donc :

$$28 \leq h \leq 42 \quad \text{Soit} \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \text{Soit} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Vérification :

Selon les recommandations du **RPA 99 (version 2003) (Article 7.5.1)**

Les conditions sont vérifiées, donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :
 $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

2.3.2. Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99/version 2003**. Ils 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 (permanentes et d'exploitations) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99/version 2003** (Article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition

$(L \geq 4e)$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Avec
 L : Portée du voile.

e : Epaisseur du voile.

Donc l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidités aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

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

2.3.2.1. L'épaisseur des voiles :

◆ **Sous-sol :** $h_e = 320 \text{ cm}$

$$e \geq \max [h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$$

$$\Rightarrow e \geq \max [16 ; 15 \text{ cm}]$$

En prend : $e = 20 \text{ cm}$

◆ **RDC :** $h_e = 388 \text{ cm}$

$$e \geq \max [h_e/20 ; 15 \text{ cm}] \Rightarrow$$

$$e \geq \max [19.4 ; 15 \text{ cm}]$$

En prend : $e = 20 \text{ cm}$

◆ **Étage courant :** $h_e=286 \text{ cm}$

$$e \geq \max [h_e/20 ; 15 \text{ cm}] \Rightarrow e \geq \max [14.3 ; 15 \text{ cm}]$$

En prend : $e = 20 \text{ cm}$

2.3.2.2. La largeur (portée) des voiles :

$$L_{\min} \geq 4e$$

◆ **RDC+Sous-sol :** $L \geq 4*20 = 80 \text{ cm}$

◆ **Étage courant :** $L \geq 4*16 = 64 \text{ cm}$

On opte pour $L = 80\text{cm}$ pour tous les voiles.

2.3.3. Les poteaux :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée. Les règles **CBA 93** préconisent de prendre la section réduite en laissant « 1cm » de chaque coté pour tenir compte de la ségrégation du béton.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 03 critères :

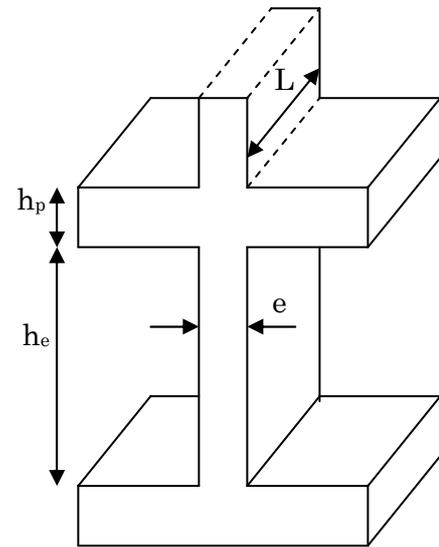


Figure 2.7: Coupe de voile en élévation

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles de RPA99/version2003.

Et pour cela on doit effectuer le calcul de la descente de charge.

1. Critère de résistance : (Compression simple)

On doit vérifiée D'après **BAEL91/99** :

$$N_u/B \leq f_{bu}$$

N_u : Effort normal dû aux charges permanente et surcharge d'exploitation.

B : Section transversale du poteau tel que : $B=b*h$.

f_{bu} : Contrainte admissible du béton à la compression tel que : $f_{bu} : 14,2 \text{ MPa}$

$$N_u=1,35G+1,5Q$$

Avec :

G : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge (Applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation).

2. Critère de stabilité de forme : (Flambement)

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u \leq \alpha [B_r * f_{c28} / \gamma_b + A * f_e / \gamma_s] \dots \dots \dots \text{Art B.8.4.15 règles BAEL91}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b-0,02)*(h-0,02) \text{ (m}^2\text{)}$

A/B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; $A/B=1\%$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par ; $\lambda=L_f/i$

Avec : L_f longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0,7L_0$ où :

L_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = (I/B)^{1/2} = h/12$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section transversale de poteau, tel que : $B=b \cdot h$

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] \dots \dots \dots \text{Si : } 0 \leq \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0,6(50/\lambda)^2 \dots \dots \dots \text{Si : } 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

3. Règles du RPA :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25cn \text{ en zone IIa} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

4. Pré-vérification de l'effort normal réduit

Selon le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

$N_d = 1679.36 \text{ KN}$; $B_c = 0.25 \text{ m}^2$

$$\nu = \frac{1679.36 * 10^{-3}}{0.25 * 25} = 0.2 \leq 0.3 \rightarrow \text{vérifier}$$

Les dimensions des poteaux supposées :

- Sous sol, RDC et 1^{ère} étage : $(b, h) = (50, 50) \text{ cm}^2$.
- 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage : $(b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2$.
- 5^{ème} et 6^{ème} étage : $(b, h) = (40, 40) \text{ cm}^2$.
- 7^{ème} et 8^{ème} étage $(b, h) = (35, 35)$.

2.4. Evaluation des charges et surcharges : (DTR. B.C.2.2)

Tableau 2.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KNm ²)
Protection en gravillon	0.05	17	0.85
Étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Béton forme de pente	0.12	22	2.64
Isolation thermique au liège	0.04	04	0.16
Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G=6.77 KN/m ²
			Q=1.00KN/m ²
			Pu=10.64 KN/m ²
			Ps=7.77 KN/m ²

Tableau 2.3 : Evaluation des charges dans le plancher étage courant

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux	0.20	14	2.80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons légère	0.10	10	010
			G=5.2 KN/m ²

Q=1.5KN/m².....2^{eme} étage jusque au 8^{eme}étage

Q=2.5KN/m.....1^{er} étage (service)

Q=5 KN/m.....Sous-sol +RDC

Donc :

a. Pour les étages courants :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 9.27 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q \Rightarrow P_s = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

b. Pour l'étage 01 :

$$P_u = 10.77 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 7.70 \text{ KN/m}^2$$

c. Pour sous-sols+RDC :

$$P_u = 14.52 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 10.2 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 2.4 : Evaluation des charges dans les planchers à dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3.00
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G=4.4 kn/m ²
			Q=3.5 kn/m ²

Tableau 2.5 : Evaluation des charges dans les murs extérieur

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur (ciment)	0.02	20	0.40
Brique creuses	0.15	09	1.35
Brique creuses	0.10	09	0.90
Enduit intérieur (plâtre)	0.015	10	0.15
			G=2.80 KN/m ²

Tableau 2.6 : Evaluation des charges dans les murs intérieur

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur (ciment)	0.02	20	0.40
Brique creuses	0.10	09	0.90
Enduit intérieur (plâtre)	0.015	10	0.15
			G=1.45 KNm ²

Escalier :

$$\tan \alpha = 1.53/2.4 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ, \quad \cos \alpha = 0.84, \quad \sin \alpha = 0.53$$

Tableau 2.7 : Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3.00
Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G=4.6 KN/m ²
			Q=2.5 KN/m ²

Tableau 2.8 : Evaluation des charges de la volée (paillasse)

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17/2	25	2.12
Paillasse	0.12/cos α	25	3.57
Gard corps	/	/	0.60
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=7.69 KN /m ²
			Q=2.50 KN /m ²

2.5. Descente de charge :

2.5.1. Introduction :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (Charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

Dans notre bâtiment le poteau le plus sollicité est celui de la cage d'escalier :

2.5.2. Loi de dégression :

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

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

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

2.5.3. Poids des éléments porteurs :

Tableau 2.9 : Poids des poteaux et des poutres

Poids Niveaux	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)		
		Principales	Secondaires	Totale
Sous-sol	24.43	14.85	09.45	24.30
RDC	25.5	14.85	09.45	24.30
1 ^{er} étage	19.125	14.85	09.45	24.30
2 , 3 , 4 ^{eme} étages	15.5	15.07	09.58	24.65
5, 6 ^{eme} étage	12.24	15.30	09.71	25.01
7 , 8 ^{eme} étages	06.88	15.75	09.97	25.725

2.5.4. Poteau P19 :

- Les surfaces afférentes :

$$S_1=4.01 \text{ m}^2$$

$$S_2=2.83 \text{ m}^2$$

$$S_3=2.59 \text{ m}^2$$

$$S_4=3.12 \text{ m}^2$$

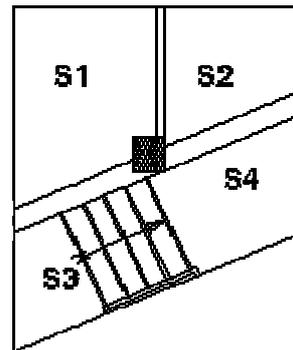


Figure 2.8: Les surfaces afférentes de poteau P19

- Poids des planchers :
 - Terrasse inaccessible :

$$P_{PT}=G \times (S_1+S_2+S_3+S_4) = 6.77 \times 12.55 = 84.96 \text{ KN}$$

- Etages courants :

$$P_{Ec} = G \times (S_1+S_2) = 5.2 \times (4.01+2.83) = 35.57 \text{ KN}$$

- Dalle pleine (palier) :

$$P_{DP}=G \times S_4=4.6 \times 3.12 = 14.35 \text{ KN}$$

- Escalier (paillasse) :

$$P_{\text{escalier}} = G \times S_3 = 7.69 \times 2.56 = 19.68 \text{ KN}$$

➤ Murs (intérieur+extérieur) :

$$\text{Etage 2} \rightarrow 8 : P = 29.630 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 1+EDC} : P = 37.031 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol} : P = 09.68 \text{ KN}$$

- **La surcharge :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible} : Q = 1 \times 12.55 = 12.55 \text{ KN}$$

$$\text{Planchers étages courants} : Q = 1.5 \times 6.84 = 10.26 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage 01} : Q = 2.5 \times 6.84 = 17.1 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} : Q = 5 \times 6.84 = 34.2 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol} : Q = 5 \times 12.55 = 62.75 \text{ KN}$$

$$\text{Dalles pleines} : Q = 3.5 \times 3.12 = 10.92 \text{ KN}$$

$$\text{Escalier} : Q = 2.5 \times 2.59 = 06.475 \text{ KN}$$

- **Application de la loi de dégression :**

$$N_0 : Q_0 = 12.55 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_7 = 12.55 + (10.26 + 10.92 + 06.475) = 40.205 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_6 = 12.55 + 0.95(2 \times 27.655) = 66.09 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_5 = 12.55 + 0.9(3 \times 27.655) = 87.22 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_4 = 12.55 + 0.85(4 \times 27.655) = 106.58 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_3 = 12.55 + 0.75(5 \times 27.655) = 116.25 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_2 = 12.55 + 0.714(6 \times 27.655) = 131.03 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_1 = 12.55 + (6 \times 27.655 + (17.1 + 10.92 + 6.475)) = 212.98 \text{ KN}$$

$$N_{\text{RDC}} : Q_{\text{RDC}} = 12.55 + (6 \times 27.655 + (17.1 + 10.92 + 6.475) + (34.2 + 10.92 + 6.88)) = 265 \text{ KN}$$

$$N_{\text{s-sol}} : Q_{\text{s-sol}} = 12.55 + (6 \times 27.655 + (17.1 + 10.92 + 6.475) + (34.2 + 10.92 + 6.88) + 62.75) = 327.73 \text{ KN}$$

Tableau 2.10 : Descente de charge pour le poteau de centre

N°	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N°0	Plancher terrasse inaccessible.	84.96	
	Poutres	25.725	
	Poteaux (35*35)	06.88	
	Murs (intérieur+extérieur)	29.63	
Σ		147.195	12.55
N°7	Plancher courant.	35.57	
	Poutres	25.725	
	Poteaux (35*35)	06.88	
	Dalle pleine (palier)	14.35	
	Escalier (paillasse)	19.68	
	Murs (intérieur+extérieur)	29.63	
Σ		179.03	40.205
N°6	Plancher courant.	35.57	
	Poutres	25.01	
	Poteaux (40*40)	12.24	
	Dalle pleine (palier)	14.35	
	Escalier (paillasse)	19.68	
	Murs (intérieur+extérieur)	29.63	
Σ		424.51	66.09
N°5	Plancher courant.	35.57	
	Poutres	25.01	
	Poteaux (40*40)	12.24	
	Dalle pleine (palier)	14.35	
	Escalier (paillasse)	19.68	
	Murs (intérieur+extérieur)	29.63	
Σ		560.99	87.22
N°4	Plancher courant.	35.57	
	Poutres	24.65	
	Poteaux (45*45)	15.5	
	Dalle pleine (palier)	14.35	
	Escalier (paillasse)	19.68	
	Murs (intérieur+extérieur)	29.63	
Σ		700.37	106.58
N°3	Plancher courant.	35.57	
	Poutres	24.65	
	Poteaux (45*45)	15.50	
	Dalle pleine (palier)	14.35	
	Escalier (paillasse)	19.68	
	Murs (intérieur+extérieur)	29.63	
Σ		839.75	116.25

N°2	Plancher courant.	35.57	
	Poutres	24.65	
	Poteaux (45*45)	15.50	
	Dalle pleine (palier)	14.35	
	Escalier (paillasse)	19.68	
	Murs (intérieur+extérieur)	29.63	
	Σ		979.13
N°1	Plancher courant.	35.57	
	Poutres	24.30	
	Poteaux (50*50)	19.125	
	Dalle pleine (palier)	14.35	
	Escalier (paillasse)	19.68	
	Murs (intérieur+extérieur)	37.031	
	Σ		1129.18
RDC	Plancher courant.	35.57	
	Poutres	24.30	
	Poteaux (50*50)	25.5	
	Dalle pleine (palier)	37.031	
	Escalier (paillasse)	14.35	
	Murs (intérieur+extérieur)	19.68	
	Σ		1285.62
S-Sol	Plancher sous sol	84.96	
	Poutres	24.30	
	Poteaux (50*50)	24.43	
	Murs (intérieur+extérieur)	09.68	
	Σ		1429.00

Nu=2420.75 Kn

Ns=1756.73 Kn

2.5.5. Poteau P9 :

Le poteau P 9 est un poteau central, après calcul on a trouvé les résultats suivantes :

$$G=1243.2 \text{ KN}$$

$$Q=278.8 \text{ KN}$$

$$N_u= 2096.52\text{KN}$$

2.5.6. Calcul de l'effort normal à la base du bâtiment :

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau de la cage d'escalier (poteau P19) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

Selon le **CBA 93 (Art B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

$$N_u=2420.75 \times 1.1 = 2662.825 \text{ KN}$$

2.5.7. Vérification :

Vérification à la compression simple:

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq N_u / \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad B \geq 2662.825 \times 10^{-3} / 14.2 \geq 0.187 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad a \geq 0.43 \text{ m}$$

Initialement, on a opté pour $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}$

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

Tableau 2.11 : vérification de la compression

Niveau	$N_u(\text{MN}) \times 10^{-3}$	B (m ²)		
S-sol+RDC+1^{er} étage	2662.825	0.25	10.65	vérifier
2^{eme}+3^{eme}+4^{eme} Etage	1670.2	0.2025	08.25	Vérifier
5^{eme}+6^{eme} étage	976.98	0.16	06.106	Vérifier
7^{eme}+8^{eme} étage	480.69	0.1225	3.93	Vérifier

Vérification des conditions du RPA :

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (1)
- $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ (2)
- $1/4 \leq h/b \leq 4$ (3)

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

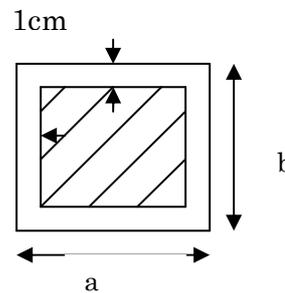
• **Vérification au flambement :**

Pour une bonne utilisation de l'acier : $A_s/B=1/100 \Rightarrow A_s = 1\%B$ BAEL 91(7-4-2)

On doit vérifier que l'effort normal ultime $N_u \leq \overline{Nu}$:

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

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



$B_{r_{cal}}$: section réduite calculée du béton

A_s : section des armatures

α : coefficient en fonction de l'élanement λ

$$B_r = (a-2) * (b-2)$$

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau 2.12: vérification au flambement

Poteau	B (cm ²)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	A (cm ²)	A (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{r_{cal}} (cm ²)	B _r > B _{r_{cal}}
50*50	2500	391	273.7	18.98	0.53	2304	2662.825	2284.06	Vérifiée
45*45	2025	306	214.2	16.49	0.56	1849	1670	1355.74	Vérifiée
40*40	1600	306	214.2	18.55	0.53	1444	976.98	838.02	Vérifiée
35*35	1225	306	214.2	21.20	0.51	1089	480.69	428.48	Vérifiée

2.5.8. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : $40 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$
- Poteaux du RDC, étage1, sous-sol : $50 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 2, 3, et 4 : $50 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 5 et 6 : $45 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 7 et 8 : $40 \times 35 \text{ cm}^2$

Chapitre3 :

Etude des éléments secondaires

3.1. Etude des planchers :

3.1.1. Etude des poutrelles :

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

D'après le pré dimensionnement on a opté pour un plancher de (16+4) cm, et la largeur de la dalle de compression est de $b = 65$ cm.

3.1.1.1. Type des poutrelles :

Types	Schémas Statiques
1 ^{er} Type	
2 ^{ème} Type	
3 ^{ème} Type	

3.1.1.2. Méthodes de calcul :

1) La méthode forfaitaire : (BAEL Art. B 6.2.2.10)

Elle est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

-Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

-Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

-Les moments d'inertie sont les même dans toutes les travées.

-La fissuration est peu nuisible.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire :** (BAEL Art. B 6.2.2.11)

◆ Les moments fléchissant :

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

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

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

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

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

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

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

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

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

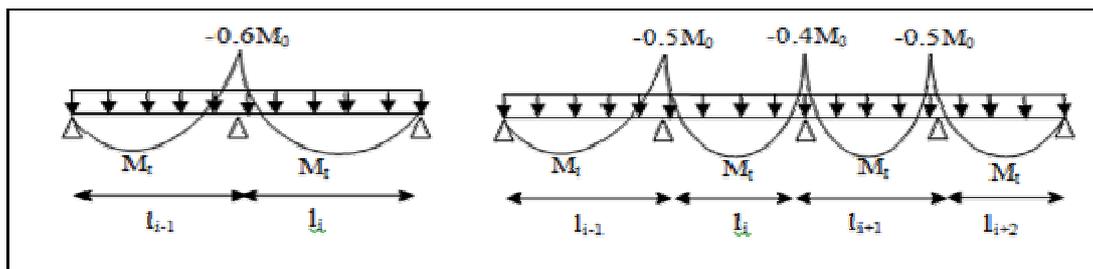


Figure 3.1: Moment sur une poutre à deux ou plus de deux travées

◆ *Les efforts tranchants :*

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées.

10 % pour une poutre à plus de deux travées.

◆ Méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$

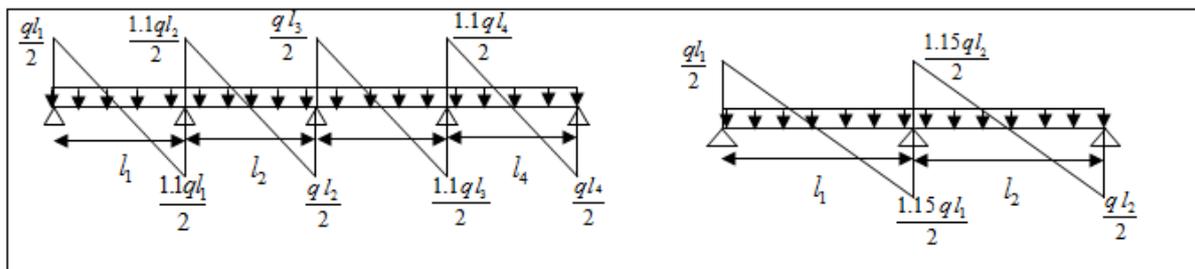


Figure 3.2 : l'effort tranchant sur une poutre à deux ou plus de deux travées

2) **La méthode de Caquot :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées si l'une des conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

✓ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

1-Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$

◆ Plancher Terrasse inaccessible :

$G=6.77\text{KN/m}^2$; $Q=1\text{KN/m}^2$ vérifiée.

◆ Pour plancher étage courant de 02^{eme} jusqu'au 08^{eme} étage :

$G=5.2\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.2 ; 5) \text{ KN/m}^2$ vérifiée.

◆ Pour le plancher étage 01 (service) :

$G=5.2\text{KN/m}^2$; $Q=2.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.2 ; 5) \text{ KN/m}^2$ vérifiée.

◆ Pour RDC et Sous-sol (commercial) :

$G=5.2\text{KN/m}^2$; $Q=5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.2 ; 5) \text{ KN/m}^2$ vérifiée.

2-Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

3-Le rapport $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ est vérifié pour tous les types de poutrelles.

4- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions de la méthode forfaitaires sont vérifiées pour tous les niveaux, donc cette méthode sera utilisée pour la détermination des sollicitations.

3.1.1.3. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau 3.1 : combinaison d'action

Désignations des éléments	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	p _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.77	1.00	10.631	06.915	07.77	05.05
Etages courants	5.20	1.50	09.27	06.025	06.70	04.355
Etage service (01 ^{ere})	5.20	1.50	10.77	07.00	07.70	05.005
Etage commercial (RDC+sous sol)	5.20	5.00	14.52	09.438	10.20	06.63

3.1.1.4. Calcul des sollicitations :

Comme un exemple d'application on fait une étude d'une poutrelle à 6 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1) .

- ❖ Pour le plancher à usage commercial :
 - *Moments isostatiques :*

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = 9.438 \times 3.3^2 / 8 = 12.85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = 9.438 \times 3.5^2 / 2 = 14.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = 9.438 \times 4^2 / 2 = 18.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = 9.438 \times 4.2^2 / 2 = 20.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = 9.438 \times 3.5^2 / 2 = 14.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G : } M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = 9.438 \times 3.3^2 / 2 = 12.85 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = 6.63 \times 3.3^2 / 2 = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = 6.63 \times 3.5^2 / 2 = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = 6.63 \times 4^2 / 2 = 13.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = 6.63 \times 4.2^2 / 2 = 14.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = 6.63 \times 3.5^2 / 2 = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G : } M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8} = 6.63 \times 3.3^2 / 2 = 9.03 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

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

$$\text{À l'ELU : } M_A = M_G = -0.15 \times 12.847 = -1.927 \text{ KN.m}$$

$$\text{À l'ELS : } M_A = M_G = -0.15 \times 9.025 = -1.353 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.5 \times M_0 = -0.5 \times \max(M_{01}, M_{02})$$

À l'ELU :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_{01}, M_{02}) = -0.5 \times \max(12.847; 14.451) = -7.225 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_{02}, M_{03}) = -0.4 \times \max(14.451; 18.876) = -7.55 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \times \max(18.876; 20.81) = -8.324 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.4 * \max(20.81; 14.45) = -8.324 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0.5 * \max(14.45; 12.845) = -7.225 \text{ KN.m}$$

À l'ÉLÉ :

$$M_B = -0.5 * \max(M_{01}; M_{02}) = -0.5 * \max(9.025; 10.151) = -5.075 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 * \max(M_{02}; M_{03}) = -0.4 * \max(10.151; 13.26) = -5.304 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.4 * \max(13.26; 14.62) = -5.848 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.4 * \max(14.62; 10.151) = -5.848 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0.5 * \max(10.151; 9.025) = -5.075 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

Chaque travée est calculée indépendamment, On utilise les deux expressions suivantes :

$$1) M_t + (M_g + M_d/2) \geq \max[(1+0.3\alpha); 1.05] M_0$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 & \text{pour une travée de rive} \\ M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.2} = 0.49$$

$$\alpha = 0.49 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.147 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.347 \end{cases}$$

L'ÉLU :

Travée AB : (1) $M_t \geq 1.147 * 12.847 - (7.225/2) = 11.123 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 12.847 = 8.652 \text{ KN.m}$

Travée BC : (1) $M_t \geq 1.147 * 14.451 - (7.225 + 7.55/2) = 9.18 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 14.451 = 8.287 \text{ KN.m}$

Travée CD : (1) $M_t \geq 1.147 * 18.876 - (7.55 + 8.324/2) = 13.713 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 18.876 = 10.825 \text{ KN.m}$

Travée DE : (1) $M_t \geq 1.147 * 20.81 - (8.324 + 8.324/2) = 15.545 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 20.81 = 11.934 \text{ KN.m}$

Travée EF : (1) $M_t \geq 1.147 * 14.45 - (8.324 + 7.225/2) = 8.8 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 14.45 = 8.287 \text{ KN.m}$

Travée FG : (1) $M_t \geq 1.147 * 12.847 - (7.225/2) = 11.123 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 12.847 = 7.367 \text{ KN.m}$

L'ELS :

Travée AB : (1) $M_t \geq 1.147 * 9.025 - (5.075/2) = 7.814 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 9.025 = 6.078 \text{ KN.m}$

Travée BC : (1) $M_t \geq 1.147 * 10.151 - (5.075 + 5.304/2) = 6.453 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 10.151 = 5.82 \text{ KN.m}$

Travée CD : (1) $M_t \geq 1.147 * 13.26 - (5.304 + 5.848/2) = 9.633 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 13.26 = 7.604 \text{ KN.m}$

Travée DE : (1) $M_t \geq 1.147 * 14.62 - (5.848 + 5.848/2) = 10.921 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 14.62 = 8.384 \text{ KN.m}$

Travée EF : (1) $M_t \geq 1.147 * 10.151 - (5.848 + 5.075/2) = 6.181 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 10.151 = 5.821 \text{ KN.m}$

Travée FG : (1) $M_t \geq 1.147 * 9.025 - (5.075/2) = 7.367 \text{ KN.m}$

(2) $M_t \geq (1.347/2) * 9.025 = 5.175 \text{ KN.m}$

• **Effort tranchant :**

ELU: $V_{max} = \frac{q_u}{2} \times l = 19.82 \text{ KN}$

ELS: $V_{max} = \frac{q_s}{2} \times l = 13.92 \text{ KN}$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS des autres type de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants

➤ Plancher à usage commerciale :

Type 1 :

Tableau 3.2 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	18.88	7.55	8,32	13.72	18.88	18.88
B-C	3.5	14.45	07.23	07.55	09.18	18.17	18.17
C-D	4	18.88	07.55	08.32	13.72	18.88	18.88
D-E	4.2	20.81	08.32	08.32	15.55	19.82	19.82
E-F	3.5	14.45	08.32	07.23	08.80	16.52	18.17
F-G	3.3	12.85	07.23	01.9275	11.12	17.13	15.57

Tableau 3.3 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN .m)	M _g (KN .m)	M _d (KN.m)	M (KN .m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	09.03	01.35	05.08	07.82	10.94	12.03
B-C	3.5	10.15	05.08	05.30	06.45	12.76	12.76
C-D	4	13.26	05.30	05.85	09.63	13.26	13.26
D-E	4.2	14.62	05.85	05.85	10.92	13.92	13.92
E-F	3.5	10.15	05.85	05.08	06.18	11.60	12.76
F-G	3.3	09.03	05.08	01.3545	07.82	12.03	10.94

Type 2 :

Tableau 3.4 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN .m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	12.85	01.93	07.23	11.12	15.57	17.13
B-C	3.5	14.45	07.23	09.44	08.29	18.17	18.17
C-D	4	18.88	09.44	02.83	16.94	20.76	18.88

Tableau 3.5 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN .m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	09.03	01.35	05.08	07.82	10.94	12.03
B-C	3.5	10.15	05.08	06.63	05.82	12.76	12.76
C-D	4	13.26	06.63	01.99	11.89	14.59	13.26

Type 3 :

Tableau 3.6 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.62	15,46	02.32	02.32	20.82	17.08	17.08

Tableau 3.7 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.62	10.86	01.63	01.63	14.63	12.00	12.00

➤ Plancher à usage service :

Type 1 :

Tableau 3.8 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN. m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	09.53	01.43	05.36	07.78	11.55	12.71
B-C	3.5	10.72	05.36	05.60	06.29	13.48	13.48
C-D	4	14.00	05.60	06.18	09.48	14.00	14.00
D-E	4.2	15.44	06.18	06.18	10.77	14.70	14.70
E-F	3.5	1,072	0,618	0,536	0,600	1,225	1,348
F-G	3.3	09.53	05.36	01.4295	07.78	12.71	11.55

Tableau 3.9 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	06.81	01.02	03.83	05.56	08.26	09.08
B-C	3.5	07.66	03.83	04.00	04.49	09.63	09.63
C-D	4	10.01	04.00	04.42	06.78	10.01	10.01
D-E	4.2	1,104	0,442	0,442	0,770	1,051	1,051
E-F	3.5	07.66	04.42	03.83	04.28	08.76	09.63
F-G	3.3	06.81	03.83	01.0215	05.56	09.08	08.26

Type2 :

Tableau 3.10 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	09.53	01.43	05.36	07.78	11.55	12.71
B-C	3.5	10.72	05.36	07.00	05.88	13.48	13.48
C-D	4	14.00	07.00	02.10	11.87	15.40	14.00

Tableau 3.11 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	06.81	01.02	03.83	05.56	08.26	09.08
B-C	3.5	07.66	03.83	05.01	04.20	09.63	09.63
C-D	4	10.01	05.01	01.50	08.48	11.01	10.01

Type 3 :

Tableau 3.12 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.62	11.47	01.72	01.72	14.88	12.67	12.67

Tableau 3.13 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.62	08.20	01.23	01.23	10.64	09.06	09.06

➤ Plancher à usage habitation :

Type1 :

Tableau 3.14 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	8.2	1.23	4.62	6.44	9.94	10.94
B-C	3.5	9.23	4.62	4.82	5.13	11.6	11.6
C-D	4	10.05	4.82	5.32	7.79	12.05	12.05
D-E	4.2	13.29	5.32	5.32	8.86	12.65	12.65
E-F	3.5	09.23	5.32	4.62	4.93	10.54	11.60
F-G	3.3	8.20	4.62	1.23	6.44	10.94	9.94

Tableau 3.15 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	5.93	0.89	3.34	4.66	7.19	7.90
B-C	3.5	6.67	3.34	3.48	3.71	8.38	8.38
C-D	4	8.71	3.48	3.48	5.64	8.71	8.71
D-E	4.2	9.60	3.84	3.84	6.41	9.15	9.15
E-F	3.5	6.67	3.84	3.34	3.56	7.62	8.38
F-G	3.3	5.93	3.34	0.8895	4.66	7.9	7.19

Type2:

Tableau 3.16 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	8.2	1.23	4.62	6.44	9.94	10.94
B-C	3.5	9.23	4.62	6.03	4.93	11.6	11.6
C-D	4	12.05	6.03	1.81	9.84	13.26	12.05

Tableau 3.17 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	5.93	0.89	3.34	4.66	7.19	7.90
B-C	3.5	6.67	3.34	4.36	3.56	8.38	8.38
C-D	4	8.71	4.36	1.31	7.12	9.58	8.71

Type 3 :

Tableau 3.18 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.62	09.87	01.48	01.48	12.51	10.91	10.91

Tableau 3.19 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.62	07.13	01.07	01.07	09.04	07.88	07.88

➤ Plancher à terrasse inaccessible :

Type 1 :

Tableau 3.20 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	09.41	01.41	05.30	07.23	11.41	12.55
B-C	3.5	10.59	05.30	05.53	05.70	13.31	13.31
C-D	4	13.83	05.53	06.10	08.71	13.83	13.83
D-E	4.2	15.25	06.10	06.10	09.91	14.52	14.52
E-F	3.5	10.59	06.10	05.30	05.50	12.10	13.31
F-G	3.3	09.41	05.30	01.4115	07.23	12.55	11.41

Tableau 3.21 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	06.87	01.03	03.87	05.28	08.33	09.17
B-C	3.5	07.73	03.87	04.04	04.16	09.72	09.72
C-D	4	10.10	04.04	04.46	06.36	10.10	10.10
D-E	4.2	11.14	04.46	04.46	07.24	10.61	10.61
E-F	3.5	07.73	04.46	03.87	04.01	08.84	09.72
F-G	3.3	06.87	03.87	01.0305	05.28	09.17	08.33

Type2:

Tableau 3.22 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	9,41	01,41	05,30	07,23	11,41	12,55
B-C	3.5	10,59	05,30	06,92	05,50	13,31	13,31
C-D	4	13,83	06,92	02,07	11,06	15,21	13,83

Tableau 3.23 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.3	06,87	01,03	03,87	05,28	08,33	09,17
B-C	3.5	07,73	03,87	05,05	04,01	09,72	09,72
C-D	4	10,10	05,05	01,52	08,08	11,11	10,10

Type 3 :

Tableau 3.24 : sollicitation à ELU

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.62	11,33	01,70	01,70	14,03	12,52	12,52

Tableau 3.25 : sollicitation à ELS

Travées	L ₀	M ₀ (KN.m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.62	08,27	01,24	01,24	10,24	09,14	09,14

3.1.1.5. Ferrailage des poutrelles (flexion simple) :

Poutrelles type 1 du plancher étage commerciale :

- Sollicitations maximales à l'ELU:

$$M_t = 15,54 \text{ KN. m}$$

$$M_a = -8,324 \text{ KN. m}$$

$$V = 19,82 \text{ KN}$$

On a $h=20 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$, $b_0=10 \text{ cm}$ (forfaitairement), $b=65 \text{ cm}$ (voir chapitre 2)

Le ferrailage se fera pour une section en T à la flexion simple

A. Armature longitudinales :

- ✓ En travée :

- Calcul de M_{TU} :

$$M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 59.072 \text{ KN. m}$$

Or $M_t < M_{TU} \Rightarrow$ On calcul une section rectangulaire $b \cdot h$ car la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression.

- Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.54 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.051 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \mu_{bu} < \mu_1 = 0.39 \Rightarrow A' = 0$$

➤ Calcul de A :

$$A_S = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0662 ; Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1752 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{15.54}{0.1753 \times 348 \times 10^3} = 2.53 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{adp} = 2HA10 + 1HA12 = 2.7 \text{ cm}^2$

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

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

$A_{\min} < A_t$ vérifiée.

✓ **En appuis :**

Appuis intermédiaires :

$$Mu_a = -8.324 \text{ KN}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.324 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0278 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0352, \quad Z = 0.177 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit : } A_{adp} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive :

$$Mu_a = -1.925 \text{ KN}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.925 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0065 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.008, \quad Z = 0.18 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 0.3 \text{ cm}^2, \quad \text{On choisit : } A_{adp} = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

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

- ✓ Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{V_u}{f_e} \times V_u = 0.56 \text{ cm}^2$$

On prend $A_l = 2HA10 + 2HA8 = 2.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l > 0.56 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- ✓ Appui intermédiaire :

$A_l \geq \frac{V_u}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) = -9.07 < 0 \Rightarrow$ aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

B. Armatures transversales :

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

$$V_u = 19.82 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.82}{0.1 \times 0.18} \times 10^{-3} = 1.101 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

On a $\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

- **Choix des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{l_{min}}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10 \text{ mm}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On choisit un étrier Φ_6 : $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

- **L'espacement (A_t) :**

Au départ on fixe un étrier $\phi_6 = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$ et on vérifie l'espacement 'St' :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow S_t \leq 38.726 \text{ cm} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

Flexion simple, fissuration peu nuisible, pas de reprise de bétonnage \Rightarrow

$K=1$, $\alpha=90^\circ$ flexion simple, armature droites.

On opte pour le « St_{min} » $\Rightarrow St=15$ cm

- **Vérification de la jonction table –nervure au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times d \times h_0} = 1.29 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{Mpa}$$

\Rightarrow Pas de risque de rupture à la jonction table –nervure.

- **Vérification de la bielle de compression du béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \dots\dots\dots \text{BAEL91 (article A.6.1.3)}$$

Avec : $a = \min(0.9 \times d; \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm})$

$$= \min(0.9 \times 18; 50 - 4) = 16.2\text{cm}$$

On a $V_u = 19.82 \text{KN} < 108.135 \text{KN}$ Condition vérifiée

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

Tableau 3.26 : Calcul et choix des sections d'armature pour les différents types de poutrelles

plancher	Typ e	position	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix des Armatures	A (cm ²) Adopté
Etage commerciale	T1	Travée	15,55	0,0516	0,066	0,175	2,53	2HA10+1HA12	2,7
		Ap int	-8,324	0,0278	0,035	0,177	1,35	2 HA10	1,57
		Ap riv	-1,92	0,0065	0,008	0,18	0,3	1 HA10	0,79
	T2	Travée	16,94	0,0566	0,073	0,174	2,78	2HA12+1HA10	3,05
		Ap int	-9,44	0,0315	0,04	0,177	1,53	2 HA10	1,57
		Ap riv	-1,41	0,0047	0,006	0,179	0,225	1 HA8	0,5
	T3	Travée	20,82	0,07	0,09	0,173	3,44	2HA12+1HA14	3,8
		Ap riv	-2,32	0,0077	0,009	0,18	0,53	1HA10	0,79
	Etage service	T1	Travée	10,77	0,036	0,046	0,176	1,75	2 HA10+1 HA6
Ap int			-6,18	0,02	0,026	0,178	1	1 HA12	1,13
Ap riv			-2,21	0,007	0,008	0,179	0,35	1 HA8	0,5
T2		Travée	11,87	0,04	0,05	0,176	1,93	2 HA10+1 HA8	2,07
		Ap int	-7	0,0234	0,03	0,177	1,13	1 HA14	1,54
		Ap riv	-2,1	0,007	0,008	0,179	0,336	1 HA8	0,5
T3		Travée	14,88	0,05	0,063	0,175	2,43	2HA10+1HA12	2,7
		Ap riv	-1,72	0,0057	0,007	0,18	0,27	1 HA8	0,5
Etage courant		T1	Travée	8,86	0,029	0,0357	0,177	1,43	3 HA8
	Ap int		-5,32	0,0177	0,0224	0,178	0,856	1 HA12	1,13
	Ap riv		-1,23	0,0041	0,0051	0,18	0,2	1HA6	0,28
	T2	Travée	9,84	0,033	0,041	0,177	1,6	2HA10+1HA6	1,85
		Ap int	-6,03	0,02	0,025	0,178	0,97	2HA10+1HA6	1,13

Terrasse inaccessible	T3	Ap riv	-1,807	0,006	0,0075	0,179	0,29	1HA12	0,5
		Travée	12,51	0,042	0,053	0,176	2,04	2HA10+1HA8	2,7
		Ap riv	-1,48	0,005	0,0062	0,18	0,23	1HA8	0,5
	T1	Travée	9,91	0,033	0,042	0,177	1,609	2HA10+1HA8	1,85
		Ap int	-6,1	0,02	0,0257	1,178	0,98	1HA12	1,13
		Ap riv	-1,41	0,0047	0,006	0,179	0,225	1HA8	0,5
	T2	Travée	11,06	0,037	0,047	0,176	1,8	2HA10+1HA8	2,07
		Ap int	-6,92	0,023	0,03	0,178	1,12	1HA14	1,54
		Ap riv	-2,074	0,007	0,0086	0,179	0,33	1HA8	0,5
	T3	Travée	14,03	0,047	0,06	0,175	2,3	2HA10+1HA12	2,7
		Ap riv	-1,7	0,0056	0,007	0,18	0,27	1HA8	0,79

Les vérifications des autres types de poutrelles à L'ELU :

Tableau 3.27 : les différentes vérifications des poutrelles à L'ELU

		Armatures longitudinales		Contraintes de cisaillement de la jonction table		Sous l'effort tranchant			
Poutrelles		L'effort tranchant		Jonction table-nervure		Bielle de béton		Contrainte de cisaillement	
Appuis		Rives	Inter	Rives	Inter	Rives	Inter	Rives	Inter
Etage commercial	T2	$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.54 \text{ cm}^2$	$A_t < 0$ (aucune vérification à faire)	1.232MPa < 3.33MPa	1.284 < 3.33	18.88 < 27.216	19.82 < 27.216	1.043 < 3.33	1.1 < 3.33
	T3	$A_s = 0.5 \text{ cm}^2 > 0.36 \text{ cm}^2$	//	1.115MPa < 3.33MPa	1.284 < 3.33	17.08 < 27.216	19.82 < 27.216	0.94 < 3.33	1.1 < 3.33
Etage service	T1	$A_s = 0.5 \text{ cm}^2 > 0.36 \text{ cm}^2$	//	0.829MPa < 3.33MPa	0.959 < 3.33	12.71 < 27.216	14.7 < 27.216	0.706 < 3.33	0.816 < 3.33
	T2	$A_s = 0.5 \text{ cm}^2 > 0.4 \text{ cm}^2$	//	0.914MPa < 3.33MPa	0.88 < 3.33	14 < 27.216	13.48 < 27.216	0.773 < 3.33	0.748 < 3.33
	T3	$A_s = 0.5 \text{ cm}^2 > 0.36 \text{ cm}^2$	//	0.827MPa < 3.33MPa	0.88 < 3.33	12.67 < 27.216	13.47 < 27.216	0.693 < 3.33	0.748 < 3.33

Etage courant	T1	$A_s = 0.28 \text{ cm}^2$ > 0.314 cm^2	//	0.714MPa <3.33MPa	0.825<3. 33	10.94<2 7.216	12.655 <27.21 6	0.607< 3.33	0.702< 3.33
	T2	$A_s = 0.5 \text{ cm}^2$ > 0.346 cm^2	//	0.786MPa <3.33MPa	0.757<3. 33	12.05<2 7.216	11.6<2 7.216	0.669< 3.33	0.644< 3.33
	T3	$A_s = 0.5 \text{ cm}^2$ > 0.346 cm^2	//	0.786MPa <3.33MPa	0.757<3. 33	12.05<2 7.216	11.6<2 7.216	0.595< 3.33	0.644< 3.33
Terrasse inaccessible	T1	$A_s = 0.5 \text{ cm}^2$ > 0.36 cm^2	//	0.819MPa <3.33MPa	0.948<3. 33	12.55<2 7.216	14.525 <27.21 6	0.697< 3.33	0.806< 3.33
	T2	$A_s = 0.5 \text{ cm}^2$ > 0.43 cm^2	//	0.993MPa <3.33MPa	0.869<3. 33	15.21<2 7.216	13.315 <27.21 6	0.845< 3.33	0.739< 3.33
	T3	$A_s = 0.79 \text{ cm}^2$ > 0.359 cm^2	//	0.817MPa <3.33MPa	0.869<3. 33	12.525< 27.216	13.315 <27.21 6	0.695< 3.33	0.739< 3.33

L'ELS:

Il y'a lieu de vérifier : **BAEL91** (article B.6.3)

Etat limite d'ouverture des fissures

Etat limite de compression du béton

Etat limite de déformation

- **Etat limite d'ouverture des fissures** : la fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.
- **Etat limite de compression du béton** :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée

$$M_{t_{ser}} = 10.921 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2$$

➤ La position de l'axe neutre :

$$by^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow Y = 4.15 \text{ cm}$$

➤ Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{I} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 9.317 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 4.864 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis intermédiaire :

$$M_{max} = -5.848 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2; Y = 3.27 \text{ cm}; I = 5.275 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 3,625 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis de rive

$$M_{s_{max}} = 1,353 \text{ KN.m}; A_s = 0.79 \text{ cm}^2; Y = 2.36 \text{ cm}; I = 3.183 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 1,003 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 3.28 : Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.

Plancher	type	Position	M _{ser} (KN .m)	A _s	Y (m)	I*10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Observation
Etage commerciale	T1	Travée	10,92	2,7	0,041	0,9317	4,864	15	Vérifiée
		Ap int	5,08	1,57	0,032	0,5868	2,77	15	Vérifiée
		Ap riv	1,354	0,79	0,023	0,3184	0,978	15	Vérifiée
	T2	Travée	11,89	3,05	0,0437	1,03	5,044	15	Vérifiée
		Ap int	6,63	1,57	0,032	0,5868	3,615	15	Vérifiée
		Ap riv	1,99	0,5	0,0192	0,209	1,828	15	Vérifiée
	T3	Travée	14,63	3,8	0,048	1,232	5,696	15	Vérifiée
Ap riv		1,63	0,79	0,023	0,3184	1,14	15	Vérifiée	
Etage service	T1	Travée	7,70	1,85	0,0351	0,676	3,998	15	Vérifiée
		Ap int	4,42	1,13	0,028	0,439	2,819	15	Vérifiée
		Ap riv	1,65	0,5	0,0192	0,209	1,515	15	Vérifiée
	T2	Travée	8,48	2,07	0,0369	0,744	4,205	15	Vérifiée
		Ap int	5,01	1,54	0,0329	0,586	2,812	15	Vérifiée
		Ap riv	1,5	0,5	0,0192	0,209	1,377	15	Vérifiée
	T3	Travée	10,64	2,7	0,041	0,9317	4,682	15	Vérifiée
		Ap riv	1,23	0,5	0,0192	0,209	1,129	15	Vérifiée
	Etage courant	T1	Travée	6,41	1,51	0,032	0,58	3,536	15
Ap int			3,84	1,13	0,028	0,439	2,449	15	Vérifiée
Ap riv			0,94	0,28	0,0146	0,121	1,134	15	Vérifiée
Travée		7,12	1,85	0,0351	0,676	3,707	15	Vérifiée	

	T2	Ap int	4,36	1,13	0,028	0,439	2,78	15	Vérifiée	
		Ap riv	1,306	0,5	0,0192	0,209	1,199	15	Vérifiée	
	T3	Travée	9,04	2,7	0,041	0,9317	3,978	15	Vérifiée	
		Ap riv	1,07	0,5	0,0192	0,209	0,982	15	Vérifiée	
	Terrasse inaccessible	T1	Travée	7,24	1,85	0,0351	0,676	3,774	15	Vérifiée
			Ap int	4,46	1,13	0,028	0,439	2,844	15	Vérifiée
Ap riv			1,03	0,5	0,0192	0,209	0,946	15	Vérifiée	
T2		Travée	8,08	2,07	0,0369	0,744	4,007	15	Vérifiée	
		Ap int	5,05	1,54	0,0329	0,586	3,179	15	Vérifiée	
		Ap riv	1,515	0,5	0,0192	0,209	1,391	15	Vérifiée	
T3		Travée	10,24	2,7	0,041	0,9317	4,506	15	Vérifiée	
		Ap riv	1,24	0,79	0,023	0,3184	0,895	15	Vérifiée	

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Evaluation de la flèche :**

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

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} &\geq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\text{On a } \frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

➤ **Evaluation des moments :**

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times 2.8 = 6.63 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 4.2^2}{8} = 3 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.38 \times 4.2^2}{8} = 5.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{6.63 \times 4.2^2}{8} = 10.96 \text{ KN.m}$$

➤ Les contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d - \frac{y}{2})}$$

$$\text{On a : } E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.7 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{0.1}{0.65}) \times 0.015} = 2.843$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.1375$$

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + \frac{(b - b_0) \times h_0^2}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')}$$

$$\Rightarrow Y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + \frac{(65 - 10) \times 4^2}{2} + 15 \times 2.7 \times 18}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15 \times 2.7} = 6.88 \text{ cm}$$

La section réelle homogénéisée à la forme de « T » alors sont moment d'inertie est :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 - (b - b_0) \frac{(Y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - Y_G)^2 + A'(Y_G - d)^2] + b_0 \frac{(h - Y_G)^2}{3}$$

$$I_0 = \frac{0.65}{3} \times 0.0688^3 - (0.65 - 0.1) \frac{(0.068 - 0.04)^3}{3} + 15[2.7 \times 10^{-4}(0.18 - 0.068)^2] + 0.1 \frac{(0.2 - 0.0688)^2}{3}$$

$$I_0 = 1.91 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A(d - \frac{y}{2})} = \frac{5.59 \times 10^{-3}}{2.7 \times 10^{-4}(0.18 - \frac{0.0415}{2})} = 130 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A(d - \frac{y}{2})} = \frac{3 \times 10^{-3}}{2.7 \times 10^{-4}(0.18 - \frac{0.0415}{2})} = 69.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A(d - \frac{y}{2})} = \frac{10.96 \times 10^{-3}}{2.7 \times 10^{-4} (0.18 - \frac{0.0415}{2})} = 254.9 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 130 + 2.1} = 0.628$$

$$\Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 69.77 + 2.1} = 0.415$$

$$\Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 254.9 + 2.1} = 0.79$$

➤ Calcul du moment d'inertie fictive :

Le **BAEL B.6.5.2** définit un moment d'inertie fictif :

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 1.91 \times 10^{-4}}{1 + 2.843 \times 0.628} = 7.542 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 1.91 \times 10^{-4}}{1 + 1.1375 \times 0.628} = 1.22 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 1.91 \times 10^{-4}}{1 + 2.843 \times 0.415} = 9.638 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 1.91 \times 10^{-4}}{1 + 2.843 \times 0.79} = 6.472 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

➤ Calcul des flèches :

$$f_g^i = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5.59 \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 7.542 \times 10^{-4} \times 10^3} = 0.0004 \text{ m}$$

$$f_g^v = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5.59 \times 4.2^2}{10 \times 10721.4 \times 1.22 \times 10^{-4} \times 10^3} = 0.0076 \text{ m}$$

$$f_j^i = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{5.59 \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 9.638 \times 10^{-5} \times 10^3} = 0.00016 \text{ m}$$

$$f_g^i = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{10.96 \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 6.472 \times 10^{-5} \times 10^3} = 0.009 \text{ m}$$

➤ La flèche totale :

$$\Delta f = f_{ij} + f_{ig} + f_{vg} + f_{ip}$$

$$\Delta f = 0.0076 - 0.00016 + 0.006 - 0.0004 = 0.01604 < f_{adm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour les autres types de poutrelles, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 3.29 : Vérification des états limite de déformation

Poutrelles	Type	L _{max} (m)	q _j (KN/m)	q _g (KN/m)	q _p (KN/m)	M _j ^{ser} (MPa)	M _g ^{ser} (MPa)	M _p ^{ser} (MPa)
Etage commerciale	T1	4,2	1,82	3,38	6,63	3,01	5,59	10,96
	T2	4	1,82	3,38	6,63	2,73	4,4	9,945
	T3	3,62	1,82	3,38	6,63	2,39	4,15	8,14
Etage service	T1	4,2	1,82	3,38	5,05	3,01	5,59	8,277
	T2	4	1,82	3,38	5,05	2,73	4,4	7,507
	T3	3,62	1,82	3,38	5,05	2,235	4,15	6,15
Etage Courant	T1	4,2	1,82	3,38	4,355	3,01	5,59	7,202
	T2	4	1,82	3,38	4,355	2,73	4,4	6,532
	T3	3,62	1,82	3,38	4,355	2,235	4,15	2,802
Terrasse inaccessible	T1	4,2	1,82	4,4005	5,05	3,01	7,277	8,35
	T2	4	1,82	4,4005	5,05	2,73	6,6	7,575
	T3	3,62	1,82	4,4005	5,05	2,235	5,406	6,2

poutrelles	Type	I*10 ⁻⁴ (m ⁴)	I ₀ *10 ⁻⁴ (m ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	σ _j (MPa)	σ _g (MPa)	σ _p (MPa)	U _j	U _g	U _p
Etage commerciale	T1	0,93	1,91	0,015	2,843	1,137	69,77	130	254,9	0,415	0,628	079
	T2	1,031	0,338	0,002	8,055	3,22	54,11	100,5	303,3	0	0	0,30
	T3	1,23	0,425	0,003	6,465	2,586	35,88	66,64	201,1	0	0	0,22
Etage service	T1	0,67	0,201	0,001	13,28	5,31	96,68	179,5	409,0	0	0	0,21
	T2	0,74	0,226	0,001	11,86	4,747	78,65	145,0	332,7	0	0	0,17
	T3	0,93	0,3	0,002	9,1	3,64	49,84	92,56	210,8	0	0	0,91
Etage Courant	T1	0,56	0,16	0,001	16,27	6,5	117,7	218,6	433,4	0	0	0,15
	T2	0,67	0,2	0,001	13,28	5,31	87,7	162,8	322,8	0	0	0,12
	T3	0,93	0,3	0,002	9,1	3,64	49,84	92,56	183,4	0	0	0,31
Terrasse Inaccessible	T1	0,67	0,2	0,001	13,28	5,31	96,68	233,7	412,7	0	0	0,21
	T2	0,74	0,22	0,001	11,86	4,74	78,65	190,1	335,1	0	0	0,18
	T3	0,000	0,000	0,002	9,1	3,64	49,84	120,5	212,7	0	0	0,09

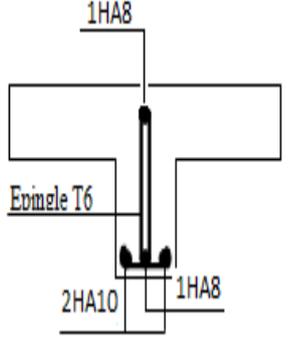
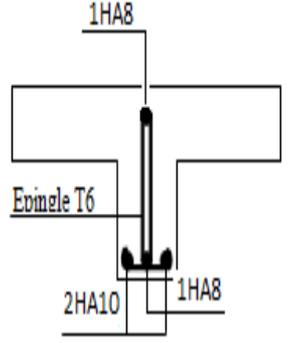
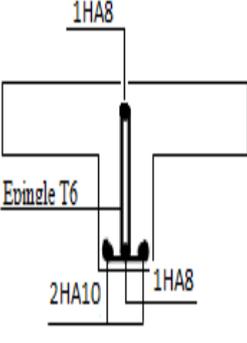
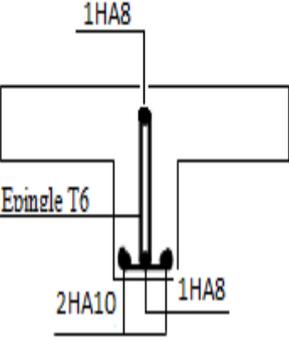
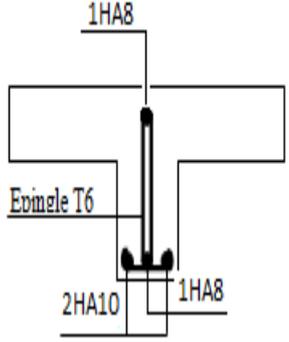
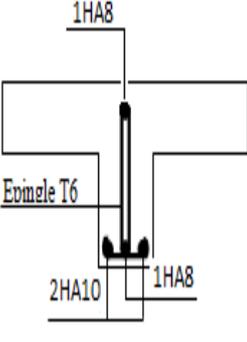
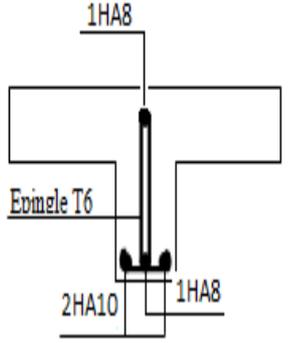
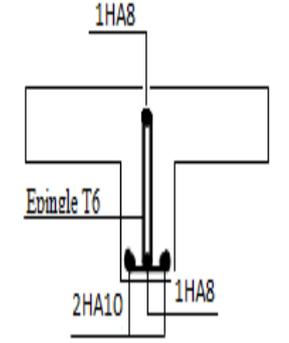
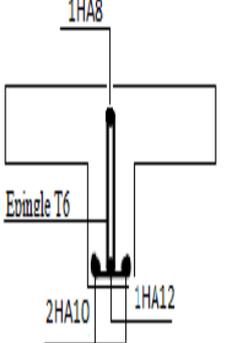
Outrelles	Type	If_{ij} (m ⁴)	If_{ig} (m ⁴)	If_{ig} (m ⁴)	If_{vg} (m)	f_{ij} (m)	f_{ig} (m)	f_{ip} (m)	f_{vg} (m)	Δf (m)	f_{adm} (m)	Observat ion
Etage Commerci ale	T1	9.10^{-5}	7.10^{-4}	6.10^{-5}	12.10^{-5}	16.10^{-5}	4.10^{-4}	9.10^{-3}	76.10^{-4}	16.10^{-3}	0.84	vérif ié
	T2	372.10^{-7}	372.10^{-7}	108.10^{-6}	37.10^{-6}	0.0036	0.0058	0.0458	0.017	0.053	0.8	//
	T3	46.10^{-6}	46.10^{-6}	19.10^{-6}	46.10^{-6}	21.10^{-4}	36.10^{-4}	0.017	0.011	0.022	0.72	//
Etage service	T1	2.10^{-5}	22.10^{-6}	57.10^{-7}	2.10^{-5}	82.10^{-4}	0.014	0.0795	0.046	0.103	0.84	//
	T2	25.10^{-6}	25.10^{-6}	8.10^{-6}	25.10^{-6}	0.0054	0.0087	0.0466	0.026	0.058	0.8	//
	T3	32.10^{-6}	32.10^{-6}	18.10^{-6}	32.10^{-6}	0.0028	0.0053	0.014	0.0158	0.021	0.72	//
Etage Courant	T1	17.10^{-6}	17.10^{-6}	5.10^{-6}	17.10^{-6}	97.10^{-4}	0.018	0.079	0.054	0.105	0.84	//
	T2	2.10^{-5}	2.10^{-5}	8.10^{-6}	2.10^{-5}	0.0068	0.011	0.004	0.0328	0.019	0.8	//
	T3	32.10^{-6}	32.10^{-6}	25.10^{-6}	32.10^{-6}	0.0028	0.0025	0.0045	0.0158	0.012	0.72	//
Terrasse Inaccessi ble	T1	24.10^{-6}	24.10^{-6}	7.10^{-6}	24.10^{-6}	0.0068	0.0166	0.065	0.05	0.09	0.84	//
	T2	25.10^{-6}	25.10^{-6}	8.10^{-6}	25.10^{-6}	0.0054	0.013	0.047	0.039	0.067	0.8	//
	T3	32.10^{-6}	32.10^{-6}	17.10^{-6}	32.10^{-6}	284.10^{-5}	0.0068	0.0148	0.0206	0.026	0.72	//

3.1.1.6. Schéma de ferrailage des poutrelles :

Tableau 3.30 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rives	Appuis intermédiaires	En travée
T1 Etage commerciale			

<p>T2 et T3 Etage commerciale</p>			
<p>T1 Etage service</p>			
<p>T2 et T3 Etage service</p>			
<p>T1 Etage courant</p>			

<p>T2 et T3 Etage courant</p>			
<p>T1 Terrasse inaccessible</p>			
<p>T2 et T3 Terrasse inaccessible</p>			

3.1.1.7. Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

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

On choisit: 5Ø6 = 1.41 cm² S_t=20 cm

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

On choisit : 3Ø6 = 0.85 cm² S_t=20 cm

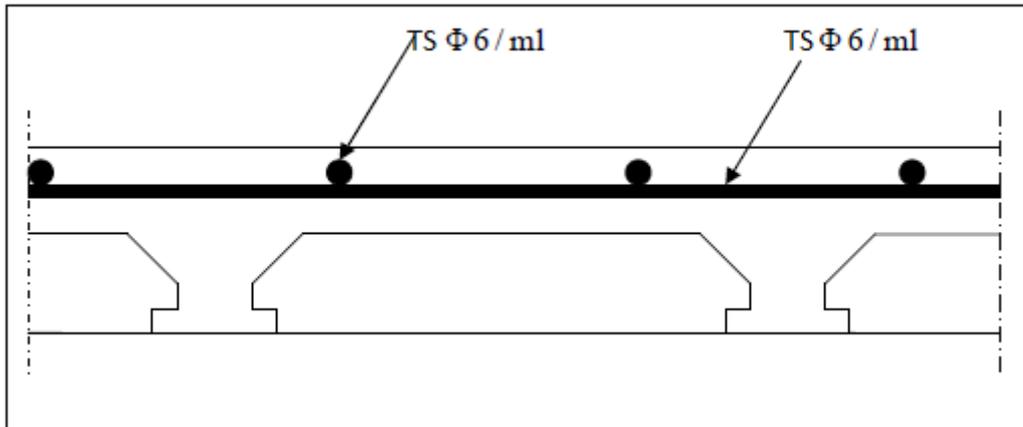


Figure 3.3 : schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.2. Dalles pleines :

Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; elles reposent, avec ou sans continuité, sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : La plus petite dimension du panneau.

l_y : La plus grande dimension du panneau

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

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

3.2.1. Dalle sur deux appuis perpendiculaire (type 01) :

3.2.1.1. Evaluation des charges :

$$G=4.40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u=11.19 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s=7.90 \text{ KN/m}^2$$

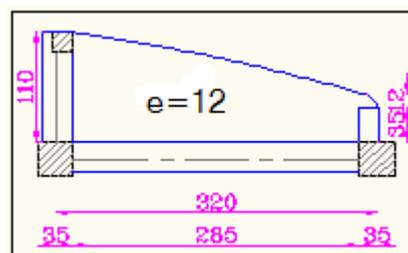


Figure 3.4 : Dalle pleine (type01)

$$Q_g=1 \text{ KN/m (la charge concentrée du au poids propre du garde du corps)}$$

$$Q_{gu}=1.35*Q_g=1.35 \text{ KN/m}$$

$$Q_{gs}=1.35*Q_g=1.35 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.38 < 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant une seule direction \Rightarrow elle travaille comme une poutre.

3.2.1.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_u = \frac{P_u * l^2}{2} + Q_{gu} * l \Rightarrow M_u = 8.25 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{P_s * l^2}{2} + Q_{gs} * l \Rightarrow M_s = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u * l + Q_{gu} \Rightarrow V_u = 13.66 \text{ KN}$$

3.2.1.3. Ferrailage :

Sens x-x :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

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

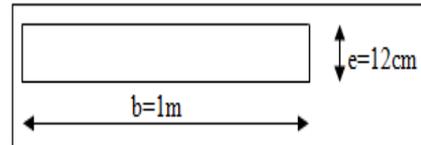


Figure 3.5 : section de la dalle pleine à ferrailé

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.25 * 10^{-3}}{1 * 0.1^2 * 14.2} = 0.058$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($\dot{A} = 0$)

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.07$$

$$z = d * (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.097 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z * f_{st}} = \frac{8.25 * 10^{-3}}{348 * 0.097} \Rightarrow A_s = 2.44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Sens y-y :

Mettre les armatures de répartition de l'ordre de

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4HA8 \Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow s_t \leq \min(3e; 33) \text{ cm} = \min(36; 33) \text{ cm}$

$$\text{Soit : } s_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification :

A l'ELU :

- **L'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.136 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_s \Rightarrow$ la condition est vérifiée

➤ A l'ELS :

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.89 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 3.784 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{6.26 \times 10^{-3}}{3.784 \times 10^{-5}} \times 0.0289 = 4.78 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

- La contrainte dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{t28})}) \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 6.25 \times 10^{-3}}{3.784 \times 10^{-5}} (0.1 - 0.0289) = 176.43 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ la condition es vérifier

- La flèche :

$$\checkmark \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.12}{1.10} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 3.93 \times 10^{-3} \leq 6 \times 10^{-3}$$

Les deux conditions sont vérifier donc il est inutile de vérifier la flèche.

3.2.1.5. Le schéma de ferrailage :

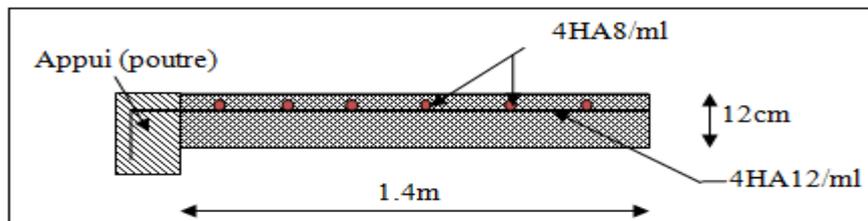


Figure 3.6 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (type 01)

3.2.2. Dalle pleine sur trois appuis (type 02) :

3.2.2.1. Evaluation des charges :

$$G=4.40 \text{ KN/m}^2, \quad Q=3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u=11.19 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s=7.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.35 < 0.4$$

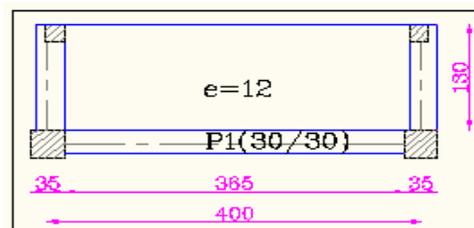


Figure 3.7 : Dalle pleine (type02)

Donc la dalle travaille suivant une seul direction (\parallel à l_x) \Rightarrow elle travaille comme une poutre.

3.2.2.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels:**

$$\text{Aux travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{0x} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{0y} \end{cases} \quad \text{Aux appuis : } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} \\ -0.3 \times M_{0x} \end{cases}$$

➤ **L'effort tranchant :** $V_u = \frac{P_u \times l_x}{2}$

3.2.2.3. Ferrailage :

Sens x-x :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

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

Tableau 3.31 : Calcul ferrailage de la dalle pleine (type 02)

Localisation	M ⁰ (KN)		M ^t (KN)		A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{opt} (cm ² /m)	S _t (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée								
Sens x	18.12	12.79	13.59	9.59	4.11	1.20	4HA12=4.52	20
Sens y	4.09	2.89	3.06	2.16	1.13	1.20	4HA8=2.01	20
En appui								
Sens x, y	/	/	-9.06	-6.39	2.71	1.20	4HA10=3.14	20

➤ **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow s_t \leq \min(3e; 23) \text{ cm} = \min(36; 33) \text{ cm}$

Soit : $s_t = 20 \text{ cm}$

3.2.2.4. Vérification :

A l'ELU :

• **L'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0725 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_s \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

A l'ELS :

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.20 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 4.75 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{9.59 \times 10^{-3}}{4.75 \times 10^{-5}} \times 0.042 = 8.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{t28})}) \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 9.59 \times 10^{-3}}{4.75 \times 10^{-5}} (0.1 - 0.042) = 175.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **La flèche :**

$$\checkmark \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.12}{1.30} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 4.52 \times 10^{-3} \leq 6 \times 10^{-3}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

3.2.2.5. Le schéma de ferrailage :

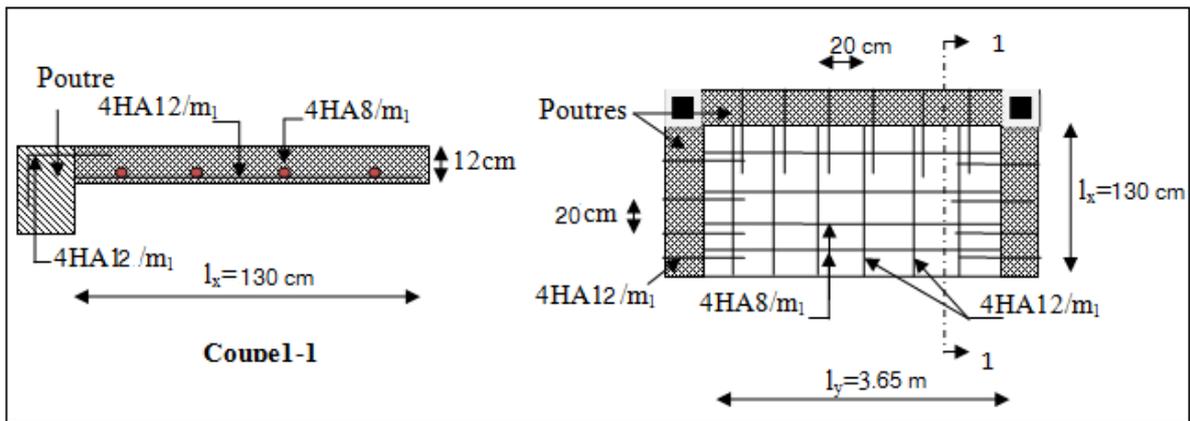


Figure 3.8 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (type 02)

3.2.3. Dalle plein sur quatre appuis (type 03) :

3.2.3.1. Evaluation des charges :

$$G=4.40 \text{ KN/m}^2, \quad Q=3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u=11.19 \text{ KN/m}^2, \quad P_s=7.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.26 < 0.4$$

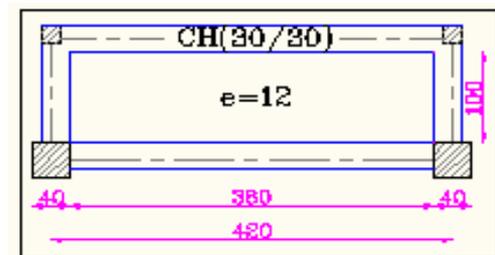


Figure 3.9 : Dalle pleine (type 03)

Donc la dalle travaille suivant une seul direction (\parallel à l_x) \Rightarrow elle travaille comme une poutre.

3.2.3.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_{0x} = \frac{P_u \times l_x^2}{8} = 1.40 \text{ KN.m}$$

Comme la dalle n'est pas simplement appuyée on corrige (M_{0x}) comme suis :

Aux travées : $M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 1.19 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_x^a = -0.4 \times M_{0x} = -0.56 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $V_u = \frac{P_u \times l_x}{2} = 5.595 \text{ KN}$

3.2.3.3. Ferrailage :

Sens x-x :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
En travée	1.19	$8.38 \cdot 10^{-3}$	0.01	0.099	0.345	4T8 = 2.01
En appui	-0.56	$3.94 \cdot 10^{-3}$	$3.93 \cdot 10^{-3}$	0.099	0.162	4T8 = 2.01

Sens y-y :

Mettre les armatures de répartition de l'ordre de

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4HA8 \Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow s_t \leq \min(3e; 33) \text{ cm} = \min(36; 33) \text{ cm}$

$$\text{Soit : } s_t = 20 \text{ cm}$$

3.2.3.4. Vérification :

A l'ELU :

- **L'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.595 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.056 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_s \Rightarrow$ la condition est vérifiée

A l'ELS :

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.17 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2.19 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{0.987 \times 10^{-3}}{2.19 \times 10^{-5}} \times 0.0217 = 1.10 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition es vérifier

- La contrainte dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{t28})}) \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 0.987 \times 10^{-3}}{2.19 \times 10^{-5}} (0.1 - 0.0217) = 52.93 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ la condition es vérifier

- La flèche :

$$\checkmark \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.12}{1.00} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 2.01 \times 10^{-3} \leq 6 \times 10^{-3}$$

Les deux conditions sont vérifier donc il est inutile de vérifier la flèche.

3.2.3.5. Le schéma de ferrailage :

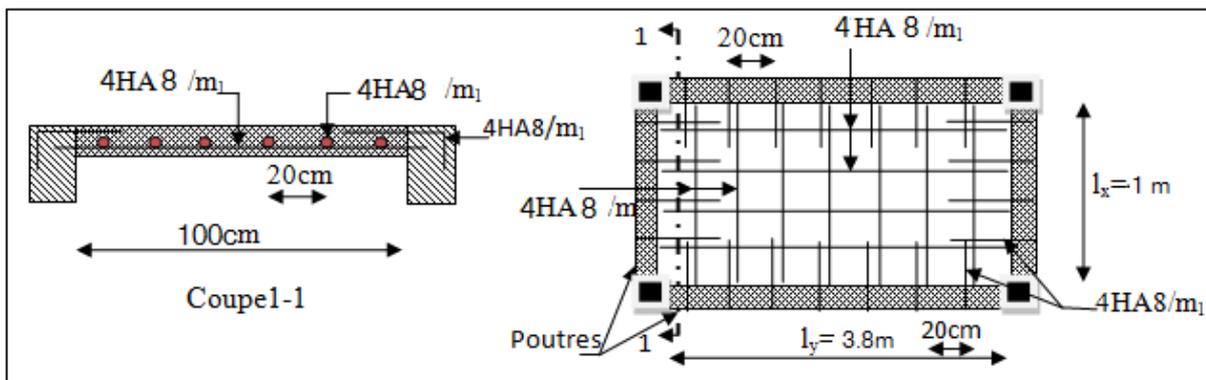


Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (type 03)

3.3. Calcul de poutre de chaînage:

3.3.1. Définition :

Le chaînage horizontal : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure elles servent de porte a faux.

3.3.2. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max}=3.4$ m

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 22.66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

Selon (Art 9.3.3) RPA 2003

$$\checkmark \quad h \geq 15 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad b \geq \frac{2}{3} * e = 20 \text{ cm} \quad \text{Avec : } e=30 \text{ cm est l'épaisseur de mur.}$$

Soit $h=30$ cm, $b=30$ cm

3.3.3. Calcul des sollicitations :

Poids propre : $P_p=25*0.3*0.3=2.25$ KN/m

Poids des murs : $P_m=2.8*(2.86*0.3)=2.4$ KN/m

$P_u=1.35*(2.25+2.4)=6.27$ KN/m

$P_s=2.25+2.4=4.65$ KN/m

$$M_u = P_u * \frac{L_{\max}^2}{8} = 9.06 \text{ KN.m} ; M_s = P_s * \frac{L_{\max}^2}{8} = 6.72 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t=0.75*M_u=6.795 \text{ KN.m}$$

$$M_a=-0.5*M_u= -4.53 \text{ KN.m}$$

3.3.4. Le ferrailage :

Armature longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau le tableau suivant :

$$d= 0.9*h =0.9*0.3=0.27 \text{ m}$$

Tableau 3.32 : Armatures longitudinales

	M(KN.m)	d(m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _s calculé (cm ²)	A _s adopté (cm ²)
En travée	6.795	0.27	0.02	0.025	0.267	0.73	3HA12=3.39
En appui	-4.53	0.27	0.02	0.025	0.267	0.73	3HA10=2.36

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57mm \quad \text{BAEL 91(Art III.3.b)}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5cm^2$

Les espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 cm) = 24,3 cm \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.5.1.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 16.66 cm \quad \dots\dots\dots \text{RPA99 (version2003)}$$

Exigeant un espacement $S_t \leq 20cm$; Donc on adopte : $S_t=15 cm$

3.3.5. Vérification :

A l'ELU :

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 0.23 * 0.3 * 0.27 * \frac{f_{t28}}{400} = 0.978 cm^2 < A_{cal} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

• **Effort tranchant :**

$$V_u = P_u * \frac{l}{2} = 6.27 * \frac{3.4}{2} = 10.66 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{10.66}{0.3 * 0.27} = 131.6 \frac{KN}{m^2} = 0.13MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0.2 * \frac{25}{1.5}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

A l'ELS :

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_s = 6.72 \text{ KN.m} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 8.02 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 204.76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 81.49 \text{ MPa.}$$

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

Evaluation de la flèche **CBA 93 (Article B.6.5.1)**.

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

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

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

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ; l : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée ; M₀ : Moment statique de cette poutre

A : Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{3.40} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,088 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.04 \geq \frac{4,2}{f_c} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

- **Calcul de la flèche :**

Moment d'inertie :

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (30 \times 30) + (15 \times 3.39) = 950.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) = 15.64 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 14.36 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (V_2 + e) \quad (e=3 \text{ cm enrobage})$$

$$I_0 = 68162.89 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.004$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.34 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ Déformation différée.}$$

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

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

Contraintes :

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

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 81.49 \text{ MPa}$$

Inerties fictives (If) :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = -0.028 \Rightarrow \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8.96 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; \quad If_{iv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 8.02 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = 0.27 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = 0.9 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} = 0.633 \text{ m}$$

$$\Delta f = 633 \text{ mm} \leq f_{adm} = 800 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

3.3.6. Schéma de ferrailage :

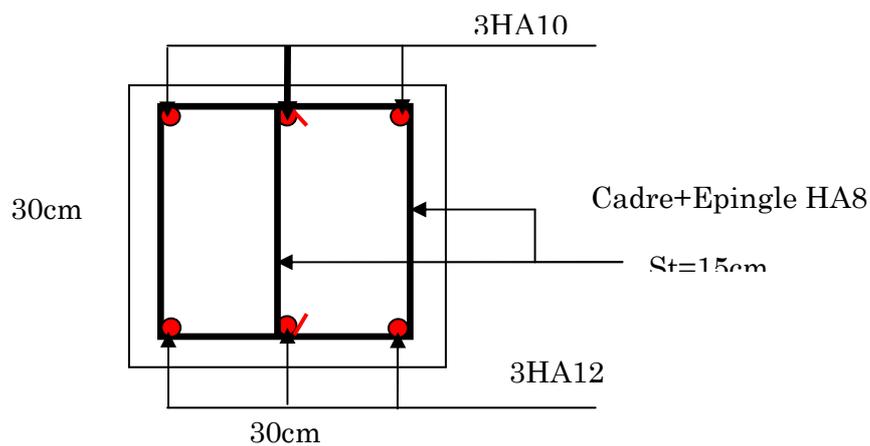


Figure 3.11 Schéma de ferrailage de la poutre de chainage

3.4. Etude de l'acrotère :

3.4.1. Introduction :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection des infiltrations des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

3.4.2. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composé
- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

3.4.3. Evaluation des charges :

$$S=0.6 \times 0.15 + 0.08 \times 0.15 + (0.15 \times 0.04)/2 \Rightarrow S=0.105 \text{ m}^2$$

- ◆ Poids propre :

$$G_1 = 25 \times 0.105 \times 1 = 2.625 \text{ KN}$$

- ◆ Poids d'enduit de ciment :

$$G_2 = 2 \times 0.015 \times 20 \times 1 \times 0.6 = 0.36 \text{ KN}$$

Donc :

$$W_p = G_1 + G_2 = 2.985 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Poids des éléments considéré.}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN}$$

- ◆ La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante
 $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ d'après **RPA99 version 2003** (article 6.2.3).

A : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2 zone IIa $\Rightarrow A=0.15$)

$C_p = 0.8$ facteur de force horizontale (tableau 6.1 du RPA)

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.985$$

$$F_p = 1.433 \text{ KN}$$

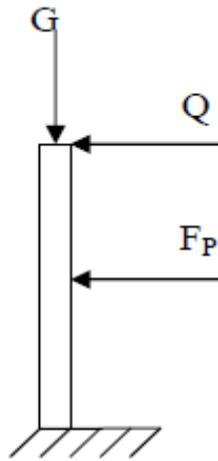


Figure 3.12 : schéma statique de l'acrotère.

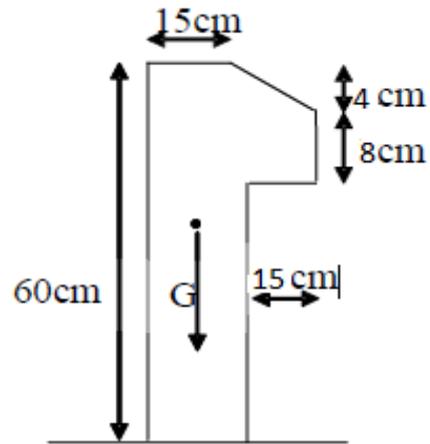


Figure 3.13 : Vue en plan d'un acrotère

Le centre de gravité de la section :

G (X_g, Y_g)

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 15)7.5 + (15 \times 8)22.5 + \frac{15 \times 4}{2} \times 20}{(60 \times 15) + (15 \times 8) + \frac{15 \times 4}{2}} = 9.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_g = 0.095 \text{ m} \\ Y_g = 0.33 \text{ m} \end{cases}$$

3.4.4. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 2.985 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN}$$

$$N_F = 0 \text{ KN}$$

$$M_F = 1.433 \times 0.33 = 0.473 \text{ KN}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bord de 1 m

Tableau 3.33 : les sollicitations de calcul

	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.985	4.03	2.985
M (KN.m)	1.373	1.35	0.9

3.4.5. Calcul de l'excentricité à ELU :

La combinaison considérer est : $1.35 G + 1.5Q$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u = 4.03 \text{ KN} \\ M_u = 1.35 \text{ KN} \end{cases}$$

Les sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On à :

$$e_1 = M_u / N_u = 1.35 / 4.03 = 0.33 \text{ m}$$

$$H/6 = 0.6/6 = 0.1$$

$e_1 > H/6 \Rightarrow$ section partiellement comprimé (centre de pression se trouve à l'extrémité de noyau central)

Remarque :

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer « e_1 » par « e » qui est l'excentricité réelle de calcul

$$\text{Avec : } e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiale

e_1 : l'excentricité structurale

e_2 : l'excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, L/250) = \max(2 \text{ cm}, 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = 3L_f^2(2+\alpha)/10000 \times h$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = 0$$

L_f = longueur de flambement

$$L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$e_2 = 3(1.2)^2(2+0)/10000 \times 0.15 = 0.0058 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.58 \text{ cm}$$

$$e = 33 + 0.58 + 2 \Rightarrow e = 0.356 \text{ m}$$

3.4.6. Ferrailage :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa};$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$N_u = 4.03 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 4.03 \times 0.356 = 1.43 \text{ KNm}$$

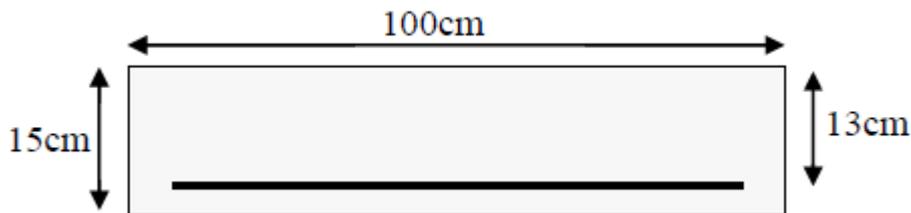


Figure 3.14 : section à ferrailer

Selon **BAEL91** :

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - h/2)$$

Tel que :

M_u et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 1.43 + 4.03 (0.13 - 0.15/2) = 1.65 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.00687 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E 400)$$

d'où : $A'_s = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.00862$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_s} = \frac{1.65 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Donc la section à la flexion composée est :

$$A_s = A_u - N_u / f_{st} = 0.36 - 4.03 / 348 \times 10^{-1}$$

$$A_s = 0.24 \text{ cm}^2$$

3.4.7. Vérification :

ELU :

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 60 / 3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,433 + 1,5 = 2,933 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,933 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,0225 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.933 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 10.04 \times 10^{-2}} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

L'ELS :

- **vérification des contraintes :**

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

➤ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_a \quad \text{On à : } d=13 \text{ cm et } A_s=2.01 \text{ cm}^2$$

Tel que :

e_a : distance du centre de pression « C » à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - h/2) = \frac{0.9}{2.985} + (0.13 - 0.15/2) = 0,356 \text{ m}$$

$e_a > d \Rightarrow$ "c" est à l'extérieur de la section.

$$\Rightarrow c = d - e_a = 0,13 - 0,356 = -0,226 \text{ m} = -22.6 \text{ cm}$$

$$y = y_c + c$$

calcul de y_c :

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$p = -3c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times (-0.226)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.13 + 0.226) = -0.147 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times (-0.226)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.13 + 0.226)^2 = 0.02 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.147 y_c + 0.02 = 0$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times p^3 / 27 = 0.02^2 + 4 \times (-0.147)^3 / 27 = +7.05 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ 03 racines réelles, et puisque N_{ser} est de compression $\Rightarrow 0 \leq y = y_c + c \leq h$

$$\Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.226 \leq y_c \leq -0.376$$

Solution de l'équation :

Calcul de :

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-3/p} = \frac{3 \cdot 0.02}{2 \cdot (-0.147)} \sqrt{-3/-0.147} = -0.922 \Rightarrow \varphi = 157.22^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{-p/3} = 0.443 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Y_{c1} = a \cos \varphi/3 = 0.27 \text{ m}$$

$$Y_{c2} = a \cos (\varphi/3 + 120) = -0.44 \text{ m}$$

$$Y_{c3} = a \cos (\varphi/3 + 240) = 0.168 \text{ m}$$

Pour que $0 < y = y_c + c < h$ soit vérifié on prend $y_c = y_{c1} = 0.27 \text{ m}$

$$Y_c = 0.27 - 0.226 = 0.044 \text{ m} \quad \text{Donc } Y = 4.4 \text{ cm}$$

- **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \quad I = \frac{1 \times 0.044^3}{3} + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.13 - 0.044)^2 = 5.93 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.9 \times 10^{-3} \times 0.044}{5.93 \times 10^{-5}} = 0.667 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.667 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

(pas de risque de fissuration du béton en compression)

- **Vérification des armatures :**

$$\rho = 100 \times \frac{A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{0.9 \times 10^{-3}}{5.93 \times 10^{-5}} (0.13 - 0.044)$$

$$\sigma_s = 1.31 \text{ MPa}$$

On a fissuration nuisible \Rightarrow

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\leq \min(267, 201.6) \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$ On à : $\sigma_s = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$ verifiée

3.4.8. Schéma de ferrailage:

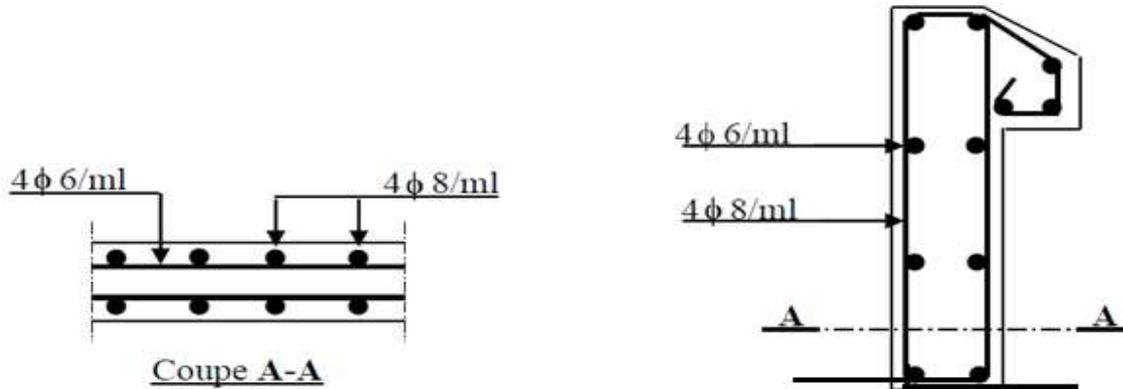


Figure 3.15 : Schéma de ferrailage de l’acrotère (terrasse inaccessible)

3.5. Etude d’ascenseur :

3.5.1. Définition :

- L’ascenseur est un organe mobile installé à l’intérieur des immeubles, servant au déplacement vertical des personnes vers les différents niveaux.

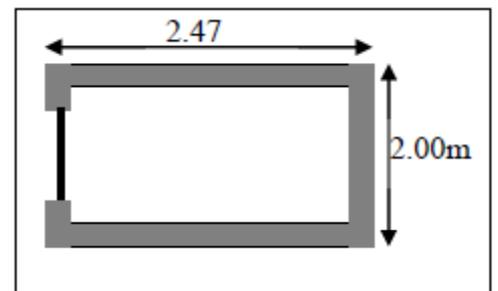


Figure3.16 : Cage d’ascenseur

L’ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 8 personnes, dont ses caractéristiques sont :

- : Longueur de l’ascenseur=247cm
- : Largeur de l’ascenseur=200cm
- : Hauteur de l’ascenseur=200cm
- : Charge due à la cuvette =145 KN
- : Charge due à l’ascenseur= 15 KN
- : Charge due à la salle des machines =51KN
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1,6 \text{ m/s}$

3.5.2. Etude de la dalle de compression :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x=2.00$ m et $l_y=2.47$ m donc une surface $S=2 \times 2.47=4.94$ m²

$e \geq \frac{l_x}{20}=0.1$ m soit $e=20$ cm

3.5.3. Evaluation des charges et surcharges :

- Poids de la dalle en BA : $G_1=25 \times 0.2= 5$ KN/m²
- Poids de revêtement en béton ($e=5$ cm): $G_2=22 \times 0.05=1.1$ KN/m²
 $G'=G_1+G_2=6.1$ KN/m²
- Poids de la machine : $G''=\frac{F_c}{S}=\frac{145}{4.94}=29.35$ KN/m²
 $\Rightarrow G_{totale}=35.45$ KN/m² et $Q=1$ KN/m²DTR B.C.2.2 (7.3.3)

3.5.4. Cas d'une charge répartie :

3.5.4.1. Calcul des sollicitations :

ELU :

$$q_u=1.35 G_{totale} + 1.5Q \Rightarrow q_u = 49.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \quad (\text{annexe5})$$

$$\text{Sens } xx' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 10.857 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } yy' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6.66 \text{ KN.m}$$

3.5.4.2. Calcul des moments réels :

$$\text{En travée} : \text{Sens } xx' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } yy' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis} : M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^{x(y)} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = 3.25 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 1.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3.5.4.3. Calcul de ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x=18$ cm et $d_y=17$ cm.

Tableau 3.34 : ferrailage d'ascenseur en travée dans le cas d'une charge répartie

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t calculé	A_t adopté
Sens xx'	9.23	0,02	0,025	0,1781	1.49 cm ²	5T8=2.51
Sens yy'	5.66	0,013	0,0172	0,168	0.968cm ²	5T8=2.51

Tableau 3.35 : ferrailage d'ascenseur en appuis dans le cas d'une charge répartie

	M_a (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_a calculé	A_a adopté
Sens xx'	3.25	0,0072	0,009	0,179	0.532 cm ²	4T8=2.01cm ²
Sens yy'	1.99	0,0048	0,0061	0,169	0.338 cm ²	4T8=2.01cm ²

3.5.4.4. Vérification

L'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

En travée :

$$\text{On à : } \begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.8 > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec : ρ_0 coefficient qui dépend de la nuance de l'acier $\rho_0=0.0008 \Rightarrow$ HA f_c400

Et il faut vérifier : $A_t^y \geq \frac{A_t^x}{4}$ pour une charge répartie

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.75 \text{ cm}^2/ml \\ A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t^x = 2.51 > A_{min}^x \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t^y = 2.51 > A_{min}^y \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$A_t^y = 1.6 > \frac{A_t^x}{4} = 0.437 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

En appuis :

$$\begin{cases} A_a^x = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_{min}^x = 1.75 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_a^y = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

- **Calcul des espacements :**

Sens xx' : $St \leq \min (3 e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min (60, 33 \text{ cm})=25 \text{ cm}$

Sens yy' : $St \leq \min (4 e, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min (80, 45 \text{ cm})=25 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Calcul de V_u :

$$\begin{cases} V_x = \frac{ql_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 34.552 \text{ KN} \\ V_y = \frac{ql_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 27.27 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{34.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.191 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

L'ELS :

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 36.45 \text{ KN}$$

$$\nu = 0.2 \text{ coefficient de poisson à l'ELS} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases}$$

$$\text{Sens } xx' : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 8.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } yy' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } xx' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } yy' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.542 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

Sens xx' - yy' :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Calcul de y et I :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad \text{avec } 0 < y < d$$

$$Y^2 + 18.825 \times 10^{-4} Y - 3.38 \times 10^{-4} = 0 \Rightarrow y = 1.652 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 1.0212 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.5.5. Cas d'une charge concentré :

La charge concentré « g » est appliquée à la surface de la dalle sur une aire a₀×b₀, elle agit uniformément sur une aire u×v.située sur le plan moyen de la dalle.

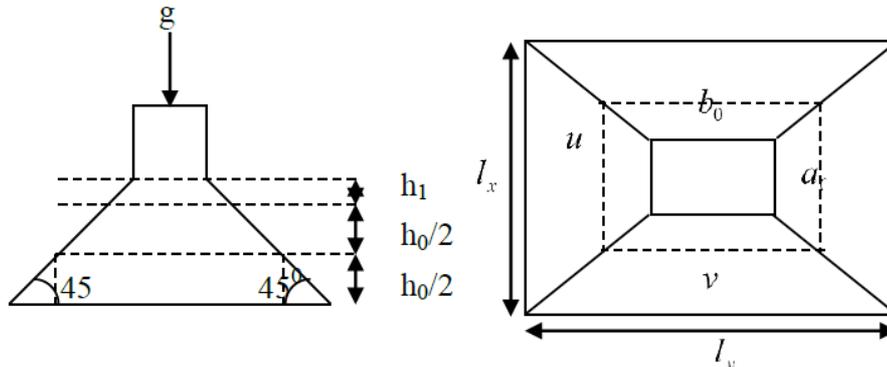


Figure 3.17 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi h_1 \\ v = a_0 + h_0 + 2 \times \xi h_1 \end{cases} \text{ (BAEL91)}$$

On à une vitesse de $v = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ b_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$

On à un revêtement en béton d'épaisseur $h_1=5 \text{ cm} \Rightarrow \xi=1$

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm} \end{cases}$$

3.5.5.1. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = p_u(M_1 + vM_2) \\ M_y = p_u(M_2 + vM_1) \end{cases}$$

M₁ : en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ avec : $\frac{v}{l_y} = \frac{190}{247} = 0.76$ et $\rho = 0.8$

On se réfère à l'abaque PIGEAU (annexe 4). On trouve M₁=0.59 et M₂=0.38

a) Evaluation des moments M_{xl} et M_{yl} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{xl} = p_u \times M_1 \\ M_{yl} = p_u \times M_2 \end{cases} \text{ Avec : } p_u = 1.35 \times g \text{ et } g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 \Rightarrow g = 72.3 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_u = 97.6 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{xl} = 57.57 \text{ KN} \\ M_{yl} = 37.08 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 2.18 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times q_u \times l_y^2 = 1.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 59.76 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 38.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments aux appuis : $M_{ax}=0.3M_x=17.92 \text{ KN.m}$, $M_{ay}=0.3M_y=11.51 \text{ KN.m}$

Moments en travées : $M_{tx}=0.85M_x=50.8 \text{ KN.m}$, $M_{ty}=0.85M_y=32.61 \text{ KN.m}$

3.5.5.2. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur en prenant $dx = 18 \text{ cm}$ et

$dy = 17 \text{ cm}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.36 : ferrailage d'ascenseur dans le cas d'une charge concentrée

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé cm ² /ml	A_a calculé cm ² /ml	A_t adopté cm ² /ml	A_a adopté cm ² /ml
Sens xx'	50.8	17.92	8.61	2.91	5HA16=10.05	5HA10=3.93
Sens yy'	32.61	11.51	5.74	1.97	4HA14=6.16	5HA10=3.93

3.5.5.3. Vérification

L'ELU :

- Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_t^x = 5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^x = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En appui : } A_t^x = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^x = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.10)}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h: Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190) \Rightarrow U_c = 740 \text{ cm}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ kn avec } \gamma_b = 1.5$$

$$0.45 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1110 \text{ KN} \Rightarrow Q_u \leq 1110 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

On a $v > u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.12 \text{ kn}$

Au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.42 \text{ kn}$

Donc : $V_{max} = 17.42 \text{ KN}$.

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié (y'a pas de risque de cisaillement)}$$

• **Espacement des barres :**

Sens x-x' : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Sens y-y' : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

L'ELS :

• **Les moments engendrés par le système de levage :**

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x = q_{ser}(M_1 + vM_2) = 48.15 \text{ KN.m} \\ M_y = q_{ser}(M_2 + vM_1) = 36.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments dus au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.78 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times q_{ser} \times l_y^2 = 1.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 49.93 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 37.26 \text{ KN.m} \end{cases}$

Max=0.3Mx=17.92 KN.m, May=0.3My=11.51 KN.m

Mtx=0.85Mx=50.8 KN.m, Mty=0.85My=32.61 KN.m

• **Vérification des contraintes :**

Sens xx' :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \quad Y=6.01 \text{ cm}, \quad I=2.89 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens yy' :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \quad Y=4.75 \text{ cm}, \quad I=1.75 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.47 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La FPN \Rightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

• **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} h/l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 \dots\dots\dots (1) \\ h/l = \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{42.44}{10 \times 49.93} = 0.08 \dots (2) \\ A/b.d = 0.005 \leq 4.2/f_e = 0.1 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.5.6. Schéma de ferrailage :

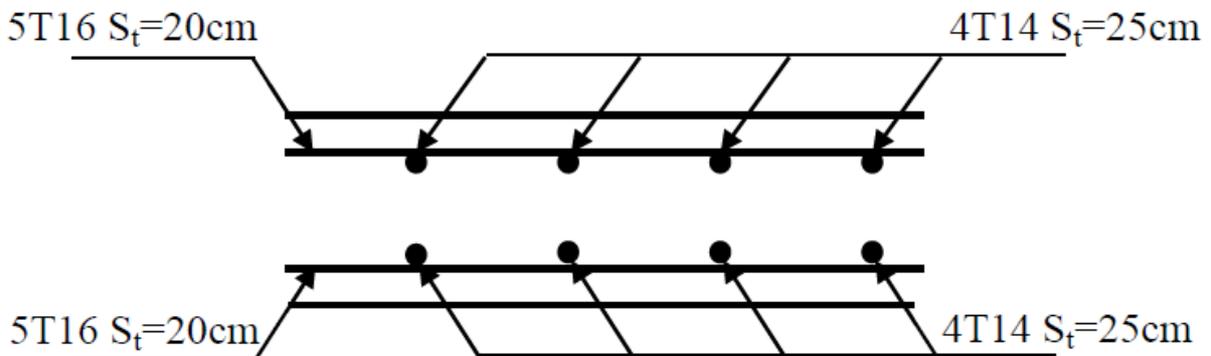


Figure 3.18 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle de compression

3.6. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrillée comme une section rectangulaire de largeur de 100 cm et de hauteur de 16 cm

3.6.1. Calcul des escaliers du type 1 :

L'ELU :

3.6.1.1. Le chargement :

✓ Sur la volée :

$$G_v = \frac{7.69}{\cos 32.51} = 9.12 \text{ KN/m}^2$$

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

3.6.1.2. Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } \begin{cases} Q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 1.35 \times 9.12 + 1.5 \times 2.5 = 16.06 \text{ KN/m} \\ Q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 2.5 = 9.96 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} Q_v = G_v + Q = 9.12 + 2.5 = 11.62 \text{ KN/m} \\ Q_p = G_p + Q = 4.6 + 2.5 = 7.1 \text{ KN/m} \end{cases}$$

3.6.1.3. Les sollicitations :

ELU :

$$M_t^{max} = 18.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -12.06 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = 28.44 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_t^{max} = 13.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -9.09 \text{ KN.m}$$

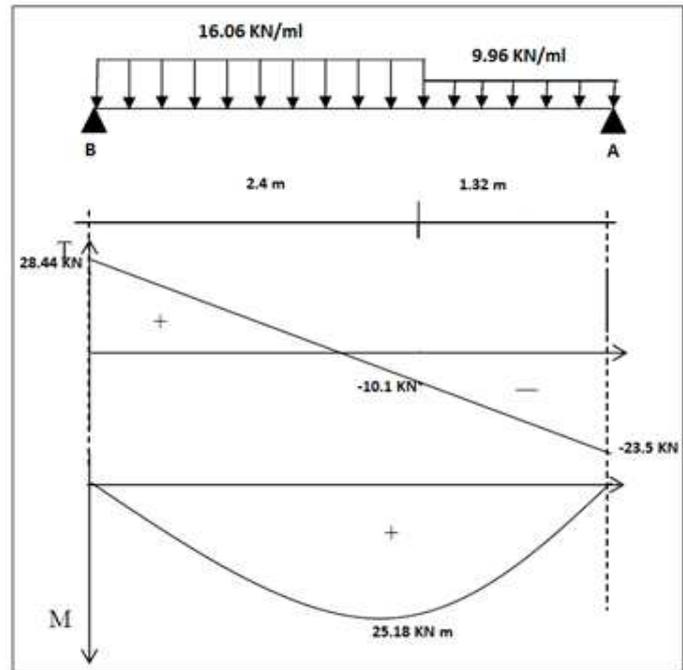


Figure 3.19 : Schéma statique de l'escalier

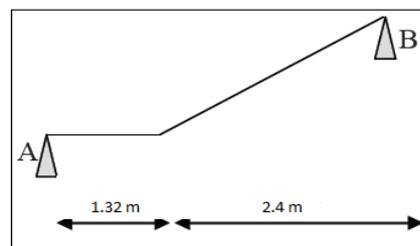


Figure 3.20 : diagramme des sollicitations

3.6.1.4. Le ferrailage:

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire b×h

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ d = 16 * 0.9 = 14.4 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

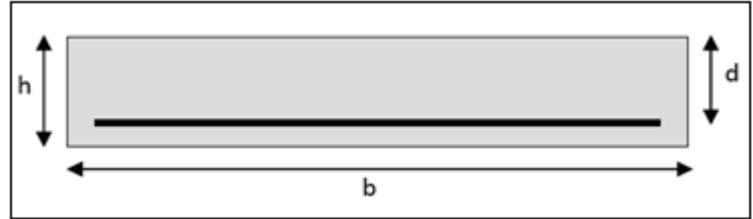


Figure3.21 : Section à ferrillée

En travée :

$$M_t = 18.89 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.064 ; \alpha = 0.082 ; z = 0.139 \text{ m} ; A_s = 3.9 \text{ cm}^2 ; \text{ On choisit : } 4\text{HA}12=4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

$$M_a = -8.324 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.042 ; \alpha = 0.054 ; z = 0.177 \text{ m} ; A_s = 2.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{ On choisit : } 6\text{HA}8=3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.6.1.5. Les vérifications nécessaires :

ELU:

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.144 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

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

$$V_u = 28.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.44}{1 \times 0.144} \times 10^{-3} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} \leq 0.07 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

On à $\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

- **Armatures de répartitions :**

On met les armatures de répartitions dans le sens secondaire d'ordre

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ On choisit : } 5\text{HA6} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification des espacements :**

Sens longitudinale : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Sens transversales : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

ELS :

La fissuration est peut nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de la contrainte l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_s}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} \text{ avec } \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.144 \times 22.61 \times 10^{-2}} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

En travée : $M_t = 13.63 \text{ KN m}$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2, Y = 3.79 \text{ cm}, I = 9162.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.62 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

En appui : $M_a = -9.09 \text{ KN m}$

$$A_s = 2.57 \text{ cm}^2, Y = 3.19 \text{ cm}, I = 6774.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intension de fixer les contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

➤ Evaluation de la flèche :

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

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} &\geq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\text{On a } \frac{h}{l} = \frac{16}{372} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{372}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

Calculer M_j^{ser} :

$$\text{Volée : } q_j^{ser} = 0.65 \times G_v = 0.65 \times 3.55 = 2.307 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Pallier : } q_g^{ser} = 0.65 \times G_p = 0.65 \times 3 = 1.95 \frac{KN}{m}$$

$$M_j^{ser} = 2.865 \text{ KN.m}$$

Calculer M_p^{ser} :

$$q_v = 0.65 \times (G_v + Q) = 7.55 \frac{KN}{m} \quad ; \quad q_p = 0.65 \times (G_p + Q) = 4.61 \frac{KN}{m}$$

$$M_p^{ser} = 8.67 \text{ KN m}$$

Calculer M_g^{ser} :

$$q_g = 0.65 \times G_v = 5.93 \frac{KN}{m} \quad ; \quad q_p = 0.65 \times G_p = 3 \frac{KN}{m}$$

$$M_g^{ser} = 6.675 \text{ KN m}$$

$$\text{On a } : E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}, \quad E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$I_0 = 46531.7 \text{ cm}^4, \quad I = 43200 \text{ cm}^4, \quad Y = 3.79 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d-\frac{y}{2})} \Rightarrow \sigma_{sg} = 165.836 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sj} = 71.18 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sp} = 254.9 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 0.12 ; \mu_j = 0 ; \mu_p = 0.23$$

$$I_{f_{ig}} = 14103 \text{ c m}^4 ; I_{f_{vg}} = 35865.23 \text{ c m}^4 ; I_{f_{ij}} = 47520 \text{ c m}^4 ; I_{f_{ip}} = 14103.55 \text{ cm}^4$$

$$f_g^i = 0.0027 \text{ m} ; f_g^v = 0.0041 \text{ m} ; f_j^i = 0.0003 \text{ m} ; f_p^i = 0.0026 \text{ m}$$

$\Delta f = 0.001 < f_{adm} \Rightarrow$ condition vérifiée (la flèche est vérifier)

3.6.1.6. Schéma de ferrailage :

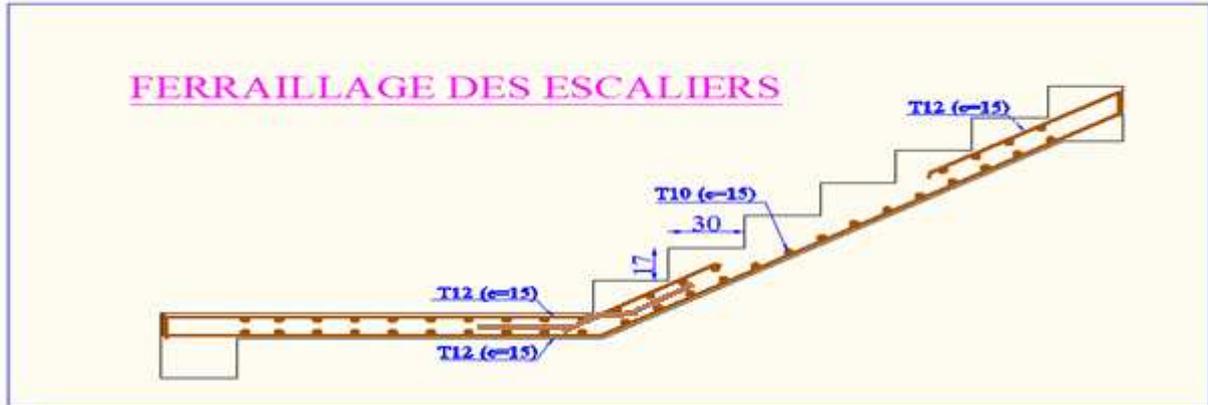


Figure 3.22 : Schéma de ferrailage d'escalier (type 01)

3.6.2. Le deuxième type d'escalier :

Le chargement sur la volée :

$$G_v = 9.12 \text{ KN/ml}$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/ml}$$

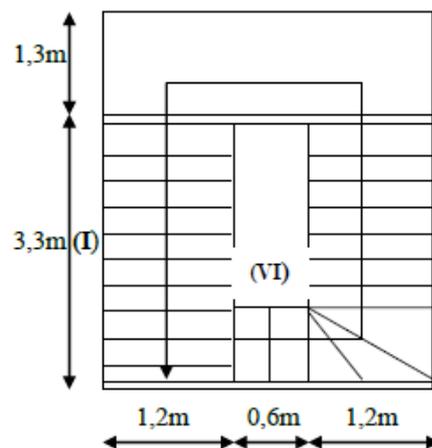


Figure 3.23 : vue en plan de l'escalier type 02

3.6.2.1. Les sollicitations sur la volée:

ELU	ELS
$P_U = 1.35G + 1.5Q = 16.06 \text{ KN/ml}$	$P_S = G + Q = 11.62 \text{ KN/ml}$
$R_B = 26.5 \text{ KN}$	$R_B = 19.173 \text{ KN}$
$M_0 = \frac{P_U \times l^2}{8} = 21.86 \text{ KN.m}$	$M_0 = \frac{P_S \times l^2}{8} = 15.817 \text{ KN.m}$
$M_t = 0.75M_0 = 16.395 \text{ KN.m}$	$M_t = 0.75M_0 = 11.863 \text{ KN.m}$
$M_a = -0.5M_0 = -10.93 \text{ KN.m}$	$M_a = -0.5M_0 = -7.9 \text{ KN.m}$
$V_U = \frac{P_U \times l}{2} = 26.5 \text{ KN}$	$V_U = \frac{P_U \times l}{2} = 19.173 \text{ KN}$

3.6.2.2. Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :

Le calcul pour le ferrailage est résumé dans le tableau suivant

Tableau 3.37 : ferrailage de poutre palière à la flexion simple

Localisation	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acalculé (cm ² /ml)	Choix des barres	Aadopté (cm ² /ml)
En travée	16.395	0.055	0.071	0.139	3.36	5HA10	3.93
En appuis	-10.93	0.037	0.047	0.141	3.36	4HA10	3.14

On opte pour $S_t = 20c$ m en appuis et $S_t = 25$ cm en travée

- Calculer les armatures de répartitions :

En travée : $A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ on choisit 4HA6 = 1.1373 cm²/ml

En appui : $A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ on choisit 4HA6 = 1.1373 cm²/ml

3.6.2.3. Vérification :

ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.144 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A > A_{min}$ Condition vérifiée

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

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{26.1}{1 \times 0.108} \times 10^{-3} = 0.245 \text{ MPa}$$

On a $\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_U - \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(26.5 - \frac{16.395}{0.9 \times 0.144} \right) \times \frac{1.15}{400} = 2.78 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

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 d'adhérence**

$$\tau_{ser} = \frac{V_{ser}}{0.9 \times d \times \sum U_I}$$

$$\begin{aligned} \sum U_I &= \text{la sommes des périmètres des barres} \\ &= \pi \times n \times \varnothing = 4 \times 1.2 \times 3.14 = 15.072 \text{ cm} \\ \Rightarrow \tau_{ser} &= \frac{19.173}{0.9 \times 0.129 \times 0.15} \times 10^{-3} = 1.1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \text{ Vérifiée}$$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	11.86	3.93	3.56	7407.645	5.7	15	Vérifiée

- vérification de l'état limite de déformation du béton :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

On a $\frac{h}{l} = \frac{160}{330} = 0.484 > 0.062$ condition vérifiée

$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{11.86}{10 \times 15.817} = 0.074 \Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ Condition vérifiée

$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 14.4} = 0.00272$ Et $\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e}$ Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

3.6.2.4. Schéma de ferrailage :

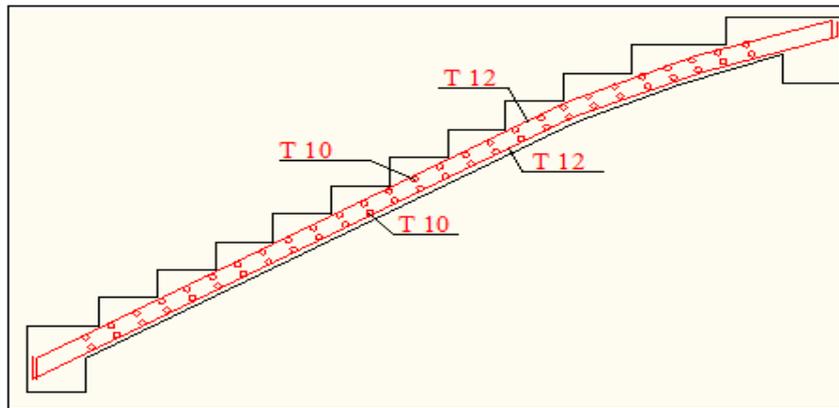


Figure 3.24 : Schéma de ferrillages des escaliers balancer (type 02)

3.6.3. Calcul du palier de repos de l'escalier :

Le palier sera étudié comme une console encastrée dans la poutre palière.

3.6.3.1. Le chargement :

$G = 4.6 \text{ KN/m}^2$

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

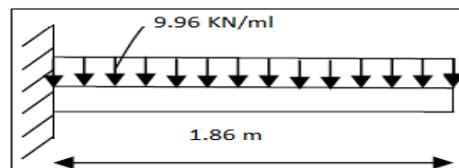


Figure 3.25 : Schéma statique du palier de repos

3.6.3.2. Calcul des sollicitations

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.96 \text{ KN/m}^2$

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{9.96 \times 1.86^2}{2} = 17.22 \text{ KN m}$$

$$V_u = q_u \times l = 9.96 \times 1.86 = 18.525 \text{ KN}$$

ELS: $q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}^2$

$$M_U = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{7.1 \times 1.86^2}{2} = 12.281 \text{ KN m}$$

$$V_s = q_s \times l = 7.1 \times 1.86 = 13.206 \text{ KN}$$

3.6.3.3. Ferrailage du palier de repos :

Le ferrailage se fait pour une bande de « 1 ml ».

- Acier longitudinaux : $b = 1 \text{ ml}$, $h = e = 0.16$, $d = 0.16 - 0.04 = 0.1 \text{ m}$
et $M_u = 17.228 \text{ KN m}$

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa} ; \mu_{bu} = 0.101 < 0,186 ; \alpha = 0.133 ; z = 0.094 \text{ m} ; A_s = 5.23 \text{ cm}^2$$

On choisit : 5HA12=5.65 cm²

- Les aciers transversaux : il faut mettre des armatures de répartition de l'ordre

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.23}{4} = \frac{1.307 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow \text{on adopte } 5HA6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.6.3.4. Vérifications

L'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.207 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul de l'espacement (At) :**

Sens longitudinal : $S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm})$

$$\leq 33 \text{ cm} , \text{ on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

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

$$V_u = 18.528 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.52}{1 \times 0.1} \times 10^{-3} = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} \leq 0.07 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

On a $\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

L'ELS :

Il y'a lieu de vérifier d'après : **BAEL91** (Article B.6.3)

Etat limite d'ouverture des fissures

Etat limite de compression du béton

Etat limite de déformation

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**
La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.
- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$M_{ser}^t = 12.281 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 ; Y = 3.269 \text{ cm} ; I = 5.004 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 8.022 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$$

La condition est vérifiée, il y'a pas de risque de fissuration du béton

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intension de fixer les contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

✓ Evaluation de la flèche :

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

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

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

$$\text{On a } \frac{h}{l} = \frac{12}{186} = 0.07 > \frac{1}{16} = 0.062$$

... .. Vérifiée

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65 \times 10^{-4}}{1 \times 0.1} = 0.0065 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \dots \dots \quad \text{Vérifiée}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées donc il est inutile de faire une vérification de flèche.

3.6.3.5. Schéma de ferrailage de palier de repos:

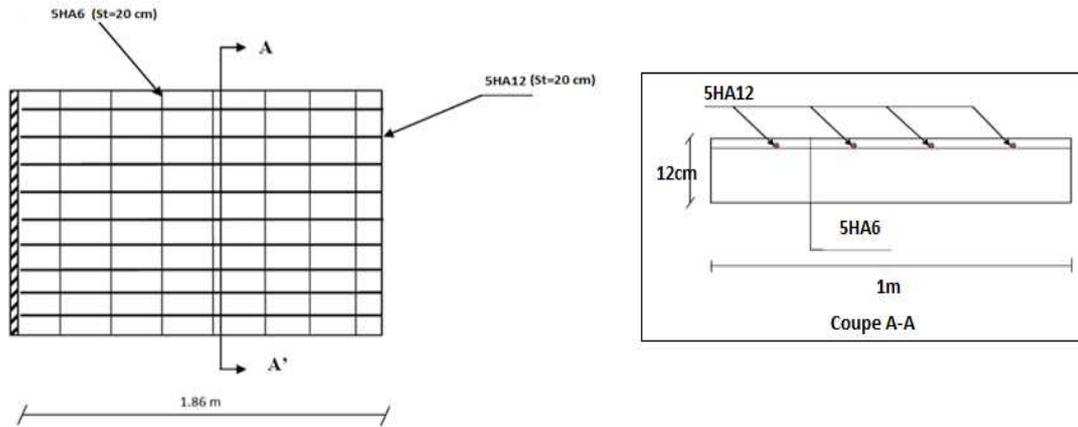


Figure 3.26 : schéma du ferrailage du palier de repos

3.6.4. Etude de la poutre palière :

3.6.4.1. Le pré dimensionnement :

Condition de flèche : $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$

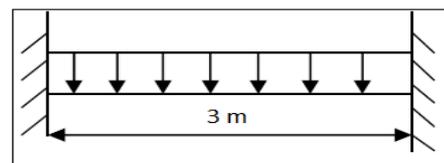


Figure 3.27 : schéma statique de la poutre palière

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \dots \dots \dots \quad \text{RPA99/V2003 (Art 7.5.1)}$$

On à : L=3m, On prend h=30cm, b=30cm

3.6.4.2. Les surcharges sur la poutre palière

Son poids propre « g₀ » avec g₀=0.3²×25=2.25 KN/ml

Le poids du mur sur le palier « g_m » avec g_m=2.8× $\frac{2.86}{2}$ =4 KN/m

3.6.4.3. Les sollicitations sur la poutre palière :

ELU	ELS
R _B = 28.44 KN	R _B = 20.55 KN
P _U = 1.35(g ₀ + g _m)	P _S = 1.35(g ₀ + g _m)
P _U = 36.87KN/ml	P _S = 27.1kn/ml
M ₀ = $\frac{P_U \times l^2}{8} = \frac{36.87 \times 3^2}{8} = 41.478$ KN.m	M ₀ = $\frac{P_S \times l^2}{8} = \frac{27.1 \times 3^2}{8} = 30.487$ KN.m
M _t = 0.85M ₀ = 35.256 KN.m	M _t = 0.85M ₀ = 25.91 KN.m
M _t = -0.4M ₀ = -16.591 KN.m	M _t = -0.4M ₀ = -12.194 KN.m
V _U = $\frac{P_U \times l}{2} = 55.3$ KN	V _U = $\frac{P_U \times l}{2} = 40.56$ KN

3.6.4.4. Calcul de la section d’armatures à la flexion simple :

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M (KN.m)	μ _{bu}	A (cm ²)	Z (cm)	A _{calculé} (cm ² /ml)	Choix des barres	A _{adopté} cm ² /ml
En travée	35.256	0.1135	0.151	0.253	4	4HA12	4.52
En appuis	-16.591	0.053	0.068	0.262	1.81	4HA08	2.01

3.6.4.5. Exigence du RPA :

A_t: section d’armature en travée

A_a: section d’armature en appui

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans notre cas A_t > A_{min} et A_a > A_{min} condition vérifiée

3.6.4.6. Calcul d’armatures à la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée ; c’est le moment d’appuis « B » (figure 3.20)

$$M^{\text{torsion}} = M_{Tu} = M_a \times \frac{l}{2} = 18.897 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section :

U : périmètre de la section

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur

e : Épaisseur de la paroi

- **Armatures longitudinales :**

La section d'armatures longitudinales est donnée par:

$$A_l = \frac{M_{TU} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{h}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.0625\text{m}^2$$

$$U = 2(b - e) \times (h - e) = 1\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4,32 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

En travée :

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3HA14= 4.62 cm²/ml

En appuis :

$$A_a = A_a + \frac{A_l}{2} = 2.01 + \frac{4,32}{2} = 4,17 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3HA14= 4,62 cm²/ml

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie si $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$$

$$\text{On a } V_{max} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{55.3}{0.3 \times 0.27} = 0.682 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{18.897 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.02 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 3.1 \text{ MPa}$

$$\text{Et : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.26 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

3.6.4.7. Calcul du ferrailage :

- **calcul des armatures transversales :**

Flexion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{400} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Torsion:

$$A_t = \frac{M_{TU} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{18.897 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.65 + 0.45 = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{on opte pour } 6HA6 = 1.7 \text{ cm}^2$$

- **vérification de l'état limite de compression du béton :**

On doit vérifier si $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

localisation	M(KN.m)	A _s (cm ² /ml)	Y(cm)	I *10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc}	observation
En travée	25.913	5.048	9.42	2.34	3.154	Vérifiée
En appuis	-12.19	3.14	19.18	7.343	12.44	vérifiée

3.6.4.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière :

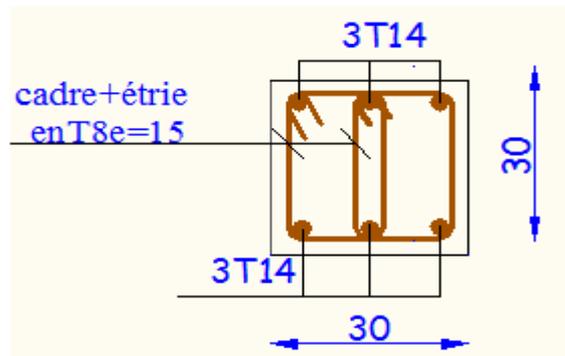


Figure 3.28 : schéma de ferrailage de la poutre palière

3.6.5. Etude de la poutre brisé

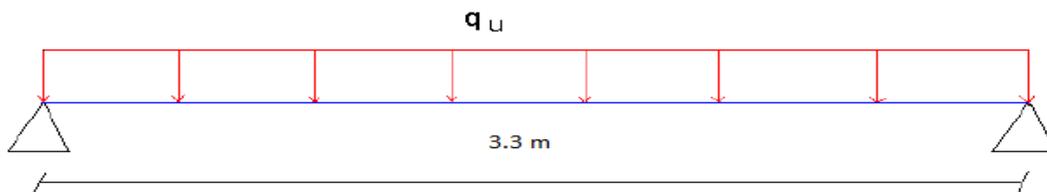


Figure 3.29 : Schéma statique de la poutre brisée

3.6.5.1. Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

Soit : h=30 cm ; b=30 cm

$R_A=R_B=26.5 \text{ KN}$; $M_0=21.86 \text{ KN m}$; $V_u=-26.5 \text{ KN}$

Moment(KN m)	Flexion simple		torsion
	En travée	En appuis	
	16.395	-10.93	18.034
Armatures longitudinales (cm ²)	1.796	1.185	4.14
Armatures transversal (cm ²)	0.45	0.45	0.622
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.327	0.327	2.88

On opte pour :

- Armatures longitudinales en travée : $A=3HA16=6.03 \text{ cm}^2$
- Armatures longitudinales en appui : $A=3HA14=4.62 \text{ cm}^2$
- Armatures transversales : un étrépe $\varnothing 8+1\text{épeingle } \varnothing 8$; $S_t=16 \text{ cm}$
- La contrainte de cisaillement totale est de $2.88 < 3.25 \text{ MPa}$ Vérifiée

3.6.5.2. Schéma statique de la poutre brisée :

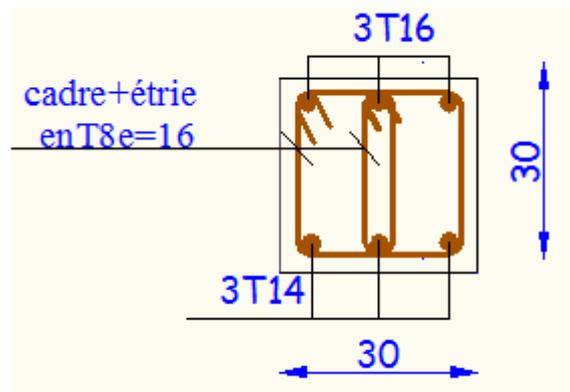


Figure 3.30 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

Chapitre 4

Etude sismique

4.1. Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

4.2. Présentation de logiciel de calcul ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé ETABS. Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments.

ETABS c'est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau...etc.). L'ETABS permet également le transfert de donnée à d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP 2000, SAFE ...*).

4.3. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA99/VERSION 2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivants trois méthode :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.3.1. Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente permet d'estimer l'effort tranchant (cisaillement) total à la base du bâtiment dans les deux directions par l'expression suivante : $V = \frac{A.D.Q}{R} W$

Les conditions exigées par les règlements parasismiques (4.2 du RPA99/2003) pour l'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiés dans notre structure. On peut retirer de cette méthode que la force sismique à la base du bâtiment suivant les deux sens et la période fondamentale statique.

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone donnée par le tableau 4.1 du RPA
Pour notre structure on a $\begin{cases} \text{groupe d'usage: 2 (habitation)} \\ \text{zone sismique IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$
- R : coefficient de comportement global de la structure, donnée par le tableau 4.3 du RPA. On a un contreventement mixte (voiles/portique) avec interaction d'où : R = 5.
- Q : facteur de qualité, sa valeur donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$
P_q: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non (tableau 4.4 du RPA)

Tableau 4.1 : valeur des pénalités P_q

Critère "q"	Observation	Valeur p _q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05
c5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
3-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Donc : $Q_x = Q_y = 1 + \sum 0.5 \times 4 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.3$

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) :

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ RPA99 (Formule4.5)

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de 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 commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.30$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

D'après les résultats obtenus par l'ETABS : $W_{totale} = 44864.87$ KN

- D : facteur d'amplification dynamique, donnée par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3S \end{cases} \quad \text{RPA99 (formule4.2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du RPA 99 (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on

aura : $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ seconde} \\ T_2(S_3) = 0.5 \text{ seconde} \end{cases}$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.81 > 0.7$

$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$: Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 du RPA99)

➤ **Estimation de la période fondamentale :**

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $\Rightarrow h_n = 32.47 \text{ m}$

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

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.05$ (tableau 4.6 du RPA99)

$$T_c = 0.05 \times 32.47^{3/4} = 0.68 \text{ s}$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = 0.09 h_n / \sqrt{L_{x,y}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22.2 \text{ m}, L_y = 24.6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.62 \text{ s} \\ T_y = 0.6 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_X = \min(T_x; T_c) = 0.62 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_Y = \min(T_y; T_c) = 0.60 \text{ s} > T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3S \quad \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.75 \\ D_y = 1.79 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.62 = 0.806 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.60 = 0.78 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.3}{5} \times 44864,87 = 3050,81 \text{ KN} \\ V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.79 \times 1.3}{5} \times 43533,6 = 3140,54 \text{ KN} \end{cases}$$

4.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

❖ Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec : g : accélération de la pesanteur.

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel Spectre RPA99 V 2003

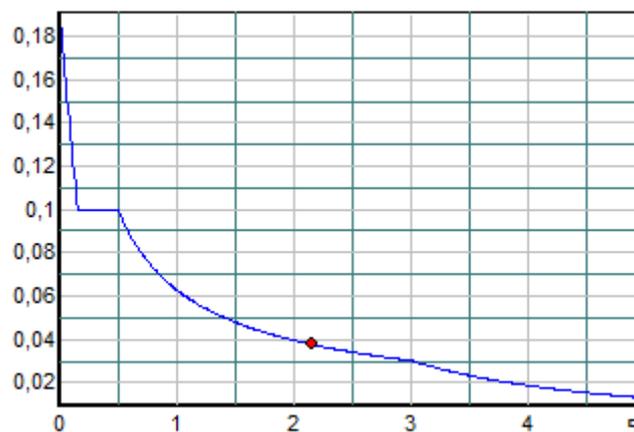


Figure 4.1 : spectre de réponse

4.3.3. 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.

4.1. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

4.4.1. Première disposition :

On a pris en considération le plan d'architecture pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

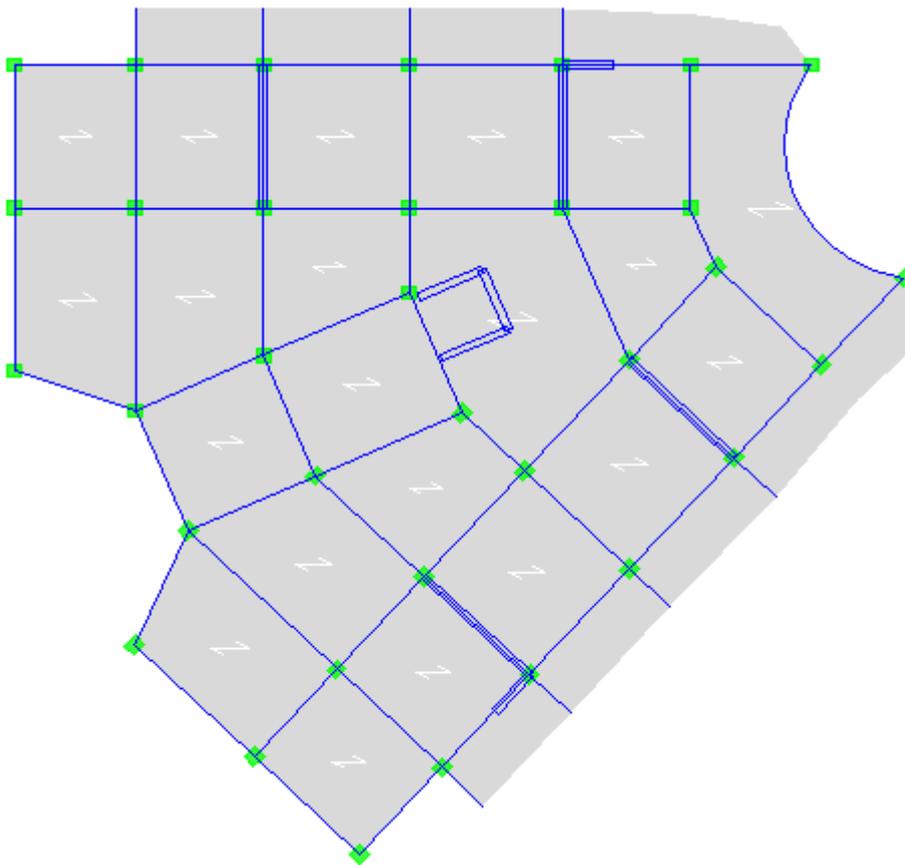


Figure 4.2 : Premier disposition des voiles

A cause de l'apparition de la torsion dans le premier mode de vibration on a cherché une autre disposition adéquate, qui permet d'éviter la torsion dans le 1^{er} mode de vibration, pour cela on a proposé une autre variante de disposition des voiles comme indique sur la figure suivante :

4.4.2. Deuxième dispositions :

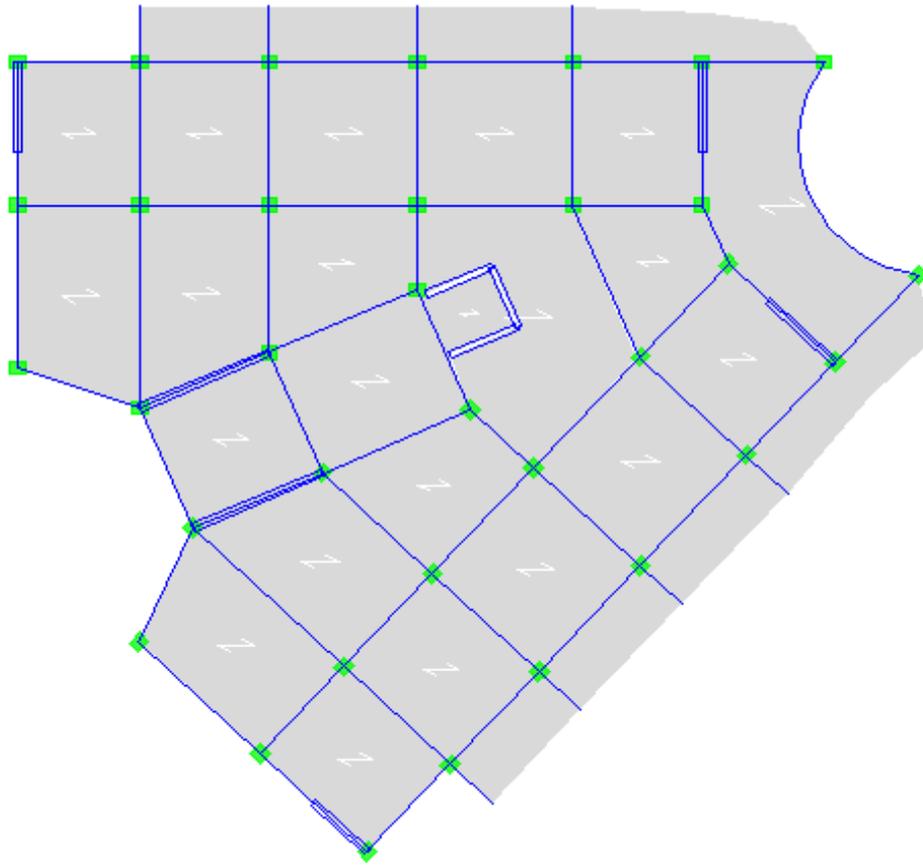


Figure 4.3 : Deuxième disposition des voiles

4.4.3. Comportement de la structure :



Figure 4.4 : Premier mode de translation suivant l'axe X -X

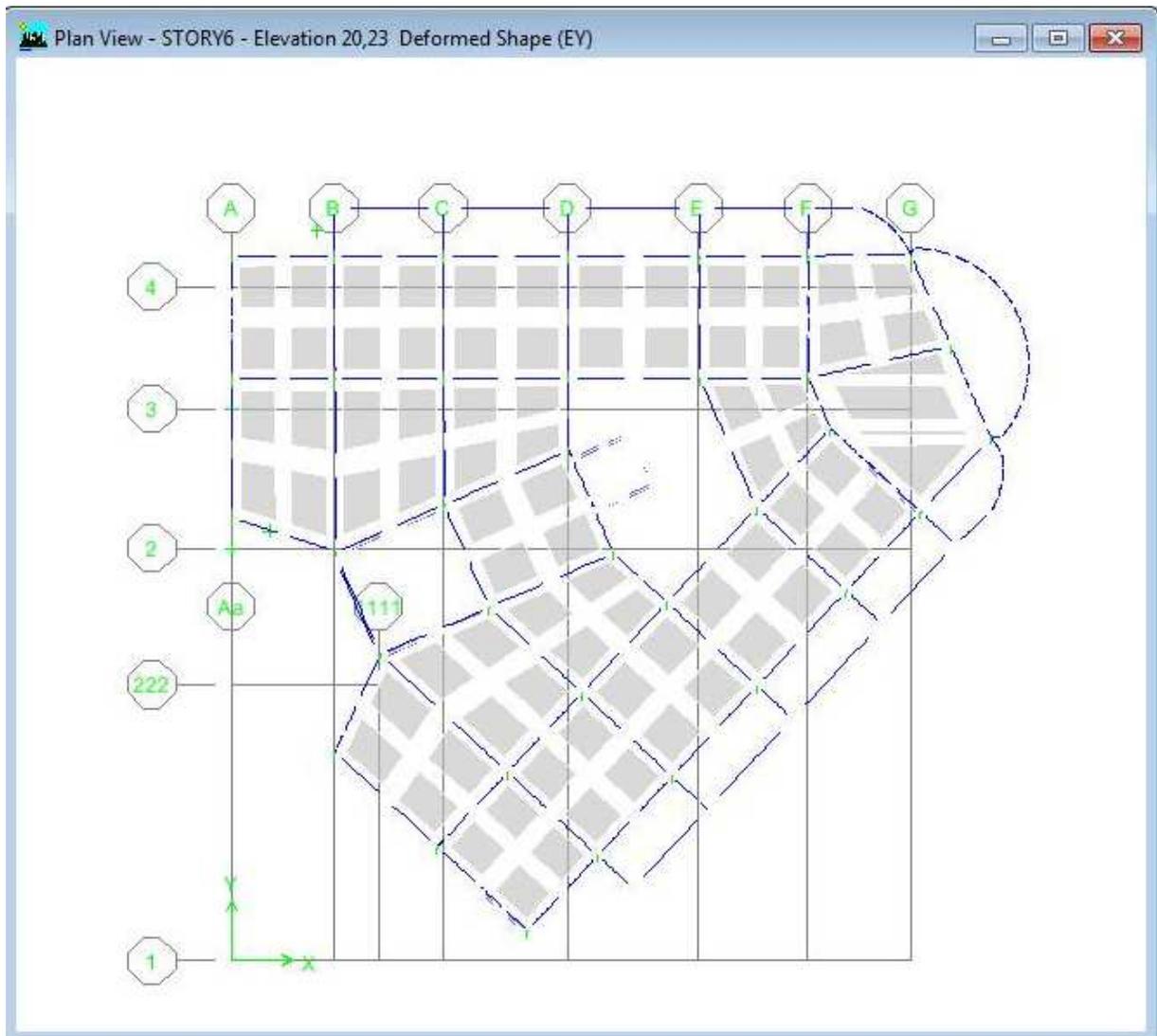


Figure 4.5 : Deuxième mode de translation suivant l'axe y-y



Figure 4.6 : Troisième mode de translation suivant l'axe Z-Z

4.4.4. Conclusion concernant la disposition des voiles :

Après l'analyse automatique de notre structure par le logiciel *ETABS*, on a remarqué que le premier mode et le deuxième mode de la structure qui correspondent à la deuxième disposition des voiles sont des modes de translation, alors on a choisi la deuxième disposition pour éviter la torsion de la structure.

4.5. Présentation des résultats de l'analyse automatique de la variante retenue par ETABS :

L'analyse automatique de notre structure par le logiciel *ETABS*, nous a donné les résultats suivants :

4.5.1. Taux et facteur de participation massique :

Tableau 4.2 : Taux et facteur de participation massique

		Facteurs de participation massiques en (%)						
Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY	ΣRX	ΣRY	Nature
1	0,741093	64,1150	8,5931	64,1150	8,5931	11,5371	85,3246	Tran x-x
2	0,665077	9,4405	67,2788	73,5555	75,8719	97,7171	97,2824	Tran y-y
3	0,629178	0,0861	0,3200	73,6416	76,1919	98,1941	97,3934	Rotation
4	0,198090	3,2194	10,2429	76,8609	86,4348	98,6605	97,5728	/
5	0,188419	3,7608	0,1104	80,6218	86,5451	98,6751	97,9760	/
6	0,181779	9,8215	4,490	90,4433	90,7941	99,1177	99,1259	/
7	0,097748	0,8878	3,7543	91,3311	94,5485	99,5861	99,2354	/
8	0,093112	0,2511	0,1554	91,5822	94,7039	99,6094	99,2663	/
9	0,081615	4,4298	1,1867	96,0119	95,8906	99,7408	99,7455	/
10	0,056967	0,3574	1,6308	96,3693	97,5214	99,8383	99,7669	/
11	0,056928	0,1264	0,1678	96,4957	97,6892	99,8504	99,7755	/
12	0.048905	1,7750	0,4647	98,2707	98,1565	99,8819	99,8942	/

4.5.2. Centre de masse et centre de rigidité :

➤ L'excentricité théorique :

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 5\%L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\text{Sens X : } e_{acc} = \pm 0.05 \times 24.6 = \pm 1.23\text{m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{acc} = \pm 0.05 \times 22.2 = \pm 1.11\text{m}$$

Tableau 4.3 : Valeur de l'excentricité pour chaque niveau

Niveau	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Ex	Ey
RDC	11,323	13,893	10,336	13,643	0,987	0,25
Etage1	11,049	13,675	10,595	13,758	0,454	-0,083
Etage2	11,079	13,688	10,76	13,821	0,319	-0,133
Etage3	11,076	13,699	10,864	13,854	0,212	-0,155
Etage4	11,08	13,693	10,946	13,874	0,134	-0,181
Etage5	11,067	13,707	11,015	13,886	0,052	-0,179
Etage6	11,129	13,72	11,076	13,891	0,053	-0,171
Etage7	11,201	13,756	11,125	13,891	0,076	-0,135
Etage8	10,751	13,511	11,142	13,878	-0,391	-0,367

➤ **Nombre de modes à considérer :**

D'après le **RPA99/version2003** (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration a retenir dans chacune des deux directions l'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 structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

4.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99 :

4.6.1. Justification de l'interaction voile/portique :

➤ **Sous charges verticales :**

Pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction l'article 3-4-4-a du RPA99/version2003, exige de vérifiée :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau 4.4 : vérification de l'interaction sous charge verticale

	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	36250,67	6965,1	83,883	16,117
Etage1	31081,11	6093,61	83,608	16,392
Etage2	26845,04	6181,2	81,283	18,716
Etage3	22885,7	5321,4	81,134	18,865
Etage4	18951,08	3622,23	83,953	16,046
Etage5	14944,69	3685,69	80,216	19,783
Etage6	11077,21	2051,58	84,373	15,626
Etage7	7159,19	1283,35	84,799	15,201
Etage8	3736,03	930,74	80,056	19,944

➤ **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Tableau 4.5 : vérification de l'interaction sous charge horizontale

	SENS X-X				SENS Y-Y			
	Charge reprise (KN)		pourcentage repris (%)		Charge reprise (KN)		pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	1066,7	1819,28	36,96	63,04	1261,48	1707,29	42,50	57,50
Etage1	962,6	1752,12	35,45	64,54	1485,87	1229,74	54,71	45,29
Etage2	1012,93	1550,95	39,51	60,49	1452,87	1252,64	53,70	46,30
Etage3	1035,59	1335,11	43,68	56,32	1458,1	1042,81	58,30	41,70
Etage4	1034,3	992,87	51,02	48,98	1381,62	759,55	64,52	35,48
Etage5	919	920,92	49,94	50,06	1203,18	735,99	62,05	37,95
Etage6	875,22	329,98	72,62	27,38	1066,73	434,98	71,04	28,96
Etage7	698,87	410,95	62,97	37,03	792,51	157,2	83,45	16,55
Etage8	838,47	319,47	72,42	27,58	801,54	296,57	73	27

A partir des tableaux ci-dessus on déduit que l'interaction sous charges horizontales et charge verticales est vérifiée.

4.6.2. Vérification de l’effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l’effort normal réduit pour éviter l’écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{RPA99 (Art7.4.3.1)}$$

Tel que N: L’effort normal maximal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression.

Tableau 4.6 : vérification de l’effort normale réduit

niveaux	B (m²)	N (KN)	N _{rd}	Remarque
Sous-sol	0,65× 0,65	2198,38	0,208	Vérifiée
2 ^{em} étage	0,65× 0,60	1388,92	0,142	Vérifiée
5 ^{em} étage	0,60× 0,60	787,12	0,087	Vérifiée
7 ^{em} étage	0,60× 0,55	401,56	0,048	Vérifiée

4.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

L’une des vérifications préconisées par le **RPA99** (article 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8 V}{V_t}$

Tableau 4.7 : vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V _{statique}	V _{dynamique}	0.8 V _{statique}	Observation
X-X	2960,29	2829,7	2368,232	Vérifiée
Y-Y	3047,37	3044,52	2437,896	Vérifiée

Pour les vérifications de la résultante des forces sismiques on à utilisées l’effort tranchant du RDC car on à pas modélisées le sous sol.

4.6.4. Calcul des déplacements :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad \text{Article (4.4.3) du RPA99}$$

Avec : R : coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\%h_0$ (h_0 est la hauteur d'étage)

Avec : $\frac{\Delta_k}{h_e} (\%) < 1$ Article (5.10) du RPA99

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants

Tableau 4.8 : Vérification des déplacements.

Niveau	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
32.47	1,98	7,92	7,08	0,84	306	0,274	1,7	6,8	6,24	0,56	0,183
29.41	1,77	7,08	6,2	0,88	306	0,287	1,56	6,24	5,56	0,68	0,222
26.35	1,55	6,2	5,24	0,96	306	0,313	1,39	5,56	4,8	0,76	0,248
23.29	1,31	5,24	4,24	1	306	0,326	1,2	4,8	3,96	0,84	0,274
20.23	1,06	4,24	3,24	1	306	0,326	0,99	3,96	3,08	0,76	0,248
17.17	0,81	3,24	2,24	0,99	306	0,325	0,77	3,08	2,2	0,88	0,287
14.11	0,56	2,24	1,35	0,88	306	0,290	0,55	2,2	1,32	0,88	0,287
11.05	0,33	1,36	0,59	0,76	306	0,248	0,33	1,32	0,6	0,72	0,235
7.99	0,15	0,59	0	0,59	408	0,146	0,15	0,6	0	0,6	0,147

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'article 5.10 du **RPA/ version 2003** est vérifiée.

4.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \quad \text{RPA99 (Article 5.9)}$$

Avec :

P_K: le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K: l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K: déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K: hauteur d'étage K. » »

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau4.9 : Vérification des effets P-Δ.

Hauteur (m)	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k
8^{em} étage	306	5290,2	0,84	1158,34	0,012	0,56	1098,11	0,0088
7^{em}etage	306	9062,73	0,88	1109,82	0,023	0,68	0949,71	0,021
6^{eme}etage	306	14127,55	0,96	1205,20	0,036	0,76	1501,71	0,029
5^{em} étage	306	17241,14	1	1839,92	0,031	0,84	1939,17	0,024
4^{em}etage	306	20859,74	1	2027,17	0,034	1,76	2141,17	0,056
3^{eme}etage	306	26082,62	0,996	2370,7	0,035	0,88	2500,91	0,029
2^{em} étage	306	30533,75	0,888	2563,88	0,034	0,88	2705,51	0,032
1^{er}etage	306	34370,64	0,76	2714,72	0,031	0,72	2715,61	0,029
RDC	408	39812,68	0,596	2885,98	0,020	0,60	2968,77	0,019

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

4.6.6. Justification de la largeur des joints sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}. \quad \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 5.8).}$$

δ_1 et δ_2 : déplacement maximaux des deux blocs, calculée au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et, éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$\delta_{\max} = 79,2 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} d_{\min} &= 15 + (79,2 + 79,2) \\ &= 173,4 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

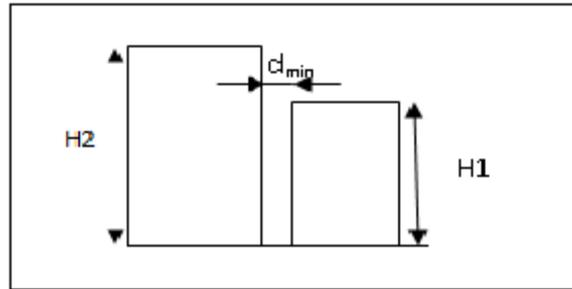


Figure 4.7 : Largeur minimal du joint sismique

4.7. Conclusion :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte. On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre 5

Etude des éléments structuraux

5.1. Etude des poteaux:

5.1.1. Introduction:

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges ramenées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composées en fonction de l'effort normal « N » et du moment fléchissant « M » donnés par les combinaisons les plus défavorables introduite dans le fichier ETABS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $0.8G + Q$
- $0.8G - E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes:

- L'effort normal maximal et le moment correspondant
- L'effort normal minimal et le moment correspondant
- Le moment maximal et l'effort normal correspondant

5.1.2. Recommandation du RPA99/2003:

- ❖ **les armatures longitudinales:** (voir RPA99 article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales de haute adhérence droite et sans crochets.

- $A_{min} \leq 0.8\%$ de la section du béton en zone II_a
- $A_{max} \leq 4\%$ de la section du béton en zone courante
- $A_{max} \leq 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement
- $\emptyset_{min} = 12mm$ (diametere minimal utilises pour les barres longitudinales)

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II
- L'espacement s_t entre deux barres verticaux dans une face de Poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si c'est possible en dehors de la zone nodale (zone critique)

La zone nodale est définie par i' et h' tel que:

$$i' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

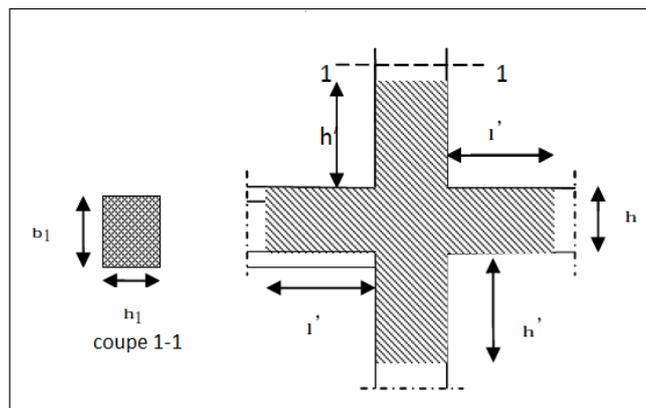


Figure 5.1 : la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5.1 : armatures longitudinales maximal et minimal 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 contreventement
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	65 × 65	33.8	169	253.5
2 ^{ième} , 3 ^{ième} et 4 ^{ième} étage	65 × 60	31.2	156	234
5 ^{ième} et 6 ^{ième} étage	60 × 60	28.8	144	216
7 ^{ième} et 8 ^{ième} étage	60 × 55	26.4	132	198

❖ **les armatures transversales:** RPA99/V2003 (Article 7.4.2.2)

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante: $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

Avec:

- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur total de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversaux

ρ_a : Coefficient correcteur qui tien compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant: $\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$ "λ_g" Élancement géométrique

- S_t : espacement des armatures transversales tel que:

◆ **dans la zone nodale:**

$$S_t \leq \min (10 \leq 10\emptyset; 15cm) \text{ en zone I et II}_a$$

$$S_t \leq 10cm \text{ En zone II}_b \text{ et III}$$

◆ **dans la zone courante:**

$$S_t' \leq 15\emptyset \text{ En zone I et II}_a$$

$$S_t' \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\emptyset cm \right) \text{ En zone II}_b \text{ et III}$$

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du Poteau

5.1.3. Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calculs selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS et les résultants sont résumés dans le tableau si dessous.

Tableau 5.2 : les sollicitations dans les poteaux

NIVEAU	$N^{max} \Rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \Rightarrow N^{corr}$		$N^{min} \Rightarrow M^{corr}$	
	N(KN)	M(KN. m)	M(KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)
Sous-sol, RDC	-3195.57	-186.382	250.96	346.3	-16.52	0
1 ^{er} étage						
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	-1217.18	-79.842	213.63	-390.64	-4.7	13.384
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	-788.08	20.937	162.749	-244.53	-1.41	34.303
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	-847.82	16.506	-99.573	-132.82	-1.77	4.663

5.1.4. Calcul de ferrailage :

❖ Ferrailage longitudinale :

Tableau 5.3 : ferrailage des poteaux

NIVEAU	Section (cm ²)	A _{ETABS} (cm ²)	A _{RPA}	Nombre de barres	A _{adopté}
Sous sol, RDC 1 ^{er} étage	65 × 65	42.25	33.8	10HA20+6HA16	43.48
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65 × 60	39	31.2	8HA20+8HA16	41.21
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60 × 60	36	28.8	8HA20+6HA16	37.19
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	60 × 55	33	26.4	8HA20+6HA14	34.37

❖ Section d'armature transversale des poteaux :

Le tableau ci après résume les résultants de calcul des armatures transversales pour les différent poteaux des différent niveaux:

Tableau 5.4: armatures transversales des poteaux

Secti on Cm ²	Ø _{lmin} (cm)	l _f (cm)	λ _g	V _u (KN)	S _t (cm) (zone nodale)	S _t '(cm) (zone courante)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
65*65	2	285.6	4.08	152.6	10	20	4.4	7.15	4.02	8HA8
65*60	1.6	214.2	3.295	137.91	10	20	3.97	6.6	4.02	8HA8
60*60	1.6	214.2	3.295	108.35	10	20	3.38	6.6	4.02	8HA8
60*55	1.4	214.2	3.57	72.38	10	20	4.7	6.05	4.02	8HA8

D'après le RPA99/V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales des barres doit vérifier la condition suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.1.5. Vérifications :

❖ vérification au flambement :

Selon le **CBA93** (Article B.8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être vérifiés 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 : $N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

Tel que :

- N_d : donné par ETABS
- $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$: section réduite du béton
- A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans les calculs
- α : coefficient dépendant de l'élément λ

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

- l_f : longueur du flambement = $0.7 \times l_0$
- i : rayon de giration $i = \left(\frac{I}{A} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^2}{12 \times b \times h} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12} \right)^{\frac{1}{2}}$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace \square par $\square/1,10$.

L'élançement mécanique est donné par : $\lambda = 3.46 \times l_f/b$ (pour les sections rectangulaires)

Le tableau ci-dessous résume les résultats de vérification au flambement

Tableau 5.5 : vérification des poteaux au flambement

NIVEAU	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	i (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (MN)	N _d (MN)
Sous.sol, RDC 1 ^{er} étage	65*65	408	285.6	18.7	15.272	0.818	43.48	0.2025	4.318	3.195
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60*60	306	214.2	18.7	11.454	0.832	41.21	0.18	3.872	1.217
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60*60	306	214.2	17.3	12.381	0.829	37.19	0.16	1.293	0.788
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	60*60	306	214.2	17.3	12.381	0.829	34.37	0.14	2.150	0.847

Du tableau ci-dessus on ne constate que : $N_d < N_u$

Donc pas de risque de flambement.

❖ **Vérification des contraintes :**

La vérification se fait seulement pour la contrainte de compression dans le béton car la fissuration est peu nuisible, on fera cette vérification pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau ou il y'a réduction de la section. Donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} & \sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \text{avec : } & \begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v' \end{cases} \end{aligned}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} \times (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{B \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{s} \quad ; \quad V' = h - V$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad ; \quad M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

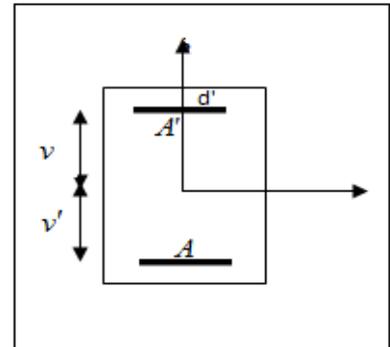


Figure 5.2 : section d'un poteau

Tableau 5.6 : vérification de la contrainte de béton des poteaux

NIVEAU	Sous sol ;RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm²)	65 × 65	65 × 60	60 × 60	60 × 55
D (cm)	58.5	58.5	54	54
S (m²)	0.488	0.449	0.415	0.333
V (cm)	36.046	35.941	33.282	38.09
V' (cm)	28.954	29.059	26.718	21.91
I_{gg'} (m⁴)	0.03638	0.03312	0.02775	0.0249
N_{ser} (MN)	-1.598	-1.015	-0.774	-0.621
M_{serG} (MN.m)	0.028	0.0658	0.0843	0.1
σ_{bc} (MPa)	4.059	3.316	3.162	3.421

$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ **Vérification aux sollicitations tangentielles:**

D’après l’article (7.4.3.2) du **RPA99/V2003**; la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton « τ_{bu} » sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bc} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.7 : vérification des sollicitations tangentielles dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	I_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bc}$ (MPa)	observation
Sous sol ; RDC et 1 ^{er} étage	65*65	285.6	4.08	0.04	0.38	152.6	0.617	1	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65*60	214.2	3.295	0.04	0.351	137.91	0.654	1	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60*60	214.2	3.295	0.04	0.324	108.35	0.557	1	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	60*55	214.2	3.57	0.04	0.297	72.38	0.443	1	Vérifiée

5.1.6. Schémas de ferrailage des poteaux :

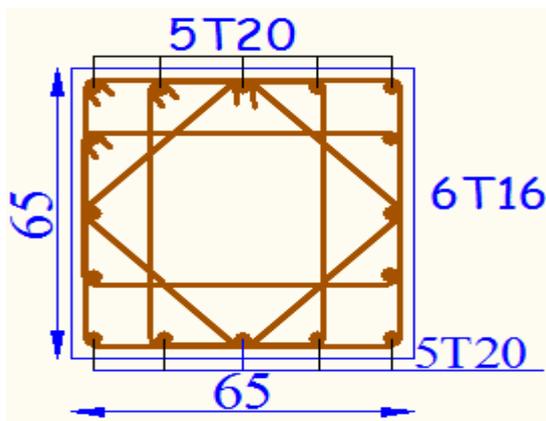


Figure 0.3 : Poteau S_sol ; RDC ; 1^{er} étage

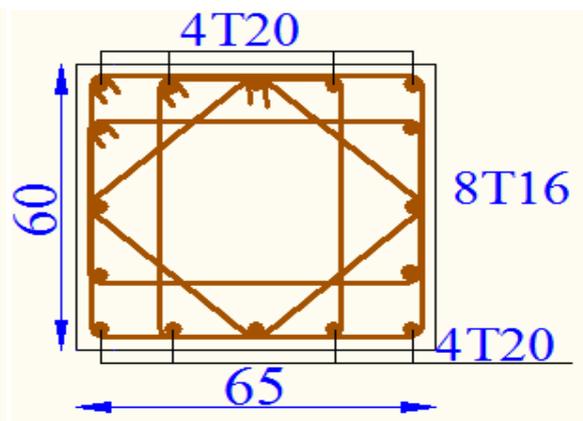
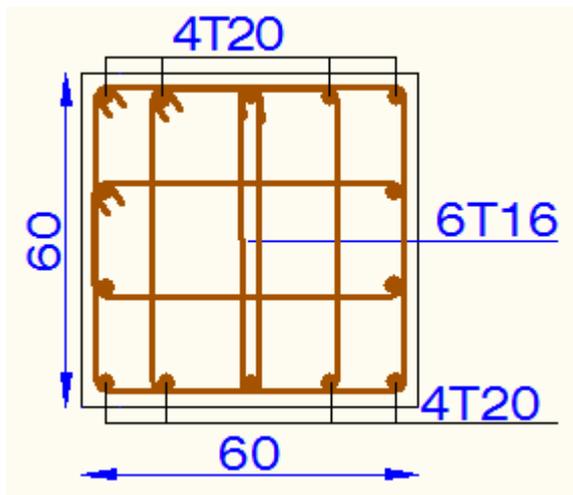
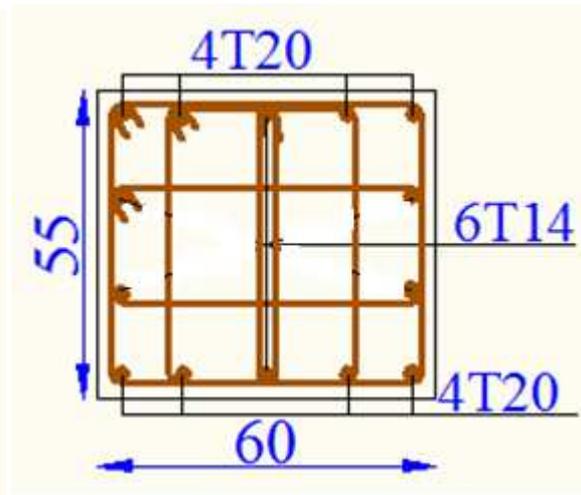


Figure 0.4 : Poteau 2^{ème} ; 3^{ème} ; 4^{ème} étage

Figure 5.5 : Poteau ; 5^{eme} ; 6^{eme} étageFigure 5.6 : Poteau 7^{eme} ; 8^{eme}

5.2. Etude des poutres :

5.2.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant ; Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après la détermination de « M, N,T » on ferraille les poutres en respectant les prescriptions donnée par le **RPA99/V2003** et celle données par le **BAEL91**.

Les poutres sont calculées d'après l'effort donné par le logiciel ETABS obtenu par les combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** suivante :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Pour notre projet on a deux types de poutres

- Poutres principales : 40X45
- Poutres secondaires : 30X35

5.2.2. Recommandation du RPA :

- ❖ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieur ou inférieur dans les poteaux de rive d'un angle qui doit être 90°.

❖ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimal est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$ avec

b : longueur de la poutre

S : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{min}\right) & \dots\dots\dots \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \dots\dots\dots \text{ en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre
- ϕ_l : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, C'est le diamètre du plus petit des aciers comprimés.

Les premières des armatures transversales doivent être disposées à 5 cm du nu d'appui ou de l'encastrement.

5.2.3 : Calcul du ferrailage :

Le calcul ce fait à la flexion simple ; on à : $\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

Si $\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916$ Alors $A'_s=0$ $\Rightarrow A_s = \frac{Mu}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$

Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ Alors $A' \neq 0$ $\Rightarrow A'_s = \frac{Mu - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$ et $A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$

❖ **ferrailage des poutres :** les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables pour chaque étage.

Les résultats de ferrailage des poutres principales et secondaires obtenu de la modélisation ETABS sont regroupés dans le tableau suivant :

Les sections adoptées doivent respecter les conditions minimales d'armatures (A_{min}) du RPA.

Tableau 5.8: ferrailage des poutres

NIVEAU	Type de poutre	Section	Local Assation	A_{cal} ETABS	A_{min}	A_{max}	Choix des barres	$A_{adopté}$
Etage commerciale	principale	45X40	Appui	7.525	9	108	6HA14	9.24
			Travée	6.782	9	72	6HA14	9.24
	secondaire	35X30	Appuis	3.23	5.25	63	4HA14	6.16
			Travée	3.309	5.25	42	4HA14	6.16
Etage service	principale	45X40	Appui	5.654	9	108	6HA14	9.24
			Travée	5.51	9	72	6HA14	9.24
	secondaire	35X30	Appui	5.826	5.25	63	4HA14	6.16
			Travée	3.938	5.25	42	4HA14	6.16
Etage courant	principale	45X40	Appui	5.208	9	108	6HA14	9.24
			Travée	4.662	9	72	6HA14	9.24
	secondaire	35X30	Appui	3.309	5.25	63	4HA14	6.16
			Travée	3.326	5.25	42	4HA14	6.16
Terrasse Inaccessible	principale	45X40	Appui	5.654	9	108	6HA14	9.24
			Travée	4.271	9	72	6HA14	9.24
	secondaire	35X30	Appui	3.588	5.25	63	4HA14	6.16
			Travée	3.712	5.25	42	4HA14	6.16

5.2.4. Les différentes vérifications

1.1.1.1. 5.2.4.1. Vérifications à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.45 \times 0.4 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_{adopté} \quad \dots \text{ Condition vérifiée}$$

2) La contrainte tangentielle maximale :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa}$

Pour les poutres principales : $\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{378.5 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.405} = 2.336 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Pour les poutres secondaires : $\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{106.84 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} = 1.13 \text{ MPa}$ condition vérifiée

3) Vérification des armatures transversales :

La section des armatures transversales pour les deux types de poutres est :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article III .3)}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = 1.28 \Rightarrow \text{soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $A_t = 4\text{HA}8 = 1 \text{ cadre HA}8 + 1 \text{ étrier HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des barres :

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \quad \text{Avec : } \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \end{cases}$$

D'après Article (5.7.2.2) RPA99/2003

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) = \min(11.25, 16.8) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : calcul d'espacement des barres

Espacement	Poutres principales	Poutres secondaire
S_{t1} (cm)	36.45	28.35
S_{t2} (cm)	50.25	67
S_{t3} (cm)	12.56	42.88
S_t (RPA en zone nodale)	11.25	8.75
S_t (RPA en zone courante)	22.5	17.5
S_t (adopté en zone nodale)	11	8
S_t (adopté en zone courante)	15	12

4) Vérification de la section minimale de A_t :

On vérifie que : $A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$ **RPA99/2003** (Article 7.5.2.2)

⇒ Les poutres principales : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01$
condition vérifiée

⇒ Les poutres secondaires : $A_t^{min} = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$
condition vérifiée

5) Vérification des armatures longitudinales :

❖ **longueur de recouvrement** : la longueur minimale de recouvrement est :

$$l_r \geq 40\phi_l \quad \text{.....} \quad \text{RPA99/2003 (Article 7.5.2.1)}$$

$$\text{Pour } \phi_l = 14 \text{ mm} \Rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :**

➤ poutres principales :

✓ Appuis intermédiaires :

$$A_l = \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_A}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l = \frac{1.15}{400} \left[378.5 - \frac{120.586}{0.9 \times 0.405} \right] \times 10^{-3} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Donc aucune vérification à faire

$$\checkmark \text{ Appui de rive : } A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 378.5}{400} \times 10^{-3} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc aucune vérification à faire

➤ poutres secondaires :

$$\checkmark \text{ Appuis intermédiaires : } A_l = \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_A}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l = \frac{1.15}{400}$$

Donc aucune vérification à faire

$$\checkmark \text{ Appui de rive : } A_l = \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l = \frac{1.15 \times}{400}$$

Donc aucune vérification à faire

❖ **Vérification du pourcentage des armatures des armatures selon le RPA99/2003 :**

➤ **Poutres principales :**

• en zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_t$ vérifiée

• en zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 45 \times 40 = 108 \text{ cm}^2 > A_t$
vérifiée

➤ **poutres secondaires :**

- en zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\text{cm}^2 > A_t$ vérifiée
- en zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\text{cm}^2 > A_t$ vérifiée

6) Vérification des zones nodale :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/2003** (article 7.6.2) dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et dans les poteaux ; pour cela il faut vérifier la condition suivante pour chaque sens de l'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers étages pour les bâtiments

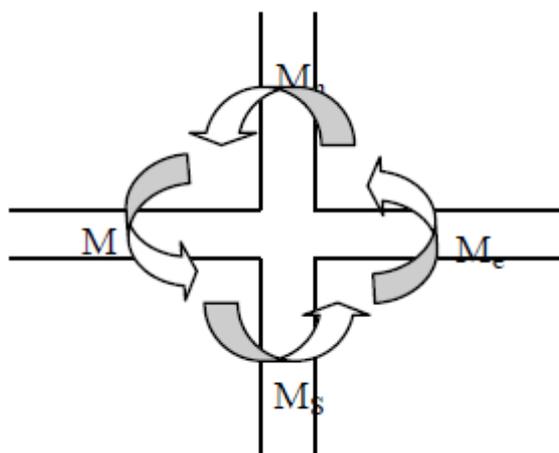


Figure 5.7: Zone nodale

❖ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend de :

- ✓ Les dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'acier dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s}$; $Z = 0.85 \times h$

Tableau 5.10 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN m)
Sous sol, RDC et 1 ^{er} étage	65 × 65	55.85	43.48	734.842
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60 × 65	55.85	41.21	696.477
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60 × 60	51	37.19	573.954
7 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60 × 55	51	34.37	530.433

❖ Détermination du moment résistant dans les poutres :

Tableau 5.11 : Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques

Niveau	M_e	M_w	$1,25 (M_e+M_w)$
RDC	15.175	5.263	25.547
1 ^{er} étage	39.441	4.348	54.736
2 ^{ème} étage	27.964	1.745	37.136
3 ^{ème} étage	34.456	1.98	45.545
4 ^{ème} étage	34.426	2.017	45.553
5 ^{ème} étage	34.445	1.933	45.472
6 ^{ème} étage	23.832	2.037	32.336
7 ^{ème} étage	34.497	2.019	45.642
8 ^{ème} étage	34.439	1.116	44.443

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs au moment résistant dans les poutres avec majoration de 1.25%.

Donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

1.1.1.2. Vérification à l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu nuisible.

2) Etat limite de compression du béton :

la fissuration est peu nuisible donc il suffit de vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

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

$$I = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.12: vérification de la contrainte limite du béton

Poutres	Localisation	M _{sr} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appui	13.729	13.64	3.0375	0.616	15	Vérifiée
	Travée	75.343	13.64	3.0375	3.383	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appui	25.19	10.179	1.0718	2.392	15	Vérifiée
	Travée	29.492	10.179	1.0718	2.8	15	Vérifiée

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le CBA93 et BAEL 91 ; la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.062$

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M}{10M_0}$

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

➤ Les poutres principales :

(1) $\Rightarrow \frac{45}{558} = 0.08 > 0.062$ condition vérifiée

(2) $\Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{75.343}{10 \times 160.27} = 0.047$ condition vérifiée

(3) $\Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 40.5} = 0.0076 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ condition vérifiée

➤ Les poutres secondaires :

(1) $\Rightarrow \frac{35}{476.8} = 0.073$ condition vérifiée

(2) $\Rightarrow \frac{29.49}{10 \times 66.79} = 0.044$ condition vérifiée

(3) $\Rightarrow \frac{6.16}{30 \times 31.5} = 0.0065 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ condition vérifiée

5.2.5. Schéma de ferrailage :

Figure 5.8 : schéma de ferrailage des poutres principales

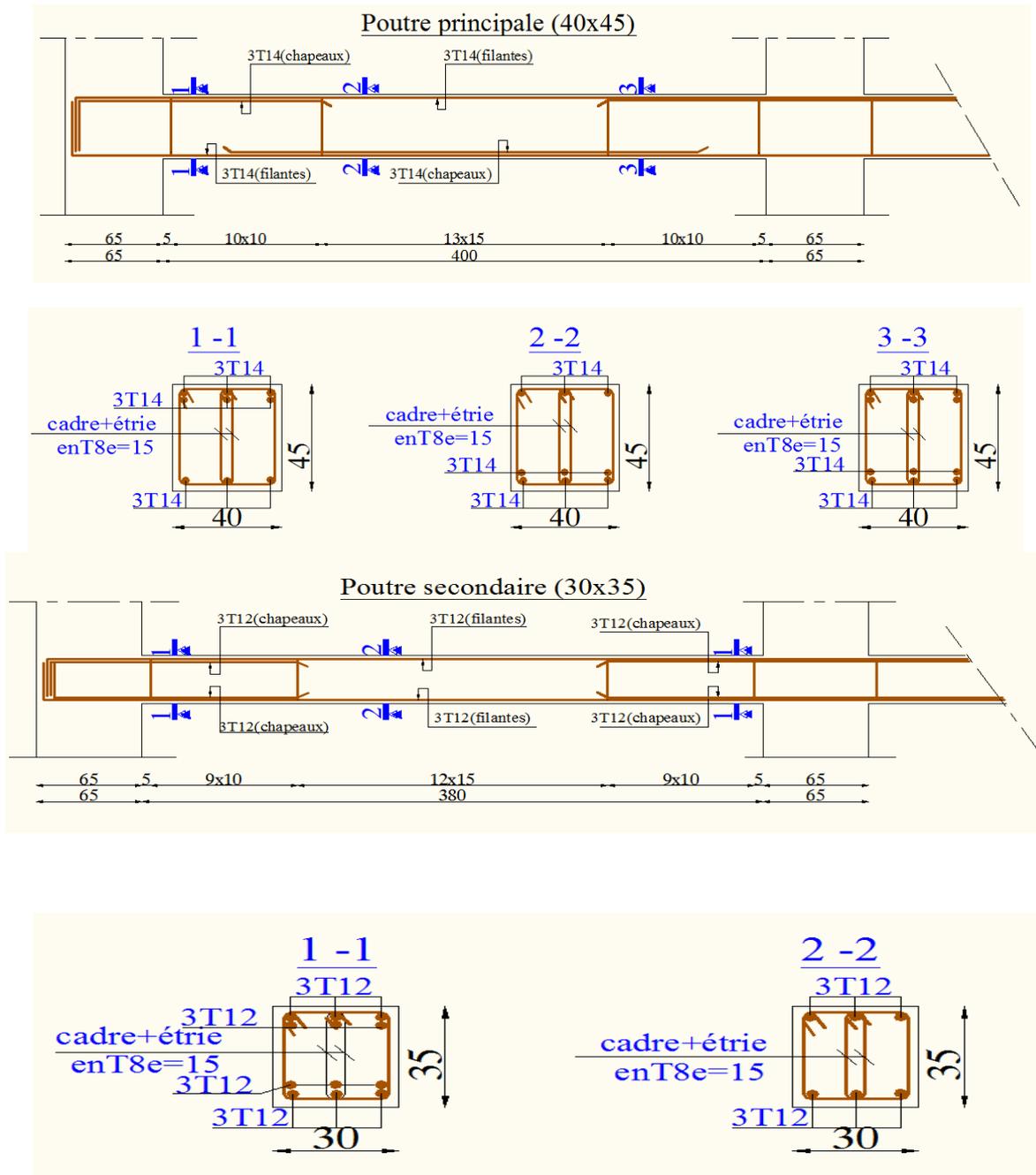


Figure 5.9 : schéma de ferrailage des poutres secondaires

5.3. Etude des voiles :

Les sollicitations appliquées sur les voiles sont dues aux charges permanentes, surcharges d'exploitation et aux forces sismiques.

Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchant et des moments fléchissant.

Donc le calcul des sections d'armatures se fera en flexion composée.

On calcul alors trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

5.3.1. Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

La réglementation en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exige les combinaisons ci-contre

✓ **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

✓ **Etat limite de service :** $G + Q$

Les voiles pleins en situation durable ou transitoire sont sollicités par un effort de compression centré mais dans le cas d'une situation accidentelle ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant dû aux charges horizontales et un effort de compression dû aux charges verticales. Ces trois efforts nous donnent un calcul à la flexion composée en se basant sur les règles BAEL91 et les recommandations du RPA99.

Le ferrailage se fera en FPN et il sera symétrique à cause du caractère alternatif du séisme.

5.3.2. Procèdes de calcul :

1) Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical est déterminé suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

- ✓ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Avec :

- **S** : section du béton.
- **V** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée), avec : $V = \frac{L_v}{2}$
- **L_v** : longueur du voile y compris les deux poteaux voisins.
- ✓ On détermine les efforts agissant dans chaque bande.

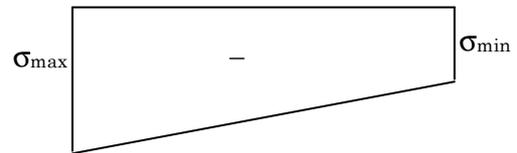
Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut être :

- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

1^{er} cas : Section entièrement tendue (**S.E.T**)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

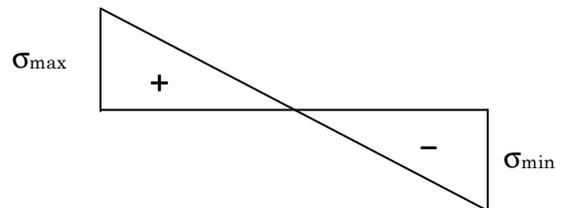
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] . L_t . e$$



2^{ème} cas : Section partiellement comprimée (**S.P.C**)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

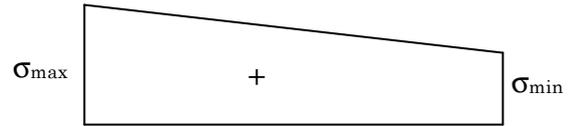
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t . e$$



3^{ème} cas : Section entièrement comprimée (**S.E.C**)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] . L_c . e$$



La plus par de nos voiles sont des sections partiellement comprimée (S.P.C) le 2^{eme} cas

2) Ferrailage horizontal :

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

- ✓ Selon le BAEL91 : $A_H \geq \frac{A_V}{4}$
- ✓ Selon le RPA99 : $A_H \geq 0.15\% \times e \times S_h$
- A_V : section d'armature verticale.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une Longueur de **10Ø** et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

3) Armatures constructives :

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales

4) Ferrailage minimale :

- ✓ **Compression simple :**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- $A \geq 4\text{cm}^2 / \text{ml}$. (longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). **BAEL91 [A.8.1.2.1.]**
- $0.2\% \leq \frac{A}{S} \leq 0.5\%$ (**S** : section du béton comprimé)
- ✓ **Traction simple :**
- $A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$ **BAEL91 [A.4.2.1.]**

Selon le **RPA99/V2003** :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art 7.7.4.1 page 61**).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (Art 7.7.4.3 page 61)
- ✓ En zone courante égale à **0.10%**

5) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5e \\ S &\leq 30 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

6) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- ❖ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ❖ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

7) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

5.3.3. Vérification :

1) Vérification à L'ELS : $N_{ser}=G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } N_{ser} : \text{Efforts normal appliqué.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

❖ **D'après le BAEL** : Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement ;

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

5.3.4. Ferrailage des voiles:

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- $\sigma_1; \sigma_2$ (KN/m²) : les contraintes de béton.
- L_t (m) : Longueur de la zone tendue.
- N (KN) : Efforts de traction.
- A_s (cm²) : Section d'armature.
- A_{min} (cm²) : Section d'armature minimale.
- A_H (cm²) : Section d'armatures horizontales.

A_t (cm²) : Section d'armatures transversales.

On va ferrailer nos voiles selon leurs zones et leurs types :

Tableau 5.123: résultats de ferrailage du voile 2 m :

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
L(cm)	2	2	2	2
B(cm)	0.2	0.2	0.2	0.2
M(KN m)	611.732	239.636	-55.428	-78.17
N (KN)	122.83	132.19	-55.428	-48.64
V (KN)	204.89	119.78	61.92	49.22
τ_u (MPa)	0.797	0.466	0.191	0.191
A_v^{cal}/face (cm²)	7.306	1.898	<0	<0
A_v^{min}/face (cm²)	4.347	4.347	4.35	4.347
A_{vmin}^{RPA}	4	4	4.08	4.036
A_v^{adop}/face (cm²)	7.85	7.85	5.02	5.02
N^{bre}/face (cm²)	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	25	25	25	25

$A_H^{cal}/\text{face (cm}^2\text{)}$	1.96	1.96	1.96	1.96
$A_H^{min}/\text{face (cm}^2\text{)}$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_H^{adop}/\text{face (cm}^2\text{)}$	5.51	2.51	2.51	2.51
N^{bre}/face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5.14 : résultats de ferrailage du voile 2.5 m

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
L (cm)	2.5	2.5	2.5	2.5
B (cm)	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN m)	167.004	-6139.691	1572.981	1715.632
N (KN)	2943.93	1351.02	1366.99	233.52
V (KN)	1458.52	643.16	739.92	-148.41
τ_u (MPa)	-3.199	-2.001	2.302	0.462
$A_v^{cal}/\text{face (cm}^2\text{)}$	15.835	-42.5	<0	8.4
$A_v^{min}/\text{face (cm}^2\text{)}$	5.43	5.43	5.43	5.43
A_{vmin}^{RPA} (cm ²)	5	5	5	5
$A_v^{adop}/\text{face (cm}^2\text{)}$	16.94	12.43	8.69	8.69
$N^{bre}/\text{face (cm}^2\text{)}$	11HA14	11HA12	11HA10	11HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
$A_H^{cal}/\text{face (cm}^2\text{)}$	4.235	3.107	2.17	2.17
$A_H^{min}/\text{face (cm}^2\text{)}$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_H^{adop}/\text{face (cm}^2\text{)}$	4.74	4.74	4.74	4.74
N^{bre}/face	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5.15 : résultats de ferrailage du voile 2.5 m

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
L (cm)	3.81	3.81	3.81	3.81
B (cm)	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN m)	-167.004	-76.548	-55.83	1.885
N (KN)	2943.93	1371.14	1132.72	569.12
V (KN)	1458.52	868.44	713.08	182.44
τ_u (MPa)	2.977	1.773	1.456	0.372
$A_v^{cal}/\text{face (cm}^2\text{)}$	38.443	17.89	14.709	7.133
$A_v^{min}/\text{face (cm}^2\text{)}$	8.28	8.28	8.28	8.28
A_{vmin}^{RPA} (cm ²)	11.43	11.43	11.43	11.43
$A_v^{adop}/\text{face (cm}^2\text{)}$	40.82	20.02	14.7	10.27
$N^{bre}/\text{face (cm}^2\text{)}$	13HA20	13HA14	13 HA12	13HA10
S_t (cm)	25	25	25	25
$A_H^{cal}/\text{face (cm}^2\text{)}$	10.205	5.005	3.67	2.56
$A_H^{min}/\text{face (cm}^2\text{)}$	8.84	8.58	8.58	8.58

A_H^{adop} /face (cm ²)	9.04	9.04	14.7	10.27
N^{bre} /face	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	20	20	20	20

5.4. Schéma de ferrailage des voiles :

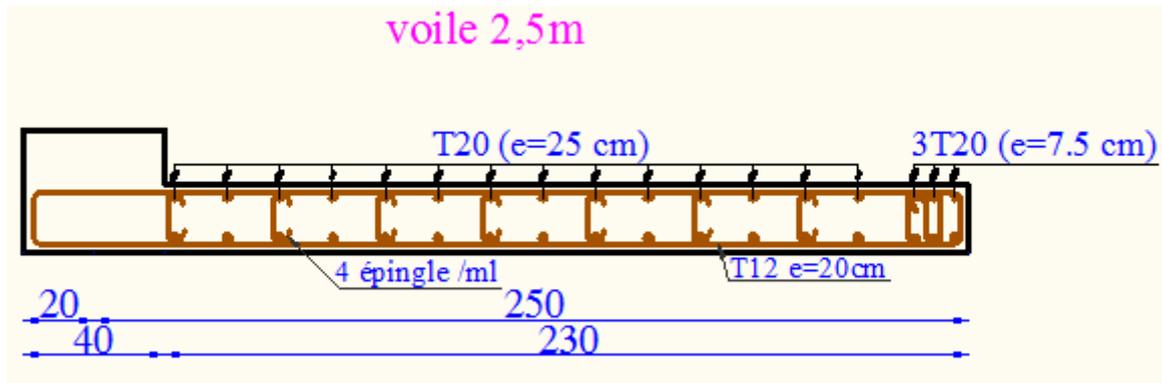


Figure 5.10 : ferrailage du voile de RDC

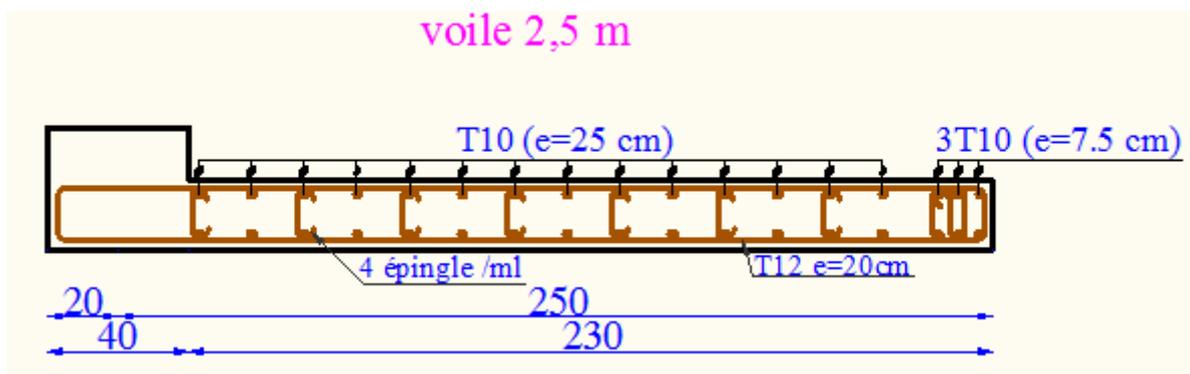


Figure 5.11 : ferrailage du voile d'étage 08

5.5. Conclusion :

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre 6 :

Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux. Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encadrée. Dans ce cas on doit disposer d'un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage. On utilise généralement pour cela des voiles périphériques qui doivent le ceinturer.

Plusieurs types de fondation existent, et le choix du type à adopter se fait tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.

6.2. Etude des fondations :

6.2.1. Combinaison d'action à considérer :

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q+E$
- $0.8 \times G \pm E$

A l'ELU : $1.35 \times G + 1.5 \times Q$

A l'ELS : $G+Q$

A l'aide de ces combinaisons de charges et avec un taux de travail admissible $\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bar}$, On pourra déterminer le système de fondation à adopter.

6.2.2. Choix de type de fondation :

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 1.6 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.5m, du niveau de base. Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

N : l'effort normal transmis par la structure.

S_{bat} : surface du bâtiment.

S : surface des fondations.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{sol}=1.6$ bar.

S_{bat} = 339.86m².

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{44608.86}{160}$$

$$S \geq 278.80m^2.$$

La surface des fondations représente 82% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale avec une surface S_{rad}=339.86m².

6.3. Radier général :

6.3.1. Définition :

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames)

6.3.2. Dimensionnement :

1) La condition de coffrage :

➤ Nervure :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$L_{\max} = 5,59$ m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h \geq 56$ cm

➤ **La dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

En remplaçant dans la relation on obtient : $h_d \geq 27.95$ cm

2) La condition de rigidité :

$$\checkmark L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots\dots\dots (1)$$

$$\checkmark L_e = [(4 \cdot E \cdot I) / K \cdot b]^{1/4} \dots\dots\dots (2)$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164195.12 \text{ KN/m}^2$

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction 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.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (5.59)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 32164195.12}$$

$$h \geq 0.84 \text{ m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure $h = 85$ cm.

La hauteur de la dalle du radier $h_d = 30$ cm.

6.3.3. Les Vérifications nécessaires

1) Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \cdot H \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w$

$$N = 44608.86 \text{ KN.}$$

$F_s = 1,5$ (coefficient de sécurité).

$H = 1,5 \text{ m}$: la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{\text{rad}} = 339,86 \text{ m}^2$ (surface totale du radier).

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$F_s \cdot H \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 339,86 \cdot 10 = 7646,85 \text{ KN}$$

$N \geq F_s \cdot H \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w$ Condition vérifiée.

2) Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Il faut vérifier que :

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 2029.67 \text{ KN.}$$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) \quad ; \quad A = a + h_d \quad ; \quad B = b + h_d$$

$$A = 65 + 30 = 95 \text{ cm} \quad ; \quad B = 65 + 30 = 95 \text{ cm.}$$

On trouve $U_c = 3.8 \text{ m}$.

$$0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \cdot 3.8 \cdot 0.85 \cdot 25 / 1.15 = 3159.78 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

3) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{28} = \frac{0.07}{1.15} 25 = 1.52 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{44608.86 \times 5.59}{2 \times 339.86} = 366.86 \text{ KN.}$$

$$d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$\tau_U = \frac{366.86}{1 \times 0.9 \times 0.3 \times 10^3} = 1.35 \text{ MPa} \leq 1.52 \text{ MPa.}$$

La Condition vérifiée donc on n'a pas besoins d'armatures transversales.

4) Vérification des contraintes 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 normale du aux charges verticales.

My : Moment sismique à la base

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 9411.9991 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 11.19 \text{ m.}$$

$$I_y = 11372.4234 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 13.7 \text{ m.}$$

$$M_x = 23061.47 \text{ KN.m, et } M_y = 22045.061 \text{ KN.m.}$$

$$N = 44608.86 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{44608.86}{339.86} + \frac{23061.47 \times 13.7}{9411.9991} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{44608.86}{339.86} - \frac{23061.47 \times 13.7}{9411.9991} = 0.10 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.16 + 0.10}{4} = 0.145 MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

➤ **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot XG}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{44608.86}{339.86} + \frac{22045.061 \times 11.19}{11372.4234} = 0.15 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{44608.86}{339.86} - \frac{22045.061 \times 11.19}{11372.4234} = 0.11 MPa$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.15 + 0.11}{4} = 0.14 MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

6.3.4. Ferrailage de radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

1) Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{44608,86}{339,86} = 131,25 \text{ KN/m}^2$$

N : est l'effort normal ramené par la superstructure

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$L_x = 350-30$$

$$= 320 \text{ cm} ; L_y = 559 - 40 = 519 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.61 \geq 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens.

➤ **L'ELU :**

$$\mu_x = 0.0808$$

$$\mu_y = 0.3075$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0808 * 131.25 * (3.20)^2 = 108.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.3075 * 108.59 = 33.39 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 * M_x = 92.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_y = 28.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 * M_x = 54.29 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

2) Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.61) \times 100 \times \frac{30}{2} = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci dessous

Tableau 6.1 : Tableau de Ferrailage du radier

Localisation		M _t (KN.m)	A calculée (cm ² /m)	A min (cm ² /m)	A adoptée (cm ² /m)	Choix/ml (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	92.30	11.22	2.86	12.06	6HA16	16

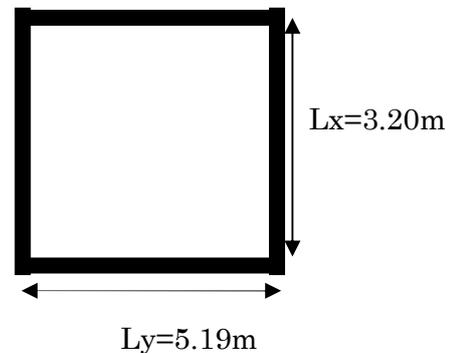


Figure 6.1 : Dalle sur quatre appuis

	y-y	28.38	3.31	2.4	3.93	5HA10	20
Appui		54.29	6.13	2.86	6.16	4HA14	25

3) Espacement des armatures :

$$\begin{cases} \text{Armatures } \parallel L_x : St \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{Armatures } \parallel L_y : St \leq \min(4 \times h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \end{cases}$$

6.3.5. Vérification :

➤ **A l'ELU :**

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 183.48 \text{KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 43 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{183.48}{1 \times 0.25} = 0.73 \text{MPa}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.15} \times 25 = 1.52 \text{MPa}$$

$$\tau \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La condition de résistance au cisaillement est vérifiée.

➤ **A l'ELS :**

$$\mu_x = 0.0857$$

$$\mu_y = 0.4781$$

$$N = 44608.86 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{44608.86}{339.86} = 131.25 \text{KN} / m^2 \quad M_x = \mu_x * q_s * (L_x)^2 = 0.0857 * 131.25 * (3.20)^2 = 115.18 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 55.06 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 * M_x = 97.90 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \cdot M_y = 46.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \cdot M_x = 57.59 \text{ KN.m}$$

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

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

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 12.06 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 12.06 \times 10^{-4} \times 0.250$$

$$\Rightarrow y = 7.87 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6.93 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **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.

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci dessous :

Tableau 6.2 : Vérification des contraintes

Localisation		M _{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	XX	97.90	6.93 10 ⁻⁴	7.87	11.11	362.99
	YY	46.80	2.77 10 ⁻⁴	4.87	8.10	510.15
Appui		57.59	4.05 10 ⁻⁴	5.93	8.41	406.75

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on recalcule à l'ELS. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.3 : Vérification des contraintes nouvelles

Localisation	M_{ser} (KN.m)		A (cm ²)	Choix/ml (cm ²)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	XX	97.9	24.54	5HA25	10.37	$1.16 \cdot 10^{-3}$	8.75	185.20
	YY	46.80	15.71	5HA20	8.75	$8.45 \cdot 10^{-4}$	4.84	135
Appui	57.59		15.71	5HA20	8.75	$8.45 \cdot 10^{-4}$	5.96	166.12

6.3.6. Schéma de ferrailage du radier :

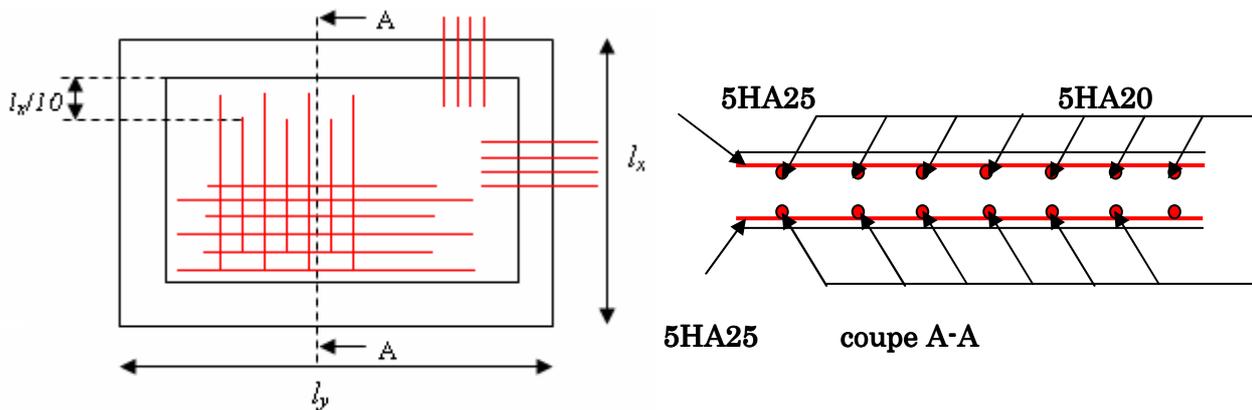


Figure 6.2: Schéma de ferrailage du radier.

6.4. Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

6.4.1. Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations :

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

➤ Charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

➤ **Charges triangulaires :**

$$\text{Moment: } p_m = \frac{2}{3} * p * l_x$$

$$\text{Effort tranchant: } p_v = \frac{1}{2} * p * l_x$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

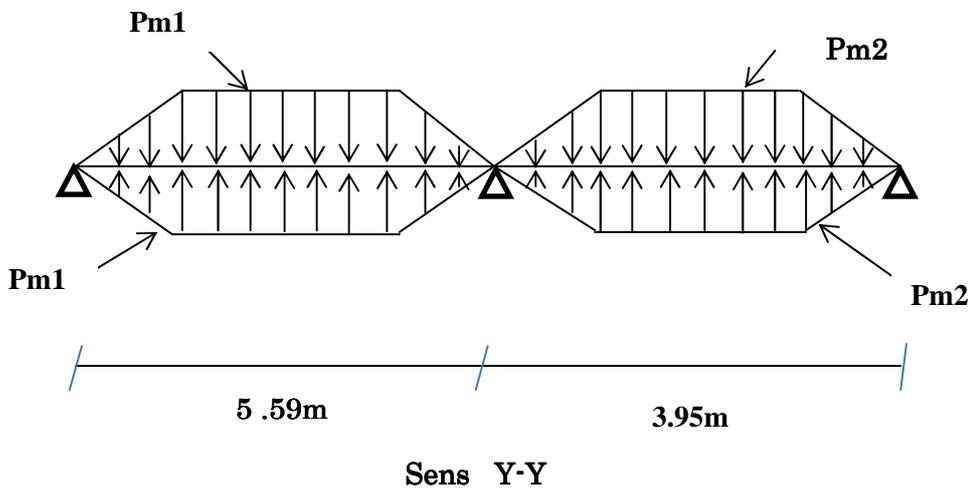
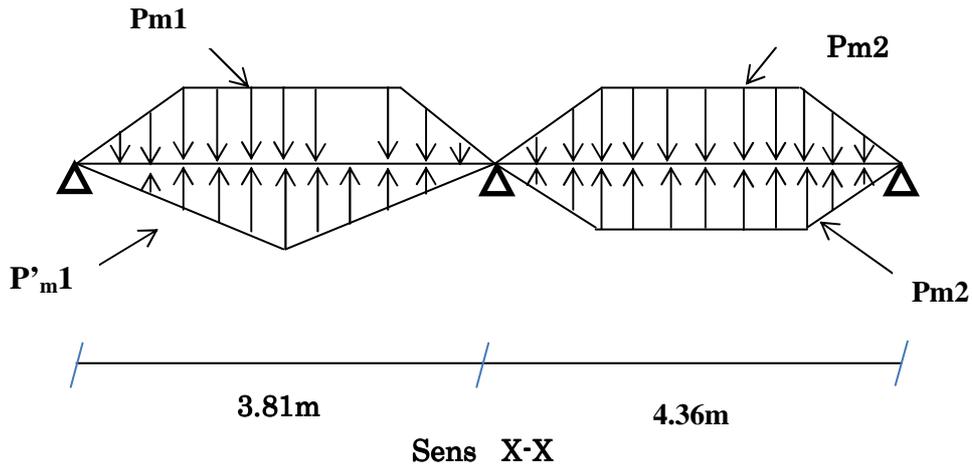
l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

D'après les résultats donnés par l'**ETAPS** :

$N_u = 60874.57 \text{ KN}$ et $N_s = 44608.86 \text{ KN}$

$q_u = 179.11 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 131.25 \text{ KN/m}^2$.



6.4.2. Calcul des sollicitations :

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour calculer les efforts (M, T) on utilise le logiciel Etabs.

Avec : $H_{\text{radier}} = h_1 = 0,85\text{cm}$

$B = 65\text{cm}$

➤ **Sens transversal (XX) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau 6.4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

Localisation	Travée	Appuis
M_U (KN.m)	317,808	472,998
M_S (KN.m)	237,405	353,019

➤ **Sens longitudinal (YY) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau 6.5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	Travée	Appuis
M_U (KN.m)	709,163	763,741
M_S (KN.m)	615,420	663,354

6.4.3. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

- **Sens XX:**

$$h=0.85 \text{ m}$$

$$h_0=0.3\text{m}$$

$$b_0=0.65\text{m}$$

$$d=0.8\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.436;1.81)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.436\text{m}$$

On prend $b_1=40\text{cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.45\text{m}$.

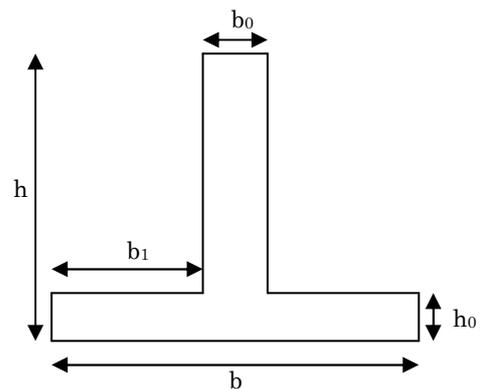


Figure 6.3 : section à ferrailée

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau 6.6 : Ferrailage des nervures

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	317,805	11,56	14	25,13	8HA20
	Appui	472,998	17,33	14	25,13	8HA20

• **Sens YY :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.559; 1.75)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.559m$$

On prend $b_1=55\text{cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.5m$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci après :

Tableau 6.7 Résumé des résultats de ferrailage.

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	709,163	26,18	14.49	31,42	10HA20
	Appui	763,741	28,26	14.49	31,42	10HA20

6.4.4. Vérifications :

➤ **A l'ELU :**

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

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau 6.8 : Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens XX	288,03	0,52	Vérifiée
Sens YY	312,21	0,56	Vérifiée

➤ **A l'ELS :**

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

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

✓ **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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

	Sens	M (KN.m)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	161,97	0,147	2,96	15	196,62	201,63	vérifiée
Appui	X-X	315,17	0,18	3,66	15	189,80	201,63	vérifiée
Travée	Y-Y	615,42	0,195	5,73	15	266,49	201,63	Non vérifiée
Appui	Y-Y	663,354	0,195	6,17	15	287,24	201,63	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on recalcule à l'ELS. La section d'armatures et les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.10 : Nouvelles vérification des contraintes.

Sens Y- Y	M (KN.m)	A (cm ²)	Choix	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	615,42	49,09	10HA25	0,235	4,83	15	173,75	201,63	vérifiée
Appui	663,354	49,09	10HA25	0,235	5,21	15	187,28	201,63	vérifiée

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(24.28; 65; 16)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 16mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

4) Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(21.25; 12)cm$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12cm$$

Soit $S_t = 10cm$

6.4.5. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY)

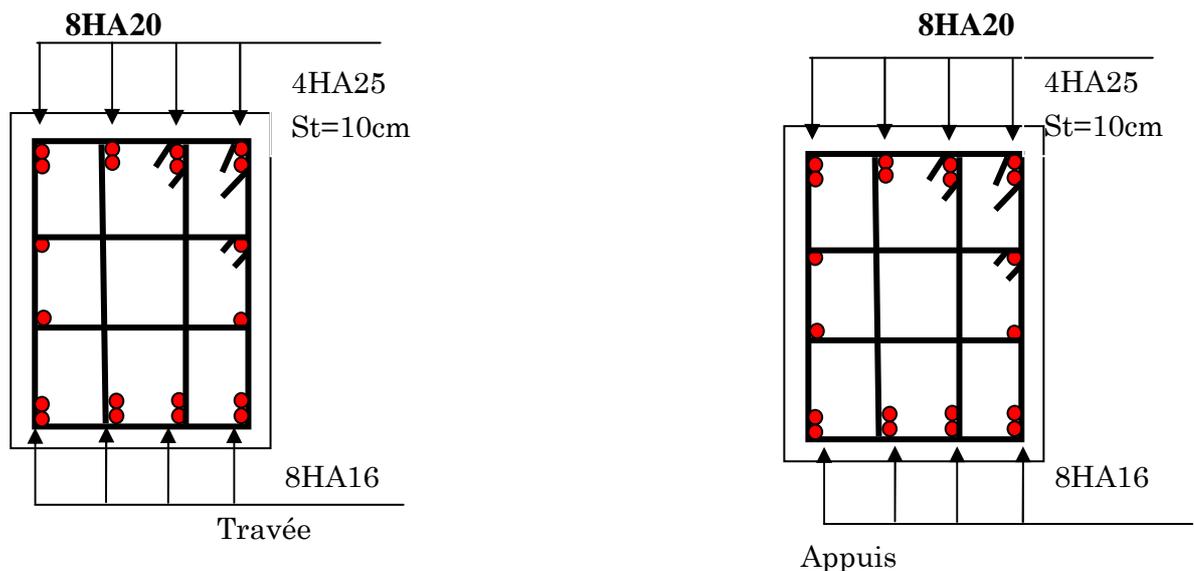


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage des nervures.

6.5. Etude de voile périphérique :

6.5.1. Conditions minimales de RPA.

Selon le RPA les conditions minimales que doivent satisfaire les voiles périphériques sont :

- Epaisseur $e=15$ cm.
- On doit disposer deux nappes d'armatures symétriquement.
- La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.

Dans notre cas on adoptera des voiles périphériques de $e=20$ cm (on considère l'épaisseur des voiles de contreventement) reliée à la fondation formant ainsi un caisson rigide.

6.5.2. Modélisation et calcul du voile périphérique :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

1. Dimensionnement des voiles périphérique :

- ✓ Hauteur : $h=3.91$ m.
- ✓ Longueur : $L=4.2$ m.
- ✓ Épaisseur : $e=20$ cm.

2. Les caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma_h = 21 \text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 51^\circ$
- ✓ La cohésion : $C = 0.41 \text{bar}$

3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres :

A la base du rideau : la pression $P_1 = A \times \gamma \times h$

A : coefficient de poussée donnée par le tableau de Caquot-Kérisel.

$$A = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.1254$$

$$P_1 = 0.1254 \times 21 \times 3.91 = 10.3 \text{ KN}/\text{m}^2$$

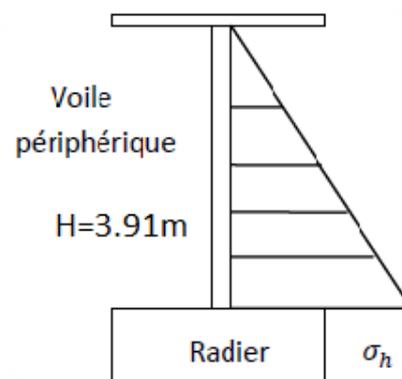


Figure 6.5 : Schéma statique de voile périphérique

➤ **Surcharge accidentelle :**

$$q=10\text{KN/m}^2$$

$$P_2 = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times 0.1254 = 1.25 \text{KN / m}^2$$

6.5.3. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y=4.5\text{m}$ et comme hauteur $l_x=3.91\text{m}$

Ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.91}{4.5} = 0.86 > 0.4$; La dalle travaille dans deux sens et on aura donc :

- Selon la petite portée x : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Selon la grande portée y : $M_y = \mu_y \times M_x$

μ_x et μ_y : Sont des coefficients donnés en fonction de α et de l'état limite considéré. On va considérer l'ELU on a donc :

$$\mu_x = 0.0496 \text{ et } \mu_y = 0.7052$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 15.78 \text{KN/m.}$$

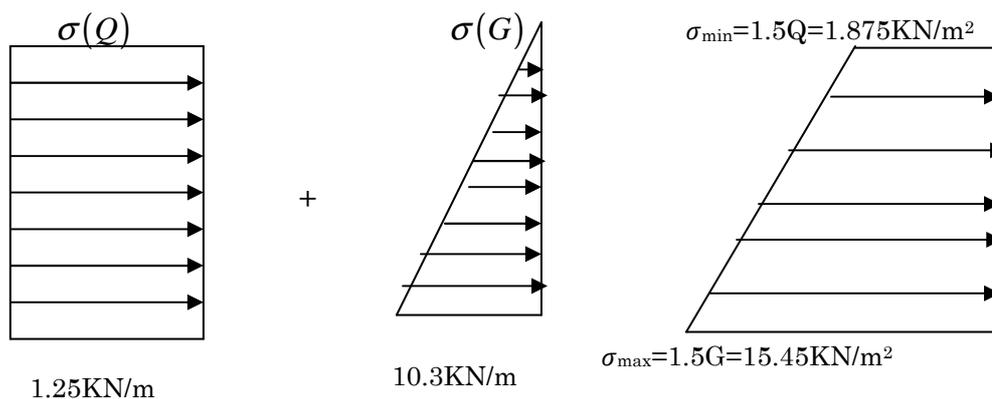


Figure 6.6 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 12.05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_m * 1 \text{ m} = 12.05 \text{ KN/m.}$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0496 * 12.05 * (3.91)^2 = 9.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.44 \text{ KN.m}$$

◆ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 7.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.747 \text{ KN.m}$$

◆ **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 4.565 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 3.22 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.11 Résultat de ferrailage de voile périphérique

Localisation		M _t (KN.m)	A calculée (cm ² /m)	A min (cm ² /m)	A adoptée (cm ² /m)	Choix/ml (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	7.76	1.24	2	3.14	4HA10	25
	y-y	5.474	1.74	2	3.14	4HA10	25
Appui	x-x	4.565	0.73	2	3.14	4HA10	25
	y-y	3.22	0.514	2	3.14	4AH10	25

➤ **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } x : S_t \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens } y : S_t \leq \min(4 \times h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

6.5.4. Vérifications :

➤ **AP ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2 .$$

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ condition vérifiée.

✓ **Effort tranchant :**

$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ (Fissuration nuisible)

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{12.05 \times 4.5}{2} = 27.11 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{27.11}{1 \times 0.18} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

➤ **Al' ELS :**

$\mu_x = 0.0566 ; \mu_y = 0.7933$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 10.3 = 10.3 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 1.25 = 1.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 10.3 + 1.25}{4} = 8.03 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 8.03 \text{ KN} / \text{m} .$$

$$M_x = \mu_x * q_s * L_x^2 = 0.0566 * 8.03 * (3.91)^2 = 6.948 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.512 \text{ KN.m}$$

Tableau 6.12 : Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.

	En travée (*0.85) [KN.m]	En appui (*0.5) [KN.m]
Suivant x	5.905	3.474
Suivant y	4.685	2.756

✓ Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63MPa.$$

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

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 6.13 : Vérification des contraintes

Sens		M (KN.M)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observer
travée	x-x	7.57	3.67	1.132*10 ⁻⁴	143.48	2.45	vérifier
	y-y	6.01	3.67	1.132*10 ⁻⁴	113.32	1.94	vérifier
Appui		4.455	3.67	1.132*10 ⁻⁴	1.43	84	vérifier

6.5.5. Schéma de ferrailage :

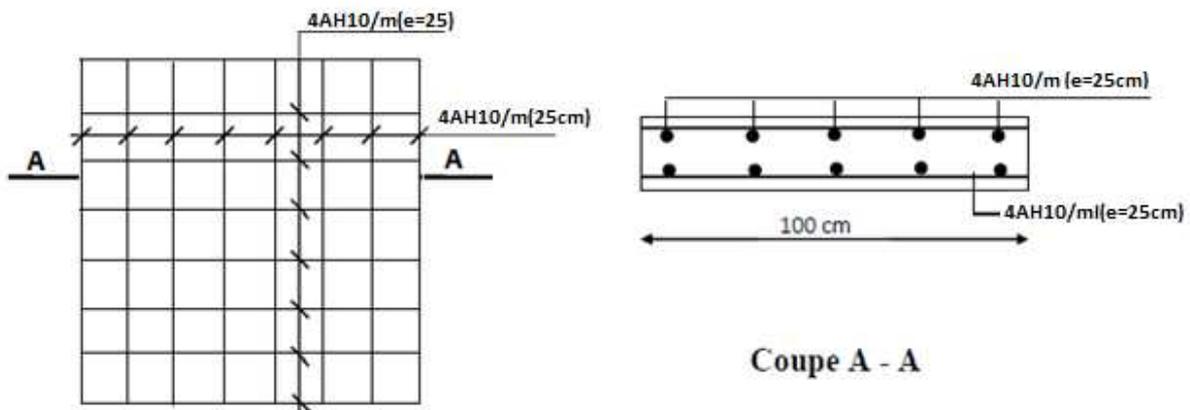


Figure 6.7 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale :

D'une manière générale, ou dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire.

On ne saurait prétendre que cette étude nous met hors de portée de toutes difficultés de la Génie civil, mais il n'en demeure pas moins qu'elle nous a permis d'élargir le champ de nos connaissances.

Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurité, technique et économique.

Avant de clore notre mémoire, nous tenons sincèrement à témoigner notre gratitude à tous ceux qui - pour la préparation de ce projet - ont bien voulu nous apporter leurs aides et conseils.

