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

Université YAHIYA FARES DE MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Départempent de Génie de la Matière

Filière Génie Civil

Projet de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme de Master

Option : Construction et matériaux

THEME

Étude d'un Bâtiment en (SS+RDC+7 étages) à usage Administratif

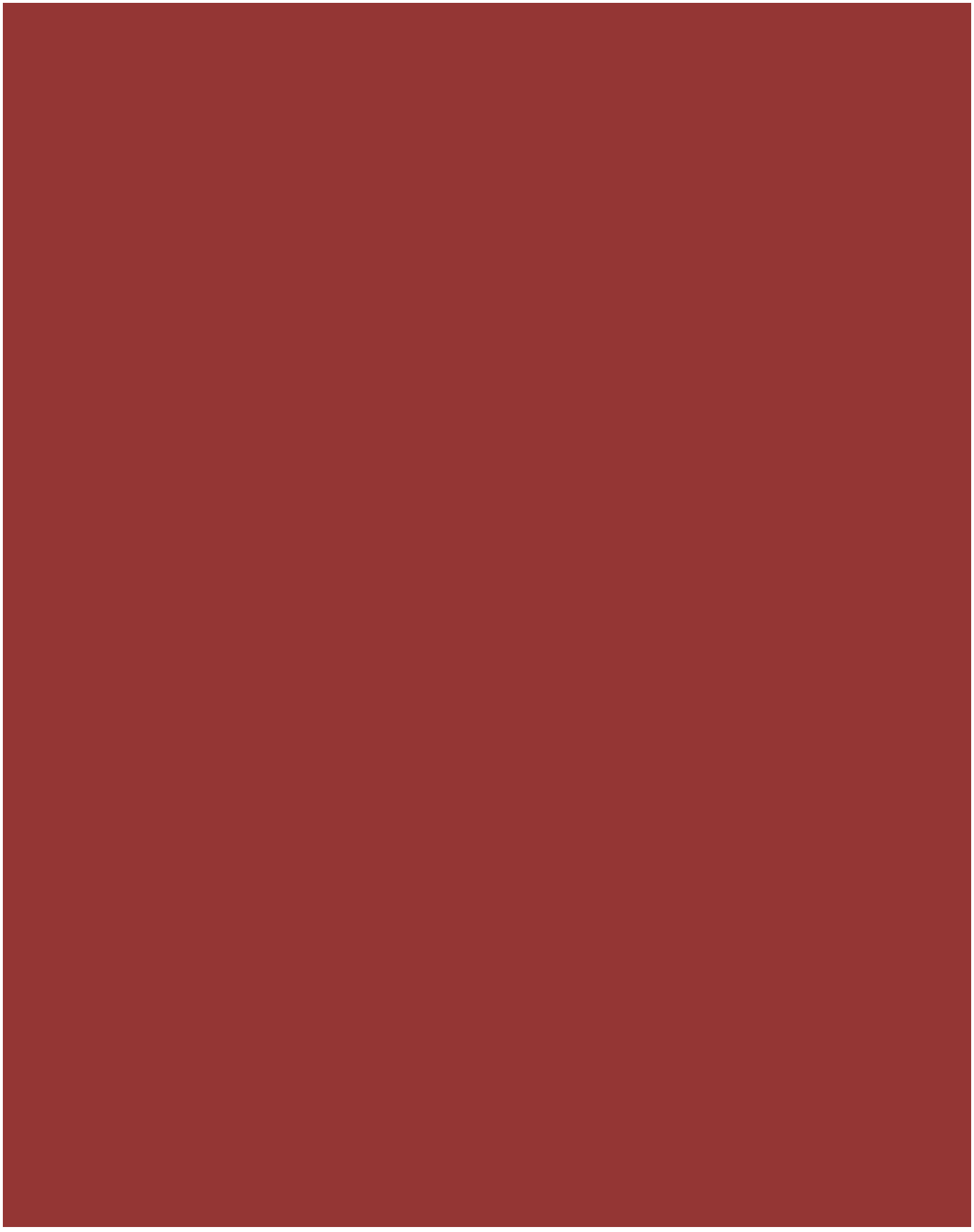
Préparé par :

- **FERRAH Asma**
- **BOUCEBHA Siham**
- **SELLAMI Ratiba**

Encadré par :

M^r^ : SAFIDDINE Salim

Promotion: juin 2016



Remerciements …

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr SAFIDDINE SALIM, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nos remerciement s'adresse à Mr Amine Hadide, Mr Mwafki Djamel Eddine ingénieur d'état en génie civil, pour son aide pratique et son soutien moral et ses encouragements.

On remercie aussi les membres LA Société SKN, leurs aides et leurs encouragements.

Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenue de prés ou de loin.

Merci ….

ASMA, RATIBA, SIHEM

Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde
A Mes chers parents :

♥ *A celui que j'aime beaucoup, l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour moi et qui il a mis à ma disposition tous*
Les moyens nécessaires pour me voir réussir, à toi mon cher papa Monsieur :
''FERRAH MISSOUME '', Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.
♥ *Aucune dédicace ne saurait exprimer tout l'amour que j'ai pour Toi, ma chère maman : ''RACHED AICHA '' que je ne cesse de remercier pour tout ce qu'elle m'a donné.*
Elle m'a supporté 9 mois dans son ventre et a fait de moi femme que je suis aujourd'hui. Que Dieu, le Très Haut, tu accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne tu déçoives
Après mon DIEU pour leurs sacrifices.

❖ ***A Mes chers frères :*** *Sofiane ; Idriss ; Ibrahim*
❖ ***A ma sœur mon coeur et son marie :*** *Soumia ; Salim*
❖ *Un ange m'est tombé du ciel pour illuminer ma vie ma petite fille, ma joie mon bonheur comment te dire que tu es mon rayon de soleil*
''NAHOUUUULA ''
❖ ***A Mes amies plus proche que mois:*** *Hadjer, Manel .*
❖ ***A toute la famille sans exception.***

Je remercie mon promoteur *Mr S.Saffiddine* ***pour son soutient.***

❖ ***A Mes collègues :*** *kamel , Amin, brahim, nasro, sohil, islem , mahdi , Amel ,Hadjira, Manel, Khadidja, nawal, wided….*

❖ ***A Tous mes collègues*** *de la 2ème Annié Master*

ASMA

DEDICACE

Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes qui sont chers et a qui je leurs doit tout.
Avec ce dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciement et ma profonde gratitudes.
Tout d'abords, je commence par mes très chers parents qui m'ont toujours tout donné que Dieu les protèges et les gardes en bonne santé.

Je dédie aussi à :

- Mon cher frère : KATKOUT MOUMEN.
- Mes chères sœurs : ABIR -AMEL -HOUDA.
- A mes binômes et leurs familles (Boucebha ET Ferrah).
- A tout ma famille (SELLAMI) sans exception du plus grand au plus petit.
- A toute la famille (SAIDOUNE) sans exception du plus grande au plus petit.
- A toute la section Génie Civil générale promotion 2016
- A Mon amis :TAHA
- A tout mes amies :NAWAL , NOUARA , MALIKA , Hassiba et a toute la clique.
- Et en dernier je dirais que j'ai beaucoup de chance d'avoir des personnes qui m'aiment et qui sont toujours présentes pour moi.

SELLAMIRATIBA

+

Dédicace

Je remercie le dieu le tout puissant de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.

Je dédié ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père MOUHAMED qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

Merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.

A mes très chers sœurs Fairouz, Souad et Amel et leur enfants Adem, Sadjida, Madjid, Ritadje, Mohamed Amine, Anis, Khaled et Walid.

A mon cher frère ABD EL KADER. Et sa femme Amira

A mes proches amis Dounia, Hakima, Mezoura, Souad, Kawther, Soumia, Yousra, Asmaa, Hakima , Kimou, Hassiba…….

A toute ma famille BOUCEBHA ET REGUIEG

A tous mes amis et mes collègues de l'université de MEDEA.

En fin, je remercie mes amis Ratiba et Asmaaa qui sont contribué à la réalisation de ce modeste travail.

BOUCEBHA SIHAM

Sommaire

REMERCIEMENT
Dédicace
RESUME
SOMMAIRE
LISTE DES TABLEAUX
LISTE DES FIGURES
NOTATIONS
LES PLANS

Introduction générale……01

Chapitre -I- : Présentation de l'ouvrage

I.1Présentation de l'ouvrage ……..…….... 02
I.2 .Description de l'ouvrage…….. 02
I.2.1. Dimension en élévation…… 02
I.2.2 .Dimension en plan ……..... 02
I.2.3. Système de contreventement…… 08
I.3.Description de la structure……..... 08
I.3.1.Planchers ……... 08
I.3.2.Maçonnerie…….... 08
I.3.3.Revêtement…….... 08
I.3.4.Le plafond…….. 08
I.3.5.L'acrotère……... 08
I.3.6.L'infrastructure…….. 09
I.3.7.Les escaliers……..... 09

I.3.8 .Les balcons…….. 09
I.3.9.Taux de travail du sol …….. 09
I.4.CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX…… 09
I.4.1 Béton…….. 09
I.4.2 Les armatures…… 12

Chapitre -II- : Pré-dimensionnement des éléments structurant

II.1. Introduction …….. 14
II.2. Les planchers …….. 14
II.2.a. Plancher à corps creux…….. 14
II .2. b.Les dalles pleines…… 16
II.3. Évaluation des charges et surcharges…… 17
II.3.1. Maçonnerie…….. 17
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) …….. 17
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)…… 17
II.3.2. Plancher-terrasse…….. 18
II.3.2.a. Charges permanentes…… 18
II.3.2.b. Charge d'exploitation……... 19
II.3.3. Plancher courant…….. 19
II.3.3.a. Charges permanentes……... 19
II.3.3.b. charge d'exploitation……... 21
II.3.4. dalle pleine…….. 21
II.4. Les poutres…… 23
II.4. 1. Pré dimensionnement des poutres…….. 23
II .5. Les poteaux…… 25
II.5.1.Pré dimensionnement des poteaux…….. 25
II.5.2.Choix du poteau le plus sollicité…….. 25
II. 5.3. Dimensions des poteaux……. 25
II.5.4.Calcul de la longueur de flambement L_f …… 26
II.5.5.Calcul de l'effort $\overline{Nu}$……... 27
II.5.6. Détermination des charges et surcharges…… 29
II.5.7. Descente des charges……... 29
II.5.7.a.Charges Permanente…….. 30
II.5.7. b.Charge d'exploitation…….. 30

II.5. 8.Vérification selon le RPA99v2003 ……... 32
II.5.9. Vérification aux zones nodales…… 32
II.6.les voiles……. 33
II .6.1. Pré dimensionnement des voiles……... 33

Chapitre -III- : Calcul des éléments secondaires

III .1. Introduction…… 35
III.2. L'acrotère……. 35
III. 2.1. Définition…….. 35
III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations……. 36
III.2.3. Calcul des efforts a L'ELU et L'ELS…… 36
III.2.4. Calcul du ferraillage……. 37
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant…… 41
III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme…….. 41
III.3. Plancher à corps creux……. 42
III.3.1. La dalle de compression ……... 42
III.3.2. Les poutrelles…….. 43
III.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles…….. 43
III.3.2.2. Récapitulations……... 51
III.3.2.3. Calcul du ferraillage…….. 52
III.3.2.4. Vérification au cisaillement…… 54
III.3.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche…….. 55
III.3.2.6. Évaluation détaillée de la flèche…… 55
III.4. Escalier …….. 57
III.4.1. Introduction …… 57
III.4.2. Terminologie…….. 57
III.4.3. Escalier à deux volées …… 69
III.5.Plancher à dalles pleines ……. 69
III.5. 1 Définition …….. 70
III.5. 2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures…… 70
III.5. 3.1. Calcul des dalles triangulaires …… 71

Chapitre -IV- : Etude Dynamique

IV.1.Introduction…….. 77
IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure……. 78
IV.2.1. Centre de masse …… 78
IV.2.2. Centre de torsion ……... 79
IV. 2.3. Excentricité……... 82
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) ……... 82
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle……. 82
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle…….. 84
IV.3. Choix de la méthode de calcul …… 85
IV.3.1.Introduction ……... 85
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale …… 85
IV.3.2.1. Principe de la méthode …….. 85
IV.3.2.2. Modélisation …….. 85
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul…….. 86
IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique……... 92
IV.4. conclusion……. 109
IV.5.Conclusion général……... 110

Chapitre -IV- : Etude Dynamique

V.1. Introduction …… 111
V.2.Calcul des poutres……. 111
V.2.1. Introduction……... 111
V.2.2. Ferraillage des poutres ……. 111
V.2. 3 Introduction…… 111
V.2.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime…… 114
V.2.5.Vérification des contraintes à l'état limite de service…… 115
V.2.6. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA…… 117
V.2.7.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants…… 119
V.2.8. Ferraillage transversal des poutres…….. 121
V.2.9. Vérification de la flèche……..... 122

V.3. Calcul des poteaux …… 126
V.3.1. Introduction …… 126
V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003[1] ……... 126
V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage……. 127
V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme …… 127
V.3.5. Détermination des sections d'acier……. 128
V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service…… 129
V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant…… 131
V.3.8. Armatures transversales ……. 133
V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) …….. 135
V.4. Ferraillage des voiles……. 139
V.4.1.Introduction…… 139
V.4.2. Les voiles pleins …… 140
V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures……. 140
V.4.3.1. Les trumeaux……. 140
V.4.3.2. Les linteaux……. 140
V.4.4. Méthode de calcul…….. 140
V.4.4.1. Recommandations réglementaires……... 140
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)……... 142
V.4.5. Calcul des Armatures verticales……. 143
V.4.5.1. Détermination des armatures a l'ELU de résistance ……... 143
V.4.5.2. L'espacement…….. 144
V.4.5.3. Vérification des armatures à ELS…… 145
V.4.6. Calcul des armateurs horizontaux …….. 146
V.4.7. Armatures transversales …… 147

Chapitre -VI- : Etude De L'infrastructure

VI.1. Introduction…….. 148
VI.2. Type de la fondation …… 148
VI.3. Connaissance du site et du sol…….. 148
VI.4. Choix du type de fondation…… 149
VI.4.1. Calcul des semelles filantes……... 150
VI.4.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux …… 150
VI.4.2.1. Dimensionnement …….. 151
VI.4.2.2.Ferraillage…… 153
VI.4.2.3. Vérification des longueurs de scellement……... 154
VI.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement …….. 154
VI.5. Ferraillage Longitudinal……... 155
VI.5.1.Dimensionnement …… 155
VI.5.2.Calcul des moments ……... 156
VI.5.3Armatures longitudinales …… 157
VI.5.4.Armatures de peau…….. 159
VI.5.5.Armatures transversales……. 159
VI.6. Le Radier…….. 160
VI.6.1. Dimensionnement du radier ……. 160
VI.6.2. Ferraillage du radier…….. 161
VI.6.2.a. Calcul des Charges du radier ……. 161
VI.6.2.c. Calcul des moments……... 162
VI.6.3. Nervure…….. 163
VI.6.3.1. Dimensionnement……... 163
VI.6.3.2. Evaluation des charges …….. 164
VI.6.2.a. Calcul des moments ……... 164
VI.6.2.a.1. Aux appuis …….. 164
VI.6.3.3. Calcul du ferraillage …….. 164
VI.6.4. Armatures transversales …… 165
VI.7. Etude du mur de soutènement-voile périphérique…… 166
VI.7.1. Evaluation des charges …… 166
VI.7.1.a. charge permanente…….. 167
VI.7.1.b. charge d'exploitation …… 167
VI.7.1.c. combinaisons d'actions……... 167

VI.7.2. Ferraillage des voiles périphériques …… 167
VI.7.2.a. Détermination des moments a l'ELU…… 168
VI.7.2.b. Détermination des moments a l'ELS…… 168
VI.7.2.c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple … 169
VI.7.2.d. Vérification des contraintes à l'ELS…… 169
VI.7.2.f. Vérification de la contrainte de cisaillement…… 170

Conclusion générale……171

LISTE DES FEGURES

Chapitre -I- : Présentation de l'ouvrage

Figure	TITRE	PAGE
Figure. I.1 : Plan de S Sol……		03
Figure. I.2 : Plan de rez de chaussée……..		04
Figure. I.3 : Plan d'étage……..		05
Figure. I.4 : Plan de terrasse……		06
Figure. I.5 : La coupe A-A……..		07
Figure. I.6 : Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELU……		11
Figure. I.7 : Diagramme déformations-contraintes de calcul de l'acier……		13

Chapitre -II- : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure.II.1: dimensionnement de plancher à corps creux…….	15
Figure .II.2: Dimensions du corps creux……...	15
Figure II .3 : composante d'un plancher-terrasse à corps creux……...	16
Figure II .4 : composants d'un plancher terrasse dalle pleine……..	19
Figure II .5 : composantes d'un plancher courant à corps creux……..	20
Figure .II .6 : composants de la dalle pleine d'étages courants……	21
Figure .II .7 : Dimensionnement de la poutre……...	23
Figure. II.8 : la section réduite d'un poteau……..	28
Figure. II .9 : représentation du poteau le plus sollicité……...	29
Figure II .10 : les poutres principales et les poutres secondaires……..	33
Figure II .11 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche) [1]……	34

Chapitre -III- : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 :L'acrotère……. 35
Figure III.2 : Diagrammes des efforts à l'ELU…… 36
Figure III .3 : Section de B.A à l'ELU……. 37
Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère…….. 41
Figure III.5 : disposition constructive des armatures de la table de compression…… 42
Figure III.6 : dimensionnement de la poutrelle…… 43
Figure III .7: Schématisation de la poutrelle avant coulage…….. 43
Figure III.8 : Choix de disposition des étaiements…… 45
Figure III.9 : Poutrelle à trois travées……... 47
Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant de trois travées (ELU)…….. 49
Figure III.11 : Diagramme des moments de trois travées (ELU)……. 49
Figure III .12 : Diagramme de l'effort tranchant trois travées (ELS)…… 50
Figure III.13 : Diagramme des moments de trois travées (ELS)……. 50
Figure III.14 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages…… 51
Figure III.15: Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite) …….. 57
Figure III.16 : Représentation d'un escalier…… 58
Figure III.17 : Dimensions de l'escalier…….. 59
Figure III.18 : Schéma statique à l'E.L.U…… 62
Figure III.19 : Schéma statique à l'E.L.S…… 63
Figure.III.20 : Déplacement des zones…… 71
Figure. III.21: Efforts dans la dalle…… 73

Chapitre -IV- : Etude dynamique

Figure IV.1. Vue en 3D de la structure…… 77
Figure IV.2. Disposition des voiles…….. 78
Figure IV.3. Inerties des voiles et des poteaux…… 80
Figure IV.4. Excentricité théorique……. 81
Figure IV.5. Excentricité théorique et accidentelle…….. 84
Figure IV.6 .Spectre de réponse…….. 86
Figure IV.7. Comportement du 1er mode…… 93
Figure IV.8. Comportement du 2ème mode……. 93
Figure IV.9. Comportement du 3ème mode…… 94

Figure IV.10. Les forces agissantes sur la stabilité au renversement…… 98
Figure IV.11. Distribution des forces sismiques aux étages……. 99
Figure IV.12. Distribution de la force sismique suivant X…….. 100
Figure IV.13. Distribution de la force sismique suivant Y…….. 102

Chapitre -V- : Ferraillage des éléments résistants

Figure .V.1 : la section des poutres principales…… 113
Figure .V.2 : la section des poutres secondaires…….. 113
Figure .V.3 : Disposition des armatures pour les poutres…… 117
Figure. V.4 : Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive du niveau terrasse……. 123
Figure. V.5 : Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive des étages…….. 123
Figure. V.6:Ferraillage des poutres principales (30*45) intermédiaires du niveau terrasse……. 123
Figure. V.7 : Ferraillage des poutres principales (30*45) intermédiaires des étages…….. 124
Figure. V.8 : Ferraillage des poutres secondaires (30*35) de rive du niveau terrasse…….. 124
Figure. V.9 : Ferraillage des secondaires (30*35) de rive des étages……... 124
Figure. V.10:Ferraillage des poutres secondaires (30* 35) intermédiaires du niveau ……... 125
Figure. V.11 : Ferraillage des poutres secondaires (30*35) intermédiaires des étages…… 125
Figure.V.12 : Disposition des armatures dans les poteaux……... 136
Fiureg. V.13 : Ferraillage des poteaux carré (55×55)…….. 136
Figure. V.14 : Ferraillage des poteaux carré (50×50)……. 137
Figure. V.15 : Ferraillage des poteaux carré (45×45)……. 137
Figure.V.16 : Ferraillage des poteaux carré (40×40)…… 138
Figure.V.17 : Ferraillage des poteaux carré (35×4035)…… 138
Figure. V.18:Désignation des voiles. ……. 139
Figure. V.19: Disposition des armatures verticales dans les voiles…….. 142
Figure. V.19: Les armatures transversales et les épingles……... 147

Chapitre -VI- : Etude de l'infrastructure

Figure.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS…….. 149
Figure. VI.2 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux…….. 150
Figure VI.3: Semelle filante sous 4 poteaux……. 152
Figure VI.4 : Schémas d'un radier nervuré……... 160
Figure 6.5: Le chargement qui vient au mur de soutènement…….. 166
Figure 6.6 : Les moments subissant par le mur de soutènement…….. 168

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre -I- : Présentation de l'ouvrage

Tableaux	TITRE	PAGE
Tableau. I.1 : Les caractéristiques des aciers utilisés……		12

Chapitre -II- : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau. II.1 : charges permanentes du mur simple……. 17
Tableau .II .2 : charges permanentes du mur double cloison…… 17
Tableau. II .3 : Charges permanentes à corps creux du plancher-terrasse…….. ……. 18
Tableau .II .4 : Charges permanentes à corps creux du plancher courant……. 20
Tableau .II .5 : Charge permanente pour la dalle pleine d'étages courants…… 21
Tableau .II.6 : Charge permanente pour la dalle pleine du planchée terrasse…….. 22
Tableau.II.7 : pré dimensionnement des poutres…….. 24
Tableau. II.9: pré dimensionnement des poteaux……. 26
Tableau II -10 : détermination de la longueur de flambement Lf……. 27
Tableau II -11: calcul de ……. 28

Chapitre -III- : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les charges…… 36
Tableau III.2: Les efforts a l'ELU et l'ELS…….. 36
Tableau III.3 : les charges de la poutrelle avant coulage…….. 44
Tableau III.4: Calcul des moments……... 44
Tableau III .5: calcul des étaiements …… 45
Tableau III .6: Méthode de CAQUOT…….. 46
Tableau III.7: Actions de calcul des poutrelles après coulage…….. 47
Tableau III-8: Différentes sollicitations dans les poutrelles à trois travées (ELU)……... 48

Tableau III.9 : différent sollicitations dans les poutrelles à trois travées (ELS)…….. 48
Tableau III.10: Récapitulations des efforts……..... 51
Tableau III.11 : calcul des armatures…… 51
Tableau III.12 : ferraillages longitudinaux des poutrelles…… 53
Tableau III.13: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……. 54
Tableau III.14 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…… 55
Tableau III.15 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles…… 57
Tableau III.16: Poids propre du palier de repos de l'escalier……... 60
Tableau III.17 : Poids propre de la paillasse de l'escalier……. 61
Tableau III.18 : Combinaison des charges de l'escalier……... 61
Tableau III.19 : calcule de l'armature longitudinale…… 64
Tableau III.20 : Les armatures de répartitions……. 65
Tableau III.21 : vérifications préliminaires de la flèche…… 66
Tableau III.22 : vérifications de la flèche…… 68
Tableau III .23 : La Récapitulation des escaliers…… 69
Tableau III .24 : Calcule du moment…… 73
Tableau III.25 : calcul du ferraillage……. 74
Tableau III-26 : Calcul des sections d'acier de la dalle…… 74
Tableau III.27 : vérification a ELS……... 75
Tableau III-28 : vérification de l'effort tranchant……. 75
Tableau III-29 : vérification de la flèche préliminaire…….. 76

Chapitre -IV- : Etude sismique

Tableau IV.1. Centre de masse…….. 79
Tableau IV.2. Centre de torsion…… 81
Tableau IV.3. Excentricité théorique……. 82
Tableau IV.4. Excentricité accidentelle……. 83
Tableau IV.5. Excentricité totale…….. 84
Tableau IV.6. : Justification du coefficient de comportement R suivant X…….. 88
Tableau IV.7. : Valeurs en pourcentage…… 89
Tableau IV.8. : Justification du coefficient de comportement R suivant Y…….. 90
Tableau IV.9. : Valeurs en pourcentage…… 91
Tableau IV.10. Facteur de qualité Q…….. 92
Tableau IV.11. Comportement des trois premiers modes……. 94
Tableau IV.12. Vérification de la participation massique……. 95
Tableau IV.13. La force sismique par la méthode statique équivalente…… 97
Tableau IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…… 97
Tableau IV.15. Distribution de la force sismique suivant X……. 99
Tableau IV.16. Distribution de la force sismique suivant Y……..... 101
Tableau IV.17. Moment de renversement suivant les deux directions X et Y…….. 102
Tableau IV.18. Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y……... 103
Tableau IV.19. Vérification de la stabilité au renversement……. 103
Tableau IV.20. Vérification des déplacements inter-étage suivant X……... 104
Tableau IV.21. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……... 105
Tableau IV.22. Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions……... 105
Tableau IV.23. Vérification de l'effet P-Δ suivant X…… 106
Tableau IV.24. Vérification de l'effet P-Δ suivant Y…… 107
Tableau IV.25. Vérification de l'effort normal réduit…… 108
Tableau IV.26. Vérification de cisaillement des poutres……... 108
Tableau IV.27. Vérification de cisaillement des poteaux…….. 109
Tableau IV.28. Dimensions finales des poutres…… 109
Tableau IV.29. Dimensions finales des poteaux……... 110

Chapitre -V- : Ferraillage des éléments résistants

Tableau .V .1 : Les données de calcul……... 112

Tableau .V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*45)…… 114

Tableau .V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)…….. 115

Tableau .V.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales…… 116

Tableau.V.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires…… 116

Tableau.V.6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA……. 117

Tableau.V.7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA…….. 118

Tableau.V.8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA……. 118

Tableau.V.9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA ……. 119

Tableau. V.10 : Calcul de la contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$……. 119

Tableau.V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……... 120

Tableau .V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……. 120

Tableau. V.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements…… 121

Tableau V.14 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres…… 122

Tableau .V.15: Les Armatures longitudinaux des poteaux…… 129

Tableau .V.16 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……..... 130

Tableau .V.17 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement……... 132

Tableau .V.18 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés..... 134

Tableau .V.19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux…….. 135

Tableau .V.20: Les données de calcul……... 143

Tableau .V.21.Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins…….. 143

Tableau .V.22: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA..... 144

Tableau .V.23 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains……..... 145

Tableau .V.24 : Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles ……..... 146

Chapitre -V- : Etude de l'infrastructure

Tableau .V .1 : Les données de calcul…….. 112

Tableau .V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*45)…… 114

Tableau .V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)…….. 115

Tableau .V.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales……..... 116

Tableau.V.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires…… 116

Tableau.V.6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA……. 117

Tableau.V.7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA…….. 118

Tableau.V.8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA…… 118

Tableau.V.9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA …… 119

Tableau. V.10 : Calcul de la contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$……. 119

Tableau.V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…….. 120

Tableau .V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……. 120

Tableau. V.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements……..... 121

Tableau V.14 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres…… 122

Tableau .V.15: Les Armatures longitudinaux des poteaux…… 129

Tableau .V.16 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……..... 130

Tableau .V.17 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement……... 132

Tableau .V.18 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés..... 134

Tableau .V.19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux…….. 135

Tableau .V.20: Les données de calcul……... 143

Tableau .V.21.Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……... 143

Tableau .V.22: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA..... 144

Tableau .V.23 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains……..... 145

Tableau .V.24 : Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles ……... 146

Notation

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية ذات استعمال إداري مكونة من(طابق تحت ارضي + طابق ارضي + سبعة طوابق)والمقرر بنائها في إطار إنشاء قطب جامعي جديد بالجزائر العاصمة. والمصنفة في المنطقة النشيطة زلزاليا ب3.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة+ الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر.

***القواعد الجزائرية المضادة لزلازل.**

***قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برامج.

وفي الأخير قمنا بحساب البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment à usage administratif contenant (S Sol+RDC+7 étages) sera implanté à Alger dans le cadre de création d'un nouveau pôle universitaire, cette région est classée dans la zone de forte sismicité III.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP 2000 version 17.3.0.».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract :

This projectis a conception and study of a building for office purpose containing (Underground+ground+7 stories), will be implanted at Algiers city in the setting of creation of a new university pole this regionis classified in the zone of high seismicity 3. The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with she arwalls. The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements we redone according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003). The seismic study has been realized according to the numerical method (fini te element smethod) using the program « SAP version 17.0». Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Introduction générale

introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+7+S Sol implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).

✓ Le travail est terminé par une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation de l'ovrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment en1S/Sol RDC+7 étages à usage d'administratif, qui sera implanté à Alger.

C'est une zone de forte sismicité (zone III), selon le règlement parasismique Algérienne 99 version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de Béton Armé "CBA93" [2]
- Le DTR.B.2.2 [3]
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003" [1]

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier, les planchers sont constitués de dalles en corps creux et pleines assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

I.2 Description de l'ouvrage :

I.2.1 -Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC :……+3.40m
- Hauteur de l'étage courant :……+3.40m
- Hauteur de sous- sol :……..+3.06m
- Hauteur total du bâtiment :……..30.26m

I.2.2 .Dimension en plan :

- La longueur du bâtiment à la base :…….27.62m
- La largeur :……...15.20m

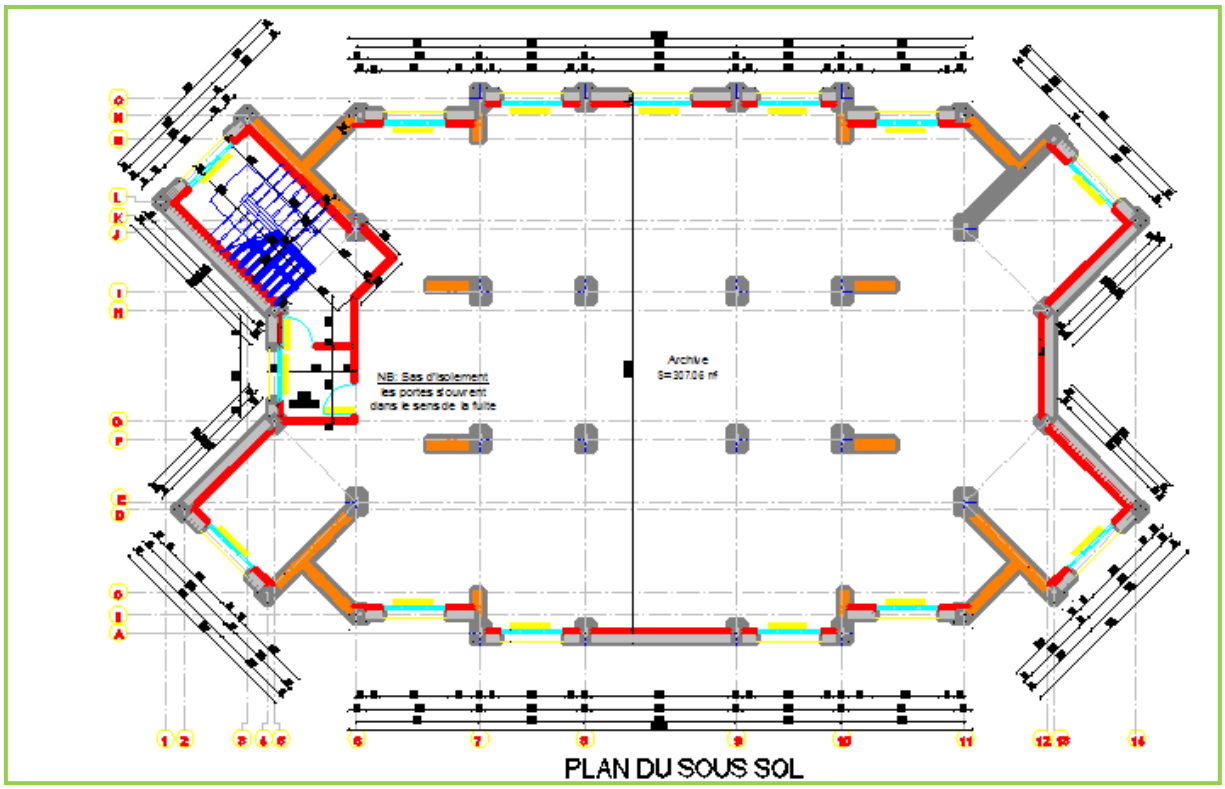


Figure. I.1 : Plan de sous-sol

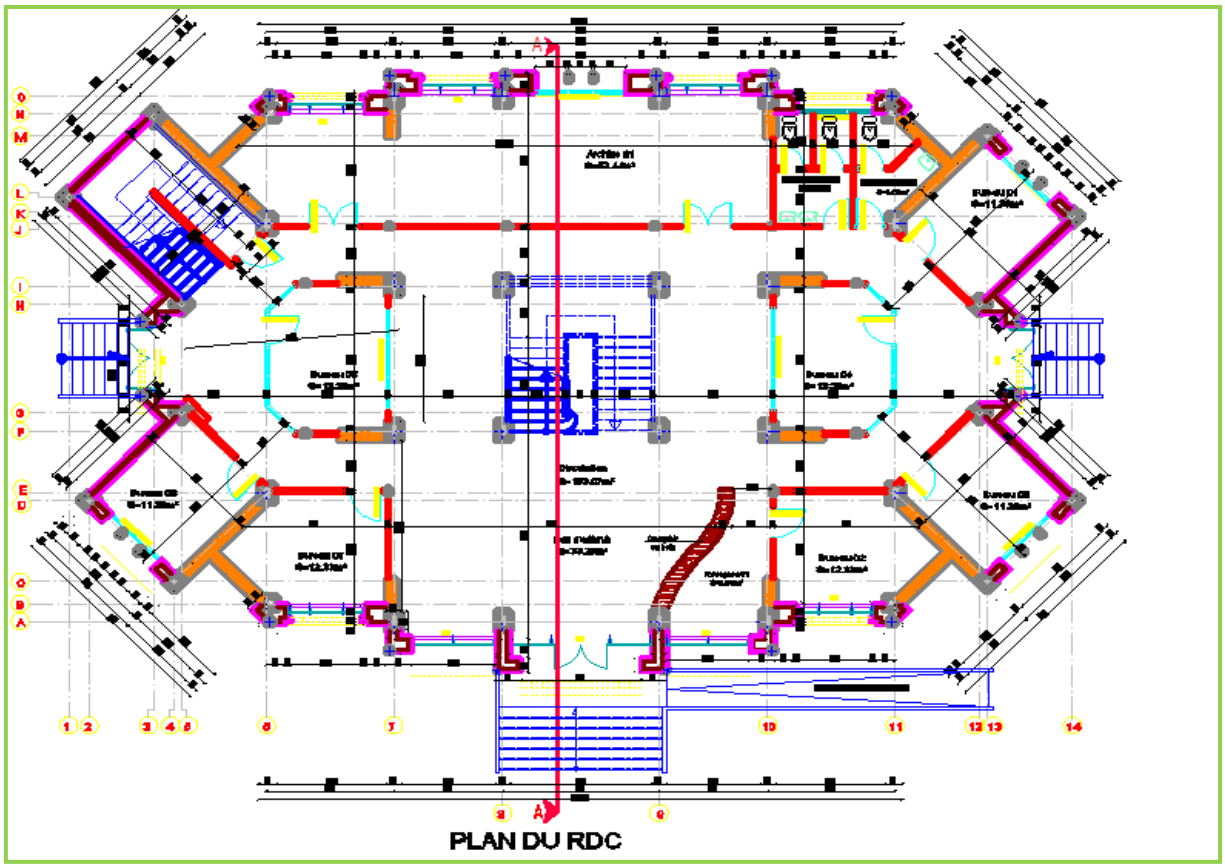


Figure. I.2 : Plan de rez-de-chaussée

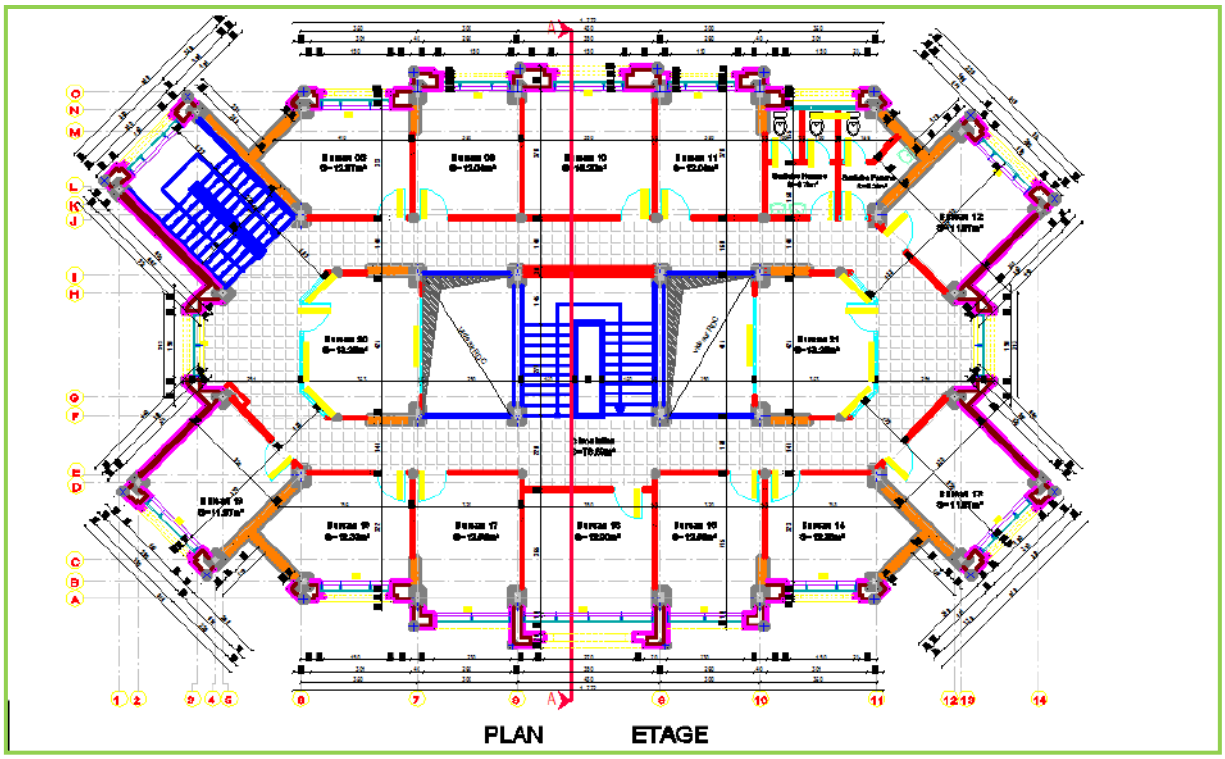


Figure. I.3 : Plan d'étage

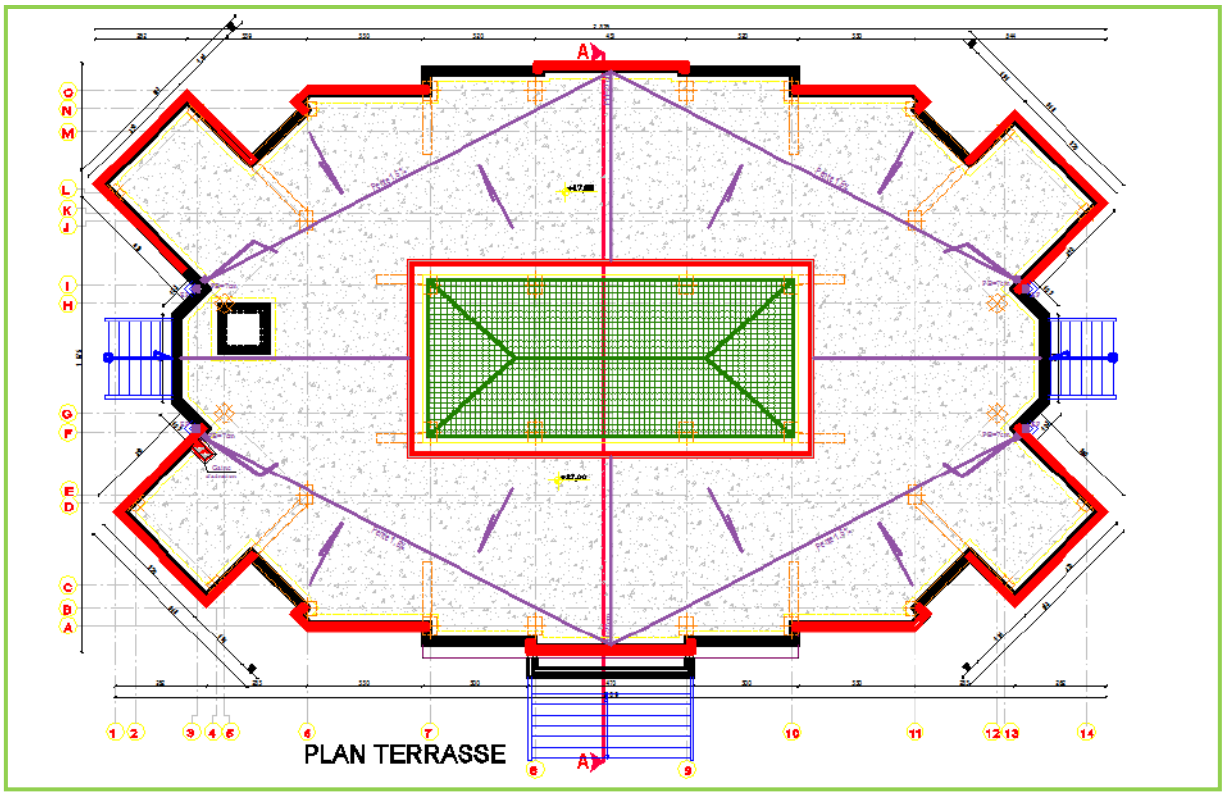


Figure. I.4 : Plan de terrasse

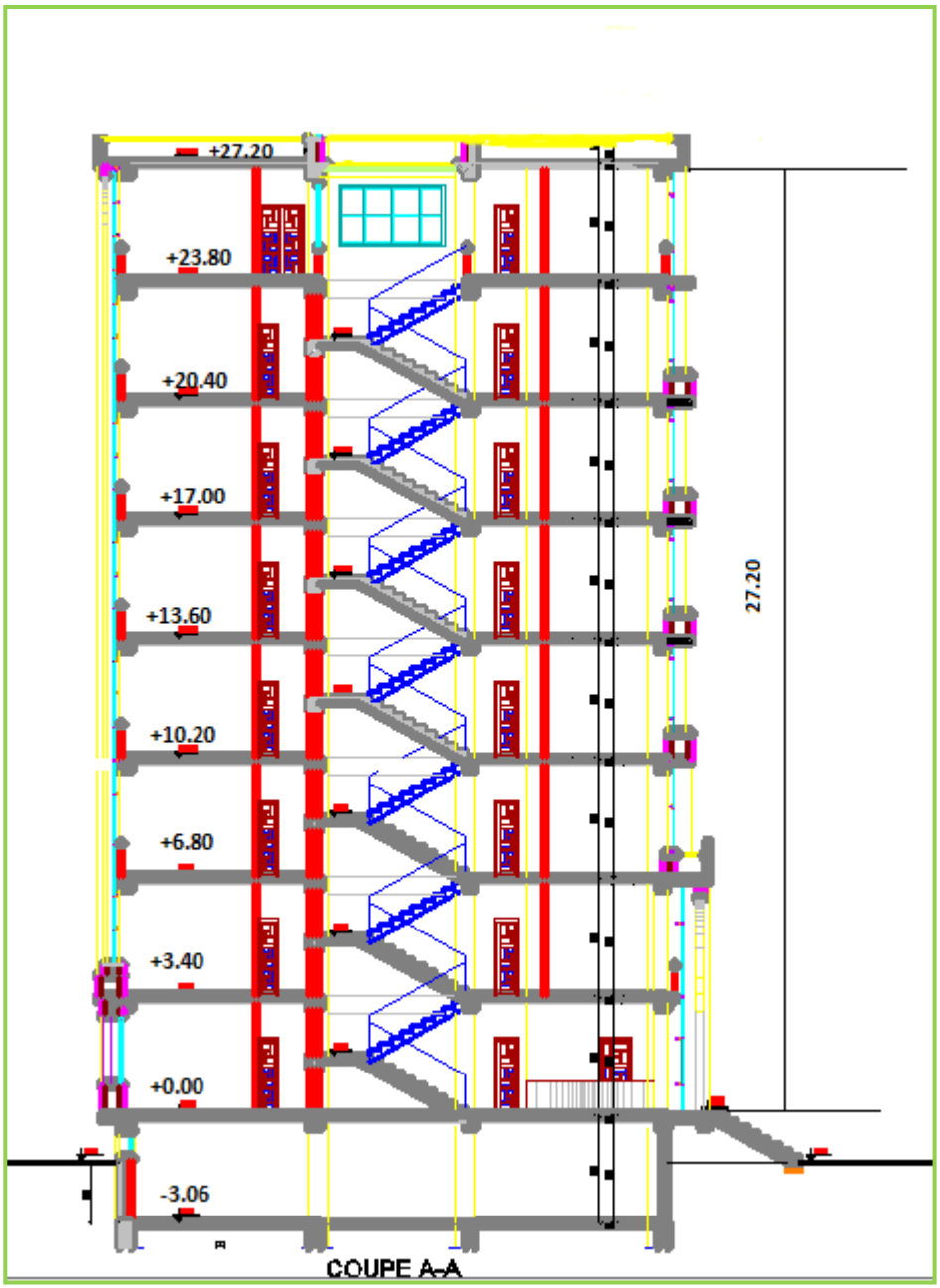


Figure. I.5 : La coupe A-A

I.2.3. Système de contreventement :

On adopte pour notre projet qui comporte une hauteur 30.26m, un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

Ce système est préconisé par l'article ►►**Art [3.4.A] ◄◄ du RPA99, 2003 [1].**

I.3 Description de la structure :

I.3.1Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux ;
- planchers à dalle pleine.

I.3.2Maçonnerie :

On a deux types :

1- **Murs extérieurs** : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.3.Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.3.4.Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.3.5.L'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 80 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6L'infrastructure :

- C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol. **σ_{sol}=2.00bar**
- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou radier.

I.3.7Les escaliers :

On a le type d'escalier droit composée de trois volées, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

I.3.8 .Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

I.3.9.Taux de travail du sol :

- Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage. La contrainte admissible du sol est de 2.00bar=0.2Mpa {une profondeur d'ancrage de 2.00m. le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

I.4 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

Les bétons et les aciers seront choisi conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93) les règlements en vigueur en Algérie.

I.4.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

a) Composition du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

350 kg/m² de ciment de classe CPA 425.
400L de sable de diamètre 0 à 5.
800Lde gravier de diamètre 15 à 25.

175Ld'eau de gâchage.

b) Caractéristiques Physique et Mécaniques de Béton :

1. Masse Volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³.cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de ***2500Kg/m³.***

2. Retrait Hygrométrique :

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

3. Résistance caractéristique à la compression :selon leCBA93►►Art [A.2.1.1.1] ◄◄ [2]

Dans le cas courant un béton est défini par la valeur de sa résistance a la compression a l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} =25 Mpa à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de ***200cm²***

(Ø = 16cm) et une hauteur de ***32cm.***

Le **C.B.A93** préconise pour j< 28 jours

$$f_{c28} \le 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j}$$

$$f_{c28} > 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95j}$$

4. Résistance caractéristique à la traction: selon le CBA93►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄ [2]

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- $f$tj= 0.6 + 0.06 $f$cj avec fcj et ftj en Mpa

c)Module d'élasticité :

1. **Module de déformation longitudinale au béton :**

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164..195Mpa$$

Module différé pour les charges de longue durée

$$E_i = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 10818..900Mpa$$

2. **Module d'élasticité transversale :**

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+v)}$ Et en simplifiant $G=0,41.10^7$

b) **La contrainte de calcul béton comprimé :**

i. Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b\left(1-\frac{2-\zeta_{bc}}{2}\right)}$$

La courbe est sous forme d'une droite constante $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$

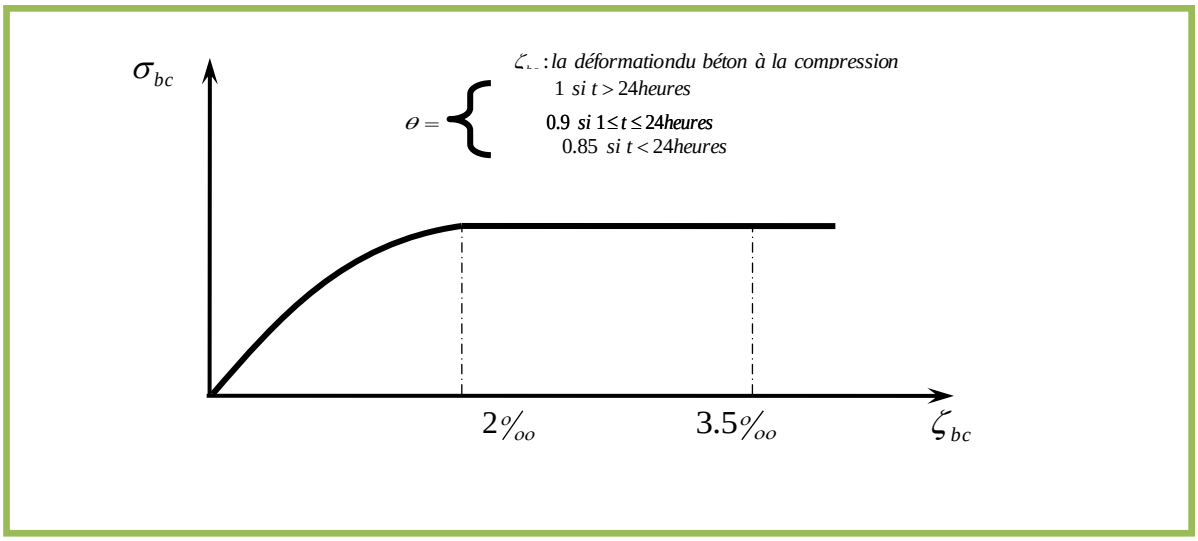


Figure. I.6 : Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELU

ii. Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15Mpa$

Coefficient de poisson :

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \rightarrow \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \ \ E.LS \\ \upsilon = 0.0 \ \ E.L.U \end{matrix}$$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale

$\frac{\delta L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale

I.4.2 Les armatures :

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour ***0.15 à 0.25*** ٪ de carbone.

Aciers durs pour ***0.25 à 0.40*** ٪ de carbone.

c) Caractéristiques mécaniques :

Tableau. I.1 : Les caractéristiques des aciers utilisés

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 215	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

c) Contrainte de calcul d'acier :

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

***Etat Limite Ultime (E.L.U) :**

f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400 Mpa$

E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 Mpa$

γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)

γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

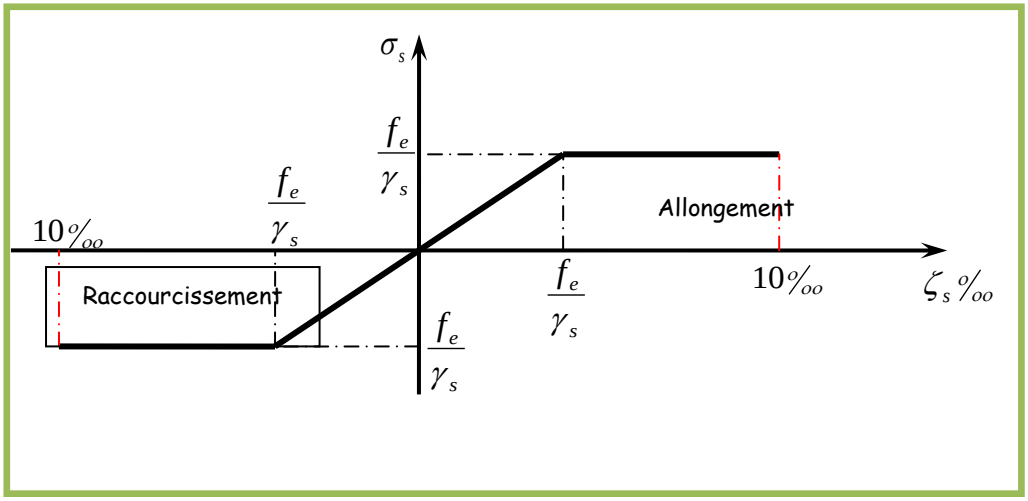


Figure. I.7 : Diagramme déformations-contraintes de calcul de l'acier

***Etat Limite Service (E.L.S) :**

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ ..... pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ .....pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n=\frac{Es}{Eb}=15$

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

Chapitre II :
Prédimentionement des élément structuraux

II.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le " **RPA99 version 2003** ",mettre au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage ainsi que l économie.

II.2. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, Ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

-la séparation des différents niveaux.

-Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

-Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

-La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.a. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tiennent lieu de coffrage.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales.
Et Pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

L'épaisseur du plancher se calcule à l'aide de la formule suivante :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ (condition de rigidité)

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutre mesurée à nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.30 m.

$430/25 \leq ht \leq 430/20 \Rightarrow 17.2cm \leq ht \leq 21.5cm.$

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

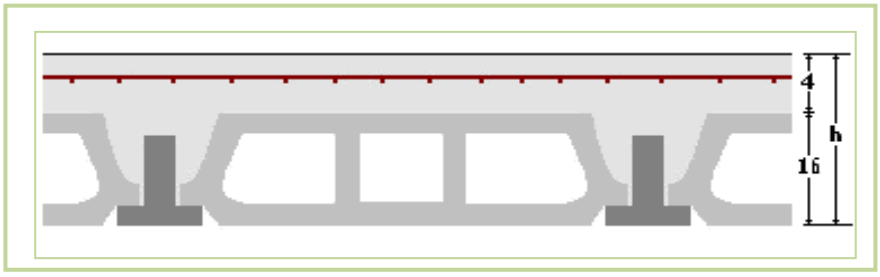


Figure.II.1: *dimensionnement de plancher à corps creux*

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

ht ≥ 16cm

D'où on a : 20 cm > 16 cm (Condition vérifiée).

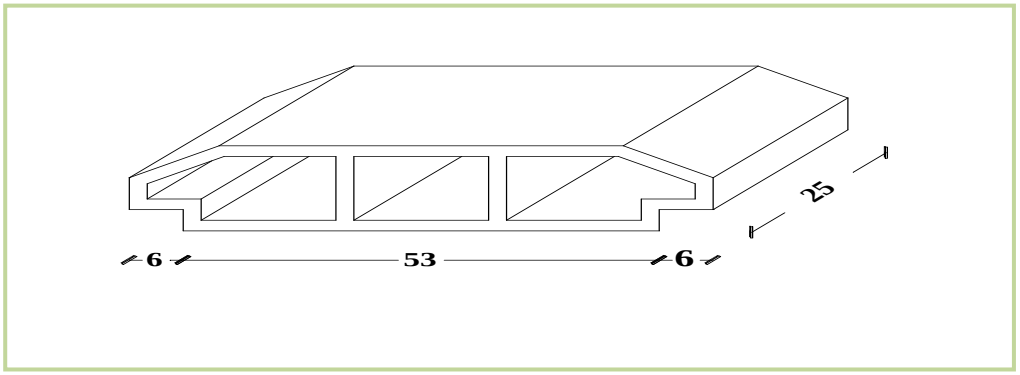


Figure II-2: Dimensions du corps creux

II .2. b. Les dalles pleines

Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

Dans notre cas on distingue 2 types de dalle pleine une reposant sur trois appuis, et l'autre reposant sur quatre appuis.
Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

c). Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Ly/50) \leq ep \leq (L\ y/40)$
- dalle reposant sur deux appuis : $(Ly/35) \leq ep \leq (Ly/30)$

Où : e_p : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

On prendre L la plus grand portée mesurée entre axes pour la sécurité.

b) Sécurité contre l'incendie

$e_p = 7cm$: peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11cm$: peut assurer un coupe-feu de deux heure.

c) condition d'isolation acoustique $ep \geq 15$ cm.

Critère de résistance

$726/50 \leq ep \leq 726/40$ donc $14.52 \leq ep \leq 18.15$(C.V)

La sécurité contre l'incendie: ep = 11cm

Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion :

Pour la dalle pleine, on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

d) Condition de la flèche

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. Si $L > 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.5$

II.3. Évaluation des charges et surcharges

II.3.1. Maçonnerie

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II-1 : charges permanentes du mur simple

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	1.62

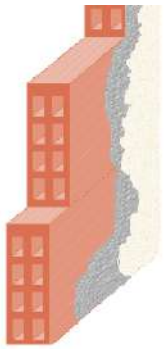


Figure II-3 : un mur en simple cloison.

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II -2 : charges permanentes du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	2.52



Figure II-4 : Mur double cloison

II.3.2. Plancher-terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes

Tableau II -3 : Charges permanentes à corps creux du plancher-terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	18	**0.72**
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	**0.12**
3	Papier kraft	-	-	**0.05**
4	Forme de pente	0,10	22	**2.20**
5	Plaque de liège	0.04	4	**0.16**
6	Pare-vapeur	0.01	6	**0.06**
7	Film polyane	-	-	**0.01**
8	Planche corps creux	0.16+0.04	-	**2.80**
9	Enduit de plâtre	0.02	10	**0.20**
		G		**6.32**

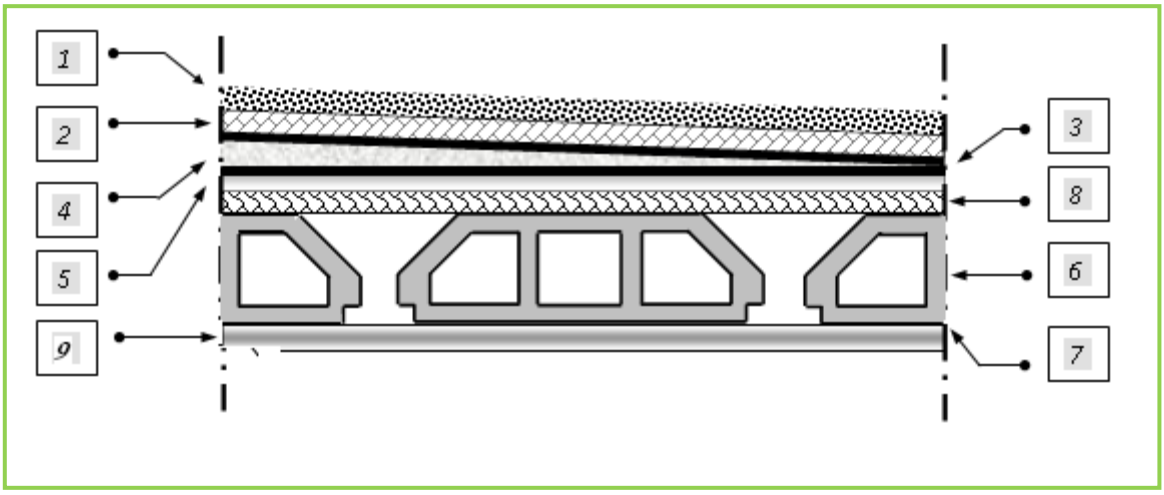


Figure II .3 : *composante d'un plancher-terrasse à corps creux*

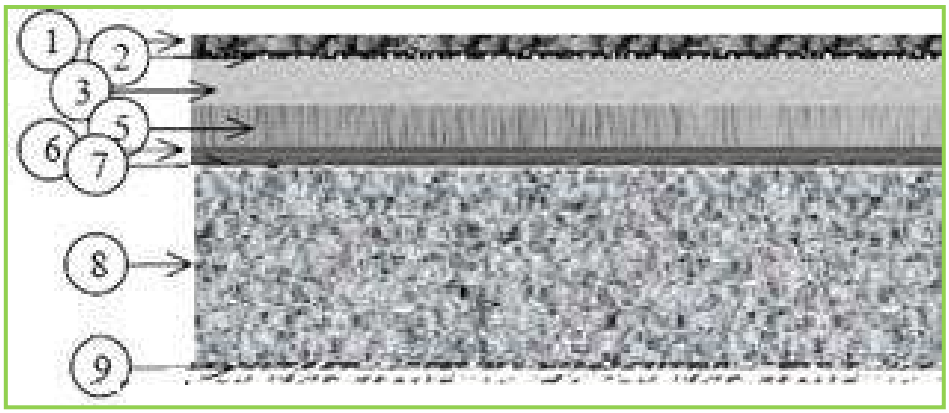


Figure II .4 : composants d'un plancher terrasse dalle pleine

Q = 2.5 KN/m^2 (Terrasse inaccessible)

II.3.2.b. Charge d'exploitation

II.3.3. Plancher courant

II.3.3.a. Charges permanentes

Tableau II -4 : Charges permanentes à corps creux du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique ($KN/m^{2)}$
1	Carrelage	0.02	22	**0.44**
2	Lit de sable	0.03	17	**0.51**
3	Mortier de pose	0.02	20	**0.40**
4	Planche à corps creux	0.16+0.04	-	**2.80**
5	Enduit de plâtre	0.02	10	**0.20**
6	mûre simple cloison	0.10	16.2	**1.62**
		G		**5.97**

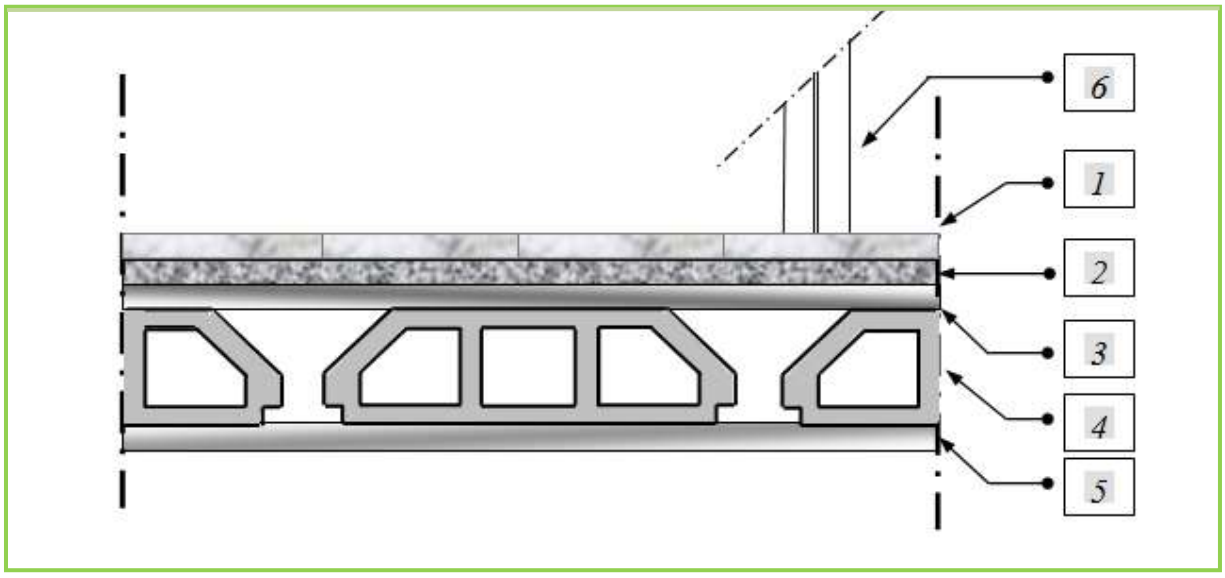


Figure II .5 : composantes d'un plancher courant à corps creux

Q = 2.5 KN /m^2 (usage des bureaux)

II.3.3.b. charge d'exploitation

II.3.4. dalle pleine

Tableau II - 5 : Charge permanente pour la dalle pleine d'étages courants

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	**0.44**
2	Mortier de pose	0.04	20	**0.40**
3	Lit de sable	0.03	18	**0.54**
4	Mur simple cloison	0.1	16.2	**1.62**
5	Dalle pleine	0.15	25	**3.75**
6	Enduit de plâtre	0.02	10	**0.20**
			G	**6.95**

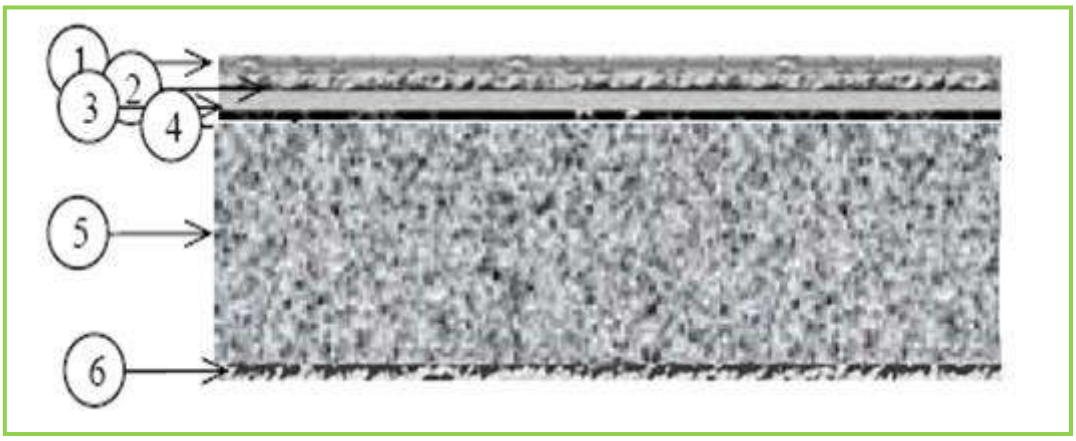


Figure II -6 : composants de la dalle pleine d'étages courants

Q = 2.5 KN /m^2 (usage des bureaux)

Tableau II- 6 : Charge permanente pour la dalle pleine du planchée terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	20	**1.00**
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	**0.12**
3	Papier Kraft	-	-	**0.05**
4	Forme de pente	0.15	22	**2.20**
5	Film polyane	-	-	**0.01**
6	Liège (isolant))thermique)	0.04	4	**0.16**
7	Pare-vapeur	0.01	6	**0.06**
8	Dalle pleine	0.16+0.4	25	**3.75**
9	Enduit de plâtre	0.02	10	**0.20**
			G	**7.55**

II.4. Les poutres

II.4. 1. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93)

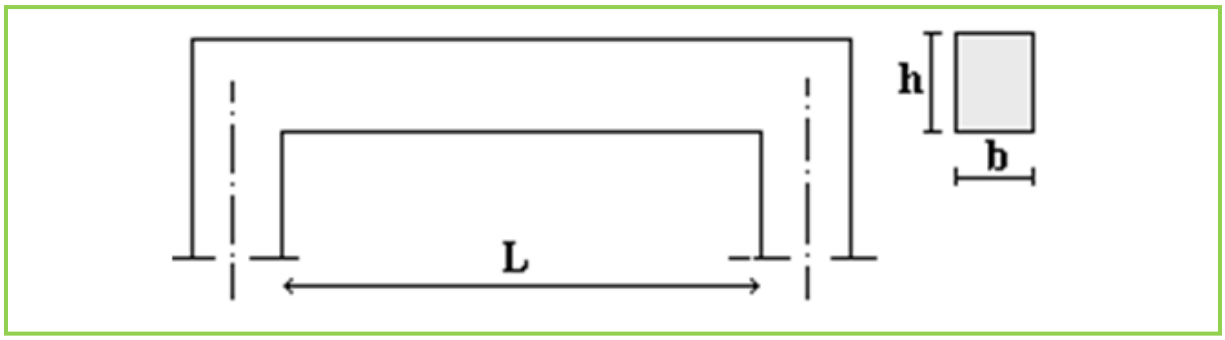


Figure II -7 : Dimensionnement de la poutre

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

$$h \geq 30cm$$

$b \geq 20$ cm

$h/b \leq 4$

Avec $e \leq \max(b1/2, h_1/2)$

Nous choisissons le sens transversal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X- X :

Tableau II-7 : pré dimensionnement des poutres.

	La poutre principale (PP)	La poutre secondaire (PS)
Conditions de résistance	Lmax= 5.55 m ⇒ $37 \leq h \leq 55.5$cm on adopte : h =45cm $13.5 \leq b \leq 31.5$cm on adopte : b =30cm	Lmax= 4.00 m ⇒ $26.66 \leq h \leq 40$cm on adopte : h =35cm $10.5 \leq b \leq 24.5$cm b =20cm
Vérification selon le RPA 99	h= 50cm ≥ 30cm b= 30cm ≥ 20cm h/b= 1.6 ≤ 4	h= 35cm ≥ 30cm b= 20cm ≥ 20cm h/b= 1.75 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	h/L= 50/555 ⇒0.09 ≥ 0.0625	h/L= 35/400 ⇒ 0.08 ≥ 0.0625
Conclusion	b= 30cm h= 45cm	b= 30cm h= 35cm

Conclusion :

1- Toutes les vérifications de R.P.A-99 sont satisfaisantes.

2- Toutes les conditions sont vérifiées on adopte donc les sections suivants :

La poutre principale (PP) : (bxh)= (30x45) cm²

La poutre secondaire (PS) : (bxh)= (30x35) cm²

La flèche de la poutre est calculée comme suite :

$$f = \frac{5xpxL^4}{384xExI} = 0.293\ cm$$

Dans notre cas : L =3.95m < 5m $\Rightarrow$ $f \leq \frac{L}{500}$ $\Rightarrow$ =0.79 cm

Donc $f \leq \frac{L}{500}$

II .5. Les poteaux :

II.5.1. Pré dimensionnement des poteaux :

Ils sont pré dimensionné conventionnellement en compression centrée. D'autre part, ils sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité qui est le flambement. Pour le pré dimensionnement des poteaux, on choisit le poteau le plus sollicité, à savoir la surface de plancher lui revenant, on détermine l'effort lui revenant en effectuant la décent de charge.

Dans nous ouvrage on travailler avec deux types de poteaux

On adoptera Les poteaux de rive de dimension fixe 40x40 pour toute la structure et les autres poteaux sont varie.

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est (F-7).

II. 5.3. Dimensions des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux est supposé sur la base de la condition suivante :

min (b_1, h_1) ≥ 30cm

Tableau II-9: pré dimensionnement des poteaux

Nombre de l'étage	Dimension du poteaux
Le SS	55x55
RDC	50x50
1	50x50
2	45x45
3	45x45
4	40x40
5	40x40
6	35x35
7	35x35

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0.7 \times L_0$: si le poteau est encastré dans un massif de fondations ou bien assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part et d'autre.

L_0 : dans les autres cas.

Avec :

L_0 = 3.40m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

L_0 = 3.40m pour le RDC.

L_0 = 3.06m pour le S.SOL

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau II -10 : détermination de la longueur de flambement L_f

Niveau	Dimension des poteaux (cm) x (cm)	Lf=0.7L0	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{Lf}{i}$
7 eme étage	35x35	2.38	0.10	**23.8**
6 eme étage	35x35	2.38	0.10	**23.8**
5 eme étage	40x40	2.38	0.11	**21.64**
4 eme étage	40x40	2.38	0.11	**21.64**
3 eme étage	45x45	2.38	0.13	**18.30**
2 eme étage	45x45	2.38	0.13	**18.30**
1 ere étage	50x50	2.38	0.14	**17**
RDC	50x50	2.38	0.14	**17**
SS	**55x55**	**2.14**	**0.15**	**22**

II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$

L'effort normal admissible est :

$$N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique **λ** qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **: C'est** l'élancement mécanique

L_f=0.7 L_0 : C'est la longueur de flambement.

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où: $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{b.h^3}{12}$ (Poteau carré).

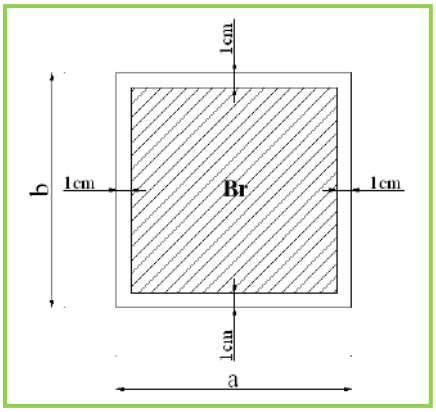


Figure. II.8 : la section réduite d'un poteau

Tableau II -11: calcul de

Niveau	Dimension des poteaux (cm) x (cm)	Br (mm²)	Λ	α	As (mm²)	N_u (kN)
le 7eme étage	35x35	108900	23.8	0.77	122.5	**1585.64**
le 6eme étage	35x35	108900	23.8	0.77	122.5	**1585.64**
le 5eme étage	40x40	144400	21.64	0.78	160	**2129.18**
le 4eme étage	40x40	144400	21.64	0.78	160	**2129.18**
Le 3eme étage	45x45	184900	18.30	0.80	202.5	**2795.60**
le 2eme étage	45x45	184900	18.30	0.80	202.5	**2795.60**
le 1eme étage	50x50	230400	17	0.81	250	**3526.43**
RDC	50x50	230400	17	0.81	250	**3526.43**
S.S	**55x55**	**280900**	**22**	**0.79**	**302.5**	**4192.58**

II.5.6. Détermination des charges et surcharges

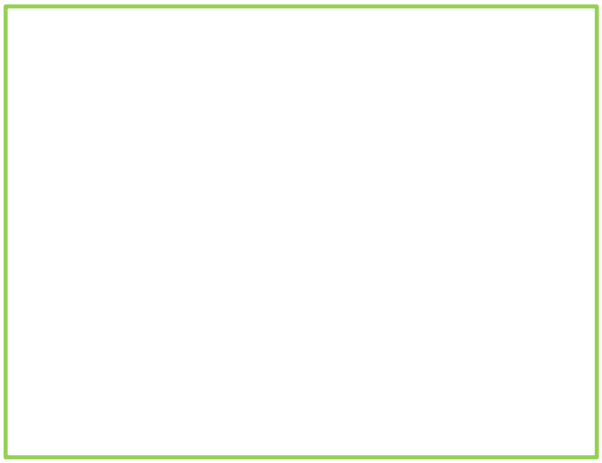


Figure. II -9 : représentation du poteau le plus sollicité

Surface du plancher revenant au poteau:
$S_{p=}$ (1.625+2.675) x (2.212+2.712) $\Rightarrow$ **S_p= 21.173 m^2**
Surface total: **St**= (1.625+0.35+2.675) x (2.212+0.30+2.712) = $\Rightarrow$ **St= 23.570 m^2**

II.5.7. Descente des charges

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant.

G plancher t ou c = poids de plancher terrasse*S plancher t ou c
G (poutres principales ou secondaires) =b*h*L*poids volumique du béton armé
G (poteau)= b*h*he* poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m

II.5.7.a Charges Permanente

Tableau II -9 : Tableau des charges permanentes

Étage	H (m)	Spoteau	$G_{plancher}$ (KN)	G_{pp} (KN)	G_{PS} (KN)	G_{poteau} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
7ème	3.40	0.1225	133.81	17.71	10.5	10.421	172.441	**172.441**
6ème	3.40	0.1225	126.40	17.71	10.5	10.421	165.022	**337.463**
5ème	3.40	0.16	126.40	17.71	10.5	13.600	168.201	**505.664**
4ème	3.40	0.16	126.40	17.71	10.5	13.600	168.201	**673.865**
3ème	3.40	0.2025	126.40	17.71	10.5	17.212	171.813	**845.678**
2ème	3.40	0.2025	126.40	17.71	10.5	17.212	171.813	**1017.491**
1er	3.40	0.25	126.40	17.71	10.5	21.250	175.851	**1193.342**
RDC	3.40	0.25	126.40	17.71	10.5	21.250	175.851	**1369.193**
S.S	**3.06**	**0.3025**	**126.40**	**17.71**	**10.5**	**23.141**	**177.742**	**154.935**

II.5.7. b. Charge d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

Avec : n: Nombre d'étages on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tableau II -10 : Tableau des surcharges d'exploitations

Etage	q(Kn/m^2)	ST(m²)	Q(Kn)	3+n/2n	Q_{cum}(Kn)
7éme	1	23.570	23.570	1	23.570
6éme	2.5	23.570	58.925	0.95	82.495
5éme	2.5	23.570	58.925	0.93	135.527
4éme	2.5	23.570	58.925	0.90	182.667
3éme	2.5	23.570	58.925	0.85	223.915
2éme	2.5	23.570	58.925	0.80	259.270
1éme	2.5	23.570	58.925	0.75	288.732
RDC	2.5	23.570	58.925	0.70	312.302
S.S	2.5	23.570	58.925	0.65	329.980

Effort normal de résistance $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$

*Tableau II -11 : **Tableau de vérification***

Niveau	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	N_u (KN)	$\overline{Nu}(KN)$	$1.1N_u \leq N_u$
7eme étage	267.625	294.387	294.387	8549.785	C.V
6eme étage	578.267	636.093	636.093	8549.785	C.V
5eme étage	884.361	972.797	972.797	8549.785	C.V
4eme étage	1181.617	1299.778	1299.778	8549.785	C.V
3eme étage	1474.912	1622.403	1622.403	8549.785	C.V
2eme étage	1759.366	1935.302	1935.302	8549.785	C.V
1er étage	2040.433	2244.476	2244.476	8549.785	C.V
RDC	2312.662	2543.928	2543.928	8549.785	C.V
S.S	**2578.605**	**2936.465**	**2936.465**	**8549.785**	C.V

II.5. 8.Vérification selon le RPA99v2003

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II -12 : vérifications de coffrage

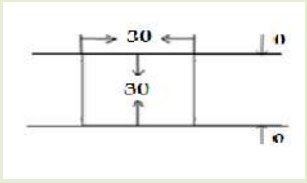
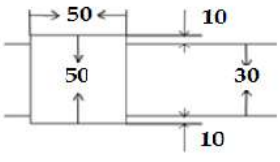
Conditions à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	**C.V**
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (306 – 45)/20=13.05cm	**C.V**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	**0.25 ≤ (b/h)= 0.85≤ 4**	**C.V**

II.5.9. Vérification aux zones nodales

Il nous reste à vérifier : $b_{max} \leq 1.5h1+b$

$$d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$$

Tableau II -13 : *vérification au zone nodale*

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	$d \leq \text{Max}(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$
	30	30	30	Oui	0	15	**C.V**
	**30**	**50**	**50**	**Oui**	**10**	**25**	**C.V**

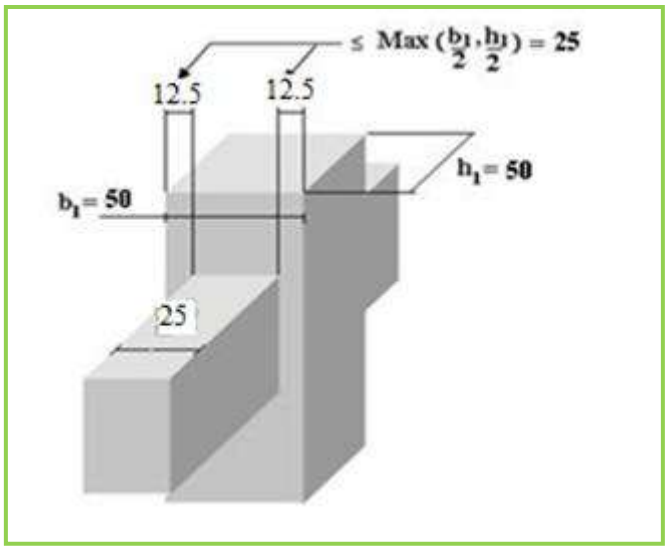


Figure II -9 : les poutres principales et les poutres secondaires

II.6.les voiles :

II .6.1. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisées en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étages h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

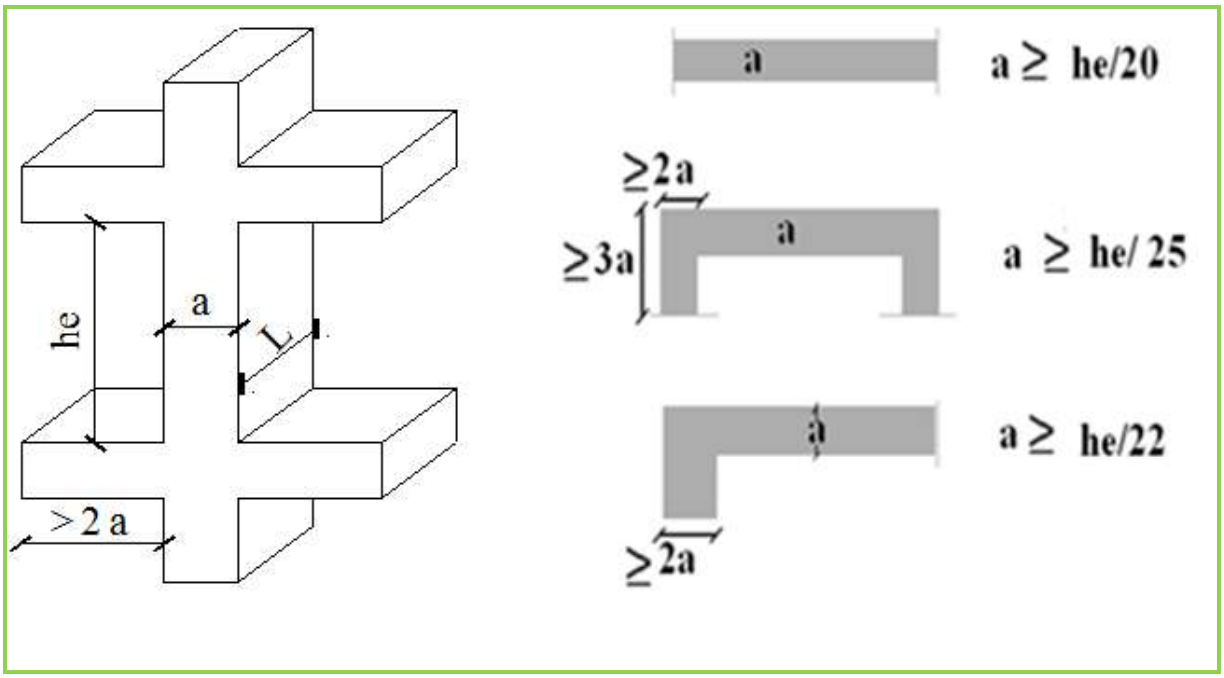


Figure II. 11 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche) [1]

Dans notre cas on a trois cas :

Tableau II -14 : dimensionnement des voiles

	h_e (cm)	$a_{\geq}$ max($h_e/22$,$h_e/25$,15 cm)	a (cm)
S.SOL	3.40	a≥ max (13.09, 11.52 ,15)	15
RDC	3.06	a≥ max (13.09, 11.52, 15)	15
L'ETAGE COURANT	3.06	a≥ max (13.09, 11.52, 15)	15

Remarque

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

Chapitre III :
calcul des élément secondaires

III .1. Introduction

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

• Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et à la Stabilité de l'ensemble en général.

• Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'acrotère

III. 2.1. Définition

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher-terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure ci-dessous :

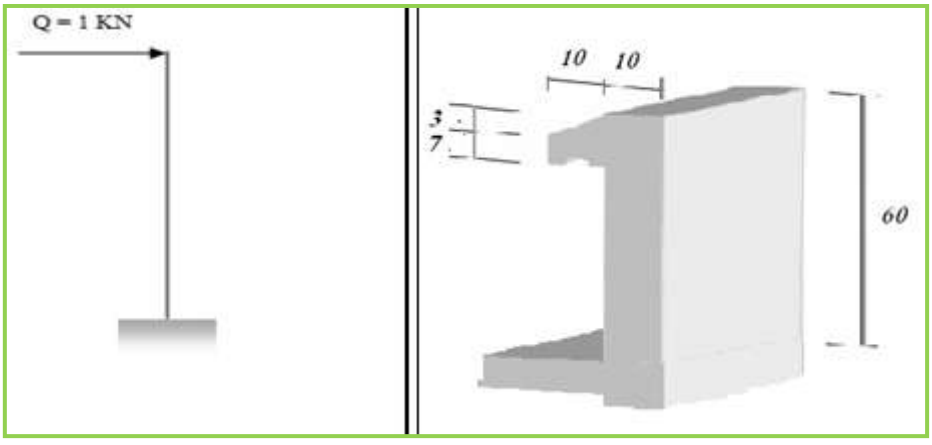


Figure III-1 :L'acrotère

III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III-1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	**[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*(0.1/2))]*25*1 = 1.712**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.2.3. Calcul des efforts a L'ELU et L'ELS

Tableau III-2: Les efforts a l'ELU et l'ELS

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.311	**G = 1.712**
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	**Q = 1**
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	**1,5 * Q * h =0.9**	**Q * h = 0.6**

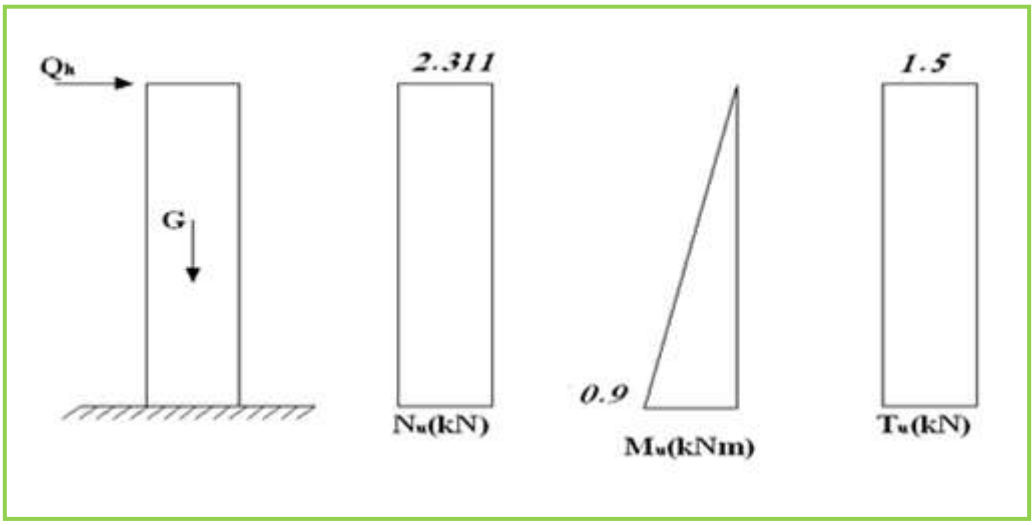


Figure III-2 : Diagrammes des efforts à l'ELU

III.2.4. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Avec : f_{c28} =25 MPa $\sigma_{s\ adm}$ =348 MPa

f_{t28} =2.1 MPa d=7.5 cm

f_e = 400 MPa h=10 cm,b =100 cm

f_{bc} =14.2 MPa c= c'=2.5 cm,

a-Vérification à l' E L U

❖ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.311} \Rightarrow e_0 = 38.94 \text{ cm}$$

On a : e_0= 38.94 cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcul la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment M, puis on déduit la section d'armatures réelle en flexion composée (on adopte un ferraillage symétrique)

❖ **Calcul du moment de flexion**

e : distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

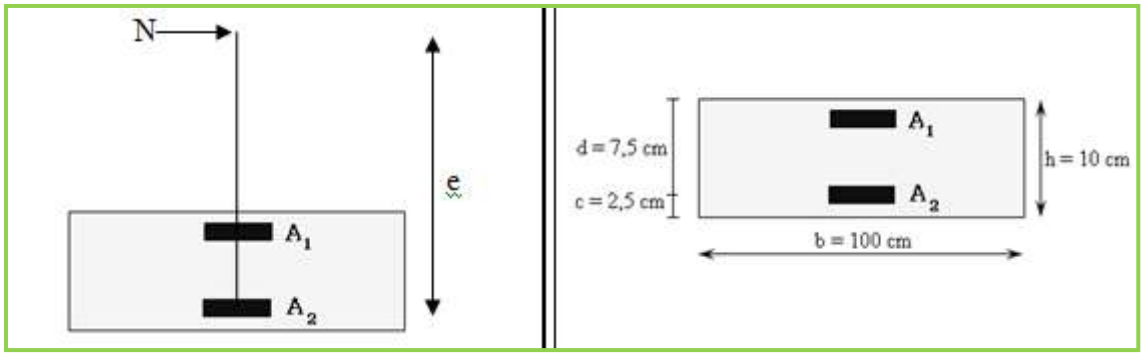


Figure III-3 : *Section de B.A à l'ELU*

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow$ e = 0.414 m

M1 = N * e $\Rightarrow$ M1 = 0.958 kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow$ A1 = 0,370 cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.303 cm²

Et : A' = A'$_1 \Rightarrow$ A' =0 cm²

Donc: $\begin{cases} \textbf{A = 0.303 cm²} \\ \textbf{A' =0 cm²} \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000}$ =1 cm²

Amin =1 cm²> A =0.302 cm² $\Rightarrow$ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

❖ **Armatures de répartition [1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : **Ar = 4 HA 8 =2.01 cm²**

❖ **Espacement [1]**

St= (100/4) =25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép= (60/4)=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

b- Vérification à l'E.L.S

Données: N_{ser} = 1.712 kN

M_{ser} = 0.6 kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.712} = 35.05cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 35.05cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M`_G}{N_{ser}} \leq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

$\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,677 cm.**

M'_G/N_{ser} = 60.125/1.712 = **51.301 cm**

Donc : $51.301 > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = 1,677 cm. **(c.v)**

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

Tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e_0 = -30.05cm < 0".

❖ **Application numérique**

$$\begin{cases} p = -2641.08cm^2 \\ q = +51719.75cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2641.08\,y_2 + 51719.75 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a*\cos(\frac{\varphi}{3}) = 32.06\,cm \\ a*\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -59.27\,cm \\ a*\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 27.21cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 32.06cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01cm \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66\,MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa \quad \text{avec : } \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = 38.62\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$.

- A: coefficient d'accélération, [groupe d'usage2, zone III]
- C_p: facteur de force horizontal, [R.P.A Tab. 6.1]
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.712 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.712 = 1.369\ KN$$

$$F_p = 1.369\ KN < T = 1.5\ KN \ldots\ldots\ldots (c.v)$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

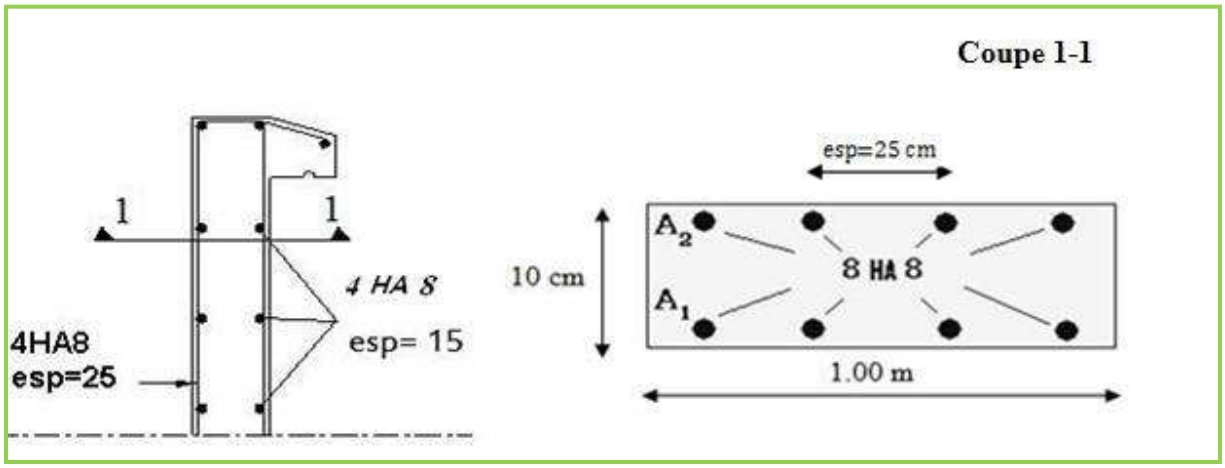


Figure III-4 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. Plancher à corps creux :

III.3.1. La dalle de compression [1] :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle, on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. Dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux poutrelles est donnée par :

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$ **[1]**

Avec :

- L : espacements entre axes des poutrelles (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At. : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux poutrelles est donnée par :

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux poutrelles. On choisit un treillis soudé TLE520 : de nuance Fe520 avec des armatures de Ø5, et un espacement 20cm x 20cm.

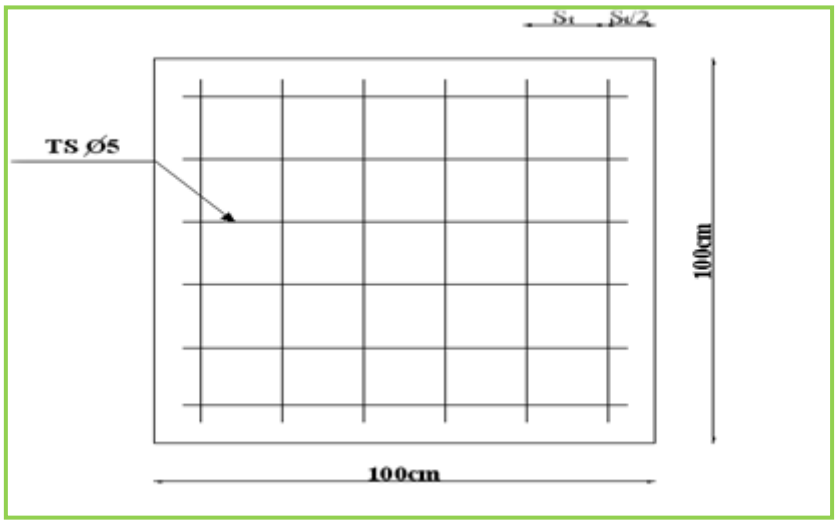


Figure III-5 : *disposition constructive des armatures de la table de compression*

III.3.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée,

III.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

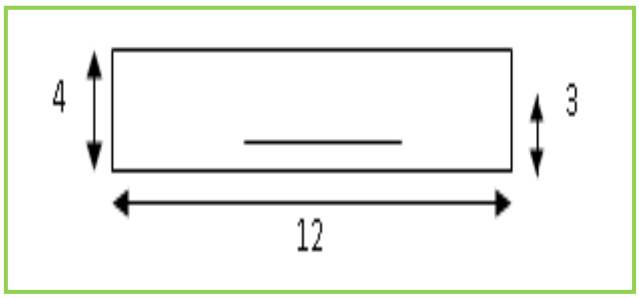


Figure III-6 : *dimensionnement de la poutrelle*

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

a-Première étape: Avant le coulage de la table de compression

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN ou (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

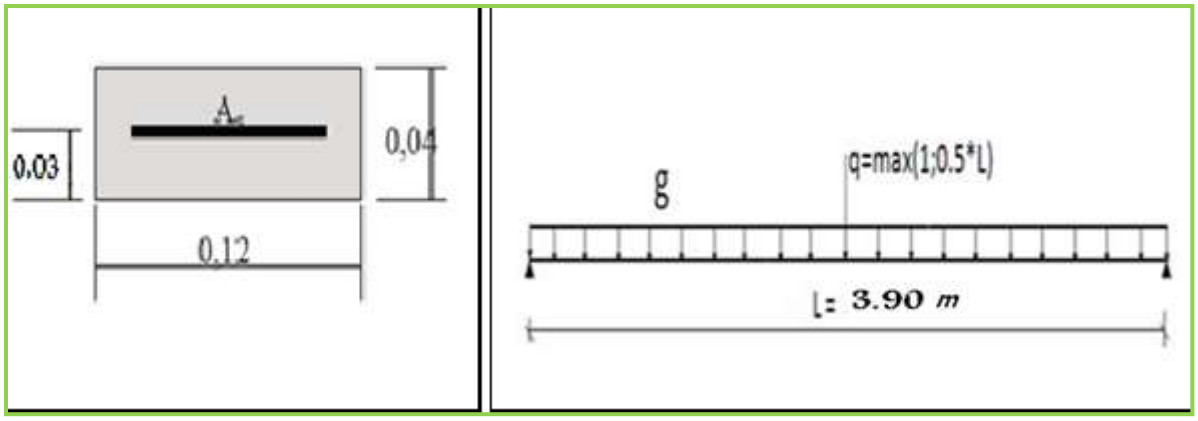


Figure III-7: *Schématisation de la poutrelle avant coulage*

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III-3 : *les charges de la poutrelle avant coulage*

La travée L (m)	**Q (kN)**	**G (kN/ml)**	
4.30	2.5	poids de poutrelle	**poids du corps creux**
		0.12*0.04*25 = 0.12	**0.65*1 = 0.65**
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne les résultats suivant :

Tableau III-4: *Calcul des moments*

$\mathbf{M_G(KN.m)}$	$\mathbf{M_Q(KN.m)}$	$\mathbf{M_U(KN.m)}$
$\frac{\mathbf{GL^2}}{\mathbf{8}} = \mathbf{1.77}$	$\frac{\mathbf{QL}}{\mathbf{4}} = \mathbf{2.68}$	$\mathbf{1.35M_G+1.5M_Q=6.40}$

$$\mu = \frac{M\mathrm{u}}{\bar{\sigma}\mathrm{b} * b * d^2} = \frac{6.40 * 10^6}{14.2 * 120 * 30^2} = 4.17 \gg \mu_l = 0.392$$

Cette valeur de μ=3.18 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

- **Calcul des étaiements :**

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "f_{limite}", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, si non on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention f<f_{limite} ;

$$f = f_Q + f_G$$

tq :

f_Q**:** Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier [Q = max (1 kN; 0.5L)] m

$$f_Q = \frac{P_Q . L^3}{48 . E . I}$$

f_G**:** Une flèche due à la charge répartie

$$f_G = \frac{5 . P_G . L^4}{384 . E . I}$$

Avec : P_G = poids propre de poutrelle + poids de corps creux

$$P_G = 0.12 + (0.2 \times 6 \times 0.65) = 0.9 kN/ml$$

Tableau III-5: *calcul des étaiements*

Nbr des étaiements	**L(m)**	P_G **(KN/ml)**	P_Q **(KN/ml)**	f_G	f_Q	$f(m)$	$\overline{f(m)}$	$f \leq \bar{f}$
1	1.95	0.9	1	0.82	0.75	1.57	0.84	NON
2	1.30		1	0.16	0.22	0.38	0.84	OUI

Alors a chaque distance (L=1.30 m) on pose un étaiement

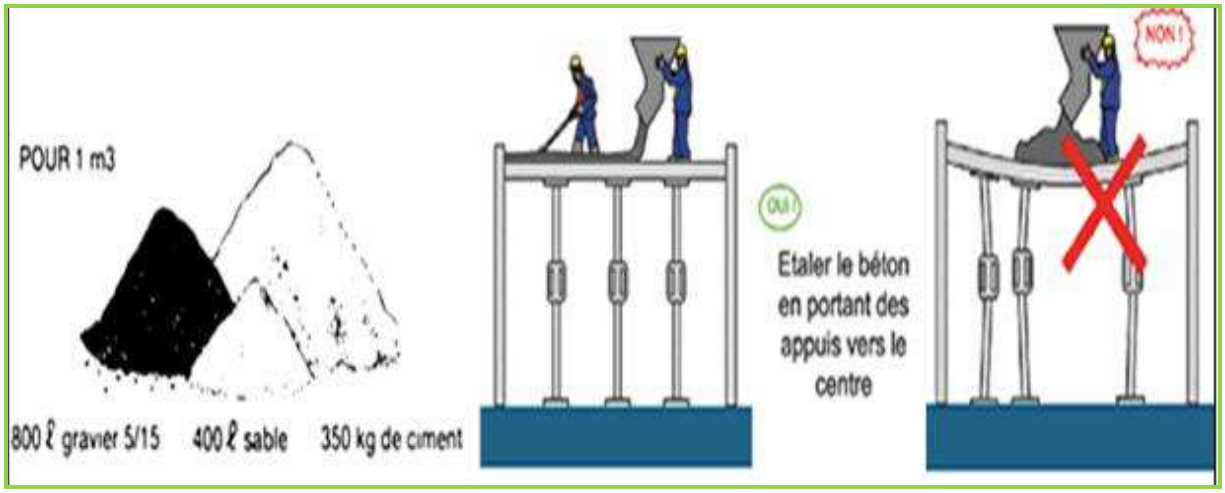


Figure III-8 : Choix de disposition des étaiements

b-après coulage

La poutrelle est considérée comme un+e poutre continue.

b-1.Méthodes de calcul

- **La méthode forfaitaire**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

1- $Q \leq MIN\begin{cases} 2.G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$ (c.v)

2- lesmoments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (c.v)

3-Les rapports entre les portée successives des travées doit rester doit compris entre (0.8) et (1.25) $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25)$ (c.n.v)

4-La fissuration doit être peu nuisible. (c.v)

Dans notre cas la troisième condition n'est pas vérifie donc cette méthode n'est pas applicable on utilise la méthode de Caquot

b-2. Exposé de la Méthode de CAQUOT

Tableau III-6: Méthode de CAQUOT

Moment isostatique Mo	$\mathbf{ql^2/8}$	
Moment en travée Mt	$\frac{ql^2}{8} - (\frac{Mw + Me}{2})$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$\mathbf{0.2M_0}$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)/(8.5(l_w' + l_e'))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	**L**
	Travée intermédiaire	**0.8l**
Effort tranchant T	Tw	$(\frac{ql}{2}) + (\frac{Mw - Me}{l})$
	Te	$-(\frac{ql}{2}) + (\frac{Mw - Me}{l})$

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me : moments sur appuis de gauche et droite en valeur absolue.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Tableau III-7: *Actions de calcul des poutrelles après coulage*

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	6.32x0.65=4.108	1x0.65=0.65	**6.520**	**4.758**
Plancher courant	5.97x0.65=3.880	1.5x0.65=0.975	**6.700**	**4.855**

c- Sollicitations de calcul

On a deux types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode Caquot:

➢ **Type1: poutrelle à trois travées**

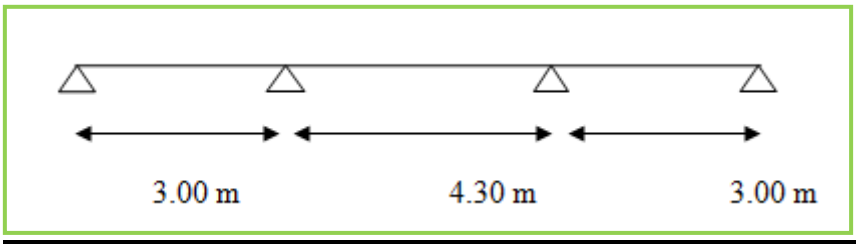


Figure III-9 : Poutrelle à trois travées

Plancher courant :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-8: *Différentes sollicitations dans les poutrelles à trois travées (ELU)*

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	7.53	2.64	1.50	8.28	7.79	-12.30
B-C	15.48	7.19	8.28	8.28	14.405	-14.405
C-D	7.53	2.64	8.28	1.50	12.30	-7.79

E.L.S

Tableau III-9 : différent sollicitations dans les poutrelles à trois travées (ELS)

TRAVEE	M0(KN m)	Mt(KN m)	Mw(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	5.46	1.91	1.09	6.00	8.62	-11.88
B-C	11.22	5.21	6.00	6.00	14.405	-14.405
C-D	5.46	1.91	6.00	1.09	11.88	-8.62

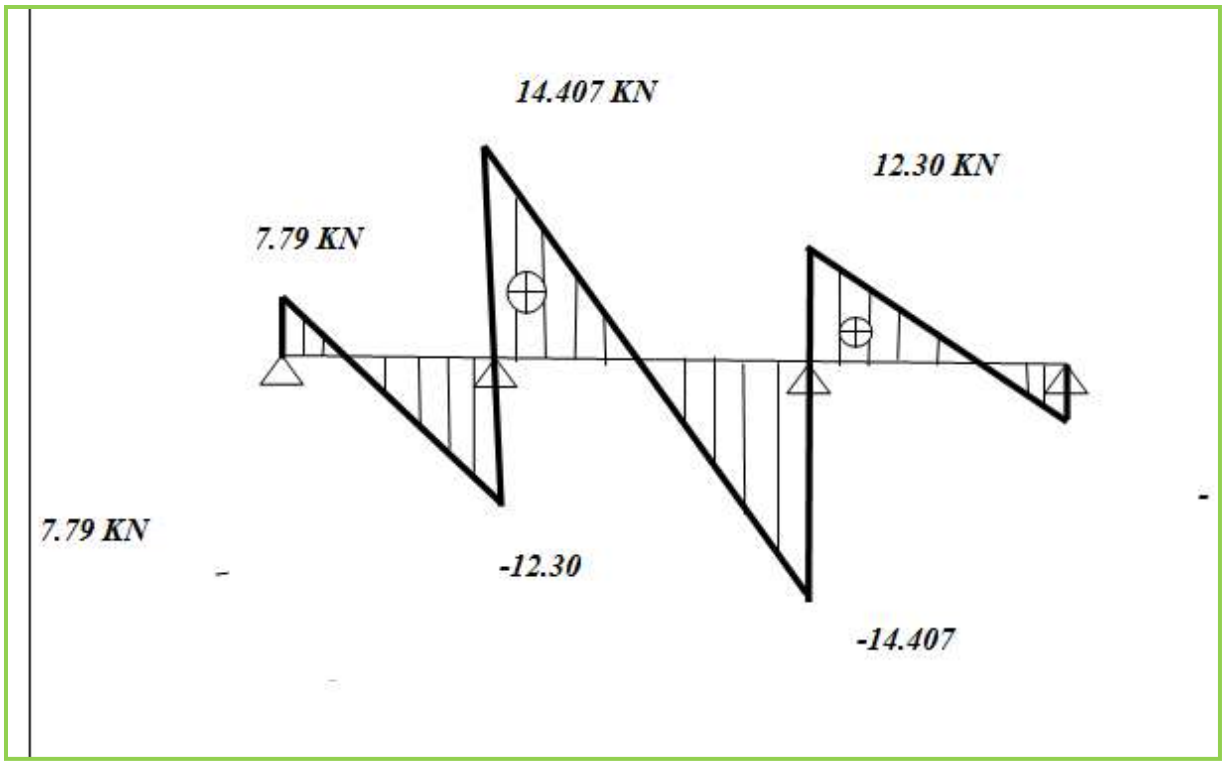


Figure III-10 : *Diagramme de l'effort tranchant de trois travées (ELU)*

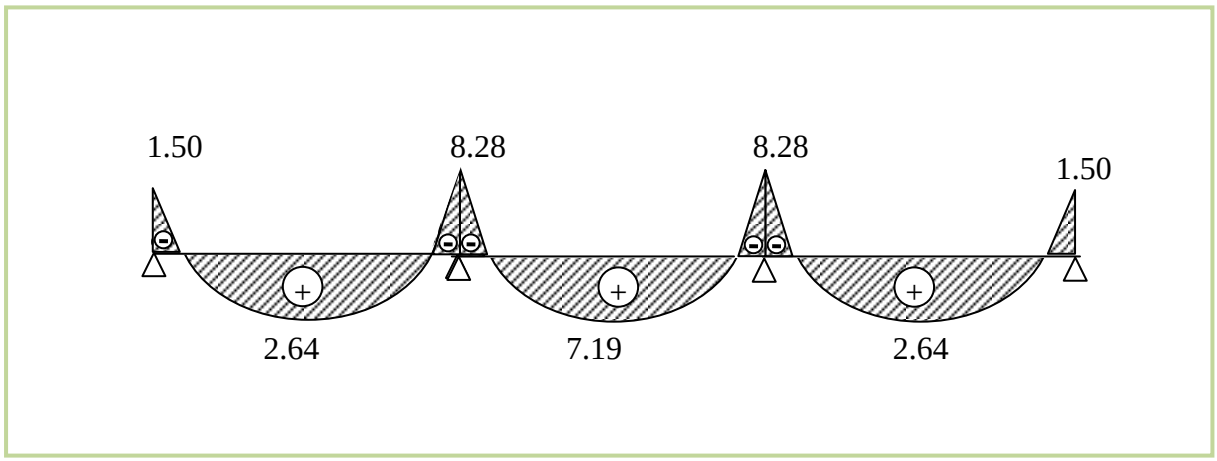


Figure III-11 : *Diagramme des moments de trois travées (ELU)*

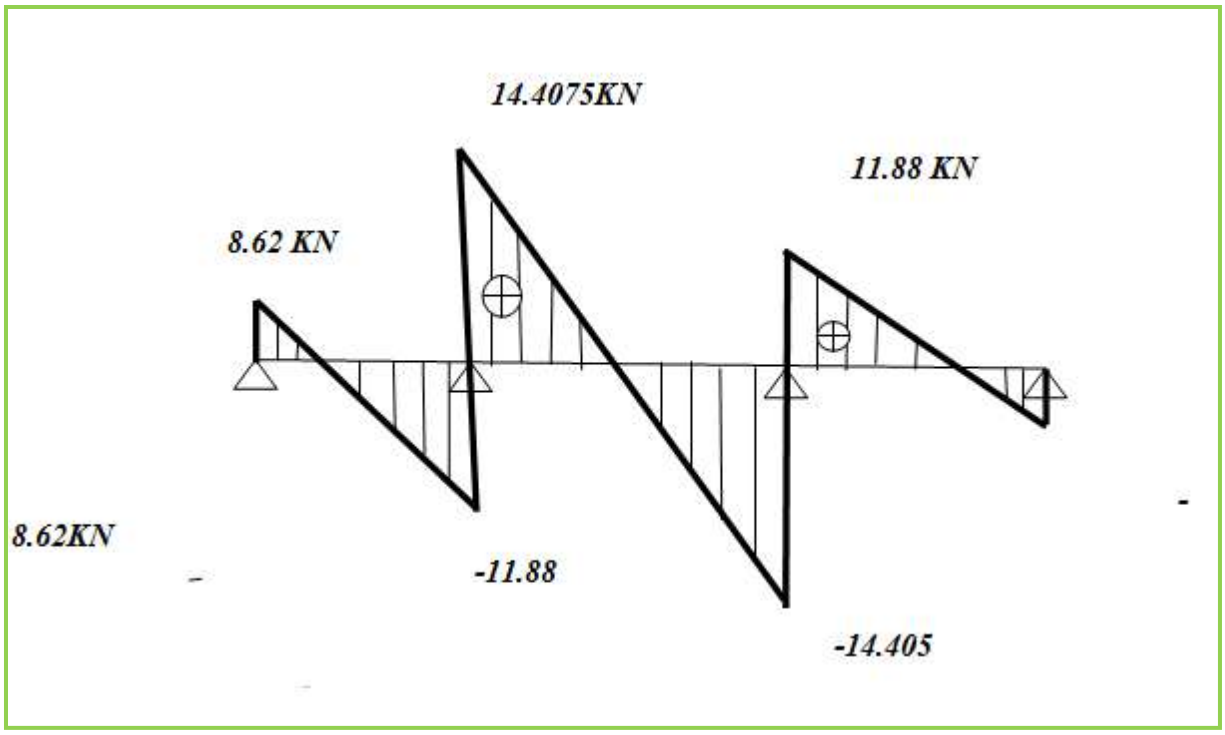


Figure III-12 : *Diagramme de l'effort tranchant trois travées (ELS)*

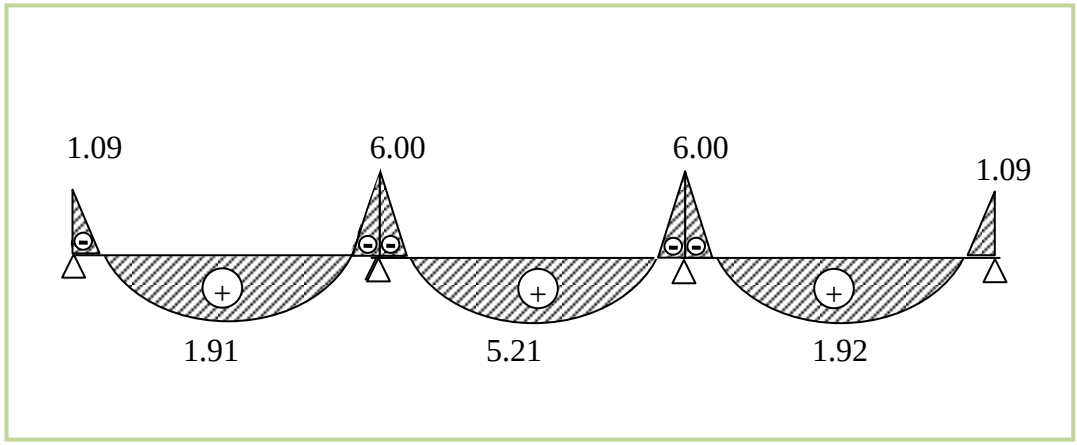


Figure III-13 : *Diagramme des moments de trois travées (ELS)*

III.3.2.2. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III-10: *Récapitulations des efforts*

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	**Mt ser (kN.m)**
Sollicitations	**8.28**	**7.19**	**14.405**	**6.00**	**5.21**

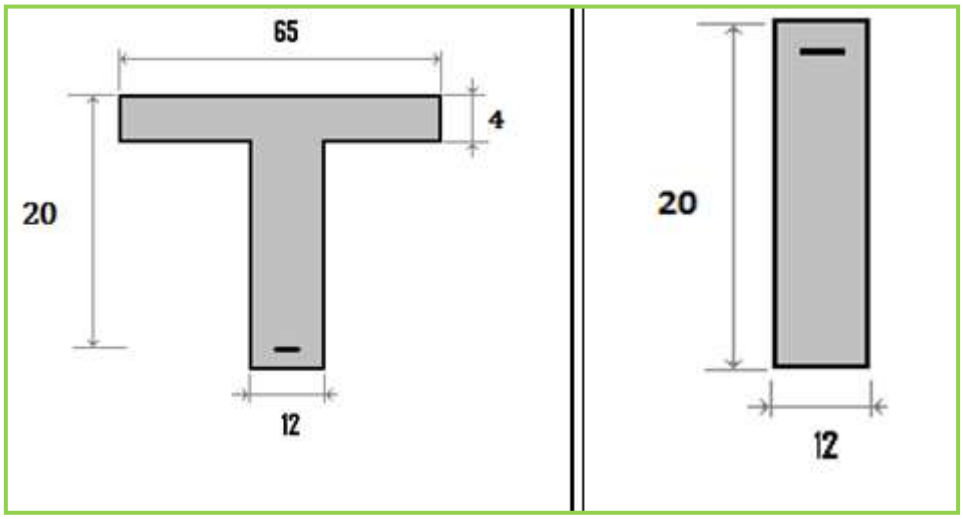


Figure III- 14 : *les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée* ***(À gauche), en appui (à droite)***

III.3.2.3. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III-11 : *calcul des armatures*

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M_u (kN.m)	7.19	8.19
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =29.536 $M_0>M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.319	0.178
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.800	0.901
	A (cm²)	4.49	2.23
	Le choix	3HA16= 6.03 cm²	2HA12= 2.26cm²
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	5.21	6
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	4.38	6.24
	I_G (**cm⁴**)	10287.62	13406.66
	K (N/**cm³**)	37.39	67.72
	σb (Mpa)	1.63	3.38
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont les suivantes :

Tableau III-12 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA16	**Aa=2HA16**

- **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Escapement S_t:**

$$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases} = (15.75;40\ cm)$$

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;10;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre;

n_t: nombre des barres a_t=0.19 cm² et n_t=2 ➔ $A_t=a_t\,n_t$=0.38 cm².

Tableau III-13: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ5	**15cm**

III.3.2.4. Vérification au cisaillement : [1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{15.45*10^3}{120*230} = 0.55\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33$ Mpa

- **Vérification de compression dans la bielle de béton**

$$V_U \leq 0.4\frac{a*b_0*f_{C28}}{1.5}$$

Avec : $a = \text{Min}[b-c-2; 0.9d] = \text{Min}[65-2.5-2; 0.9\times17.5] = 15.75$ cm

Vu =15.45 KN < $0.4\ \frac{25\ x\ 120x\ 157.5}{1.5}$ = 126 KN **(c.v)**

- **Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis**

$$\sigma_m = \frac{2Vu}{a*b_0} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\frac{2*15.45*10^3}{157.5x120} = 1.63\ Mpa \leq 1.3\ \frac{25}{1.5} = 21.67Mpa$**(c.v)**

$A \geq \frac{\gamma_s * V_U}{Fe}$ => cm² A= 1.17 cm² Donc : $\frac{\mathbf{1x15.45}}{\mathbf{400}} = 0.03$**(C.V)**

- **Vérifications nécessaires [1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4$MPa. $\Rightarrow \frac{39\times400}{120\times150} = 0.86$ MPa≥0.4 MPa **(C.V)**

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.03Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0022 > 0.0022$ **(C.V)**

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.3.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-14 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**$\rho \leq 3.6/fe$**
h/ L = 0.20 / 430= 0.0004 **Mt/(15 Mo)=7.19/(15*)=**	**ρ=A/(bo*d)=1.17/(12*18)=0.0054** **3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009**
Condition vérifiée	**Condition non vérifiée**

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.3.2.6. Évaluation détaillée de la flèche [1]

Il faut avoir : □ ft ≤ fLimite = $\bar{f}$ avec

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$$

F_{limite}= L/500 = 430/500 = 0.86 m

M_{SER}= 5.21KN.m

□ □ □ $\frac{A}{b_0.d}$ =1.17/ 12 x 18 ⇒ 0.0054

β_1=0.890

$\delta_{ser} = \frac{M_{SER}}{\beta_1 * d * A} = \frac{5.21 * 10^6}{0.890 * 180 * 117}$ = 277.96MPA

$\lambda_i = \frac{0.05 . f_{t28}}{\left(2+3 . \frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{0.05 . 2,1}{0.0054\,(2+3.\frac{12}{65})}$ = 7.66

$\lambda_{v=} (\frac{2}{5}) . \lambda_i$ = 3.064

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot .2.1}{4.\rho.\sigma_s + 2.1} = 0.45$, $y = \frac{\frac{b0_h{}^2}{2} + \frac{(b-b_0).h^2}{2} + 15.A.d}{b_0 .h + (b-b_0).h_0 + 15.A} = 6.03\text{cm}$

Moment d'inertie de la section totale :

$I = \frac{b_0}{3}[y^3 + (h-y)^3] + \frac{b-b_0).h^3}{12} + h_0(b-b_0)\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15A(y-d)^2$

$= 12711.06cm^4$

$I_{fl} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} = 3144.17cm^4$

$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} = 5877.82\ cm$

$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2$ MPA

$E_v = (1/3)E_i = 10721.398$ MPA

$f_i = \frac{M_{ser} .L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 9.52$ mm

$f_v = \frac{M_{ser} .L^2}{10.E_V.I_{fv}} = 15.28$ mm

$\Delta f_t = f_v - f_i = = 6.03$mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite}$

Avec $f_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6$ mm

Donc : $\Delta f_t = 6.03 \leq f_{limite} = 8.6$ (c.v)

Tableau III-15 : *Vérification détaillée de la flèche des poutrelles*

M(kN.m)	A(cm2)	y (cm)	P%	ß1	σs(MPa)	μ	Λi	λv
5.21	1.17	6.03	0.54	0.890	277.96	0.45	7.66	3.064
I (cm4)	I*f*i (cm4)	I*f*v (cm4)	L(m)	fi(mm)	fv(mm)	Δf(mm)	fadm(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
12711.06	3144.17	5877.82	4.30	9.52	15.28	6.03	8.6	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

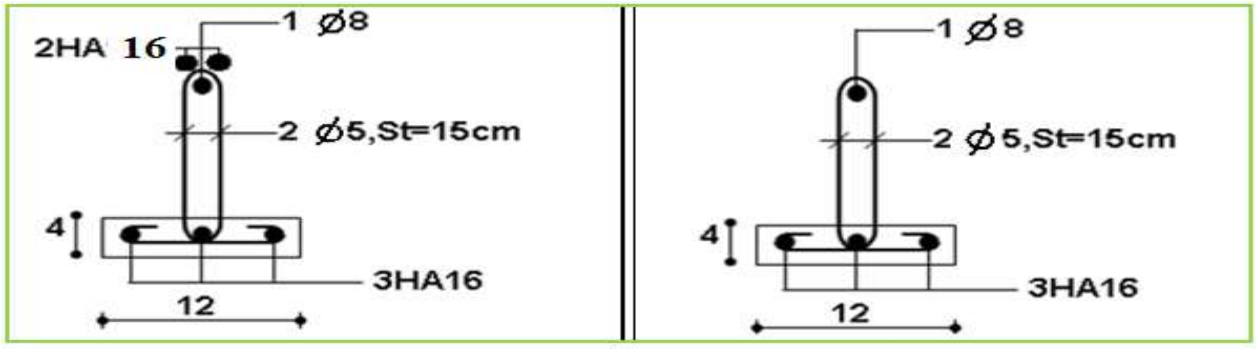


Figure III-15: *Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)*

III.4. Escalier :

III.4.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, il sert donc à monter et descendre. La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.4.2. Terminologie :

Un escalier se compose d'un :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égale et située entre deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **Là-contre, marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La ligne de foulée :**

C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

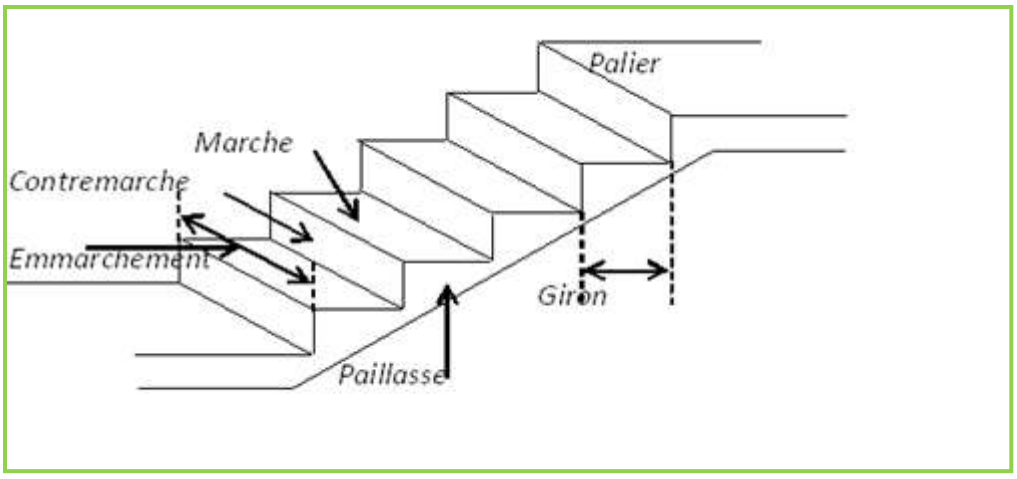


Figure III -16 : Représentation d'un escalier

III.4.3. Escalier à deux volées :

❖ **première volée :**

1-Pré dimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement La formule de BLONDEL: $60 \leq g + 2h \leq 64$
Il porte un palier et une paillasse.

n: nombre de contres marches.

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 170cm
- Largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de là-contre marche : h = 17cm

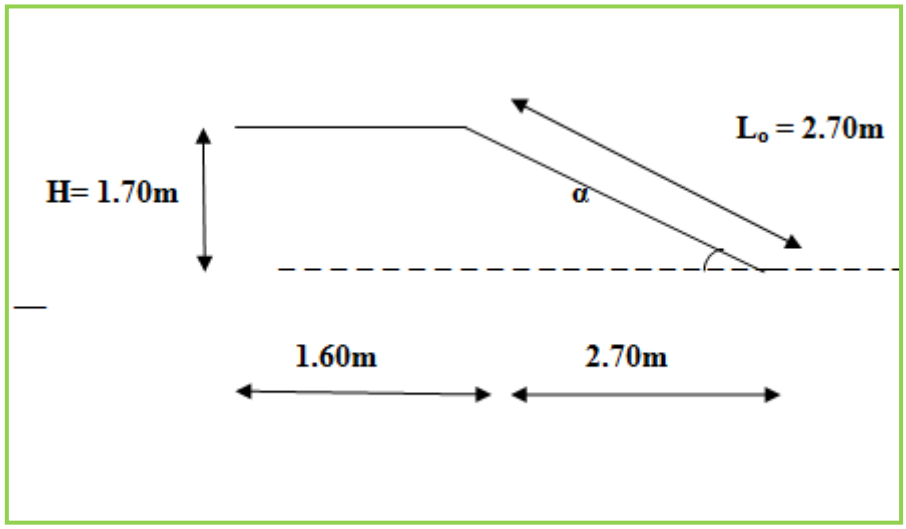


Figure III-17 : Dimensions de l'escalier

2-Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

tg α = H / L = 1.70/1.60 = 1.06

donc : α =33.69°

$L_0 = \sqrt{2.55^2 + 1.70^2} = 3.06m$

l =3.95m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 11.28 \le e \le 13.16$ On adopte: e = 15cm

3-Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (pallier) :**

Tableau III-16: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	**0.44**
2	Lit de sable	0.03	18	**0.54**
3	Mortier de pose	0.02	20	**0.40**
4	Poids propre du palier	0.15	25	**3.75**
5	Enduit ciment	0.02	18	**0.36**
			G	**5.49**

- **Charges permanentes (paillasse) :**

Tableau III-17 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.50
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.365**

- **Charge d'exploitation :** $Q = 2.5KN/m^2$

4-Détermination des efforts :

Al'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III-18 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	**8.365**	**2.5**	**15.04**	**10.865**

Diagramme des efforts internes :

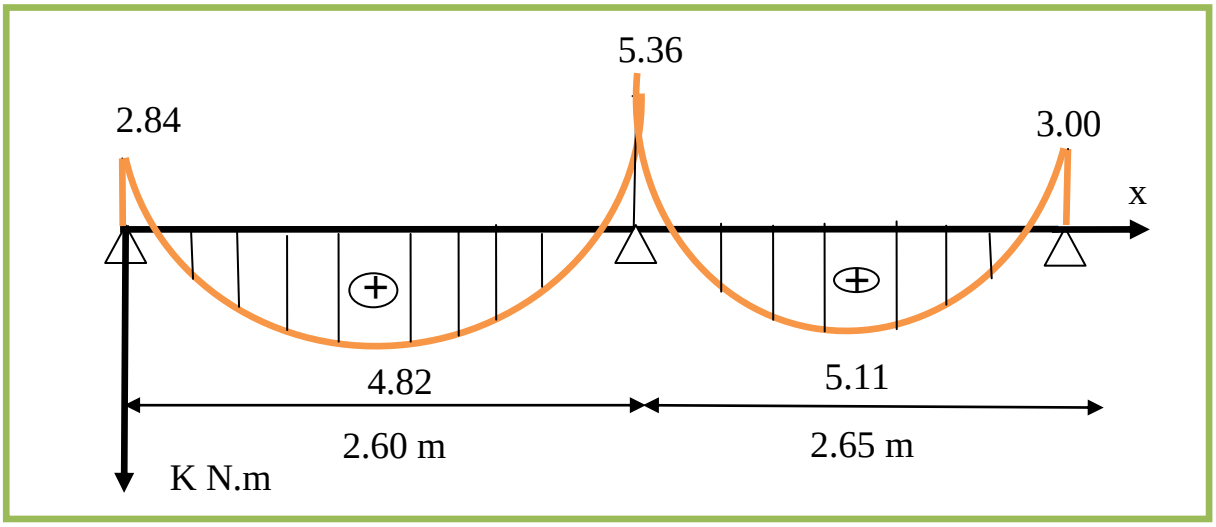


Fig. III.5 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU

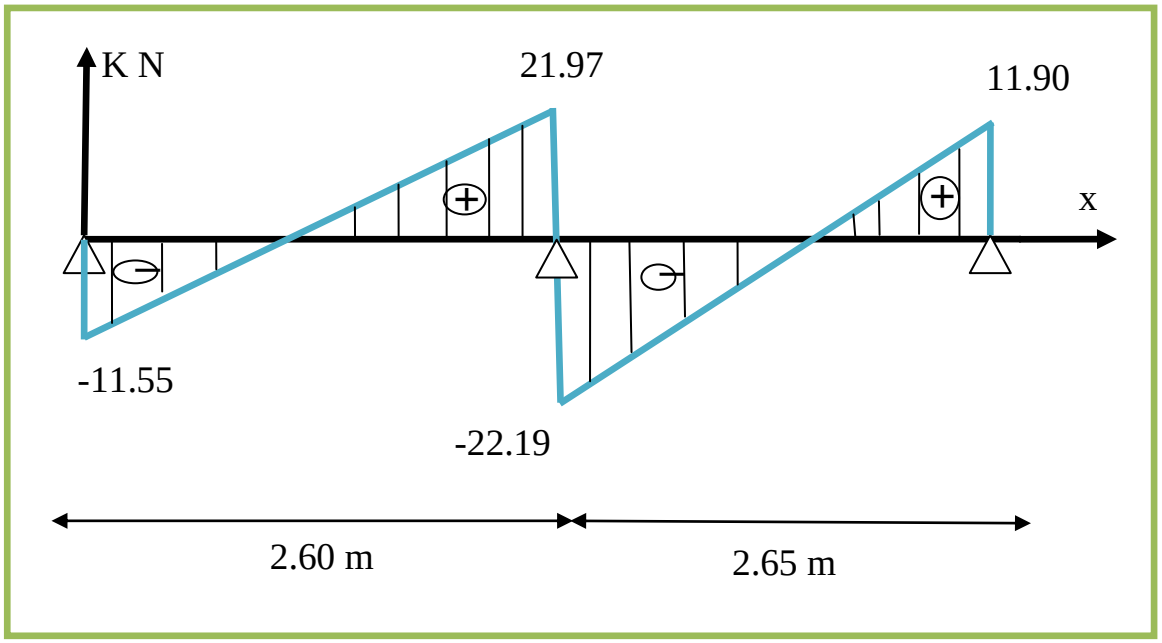


Fig.III.6. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

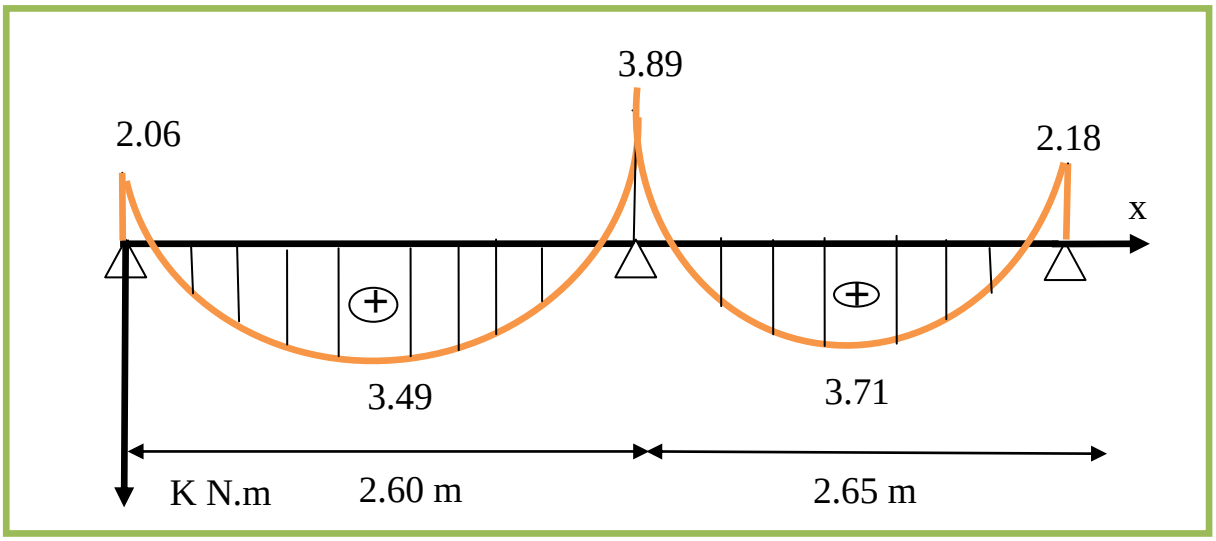


Fig. III.7 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS

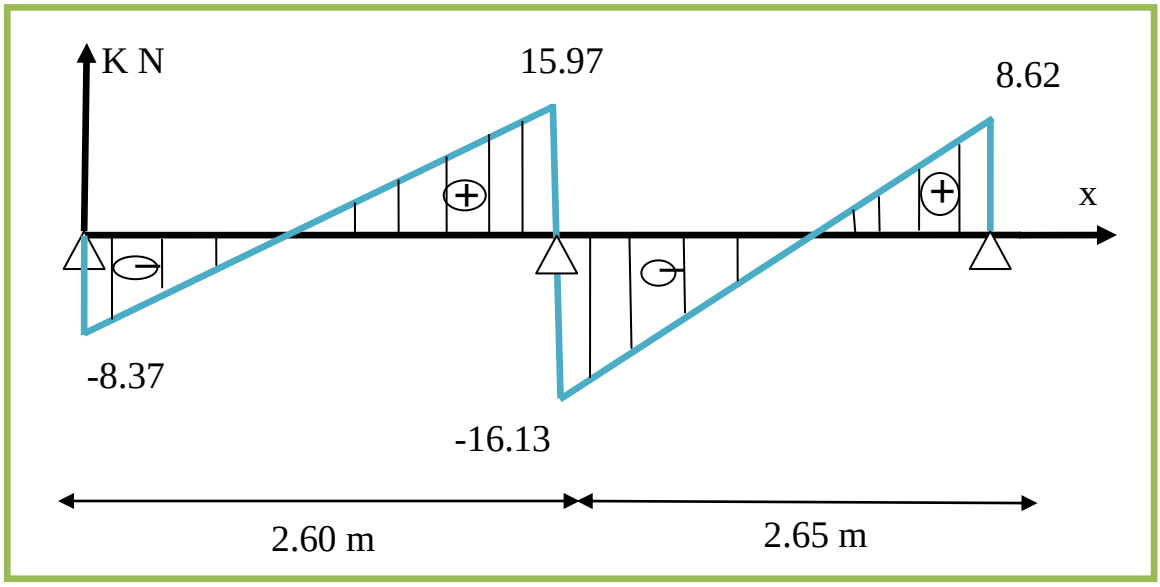


Fig.III.8. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

Récapitulation :

M_t=0.85M_{max} M_a=0.5M_{max}

Tableau III.5 : Récapitulation des résultats.

	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)
ELU	**5.11**	**5.36**	**22.19**
ELS	**3.71**	**3.89**	**16.13**

5- Calcul de ferraillage :

♦ Armature longitudinale :

Tableau III-19 : calcule de l'armature longitudinale

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	23.84	14.02
	μ	0.968	0.122
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.968	0.935
	A (cm^2)	4.14	8.58
	Le choix	4Φ12 = 4.52cm^2	6Φ14 = 9.23cm^2
	B/1000	1.5	1.5
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	10.44	6.11
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	5.44	5.14
	I_G (cm^4)	15833.45	14277.06
	K (N/cm^3)	0.065	0.042
	σb (Mpa)	3.58	2.202
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	OUI	OUI

- **Les armatures de répartitions**

Tableau III-20 : Les armatures de répartitions :

	A_x(cm²)	On adopte
En traveé	A/4 = 1.13 cm²	3HA8 =1.50cm²
En appuis	A/4 = 2.30 cm²	3HA10=2.35cm²

6- les vérifications nécessaires :

a. Calcul de L'espacement :

➢ **pour les armatures longitudinales**

- **En travée**

St =100/5 =20cm on prend : St =20 cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [3.h ,33cm] =33 cm

L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

- **Aux appuis**

St =100/4 =25cm on prend St =25 cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [3.h ,33cm]=33cm

L'espacement minimal : S p min =2.5 cm

➢ **pour l'armature de répartition :**

- **En travée**

St =100/3 =33.33 cm on prend St =25 cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [4.h ,45cm] =45 cm

L'espacement minimal :S p min =2.5 cm

- **Aux appuis**

St =100/3 =33.33 cm on prend: St =25 cm

L'espacement maximal : S p max ≤ Min [4.h ,45cm] =45 cm

L'espacement minimal : S p min =2.5 cm

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$\overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right\} = 3{,}33\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{28.73.10^3}{1000.130} = 0{,}22\,MPa < \overline{\tau_u} \quad c'est\ vérifiée$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement, mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

c. Vérifications préliminaires de la flèche [1]

Tableau III-21 : vérifications préliminaires de la flèche

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	**$\rho \leq$ 2/fe**
h/ L = 15 / 3.90 = 0.038≥ **Mt/(20 Mo)=10.44/(20*19.79)=0.042**	**ρ=A/(bo*d)=6.16/(100*13)=0.0047** **2/ fe = 2 / 400 = 0.005**
Condition non vérifiée	**Condition vérifiée**

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

d. Vérification de la flèche :

L'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues est prise en compte en substituant au moment

d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène (avec n = 15) un moment fictif I_f.

Les règles BAEL donnant les formules empiriques suivantes :

$$I_f = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda\mu}$$

Avec :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05.F_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho}$$: pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$: pour les déformations de longue durée.

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$$

Avec :

f_{t28} résistance caractéristique du béton à la traction.

$б_s$ contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

b_0 largeur de nervure.

b largeur de la table de compression.

ρ rapport $A/b_0 d$.

Les courbures sont définies par :

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M_{ser}}{E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad \frac{1}{r_v} = \frac{M_{ser}}{E_v I_{fv}}$$

I_{fi} et I_{fv} (m^4) moments d'inertie correspondant respectivement à λ_i et λ_v.

E_i et E_v (MPa) module de déformation longitudinale correspondants ($E_v = E_i / 3$).

M_{ser} (MN.m) moment fléchissant dans la section considérée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, les flèches f_i et f_v peuvent, de manière approchée, être prises :

a) pour les poutres simplement appuyées ou continues et les bandes de dalles continues ou non, portant dans le sens de la petite potée, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec L portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée.

M_{ser} moment fléchissant maximale dans cette travée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagée.

b) pour les consoles, à leur extrémité, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{4E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{4E_v I_{fv}}$$

Pour déterminer la part de la flèche totale la quantité :

$\Delta f_t = f_v - f_i$ Représente la **flèche nuisible**, à comparer aux limites admissibles.

Valeurs limites des flèches :

En principe les valeurs limites sont liées aux conditions spécifiques d'exploitation des ouvrages et sont fixées par des textes particulaires.

- pour des **éléments supports reposant sur deux appuis**, les valeurs :

$\frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$0{,}5\,\text{cm} + \frac{L}{1000}$ Si $l > 5$m.

- et pour les **éléments supports en console**, la valeur :

$\frac{L}{250}$ Si $L \leq 2$ m. avec L portée de la consol e.

e- Calcul de flèche :

L/500= 3.90/500 = 0.78 m

Tableau III-22 : vérifications de la flèche

A (cm²)	M(KN.m)	ρ%	σs(MP)	M	Y (cm)	I_0 (cm4)
6.16	10.44	0.47	145.55	0.25	9.15	34595.41
I*fi*(cm4)	I*f*v (cm4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF(mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F \leq F_{adm}$
38054.95	38054.95	1.29	3.89	2.6	7.8	Cv

Tableau III-23 : La Récapitulation des escaliers

Les étages	Epaisseur (cm)		A (cm²)		Esp (cm)		A rép (cm²)		Esp (cm)	
	Volée	Palier	travée	Appuis	Travée	appuis	travée	Appuis	travée	appuis
s-sol	15	15	4HA12	6HA14	20	25	3HA8	3HA10	25	25
RDC	15	15	4HA12	6HA14	20	25	3HA8	3HA10	25	25
Etage courant	15	15	4HA12	6HA14	20	25	3HA8	3HA10	25	25

7. Calcule de la poutre palière :

La longueur de la poutre: L = 3.90m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ 26 cm ≤ h ≤ 39 cm

$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$ $b \geq \frac{h}{4} = 8.75$

Donc on à une poutre de dimensions (b x h) = (30 x 35) cm².

Vérification des prescriptions du RPA 99: [3]

b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 35 cm ≥ 30 cm(C.V)

h/b 1.16 < 4 (C.V)

8. Charges et surcharges:

Les réactions d'appuis de l'escaler (au niveau de la poutre palière):

E.L.U: R = 23.84 KN

E.L.S: R = 10.44 KN

Poids propre de la poutre: 25 x 0.3 x 0.35 = 2.625KN/ml.

Pu = 1,35 (2,25) + 23.84 =KN/ml.

Pser =2,25+10.44 = KN/ml.

III.5.Plancher à dalles pleines :

III.5. 1 Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.5. 2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

***Théorie :** La théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport à la déformation plastique.

L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes :

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de dalle, des conditions d'appuis, et de chargement.

2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans le cas des dalles complexes.

***Hypothèse de calcul :**

1) Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides qui sont supposées restées planes après la déformation.
2) Les lignes de ruptures sont des lignes droites.
3) Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

***Principe de calcul :**

Le principe de calcul des lignes de rupture est basé sur le principe de travail virtuel qui consiste à équilibrer le travail externe par le travail interne.

a) Travail externe :

$T_{ext}=\sum PV$

Avec :
P : charge uniformément répartie.
V : volume déplacé (entre l'état initial et après déformation de la région rigide).

b) Travail interne :

Le travail interne d'une ligne de rupture de longueur « L » est égale à :

$T_{int}=\sum Mi\ L_i\ \theta_i$

Avec :

M_i : moment plastique nominal par unité de longueur.

L_i : la projection de la ligne de rupture sur un axe.

θ_i: la rotation de la ligne de rupture.

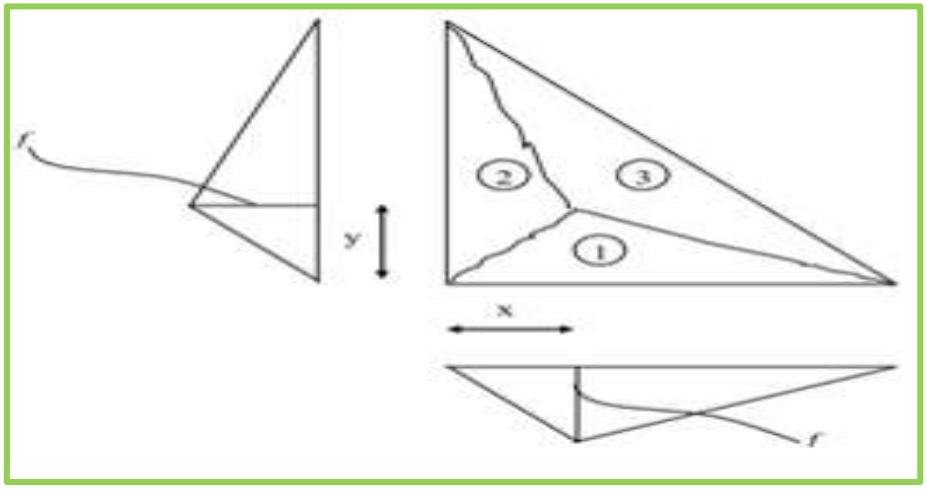


Figure.III.20 : *Déplacement des zones.*

III.5. 3.1. Calcul des dalles triangulaires :

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

Application :

Lx = 1.62 m ; ly = 1.62 m ; l = 2.29 cm .

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G = 7.55 KN/m² Pu = 11.69 KN/m²

Q = 1 KN/m² Ps = 8.55 KN/m²

Plancher courant :

G = 6.95 K N/m² Pu = 13.13 KN/m²

Q = 2.5 KN/m² Ps = 9.45 KN/m²

On choisi la sollicitation la plus défavorable :

Pu = 13.13KN/m²

Pser = 9.45KN/m²

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

Tint = Text

a. travaille externe :

T_{ext} (1)= $p_u \frac{ly*y}{2} \frac{f}{3}$

T_{ext} (2)= $p_u \frac{lx*x}{2} \frac{f}{3}$

T_{ext} (3)= p_u*S-$\frac{ly*y}{2}$-$\frac{lx*x}{2} \frac{f}{3}$

Donc : $T_{ext} = \sum T_{ext\,(i)} = p_u * S * f/3$

Alors:

$T_{ext} = p_u \frac{lx.ly}{2} \frac{f}{3}$

$T_{ext} = 0.43\ p_u.f$

b. Travail interne :

Tint = Tint (+) + Tint (-)

Tint (1) = M*L_x*$\frac{f}{y}$+ 0.5M*L_x*$\frac{f}{y}$ = 1.5M$L_x\frac{f}{y}$

Tint (3)= 1.5Mf [$\frac{1}{Lx-2x} + \frac{1}{Ly-2y}$]

Tint = $\sum$ Tint(i) =1.5Mf [$\frac{Lx}{y} + \frac{Ly}{x} + \frac{L}{2}\left(\frac{1}{Lx-2x} + \frac{1}{Ly-2y}\right)$]

Alors : Tint = Text nous donne :

M= 0.43q_u/1.5 [$\frac{Lx}{y} + \frac{Ly}{x} + \frac{L}{2}\left(\frac{1}{Lx-2x} + \frac{1}{Ly-2y}\right)$]

Pu = f (x, y) $\frac{dp}{dx} = 0$

$\frac{dp}{dy} = 0$

Après le calcul on trouve :

X = 0.15m

Y = 1.09m

Alors :

M_u= 1.14 KN.m

M_{ser}= 0.82 KN.m

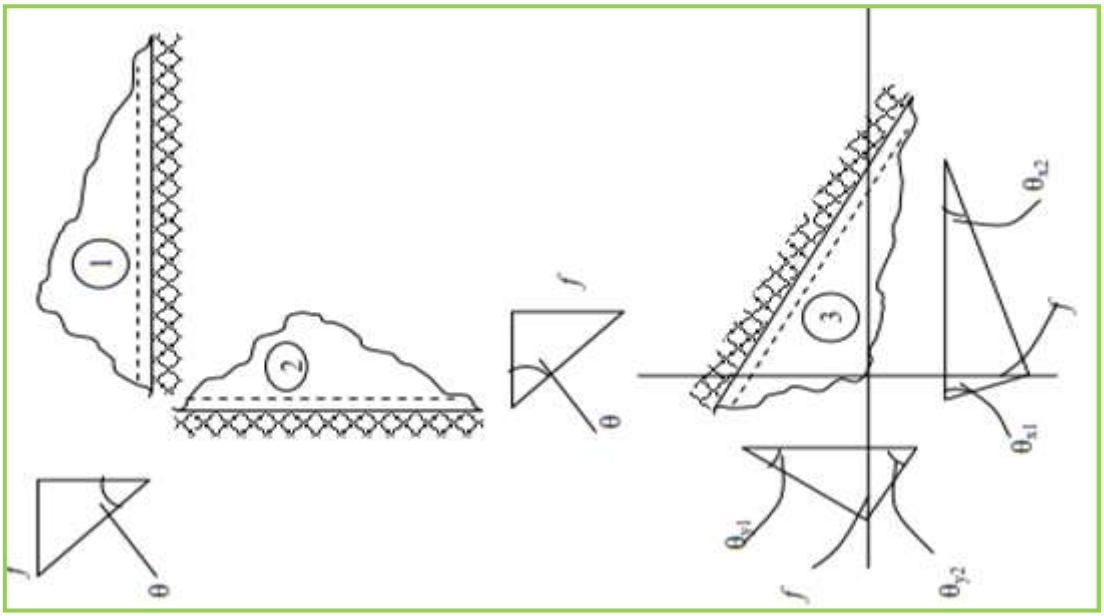


Figure. III.21: Efforts dans la dalle.

Tableau III-24 : Calcule du moment

	M_U(KN.m)	**M_{SER}(KN.m)**
En travée	1.14	0.82
Aux appuis	0.57	0.41

c) Calcul du ferraillage :

Tableau III-25 : calcul du ferraillage

f_{c28}	**25 MPa**	h	**15 cm**
f_{t28}	2,1 MPa	d_x, d_y	**12.5cm, 12.5cm**
f_e	400 MPa	**c**	**2.5 cm**
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	**c'**	**2.5 cm**
$\sigma_{s\ adm}$	**348 MPa**	b	**100 cm**

On a $\frac{lx}{ly}=\frac{1.62}{1.62}=1>0.4$ donc la dalle travaille suivant deux directions

Hauteurs utiles: Tel que: $\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A=\frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III-26 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		Mu(kN.m)	M	B	A(cm²)	Amin(cm²)	A choisi	A final (cm²)
Suivant (x)	En travée	1.14	0.200	0.887	0.29	2.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	0.57	0.104	0.945	0.13	2.5	4HA10	3.14
Suivant (y)	En travée	1.14	0.200	0.887	0.29	2.5	4HA10	3.14
	Aux appuis	0.57	0.104	0.945	0.13	2.5	4HA10	3.14

d) la vérification nécessaire

- **Vérification de l'espacement:**

$S_{T1}\leq$ Min { 3h=45cm ; 33cm }

$S_t=\frac{100}{4}=25cm<33cm$……(CV)

- **Vérification de l'ELS :**

Tableau III-27 : vérification a ELS

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	**Ma**	**Mt**	**Ma**
Mser (kN.m)	0.82	0.41	0.82	0.41
$\overline{\sigma_b}$**(MPa)**	15			
y1 (cm)	3.49	3.49	3.49	3.49
IG (cm^4)	6921	6921	6921	6921
K (N/cm^3)	24.13	12.06	24.13	12.06
σb (MPa)	0.84	0.42	0.84	0.42
σb ≤σ badm	**Oui**		**Oui**	

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III-28 : vérification de l'effort tranchant

	Suivant X	Suivant Y
V(KN)	$\frac{p * l_x * l_y}{2 * l_x + l_y} = \frac{9.45 * 1.62 * 1.62}{2 * 1.62 + 1.62} = 6.72$	$\frac{p * l_x * l_y}{3 * l_y} = \frac{9.45 * 1.62 * 1.62}{3 * 1.62} = 5.103$
$\tau_{u(MPa)}$	0.05	0.03
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires

- **Vérification de la flèche préliminaire :**

Tableau III-29 : vérification de la flèche préliminaire

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	$\rho \leq 2/fe$
h/ L = 0.15 / 1.62= 0.09 Mt/ (20 Mo)=0.04	ρ=A/(bo*d)=3.14/(100*12.5)=0.0025 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Chapitre IV:
Etude dynamique

IV.1.Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

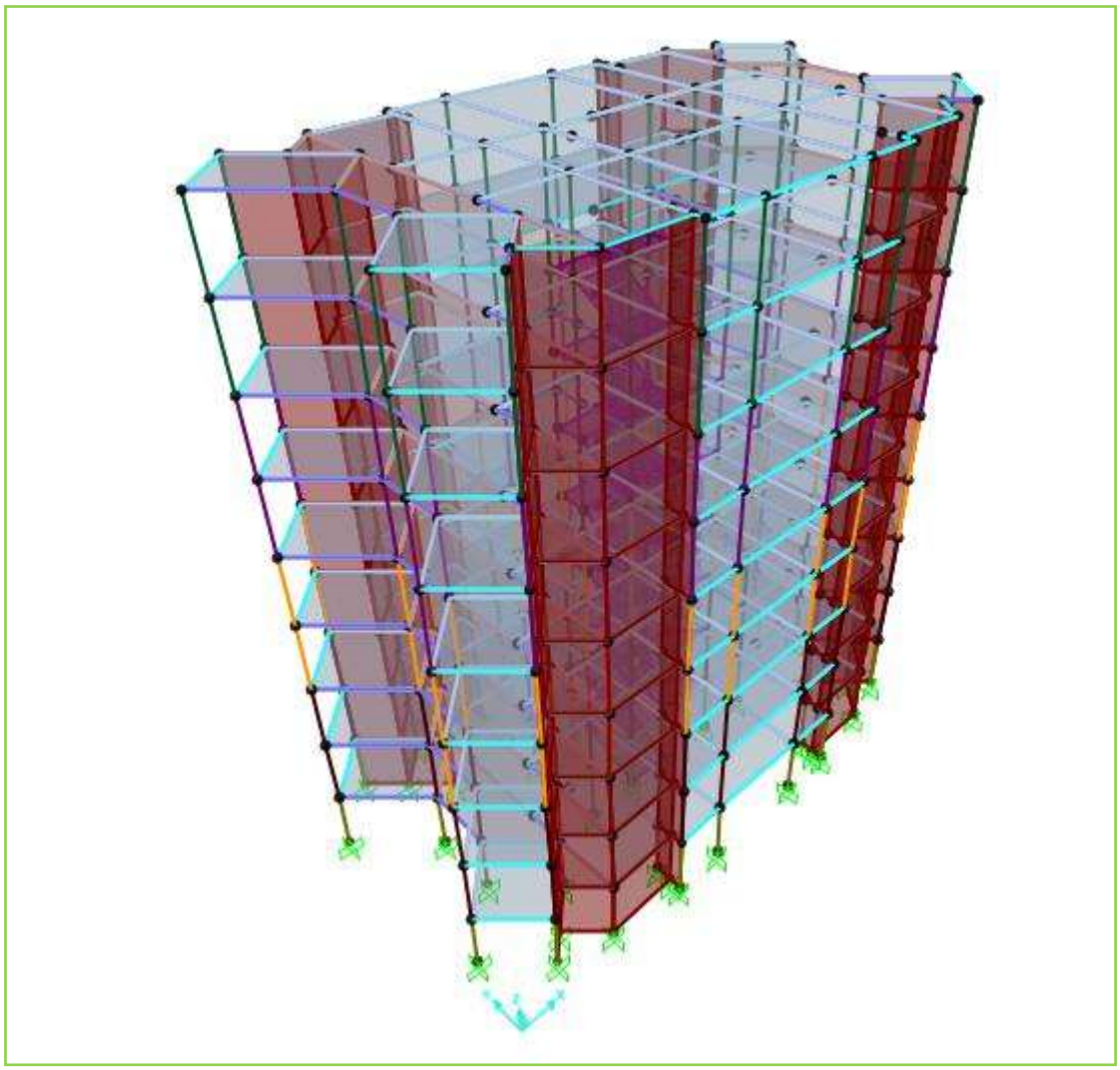


Figure IV.1. *Vue en 3D de la structure*

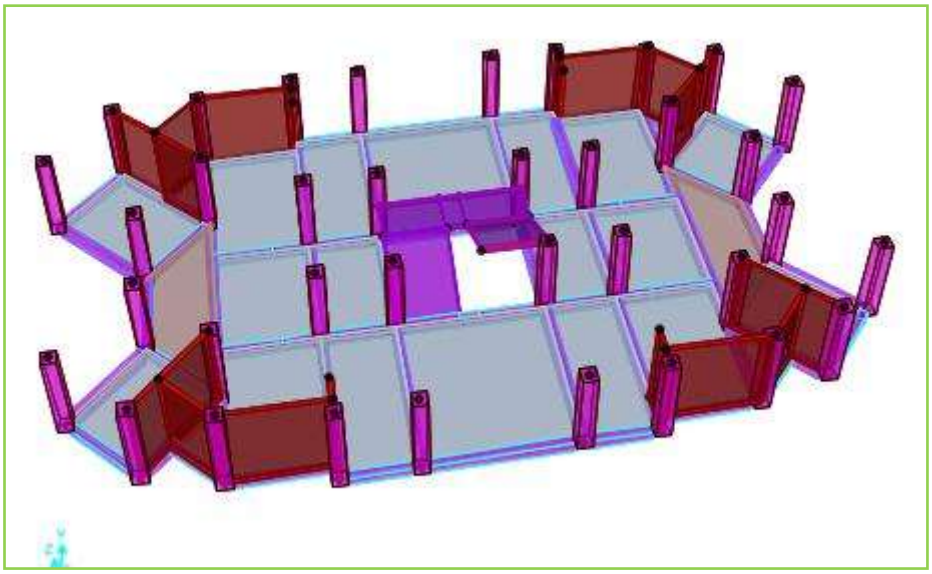


Figure IV.2. *Disposition des voiles*

IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV.1. Centre de masse

Niveau (m)	$\sum W_i$ (kN)	$\sum W_i . X_i$	$\sum W_i . Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
30.26	3138.12	43902,2988	24006,618	13.990	7.650
26.86	3329.10	46574,109	25430,995	13.990	7.639
23.46	3407.30	47637,4613	25956,811	13.981	7.618
20.06	3462.00	48405,684	26370,054	13.982	7.617
16.66	3524.00	49276,092	26842,308	13.983	7.617
13.26	3585.99	50146,4842	27310,9	13.984	7.616
9.86	3655.28	51122,7461	27834,957	13.986	7.615
6.46	3724.57	52095,5606	28358,876	13.987	7.614
3.06	3569.30	49888,1061	27137,388	13.977	7.603

IV.2.2. Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

X_i et Y_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R et Y_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux :

$$\mathbf{I_x = \frac{b.h^3}{12}} \quad , \quad \mathbf{I_y = \frac{h.b^3}{12}}$$

Pour les voiles :

$$\mathbf{I_x = \frac{L.e^3}{12}} \quad , \quad \mathbf{I_y = \frac{e.L^3}{12}}$$

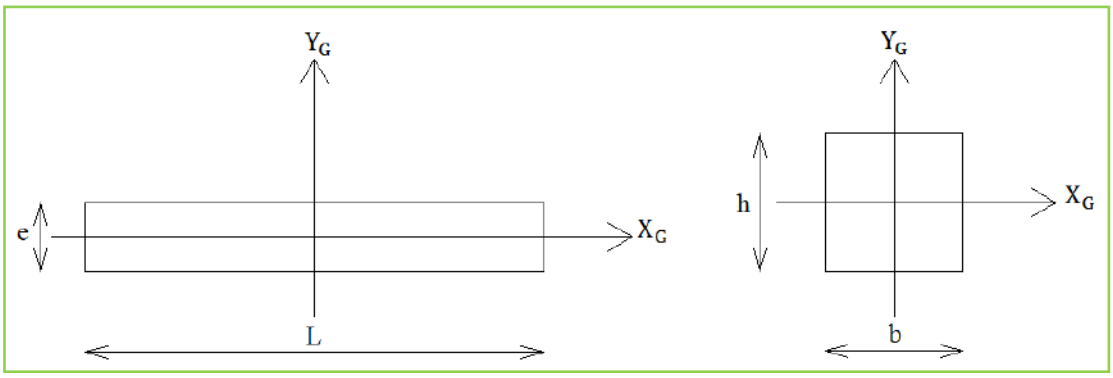


Figure IV.3. *Inerties des voiles et des poteaux*

Tableau IV.2. *Centre de torsion*

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}$ (m^4)	$\sum I_{Yi}$ (m^4)	$\sum I_{Yi} . X_i$	$\sum I_{Xi} . Y_i$	X_R (m)	Y_R (m)
30.26	978000	245900	3212437,6	6586830	13.064	6.735
26.86	1970000	281300	3674059,3	12503590	13.061	6.347
23.46	3630000	476900	6286972,7	22531410	13.183	6.207
20.06	5778000	554300	7335051,9	36002718	13.233	6.231
16.66	8576000	870500	11487118	53985920	13.196	6.295
13.26	13350000	1053000	13935402	85853850	13.234	6.431
9.86	21340000	1698000	22573212	142785940	13.294	6.691
6.46	44670000	2825000	38109250	321311310	13.490	7.193
3.06	131700000	4418000	59501624	1177924800	13.468	8.944

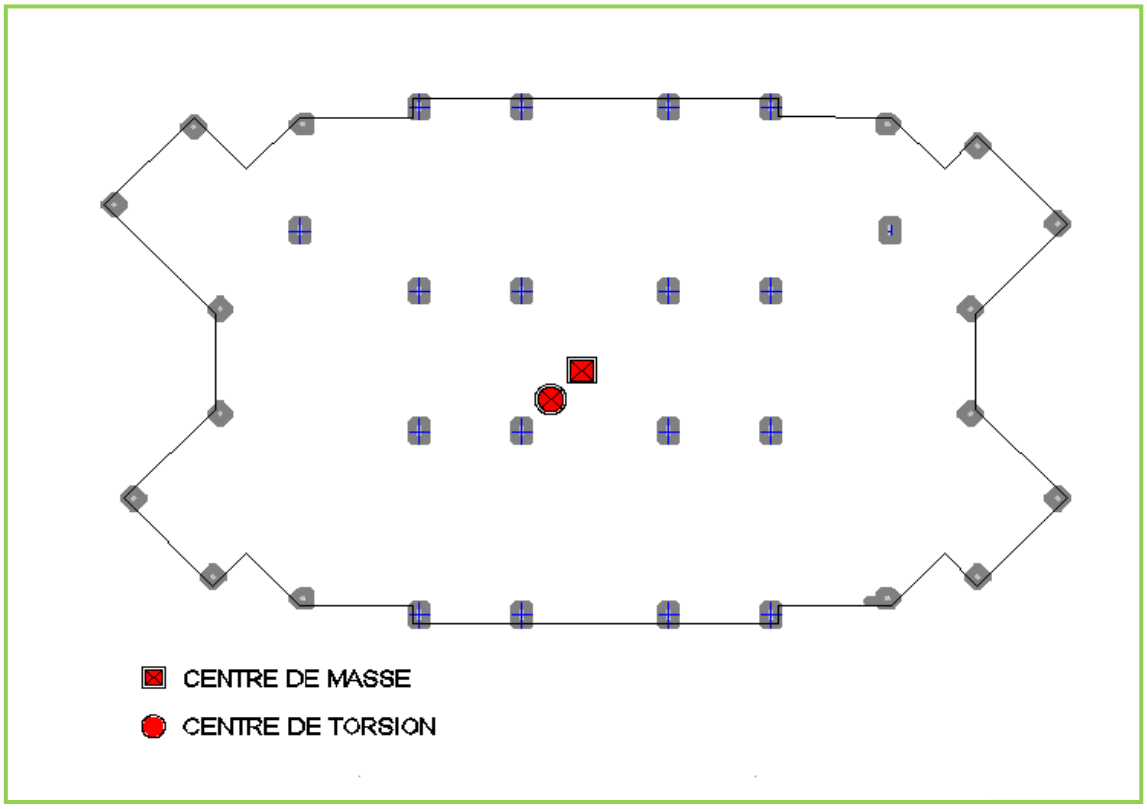


Figure IV.4. *Excentricité théorique*

IV. 2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} E_X = |X_G - X_R| \\ E_Y = |Y_G - Y_R| \end{cases}$$

Tableau IV.3. *Excentricité théorique*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	X_G (m)	X_R (m)	E_X (m)	Y_G (m)	Y_R (m)	E_Y (m)
30.26	13.990	13.064	0.926	7.650	6.735	0.915
26.86	13.990	13.061	0.929	7.639	6.347	1.292
23.46	13.981	13.183	0.798	7.618	6.207	1.411
20.06	13.982	13.233	0.749	7.617	6.231	1.386
16.66	13.983	13.196	0.787	7.617	6.295	1.322
13.26	13.984	13.234	0.750	7.616	6.431	1.185
9.86	13.986	13.294	0.692	7.615	6.691	0.924
6.46	13.987	13.490	0.497	7.614	7.193	0.421
3.06	13.977	13.468	0.509	7.603	8.944	1.341

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

• 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_X = 0.05\ L_X \\ E_Y = 0.05\ L_Y \end{cases}$$

Tableau IV.4. *Excentricité accidentelle*

Niveau (m)	L_X (m)	L_Y (m)	E_X (m)	E_Y (m)
30.26	4,14	2,28	0,207	0,114
26.86	4,14	2,28	0,207	0,114
23.46	4,14	2,28	0,207	0,114
20.06	4,14	2,28	0,207	0,114
16.66	4,14	2,28	0,207	0,114
13.26	4,14	2,28	0,207	0,114
9.86	4,14	2,28	0,207	0,114
6.46	4,14	2,28	0,207	0,114
3.06	4,14	2,28	0,207	0,114

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.5. *Excentricité totale*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{X.théo}$ (m)	$E_{X.acc}$ (m)	$E_{X.tot}$ (m)	$E_{Y.théo}$ (m)	$E_{Y.acc}$ (m)	$E_{Y.tot}$ (m)
30.26	0.926	0,207	0,719	0.915	0,114	0,801
26.86	0.929	0,207	0,722	1.292	0,114	1,178
23.46	0.798	0,207	0,591	1.411	0,114	1,297
20.06	0.749	0,207	0,542	1.386	0,114	1,272
16.66	0.787	0,207	0,58	1.322	0,114	1,208
13.26	0.750	0,207	0,543	1.185	0,114	1,071
9.86	0.692	0,207	0,485	0.924	0,114	0,81
6.46	0.497	0,207	0,29	0.421	0,114	0,307
3.06	0.509	0,207	0,302	1.341	0,114	1,227

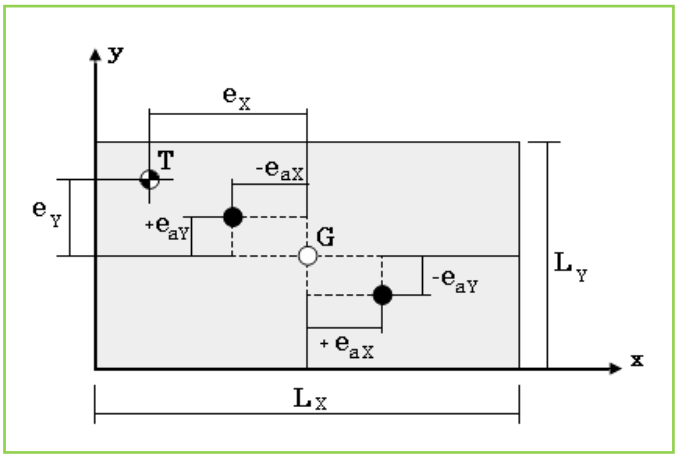


Figure IV.5. *Excentricité théorique et accidentelle*

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v17")

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : [RPA99] ►► [Art 4.3.7]

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v17" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{Pour} \quad 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\frac{Q}{R} & \text{Pour} \quad T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Pour} \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{Pour} \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

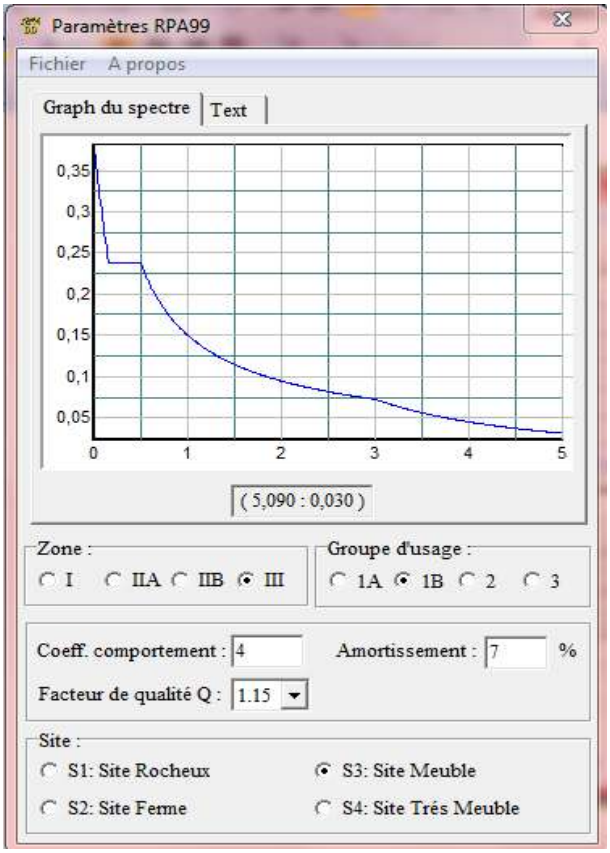


Figure IV.6 .*Spectre de réponse.*

a) Coefficient d'accélération A : [RPA99] ►► [Tab4.1] ◄◄

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 1B)

$$A = 0.3$$

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$; $\xi = 7\%$ $\Rightarrow$ $\eta = 0.882$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : $R = 4$

7- Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

Suivant X :

Tableau IV.6. : *Justification du coefficient de comportement R suivant X*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz/Voiles (KN)	Effort tranchant Tx(KN)	Tx/Poteaux (KN)	Tx/voile (KN)
30.26	3517.341	2313.441	1203.900	1130.959	440.260	690.699
26.86	7347.821	4718.145	2629.676	1603.519	378.277	1225.242
23.46	11322.057	7479.845	3842.212	2220.492	616.770	1603.722
20.06	15310.300	10189.186	5121.114	2729.943	569.402	2160.541
16.66	19520.571	13384.032	6136.539	3263.814	768.550	2495.264
13.26	23683.433	16367.306	7316.127	3660.606	652.409	3008.197
9.86	28156.133	20019.356	8136.777	4055.484	748.843	3306.641
6.46	32433.685	22753.760	9679.925	4469.890	625.528	3844.362
3.06	35515.834	22314.006	13201.828	4629.601	91.214	4538.387

Tableau IV.7. : *Valeurs en pourcentage*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	Nz/Poteaux (KN)	N_Z/Voiles (KN)	Effort tranchant Tx(KN)	Tx/Poteaux (KN)	Tx/voile (KN)
30.26	100 %	65.772 %	34.228 %	100 %	38.928 %	61.072 %
26.86	100 %	64.211 %	35.789 %	100 %	23.590 %	76.410 %
23.46	100 %	66.064 %	33.936 %	100 %	27.776 %	72.224 %
20.06	100 %	66.551 %	33.449 %	100 %	20.858 %	79.142 %
16.66	100 %	68.564 %	31.436 %	100 %	23.548 %	76.452 %
13.26	100 %	69.109 %	30.891 %	100 %	17.822 %	82.178 %
9.86	100 %	71.101 %	28.899 %	100 %	18.465 %	81.535 %
6.46	100 %	70.155 %	29.845 %	100 %	13.994 %	86.006 %
3.06	100 %	62.828 %	37.172 %	100 %	1.970 %	98.030 %

Suivant Y :

Tableau IV.8. : *Justification du coefficient de comportement R suivant Y*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	Nz/Poteaux (KN)	N_Z/Voiles (KN)	Effort tranchant Tx(KN)	Tx/Poteaux (KN)	Tx/voile (KN)
30.26	3283.681	2313.441	970.240	1032.296	588.693	443.603
26.86	6613.147	4718.145	1895.002	1270.334	566.437	703.897
23.46	10258.469	7479.845	2778.624	1719.459	862.211	857.248
20.06	13869.240	10189.186	3680.054	2041.281	806.700	1234.581
16.66	17776.342	13384.032	4392.310	2391.309	1079.614	1311.695
13.26	21578.656	16367.306	5211.350	2594.922	938.383	1656.539
9.86	25736.609	20019.356	5717.253	2838.664	1070.324	1768.340
6.46	29453.707	22753.760	6699.947	2993.887	968.974	2024.913
3.06	31541.819	22314.006	9227.813	3117.760	159.195	2958.565

Tableau IV.9. : *Valeurs en pourcentage :*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	Nz/Poteaux (KN)	N_Z/Voiles (KN)	Effort tranchant Tx(KN)	Tx/Poteaux (KN)	Tx/voile (KN)
30.26	100 %	70.453 %	29.547 %	100 %	57.028 %	42.972 %
26.86	100 %	71.345 %	28.655 %	100 %	44.590 %	55.410 %
23.46	100 %	72.914 %	27.086 %	100 %	50.144 %	49.856 %
20.06	100 %	73.466 %	26.534 %	100 %	39.519 %	60.481 %
16.66	100 %	75.291 %	24.709 %	100 %	45.147 %	54.853 %
13.26	100 %	75.850 %	24.150 %	100 %	36.162 %	63.838 %
9.86	100 %	77.786 %	22.214 %	100 %	37.705 %	62.295 %
6.46	100 %	77.253 %	22.747 %	100 %	32.365 %	67.635 %
3.06	100 %	70.744 %	29.256 %	100 %	5.106 %	94.894 %

d) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation

- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau du RPA (Tab 4.4).

Tableau IV.10. *Facteur de qualité Q*

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
Totale	0.15		0.15	
Q	1.15		1.15	

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

1- Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

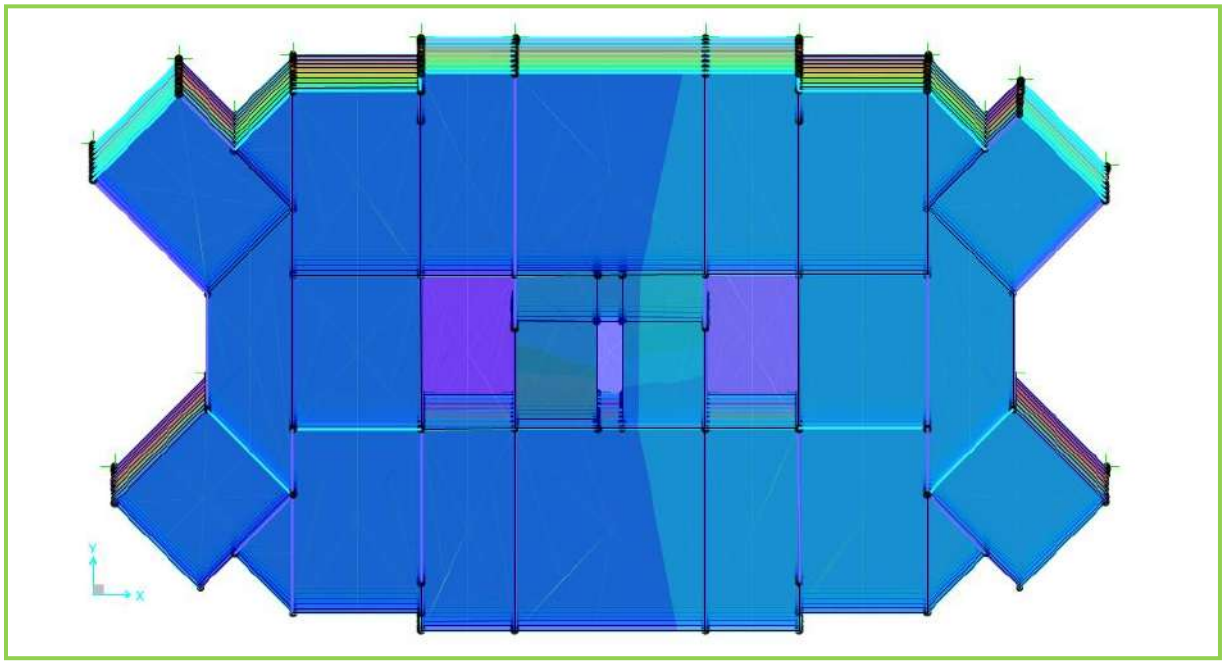


Figure IV.7. *Comportement du 1er mode*

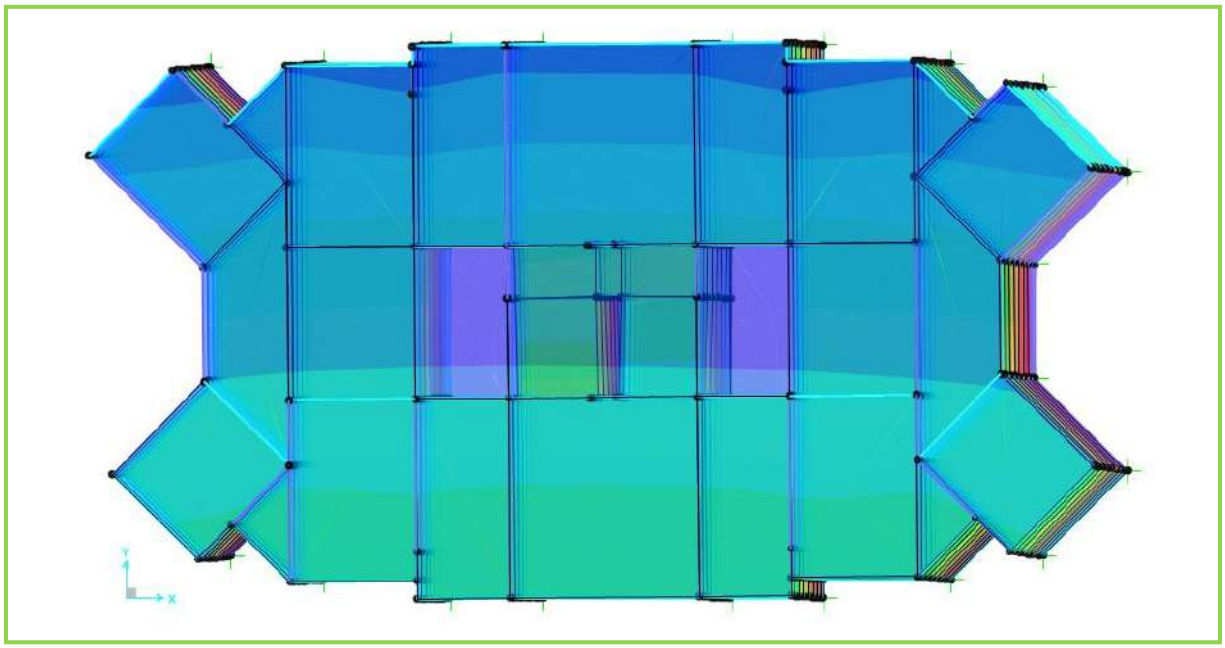


Figure IV.8. *Comportement du 2ème mode*

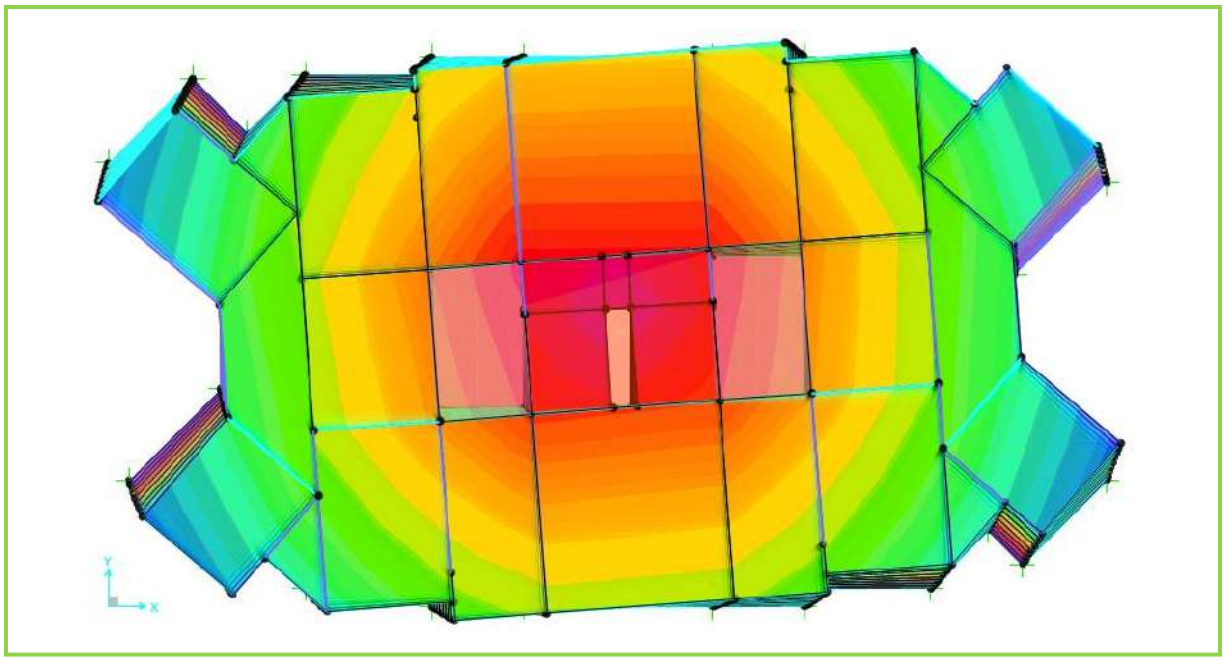


Figure IV.9. *Comportement du 3ème mode*

Tableau IV.11. *Comportement des trois premiers modes*

	Période (s)	Comportement	Participation massique (%)
1er mode	0,665	Translation suivant l'axe Y	70,37
2ème mode	0,459	Translation suivant l'axe X	68,10
3ème mode	0.346	Rotation autour de l'axe Z	68,40

2- Vérification de la participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

le nombre de modes à retenir est déterminé par la formule suivante :

$K \geq 3\sqrt{N}$ ET $T_K \leq 0.20$ sec [RPA99] ►► [Art 4.3.4] ◄◄

Tableau IV.12. *Vérification de la participation massique*

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0,596	0,596	0,02	70,37	0,00
2	0,428	1,024	68,11	70,39	1,19
3	0,399	1,423	69,26	70,39	69,59
4	0,163	1,586	69,27	87,65	69,59
5	0,111	1,697	88,14	87,66	69,66
6	0,106	1.803	88,21	87,66	89,14
7	0,094	1.897	88,21	87,66	89,14
8	0,078	1,975	88,22	93,58	89,14
9	0,070	2,045	88,22	93,58	89,14
10	0,069	2,114	88,25	93,58	89,14
11	0,069	2,183	88,25	93,58	89,14
12	0,063	2,246	88,26	93,58	89,16
13	0,062	2,308	88,26	93,62	89,16
14	0,062	2.370	88,26	93,62	89,16
15	0,061	2.431	88,26	93,62	89,16
16	0,059	2.490	88,40	93,62	89,17
17	0,057	2.547	88,40	93,64	89,21
18	0,055	2.602	88,41	93,66	89,43
19	0,053	2.655	91,58	93,69	89,46

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 19ème mode avec un temps égale à 1.945 s à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

3- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la

méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.[RPA99version2003Art4. 3.6]

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0.8$$

Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W \quad , \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.3$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Pour} \quad 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Pour} \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{Pour} \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_1 = 0.15\ s$ $T_2 = 0.5\ s$ (site S3)

η : Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : période fondamentale suivant les deux directions..

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \quad ; \quad T_X = 0.51T_Y = 0.69\ s \quad \Rightarrow \quad D_X = 2.17D_Y = 1.77$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. $R = 4$

Q : Facteur de qualité. $Q_X = Q_Y = 1.15$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad ; \quad W_i = W_{G.i} + \beta W_{Q.i} \quad ; \quad (\beta = 0.2) \quad \Rightarrow \quad W = 35067.389\ kN$$

Tableau IV.13. La force sismique par la méthode statique équivalente

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	W (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)
0.3	2.17	1.77	3.5	1.15	1.15	35067.389	7500.91	6118.25

Tableau IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	V_t (kN)	V_t/V	$V_t/V \geq 0.8$
Sens X	7500.91	4600.57	0.61	C.N.V
Sens Y	6118.25	4131.48	0.67	C.N.V

On doit augmenter la force dynamique dans les deux directions par un facteur qui égale

$$\frac{0.8\,V_X}{V_{tX}} = 1.32 \quad \Rightarrow \quad V_{tx} = 6015.984\ \text{kN}$$

$$\frac{0.8\,V_Y}{V_{tY}} = 1.30 \quad \Rightarrow \quad V_{ty} = 4991.854\ \text{kN}$$

4- Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

avec :

F_{ix} et F_{iy} : les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

avec :

X_G et Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

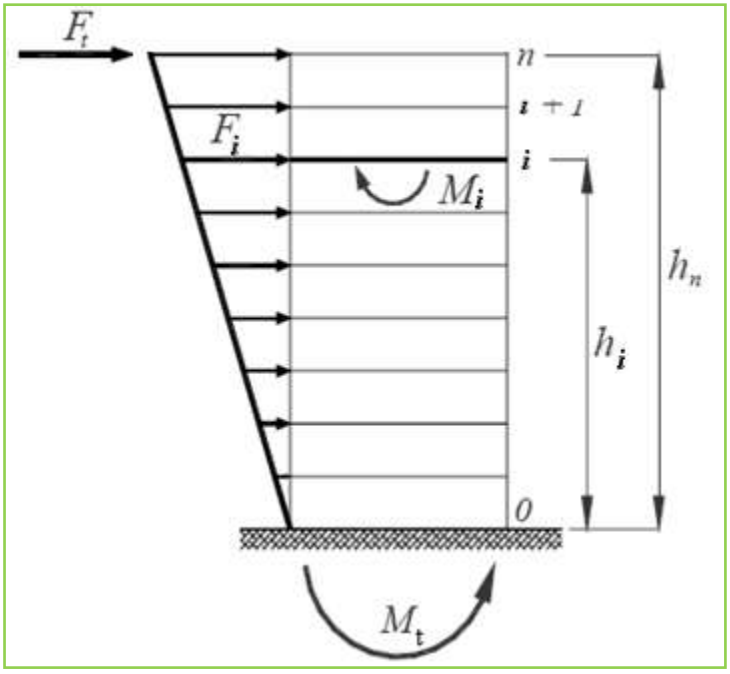


Figure IV.10. *Les forces agissantes sur la stabilité au renversement*

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j} (V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T.V \leq 0.25\ V & \text{si } T \geq 0.7\ s \\ 0 & \text{si } T < 0.7\ s \end{cases}$$

On a : $T_x = T_y = 0.38\ s \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j} . V_x \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j} . V_y$$

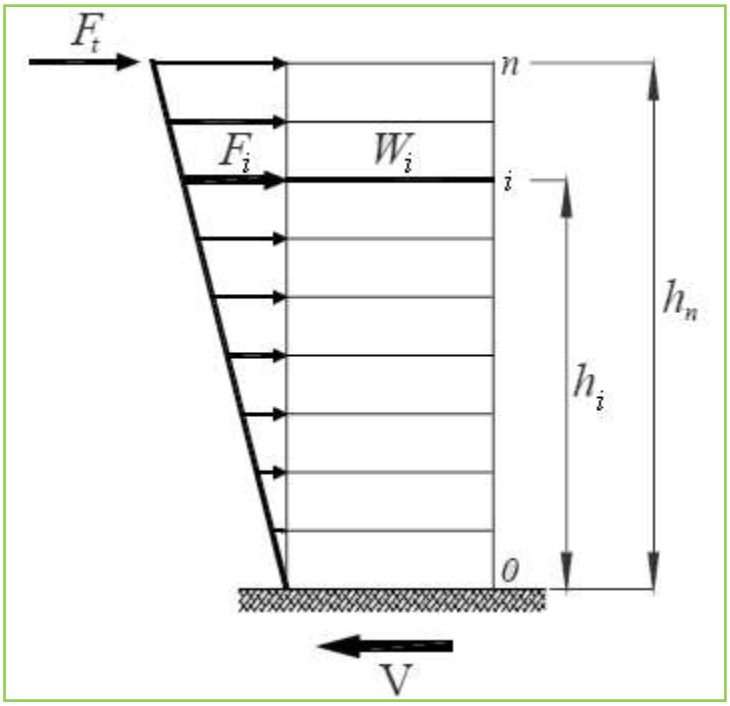


Figure IV.11. *Distribution des forces sismiques aux étages*

Tableau IV.15. *Distribution de la force sismique suivant X*

h_i (m)	W_i (KN)	$W_i * h_i$	F_{ix} (KN)
30.26	3138.12	94959.51	846.86
26.86	3329.10	89419.63	797.45
23.46	3407.30	79935.26	712.87
20.06	3462.00	69447.72	619.34
16.66	3524.00	58709.84	523.58
13.26	3585.99	47550.23	424.06
9.86	3655.28	36041.06	321.42
6.46	3724.57	24060.72	214.58
3.06	3569.30	10922.06	97.40
Sommes		511046,03	4557,56

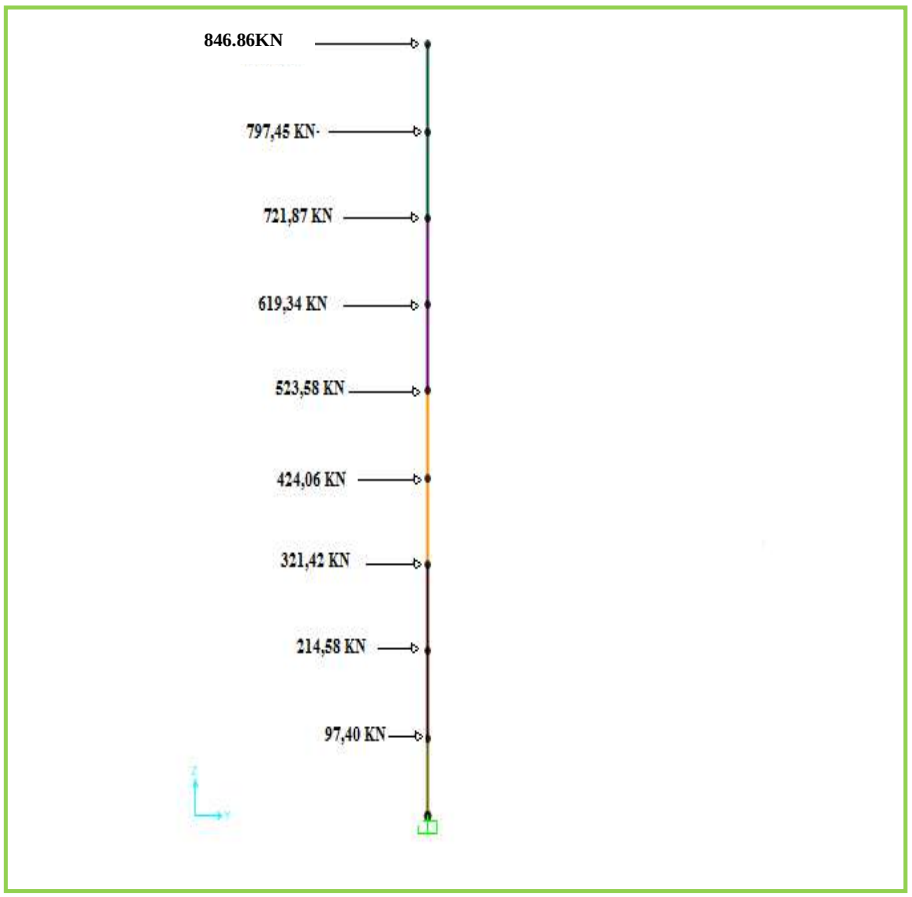


Figure IV.12. *Distribution de la force sismique suivant X*

Tableau IV.16. *Distribution de la force sismique suivant Y*

h_i (m)	W_i (KN)	$W_i * h_i$	F_{iy} (KN)
30.26	3138.12	94959.51	713.50
26.86	3329.10	89419.63	671.88
23.46	3407.30	79935.26	600.62
20.06	3462.00	69447.72	521.81
16.66	3524.00	58709.84	441.13
13.26	3585.99	47550.23	357.28
9.86	3655.28	36041.06	270.80
6.46	3724.57	24060.72	180.79
3.06	3569.30	10922.06	82.07
Somme		511046,03	3839,88

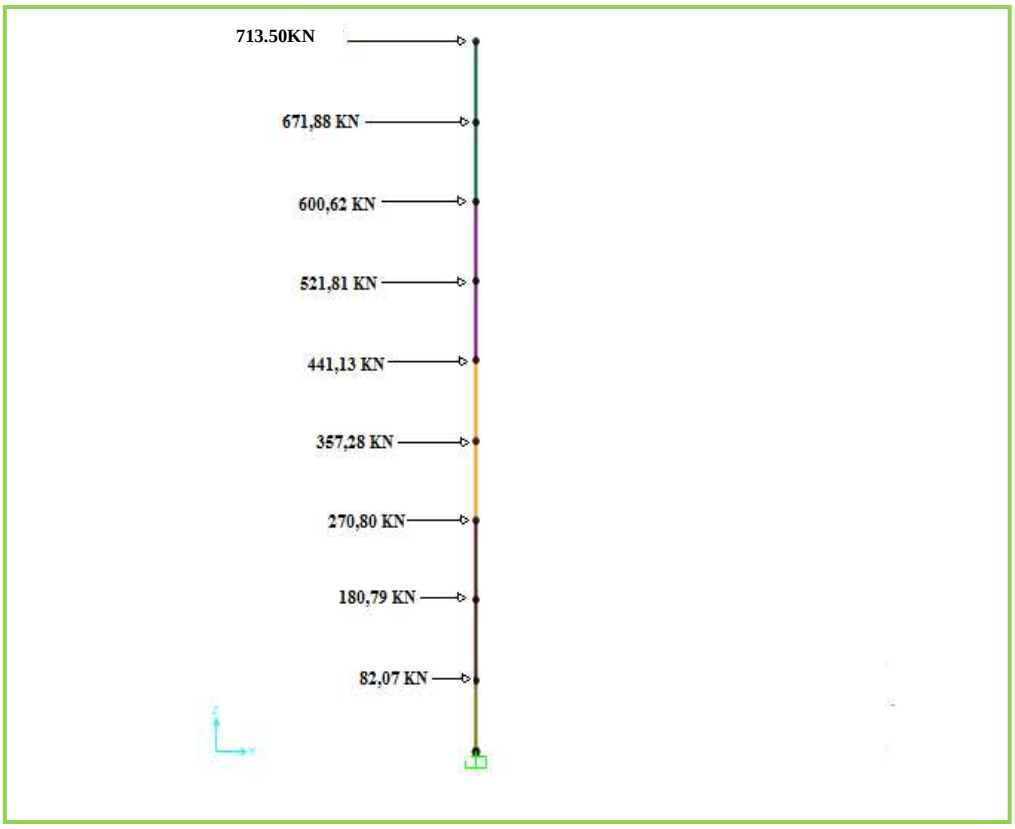


Figure IV.13. *Distribution de la force sismique suivant Y*

Tableau IV.17. *Moment de renversement suivant les deux directions X et Y*

h_i (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{Rxi} (kN.m)	M_{Ryi} (kN.m)
30.26	846.86	713.50	25625.96	21590.66
26.86	797.45	671.88	21419.61	18046.68
23.46	712.87	600.62	16723.96	14090.45
20.06	619.34	521.81	12424.01	10467.61
16.66	523.58	441.13	8722.85	7349.27
13.26	424.06	357.28	5623.01	4737.56
9.86	321.42	270.80	3169.18	2670.13
6.46	214.58	180.79	1386.16	1167.88
3.06	97.40	82.07	298.06	251.12
$\sum M_R$			95392,8	80371,36

Tableau IV.18. *Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y*

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Sxi} (kN.m)	M_{Syi} (kN.m)
30.26	3138.12	13.990	7.650	43902,3	24006,62
26.86	3329.10	13.990	7.639	46574,11	25430,99
23.46	3407.30	13.981	7.618	47637,46	25956,81
20.06	3462.00	13.982	7.617	48405,68	26370,05
16.66	3524.00	13.983	7.617	49276,09	26842,31
13.26	3585.99	13.984	7.616	50146,48	27310,9
9.86	3655.28	13.986	7.615	51122,75	27834,96
6.46	3724.57	13.987	7.614	52095,56	28358,88
3.06	3569.30	13.977	7.603	49888,11	27137,39
$\sum M_S$				439048,5	239248,91

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Tableau IV.19. *Vérification de la stabilité au renversement*

M_{Sx} $(kN.m)$	M_{Sy} $(kN.m)$	M_{Rx} $(kN.m)$	M_{Ry} $(kN.m)$	$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}}$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}}$	$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} \geq 1.5$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}} \geq 1.5$
439048,5	239248,91	95392,8	80371,36	4.60	2.97	C.V	C.V

La structure est stable vis à vis au renversement dans les deux directions.

5- Vérification des déplacements :

a) Déplacement inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R.\delta_{ek} \quad \text{[RPA: Art 4.4.3]}$$

δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 (inter-étage) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon le [RPA: Art 5.10], le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible :

$$\Delta_{k(\text{limite})} = 0.01\ h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.20. *Vérification des déplacements inter-étage suivant X*

Niveau (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_{k(limite)}$ (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{k(limite)}$
30.26	1.42	4.97	0.63	3.40	C.V
26.86	1.24	4.34	0.66	3.40	C.V
23.46	1.05	3.68	0.67	3.40	C.V
20.06	0.86	3.01	0.66	3.40	C.V
16.66	0.67	2.35	0.63	3.40	C.V
13.26	0.49	1.72	0.60	3.40	C.V
9.86	0.32	1.12	0.52	3.40	C.V
6.46	0.17	0.60	0.39	3.40	C.V
3.06	0.06	0.21	0.21	3.06	C.V

Tableau IV.21. *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y*

Niveau (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_{k(limite)}$ (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{k(limite)}$
30.26	2.42	8.47	1.05	3.40	C.V
26.86	2.12	7.42	1.08	3.40	C.V
23.46	1.81	6.34	1.12	3.40	C.V
20.06	1.49	5.22	1.12	3.40	C.V
16.66	1.17	4.10	1.09	3.40	C.V
13.26	0.86	3.01	1.01	3.40	C.V
9.86	0.57	2.00	0.91	3.40	C.V
6.46	0.31	1.09	0.74	3.40	C.V
3.06	0.10	0.35	0.35	3.06	C.V

b) Déplacement en tête :

$$\delta_{réel} = R \times \delta_{théorique} \quad , \quad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{3026}{250} = 7.75 \text{ cm}$$

Tableau IV.22. *Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions*

	$\delta_{théorique}$ (cm)	$\delta_{réel}$ (cm)	δ_{limite} (cm)	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	1.42	4.97	12.10	C.V
Suivant Y	2.42	8.47	12.10	C.V

6- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2ème ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k : déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k : hauteur de l'étage " k ".

Si $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_k)}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.23. *Vérification de l'effet P-Δ suivant X*

h_k (m)	P_k (kN)	F_{ix} (KN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Θ	Θ<0.10
30.26	3138.12	846.86	846.86	0.63	0.0007	C.V
26.86	3329.10	797.45	1644,31	0.66	0.0004	C.V
23.46	3407.30	712.87	2366,18	0.67	0.0004	C.V
20.06	3462.00	619.34	2985,52	0.66	0.0004	C.V
16.66	3524.00	523.58	3509,1	0.63	0.0004	C.V
13.26	3585.99	424.06	3933,16	0.60	0.0004	C.V
9.86	3655.28	321.42	4254,58	0.52	0.0005	C.V
6.46	3724.57	214.58	4469,16	0.39	0.0005	C.V
3.06	3569.30	97.40	4566,56	0.21	0.0006	C.V

Tableau IV.24. *Vérification de l'effet P-Δ suivant Y*

h_k (m)	P_k (kN)	F_{iy} (KN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Θ	Θ<0.10
30.26	3138.12	713.50	713.50	1.05	0.0001	C.V
26.86	3329.10	671.88	1385.38	1.08	0.0009	C.V
23.46	3407.30	600.62	1986	1.12	0.0008	C.V
20.06	3462.00	521.81	2507.81	1.12	0.0007	C.V
16.66	3524.00	441.13	2948.94	1.09	0.0007	C.V
13.26	3585.99	357.28	3306.22	1.01	0.0008	C.V
9.86	3655.28	270.80	3577.02	0.91	0,0009	C.V
6.46	3724.57	180.79	3757.81	0.74	0,0011	C.V
3.06	3569.30	82.07	3839.88	0.35	0.0001	C.V

7- Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} < 0.3$$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau IV.25. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N_d (KN)	B_c (mm^2)	υ	$\upsilon < 0.3$
7ème étage	374.1	2722500	0.13	C.V
6ème étage	374.1	2722500	0.13	C.V
5ème étage	738.5	3610000	0.20	C.V
4ème étage	738.5	3610000	0.20	C.V
3ème étage	1139.25	4622500	0.24	C.V
2ème étage	1139.25	4622500	0.24	C.V
1er étage	1584.7	5760000	0.27	C.V
RDC	1584.7	5760000	0.27	C.V
S-Sol	1860.82	7022500	0.26	C.V

8- Vérification de cisaillement des éléments :

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\boldsymbol{\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa} \quad \text{(fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\ \text{MPa}\right] = 2.50\ \text{MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

Tableau IV.26. Vérification de cisaillement des poutres

Elément	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30*45	259. 343	$G+Q+E_{dx}$	2.21	3.33	C.V
Poutre secondaire	30*35	0.171	$G+Q+E_{dx}$	0.001	3.33	C.V

Tableau IV.27. Vérification de cisaillement des poteaux

Section (cm^2)	Direction	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
35*35	Suivant X	47.68	$G+Q+E_{dx}$	0.45	3.33	C.V
	Suivant Y	109.66	$G+Q+E_{dy}$	1.03	3.33	C.V
40*40	Suivant X	81.35	$G+Q+E_{dx}$	0.57	3.33	C.V
	Suivant Y	164.23	$G+Q+E_{dy}$	1.16	3.33	C.V
45*45	Suivant X	81.35	$G+Q+E_{dx}$	0.45	3.33	C.V
	Suivant Y	164.23	$G+Q+E_{dy}$	0.90	3.33	C.V
50*50	Suivant X	84.58	$G+Q+E_{dx}$	0.37	2.50	C.V
	Suivant Y	155.44	$G+Q+E_{dy}$	0.68	2.50	C.V

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau_u = \frac{1.4\, V_u}{b_0 . d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

IV.4. conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.28. Dimensions finales des poutres

Elément	Section (cm^2)
Poutre principale	30*45
Poutre secondaire	30*35

Tableau IV.29. Dimensions finales des poteaux

Niveau	Section (cm^2)
6ème et 7ème étage	35*35
5ème et 4ème étage	40*40
3ème et 2ème étage	45*45
1er étage et RDC	50*50
Sous-sol	55*55

IV.5.Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Chapitre V:
Ferraillage des élément résistants

V.1. Introduction :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.
Cette étape est nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

V.2.Calcul des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants, Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple.

Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

➢ **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ D'après le CBA 93[2] (situation durable)

- E.L.U : 1,35G + 1,5Q (Art.A.3.3.2) [2]
- E.L.S : G + Q (Art.A.3.3.3) [2]

❖ D'après l'article 5.2 du RPA99 [1] (situation accidentelle)

- G+Q ± E
- 0,8G ± E

G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
E : charge sismique.

➢ **Les sections :**

- Poutres principales (bxh)= (30x45) cm^2
- Poutres secondaires (bxh)= (30x35) cm^2

V. 2.2. Ferraillage des poutres :

V.2. 3. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau .V .1 : *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\boldsymbol{\gamma_b = 1,5}$	$\gamma_b = 1{,}15$	$\gamma_s = 1{,}15$	$\gamma_s = 1$
$\boldsymbol{f_{c28} = 25\ MPa}$	Fe E400	$f_{c28} = 25$ MPa	Fe E400
$\boldsymbol{\sigma_b = 14,17\ MPa}$	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18{,}48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003►► [Art7.5.2] ◄◄ [1] :**

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

✓ 6 % en zone recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui
- La longueur minimale de recouvrement est de :

50Φen zone III

b) Armatures transversales :

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable)

❖ **Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]:**

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- $S_t \leq$ min [0,9d ; 40cm]
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0{,}3 f_{c28}.k)}{0{,}9 f_e\ (cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha = 90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right]$

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003 St.b
- b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12Ø) en zone nodale.

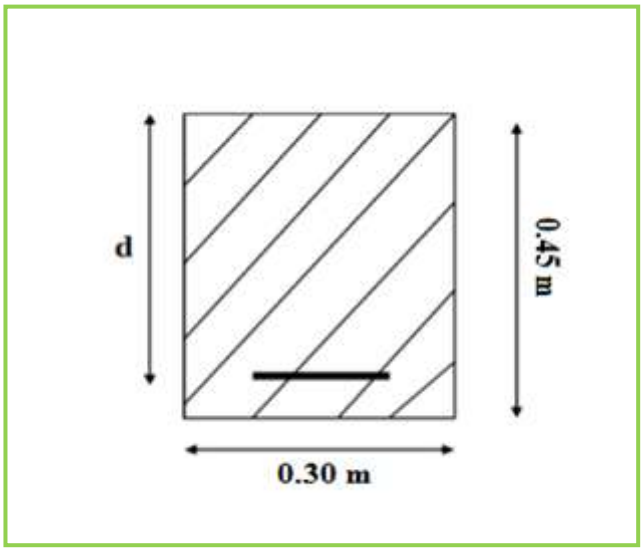


Figure .V.1 *: la section des poutres principales*

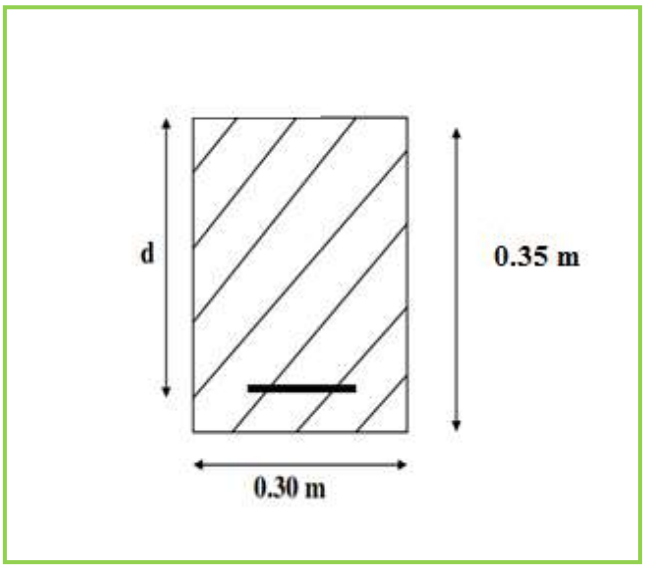


Figure .V.2 *: la section des poutres secondaires*

V.2.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence Fe E400.

Tableau .V.2. *Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*45)*

	Niveau	Position	$M_u(kN.m)$	Combinaison	$A'(cm^2)$	$A\ (cm^2$	$A_{choisie}(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	39,76	G+QEdy	0	2,4	3HA12=3,39
		Appui	-43,35	G+Q+Edy	0	2,6	3HA12=3,39
	Etage	Travée	93,05	G+Q+Edy	0	5,8	3HA12+3HA12=6,79
		Appui	-96,33	G+Q+Edy	0	6	3HA12+3HA12=6,79
Intermédiaire	Terrasse	Travée	67,64	1,35G+1,5Q	0	4,8	3HA12+3HA12=6,79
		Appui	-143,83	G+Q+Edy	0	9,2	3HA14+3HA14=9,24
	Etage	Travée	75,25	1,35G+1,5Q	0	5,4	3HA12+3HA12=6,79
		Appui	-170,28	G+Q+Edy	0	11,1	3HA16+3HA16= 12.06cm2

Tableau .V.3. *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)*

	Niveau	Position	$M_u(kN.m)$	Combinaison	$A'(cm^2)$	$A\ (cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	21.419	G+Q+Edy	0	1.7	3HA12=3.39
		Appui	-34.05	G+Q+Edx	0	2.7	3HA12=3.39
	Etage	Travée	48.27	G+Q+Edx	0	3.9	4HA12=4.52
		Appui	-54.80	G+Q+Edx	0	4.4	4HA12=4.52
Intermédiaire	Terrasse	Travée	18.17	G+Q+Edy	0	1.4	3HA12=3.39
		Appui	-24.76	G+Q+Edy	0	1.9	3HA12=3.39
	Etage	Travée	78.09	G+Q+Edx	0	6.5	6HA12=6.79
		Appui	-56.37	G+Q+Edx	0	4.6	6HA12=6.79

V.2.5.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser.

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier :

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

- $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201{,}63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
- Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n y'a pas de vérification.

Tableau .V.4. *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales*

	Niveau	Position	M_{ser} (kN. m)	Combinaison	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	Travée	13,78	G+Q	3,08	1,3	16,2	C.V	C.V
		Appui	-10,55	G+Q	3,08	0,9	12,4	C.V	C.V
	Etage	Travée	12,63	G+Q	6,16	1,1	13,4	C.V	C.V
		Appui	-15,70	G+Q	6,16	1,3	16,5	C.V	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	49,42	G+Q	6,16	6,5	201,6	-	-
		Appui	-68,36	G+Q	9,24	7,8	198,6	-	-
	Etage	Travée	54,13	G+Q	6,16	7,1	201,6	-	-
		Appui	-78,71	G+Q	12,32	8,2	174.3	-	-

Tableau.V.5. *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires*

	Niveau	Position	M_{ser} (kN. m)	Combinaison	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	Travée	9.923	G+Q	2.26	1.6	18.8	C.V	C.V
		Appui	-12.29	G+Q	3.39	1.7	22.2	C.V	C.V
	Etage	Travée	14.79	G+Q	4.52	3.4	112.8	C.V	C.V
		Appui	-16.80	G+Q	4.52	3.8	127.5	C.V	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.51	G+Q	2.26	1	12.4	-	-
		Appui	-4.56	G+Q	2.26	0.7	8.7	-	-
	Etage	Travée	15.31	G+Q	6.79	3	79	--	-
		Appui	-9.71	G+Q	5.65	1.3	16		-

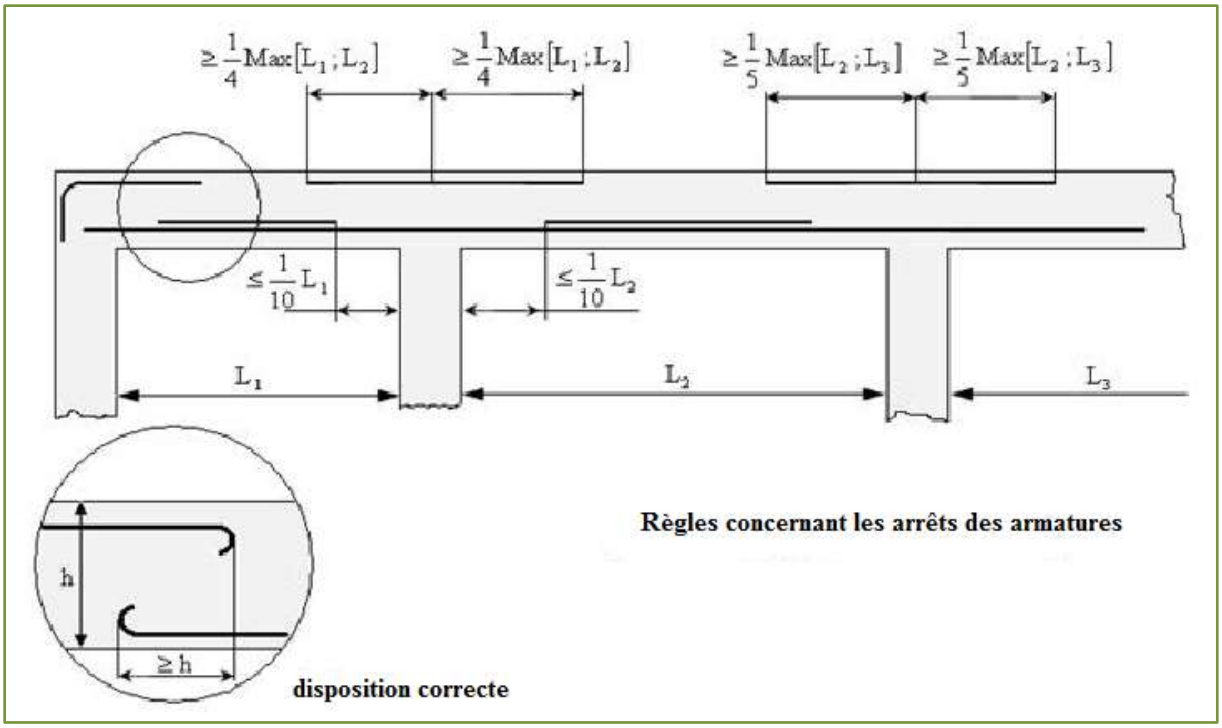


Figure .V.3 *: Disposition des armatures pour les poutres*

V.2.6. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min}$ (CBA)
- $A_{travée} \geq A_{min}$ et $A_{travée} \leq A_{max}$ (RPA)
- $A_{appui} \geq A_{min}$ et $A_{appui} \leq A_{max}$ (RPA)

Tableau.V.6 : *vérification des poutres principales selon la condition CBA*

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Rive	Terrasse	Travée	3HA12=3,39	1.35	C.V
		appui	3HA12=3,39	1.35	C.V
	Etages	Travée	3HA12+3HA12=6,79	1.35	C.V
		appui	3HA12+3HA12=6,79	1.35	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3HA12+3HA12=6,79	1.35	C.V
		appui	3HA14+3HA14=9,24	1.35	C.V
	Etages	Travée	3HA12+3HA12=6,79	1.35	C.V
		appui	3HA16+3HA16=12.6	1.35	C.V

Tableau.V.7 : *vérification des poutres principales selon les conditions RPA*

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Rive	Terrasse	Travée	6HA12=6.79	6.75	54	C.V
		appui	6HA12=6.79	6.75	81	C.V
	Etages	Travée	6HA12=6.79	6.75	54	C.V
		appui	6HA12=6.79	6.75	81	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6HA12=6.79	6.75	54	C.V
		appui	6HA14=9.24	6.75	81	C.V
	Etages	Travée	6HA12=6.79	6.75	54	C.V
		appui	6HA16=12.06	6.75	81	C.V

Tableau.V.8 : *vérification des poutres secondaires selon la condition CBA*

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Rive	Terrasse	Travée	3HA12=3.39	1.05	C.V
		appui	3HA12=3.39	1.05	C.V
	Etages	Travée	4HA12=4.52	1.05	C.V
		appui	4HA12=4.52	1.05	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3HA12=3.39	1.05	C.V
		appui	3HA12=3.39	1.05	C.V
	Etages	Travée	6HA12=6.79	1.05	C.V
		appui	6HA12=6.79	1.05	C.V

Tableau.V.9 : *vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA*

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Rive	Terrasse	Travée	6HA12=6.76	5.25	42	C.V
		appui	6HA12=6.76	5.25	63	C.V
	Etages	Travée	4HA12=4.52	5.25	42	C.V
		appui	4HA12=4.52	5.25	63	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6HA12=6.76	5.25	42	C.V
		appui	6HA12=6.76	5.25	63	C.V
	Etages	Travée	6HA12=6.79	5.25	42	C.V
		appui	6HA12=6.79	5.25	63	C.V

V.2.7.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}}$$

$\mathbf{V_u}$: effort tranchant.

Tableau. V.10 : *Calcul de la contrainte de cisaillement admissible* $\bar{\tau}_u$

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Type de fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\ \text{MPa}\right]$	$\text{Min}\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa}\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.50\ \text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\ \text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 4.35\ \text{MPa}$

Tableau.V.11 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

	Niveau	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Rive	Terrasse	Appui	37.03	1.35G+1.5Q	0.29	3.33	C.V
	Etage	Appui	74.13	G+Q+Edy	0.58	3.33	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Appui	113.00	1.35G+1.5Q	0.89	2.5	C.V
	Etage	Appui	177.57	G+Q+Edx	1.39	2.5	C.V

Tableau .V.12 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires*

	Niveau	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Rive	Terrasse	Appui	27.26	G+Q+Edx	0.28	3.33	C.V
	Etage	Appui	50.69	G+Q+Edx	0.52	3.33	C.V
Intermédiaire	Terrasse	Appui	26.91	G+Q+Edy	0.28	2.5	C.V
	Etage	Appui	180.38	G+Q+Edx	1.85	2.5	C.V

V.2.8. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence Fe E400.
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

D'après le RPA99 version2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4} \text{ et } 12\,\emptyset\right) \quad \text{zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{cases}$$

D'après le CBA93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \dfrac{\gamma(\tau_u - 0.3\, f_{t28} . K)}{0.9\, f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d\,; 40\text{cm}) \\ \dfrac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau. V.13 : *Calcul des armatures transversales et leurs espacements*

Elément	τ_u (MPa)	CBA93		RPA99 version2003			$S_{adopté}$ (cm)		A_tChoisie(cm^2)
		S_t(cm)	A_t(cm^2)	S (ZN)(cm)	S′ (ZC)(cm)	A_t(cm^2)	S (ZN)(cm)	S′ (ZC)(cm)	
P.P (30*45)	1.39	38.25	1.95	11.25	22.5	2.025	10	20	4Ø8=2.01
P.S (30*35)	1.85	29.25	1.49	8.75	17.5	1.575	10	20	4Ø8=2.01

V.2.9. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considéréesrépondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad 0\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad , \quad \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{Avec : } M_t = K \times M_0$$

K : est un coefficient rédacteur$(0.75 \leq K \leq 0.85)$, on prend $K = 0.80$

Tableau V.14 : *Vérification préliminaire de la flèche des poutres*

Elément	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P 30*45	0.081	0.0625	C.V	0.081	0.075	Oui	0.013	0.0105	C.V
P.S 30*35	0.081	0.0625	C.V	0.081	0.075	oui	0.010	0.0105	C.V

Commentaire :

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux directions (porteuse et non porteuse) donc il n'y a pas de vérification de la flèche.

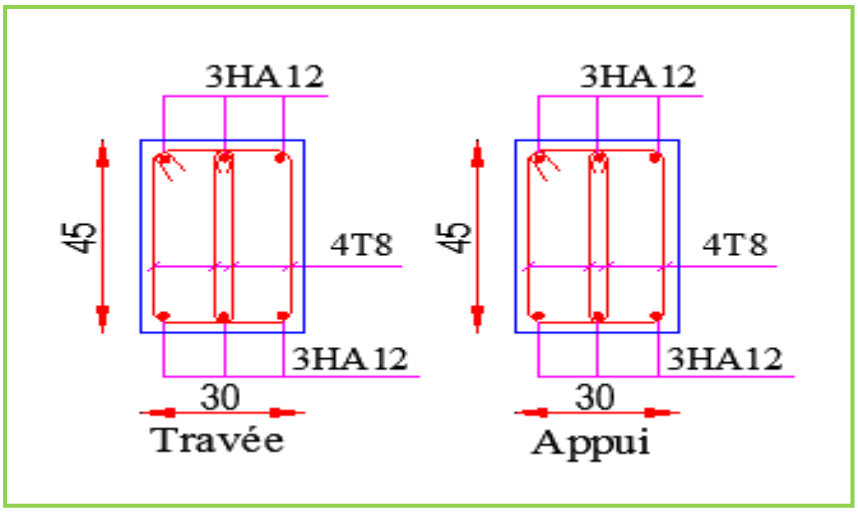


Figure. V.4 : *Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive du niveau terrasse.*

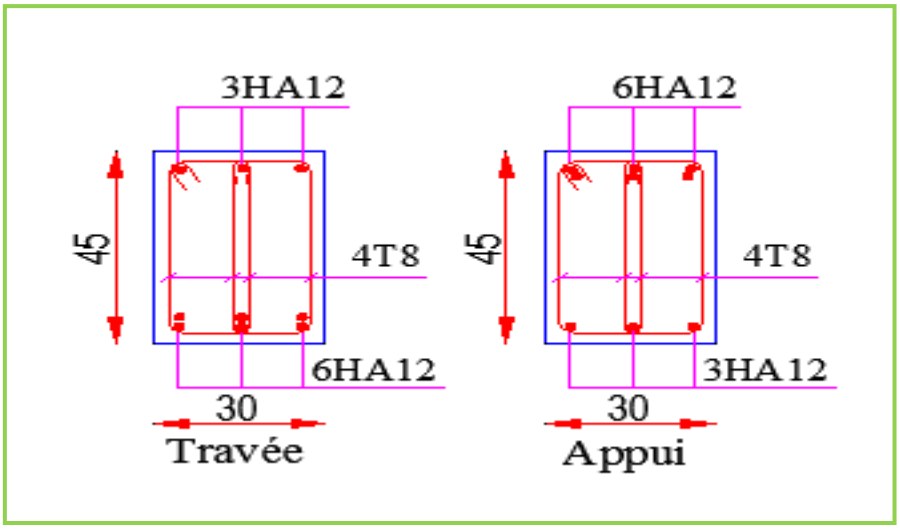


Figure. V.5 : *Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive des étages.*

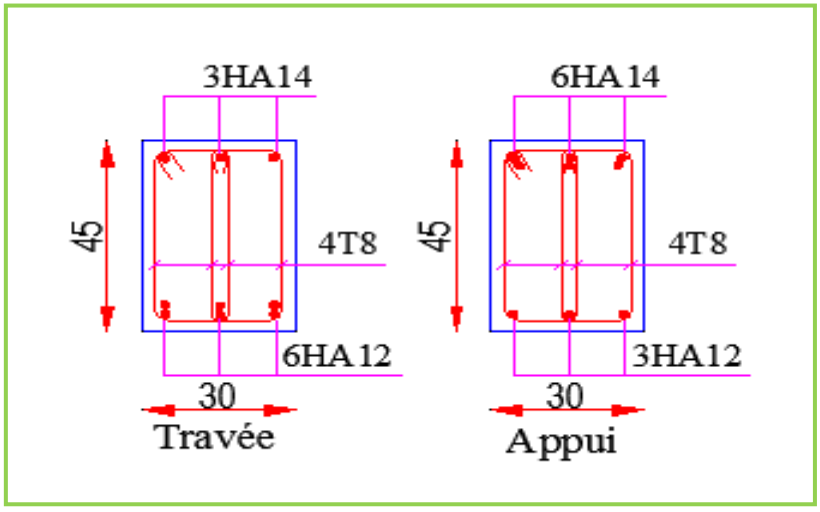


Figure. V.6:*Ferraillage des poutres principales (30*45) intermédiaires du niveau terrasse*

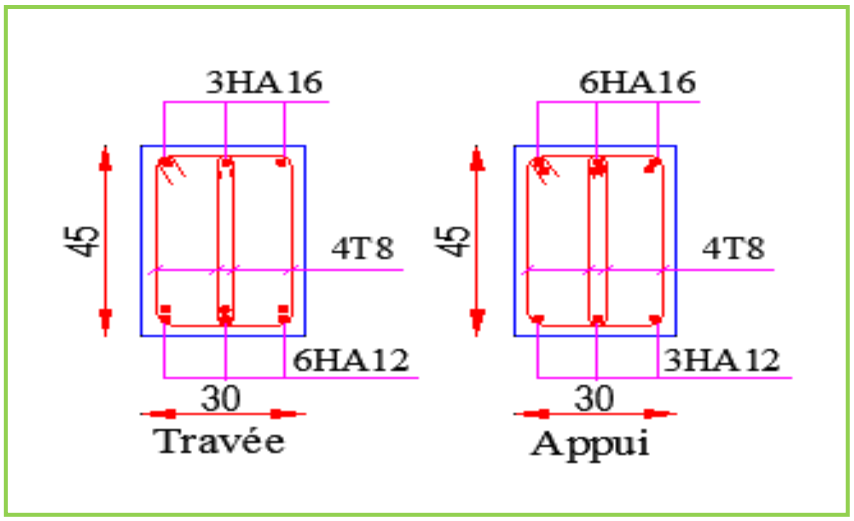


Figure. V.7 : *Ferraillage des poutres principales (30*45) intermédiaires des étages.*

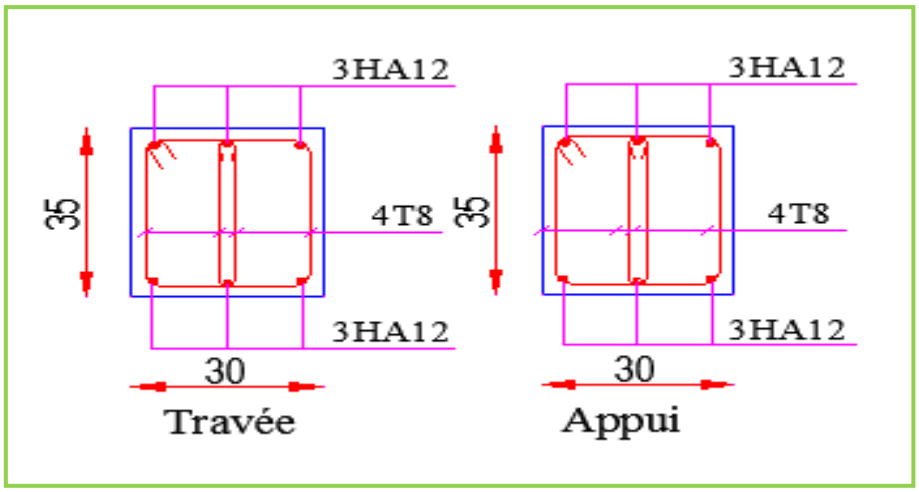


Figure. V.8 : *Ferraillage des poutres secondaires (30*35) de rive du niveau terrasse.*

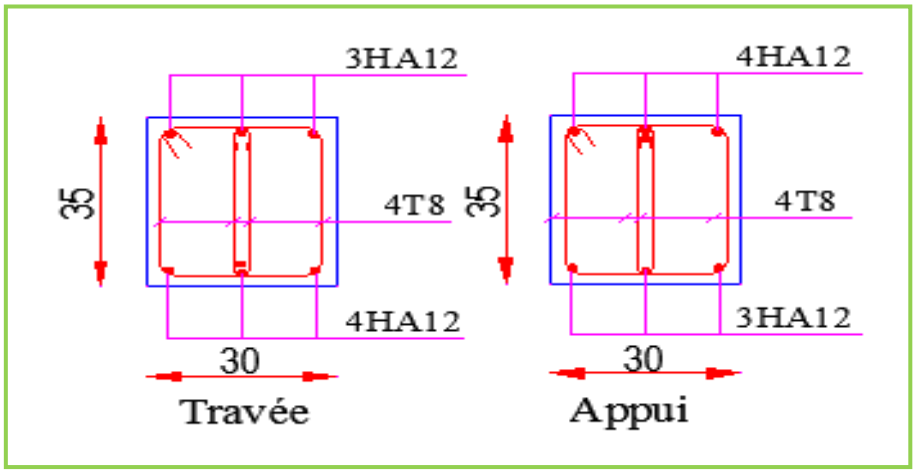


Figure. V.9 : *Ferraillage des secondaires (30*35) de rive des étages.*

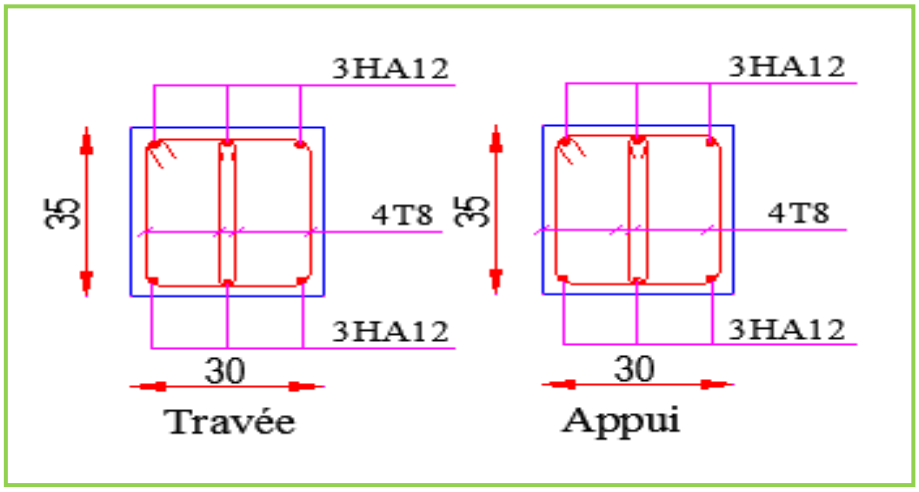


Figure. V.10:*Ferraillage des poutres secondaires (30* 35) intermédiaires du niveau terrasse*

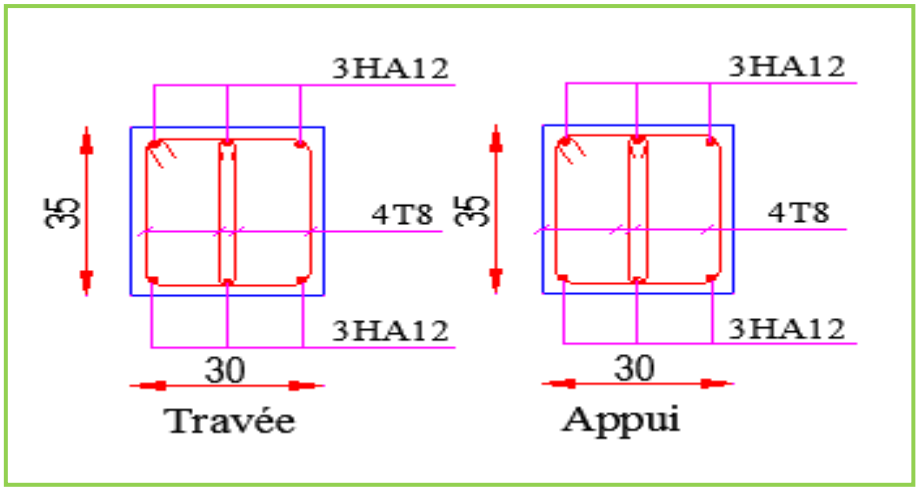


Figure. V.11 : *Ferraillage des poutres secondaires (30*35) intermédiaires des étages.*

V.3. Calcul des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

✓ Situation durable :
- Béton :γb = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σbc = 14.2 MPa.
- Acier :γs = 1.15 ; FeE 400 ; σs = 348 MPa.

✓ Situation accidentelle :
- Béton :γb = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σbc = 14.2 MPa.
- Acier :γs = 1 ; FeE 400 ; σs = 400 MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les
Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1. (Nmax ; Mcorr).
2. (Mmax ; Ncorr).
3. (Nmin ; Mcorr).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003[1] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III
- Leur pourcentage **maximal** sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur pourcentage **maximal** sera de
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pasdépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zonesnodales.

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum Mmax généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max Mmax et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son Ncorres.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum Nmax, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant Mcorres pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant Nmax et son Mcorres.

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorres.

V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

$e=e_1+e_2$

$e_1=\frac{M}{N+e_a}$

$e_2=\frac{3L_{f2}(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$

Avec : $e_a=\max\left(2cm ; \frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.
L_f: Longueur de flambement.
L : Longueur libre du poteau.
h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.
α: Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.
L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Tableau .V.15: *Les Armatures longitudinaux des poteaux*

Niveau (m)		Cas	Combinaison	N (KN)	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm²)	Aadop (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
35*35	+30.26	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	-6.4	1.69	2.8	3HA12=3.39	11.03	8HA14= 12.32
	30.26	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdX	138.57	34.06	2.8	3HA12=3.39	11.03	
	30.26	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	207.84	-20.40	2.8	3HA12=3.39	11.03	
	26.86	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	-21.03	5.54	2.8	3HA12=3.39	11.03	8HA14= 12.32
	26.86	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdX	146.77	72.01	4	4HA12=4.52	11.03	
	26.86	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	374.1	36.21	2.8	3HA12=3.39	11.03	
40*40	23.46	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdX	-10.6	9.88	3.2	3HA12=3.39	14.40	8HA16= 16.08
	23.46	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdX	215.70	116.61	5.6	5HA12=5.65	14.40	
	23.46	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	548.4	22.42	3.2	3HA12=3.39	14.40	
	20.06	Nmax -->Mcorr	0,8.G+EdX	-12.21	4.01	3.2	3HA12=3.39	14.40	8HA16= 16.08
	20.06	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdX	263.07	107.95	4.4	4HA12=4.52	14.40	

	20.06	Nmin --->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	738.5	29.82	3.2	3HA12=3.39	14.40	
45*45	16.66	Nmin --->Mcorr	0,8.G+EdX	938.2	39.08	3.6	4HA12=4.52	18.23	12HA14= 18.47
	16.66	Mmax --->Ncorr	G+Q+EdX	294.04	154.14	6	6HA12=6.79	18.23	
	16.66	Nmax --->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	-68.36	15.30	3.6	4HA12=4.52	18.23	
	13.26	Nmin --->Mcorr	0,8.G+EdX	-151.52	15.47	3.6	4HA12=4.52	18.23	12HA14= 18.47
	13.26	Mmax --->Ncorr	G+Q+EdX	305.06	134.85	4.6	3HA14=4.62	18.23	
	13.26	Nmax --->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1139.25	31.46	3.6	4HA12=4.52	18.23	
50*50	9.86	Nmin --->Mcorr	0,8.G+EdX	-284.9	21.78	4.8	4HA14=6.16	22.50	12HA16= 24.13
	9.86	Mmax --->Ncorr	G+Q+EdX	317.72	162.00	5.0	4HA14=6.16	22.50	
	9.86	Nmax --->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1355.74	38.74	4.0	4HA12=4.52	22.50	
	6.46	Nmin --->Mcorr	0,8.G+EdX	-470.58	24.45	7.2	5HA14=7.70	22.50	12HA16= 24.13
	6.46	Mmax --->Ncorr	G+Q+EdX	282.09	42.77	4.0	4HA12=4.52	22.50	
	6.46	Nmax --->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1584.7	42.98	4.0	4HA12=4.52	22.50	
(55*55)	3.06	Nmin --->Mcorr	0,8.G+EdX	-487.11	10.36	6.6	6HA12=6.79	27,22	4HA20+ 8HA16 = 28.65
	3.06	Mmax --->Ncorr	G+Q+EdX	630.30	33.56	4.4	4HA12=4.52	27,22	
	3.06	Nmax --->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1860.82	2.90	4.4	4HA12=4.52	27,22	

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

Tableau .V.16 : *Valeurs des contraintes à l'E.L.S*

Niveau (m)		N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
35*35	30.26	15.11	-0.79	0.2	2.3	15.00	201.63
	30.26	101.76	24.67	4.4	42.7	15.00	201.63
	30.26	152.39	-14.79	2.2	30.3	15.00	201.63
	26.86	80.63	5.11	0.9	13.1	15.00	201.63
	26.86	177.91	21.03	2.9	39.5	15.00	201.63
	26.86	272.49	26.17	3.3	53.9	15.00	201.63
40*40	23.46	136.64	8.43	1.1	16	15.00	201.63
	23.46	257.90	30.61	2.9	40.8	15.00	201.63
	23.46	398.55	25.75	3.3	47.4	15.00	201.63
	20.06	186.50	1.28	1	14.4	15.00	201.63
	20.06	337.02	25.07	3	42.5	15.00	201.63
	20.06	535.93	21.52	3.8	54.2	15.00	201.63
45*45	16.66	680.33	28.20	3.5	50.5	15.00	201.63
	16.66	421.89	33.06	2.7	38.7	15.00	201.63
	16.66	267.39	1.57	1	15.3	15.00	201.63
	13.26	335.10	1.87	1.3	19.2	15.00	201.63
	13.26	506.00	26.38	2.8	40.2	15.00	201.63
	13.26	825.71	22.70	3.8	55.9	15.00	201.63
50*50	9.86	439.20	3.38	1.5	21.7	15.00	201.63
	9.86	602.62	29.52	2.7	39.3	15.00	201.63
	9.86	982.32	27.95	3.8	56.4	15.00	201.63
	6.46	472.12	19.74	2	29.5	15.00	201.63
	6.46	683.53	38.79	4.5	66.3	15.00	201.63
	6.46	1148.04	-33.79	4.5	66.3	15.00	201.63
55*55	3.06	316.18	1.29	0.8	12.6	15.00	201.63
	3.06	1195.50	11.69	3.3	49.7	15.00	201.63
	3.06	1347.28	2.08	3.5	52.9	15.00	201.63

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b} = 15$ MPa

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elleest en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Vu : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τu : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ **Selon le CBA93 [2] :**

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ ……Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ ……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

❖ **Selon le RPA 99 (version2003) [1] :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$P_d = 0{,}075$…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

$P_d = 0{,}040$…….si l'élancement $\lambda < 5$Avec :

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté "a" l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Lf : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .V.17 : *Valeurs des contraintes limites de cisaillement*

Niveau	Section (cm^2)	V_u max (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
6 et 7 étage	35*35	153.37	1.34	23.528	0.075	1.875	3.33	C.V
4 et 5 étage	40*40	200.39	1.33	20.587	0.075	1.875	3.33	C.V
2 et 2étage	45*45	229.81	1.20	18.299	0.075	1.875	3.33	C.V
RDC et 1 étage	50*50	216.94	0.91	16.469	0.075	1.875	3.33	C.V
Sous-sol	55*55	89.16	0.3	13.47	0.075	1.875	3.33	C.V

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄ [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . V_u}{f_e . h_I}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.
h_I: hauteur totale de la section brute.
S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & zone\ nodale\ . \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & zone\ courante. \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.
ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & si \quad \lambda \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & si \quad \lambda < 5. \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003[1] est donnée par :**

$$\begin{cases} At/(St*b) = 0.3\% & si \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & si\ \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f / D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =400 MPa

On a Φl_{min}= 1.4 cm

❖ **Selon CBA 93 :**

$$\begin{cases} \varphi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.18 : *Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés*

section	V_u(kN)	A_t(mm^2)	λ_g	ρ_a	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	Choix
35*35	153.37	201.06	6.8	2.5	7.13	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
40*40	200.39	201.06	5.95	2.5	5.45	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
45*45	229.81	201.06	5.25	2.5	4.75	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
50*50	216.94	201.06	4.76	3.75	3.36	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
55*55	89.16	201.06	4.58	3.75	7.36	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau .V.19 : *Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux*

section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}$ (%)	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
35*35	courante	0.38	5.32	C.V	-	-
	nodale	0.57		C.V	-	-
40*40	courante	0.34	4.65	-	-	C.V
	nodale	0.50		-	-	C.V
45*45	courante	0.30	4.13	-	-	C.V
	nodale	0.45		-	-	C.V
50*50	courante	0.40	3.01	-	-	C.V
	nodale	0.40		-	-	C.V

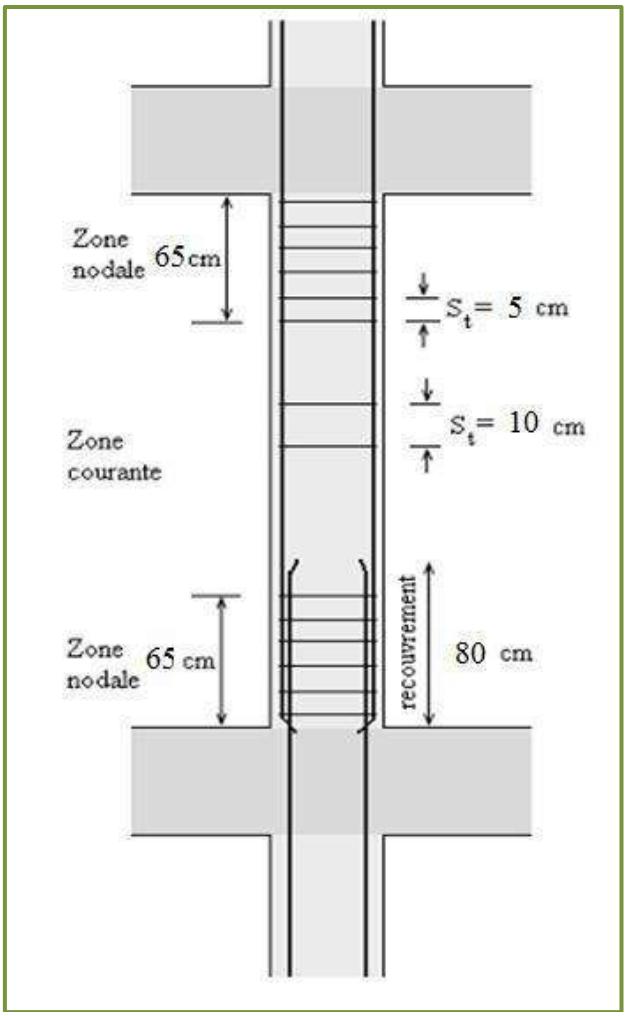
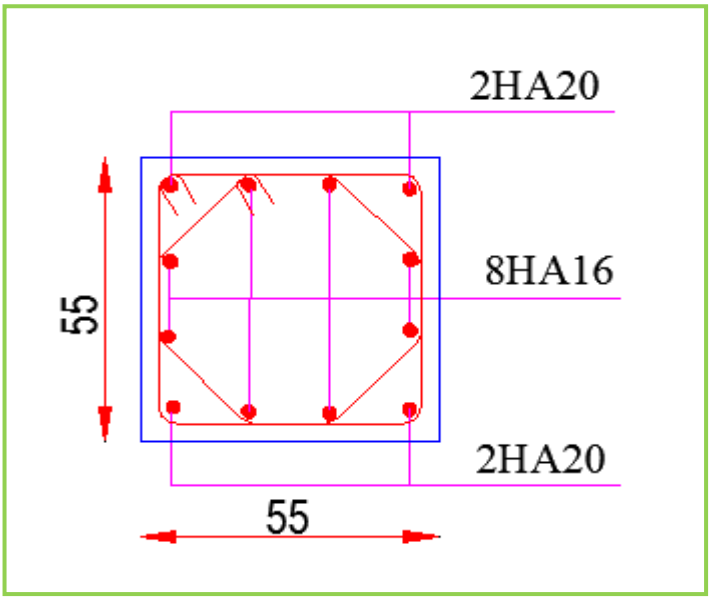


Figure.V.12 : *Disposition des armatures dans les poteaux*



Fiureg. V.13 : *Ferraillage des poteaux carré (55×55)*

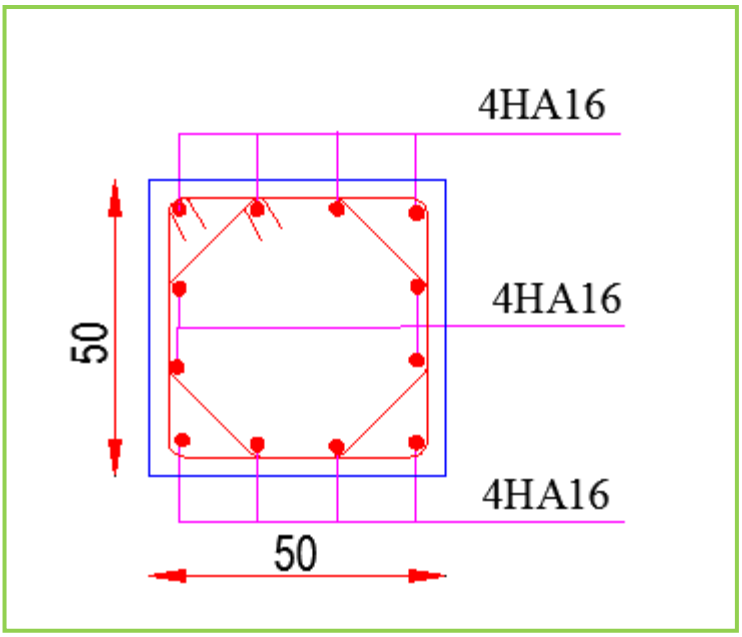


Figure. V.14 : *Ferraillage des poteaux carré (50×50)*

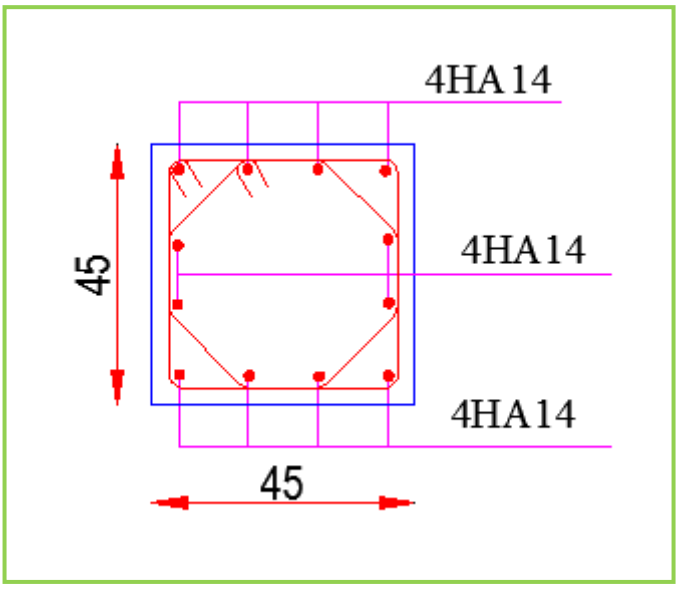


Figure. V.15 : *Ferraillage des poteaux carré (45×45)*

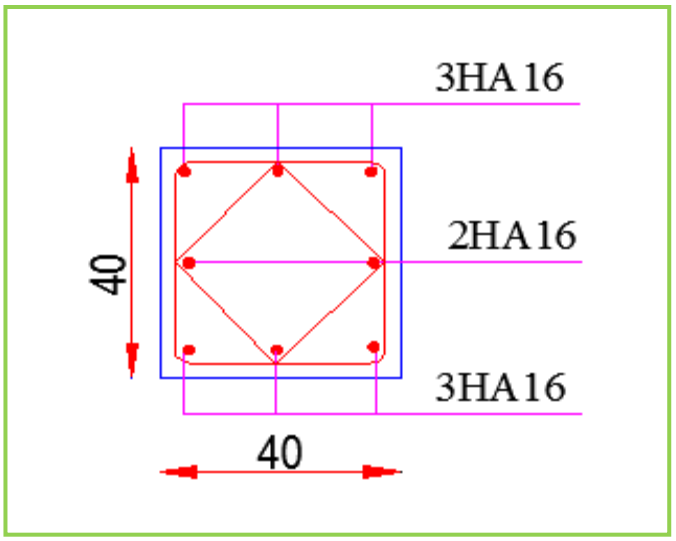


Figure.V.16 : *Ferraillage des poteaux carré (40×40)*

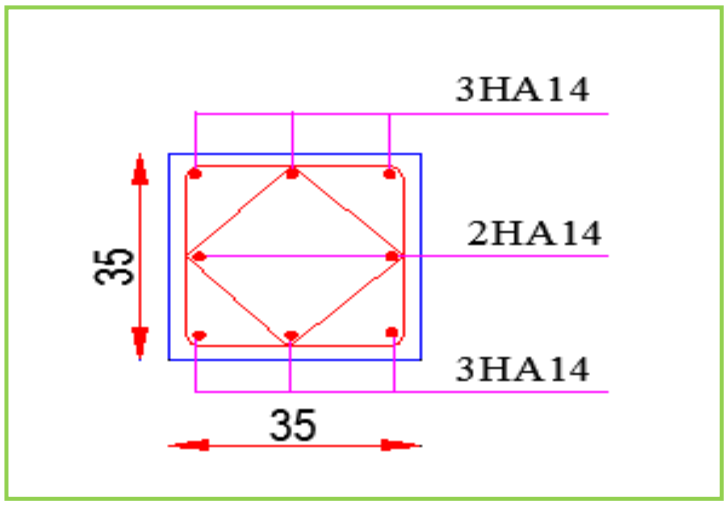


Figure.V.17 : *Ferraillage des poteaux carré (35×4035)*

V.4. Ferraillage des voiles:

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ❖ Reprendre une charge verticale suffisante pou rassurer leur stabilité.
- ❖ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ❖ Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière enformer un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- ❖ Armatures verticaux.
- ❖ Armatures longitudinaux.
- ❖ Armatures transversaux.

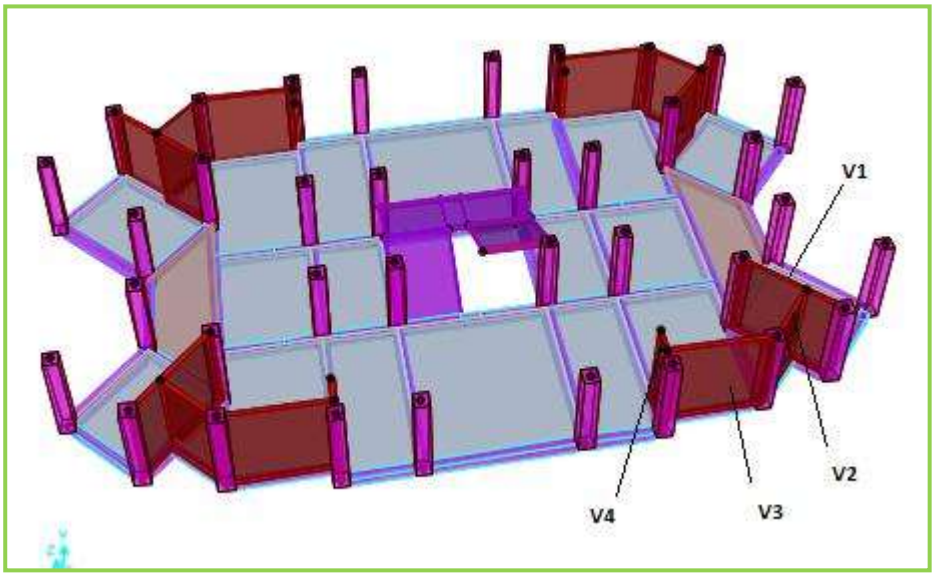


Figure. V.18:*Désignation des voiles.*

V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.3.1. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ❖ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ❖ Des aciers transversaux "A_T ".

V.4.4. Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé.

V.4.4.1. Recommandations réglementaires:

A. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**
  - ✓ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue
  - ✓ **Selon le RPA 99(V2003):**
- $A_{ver} = 0{,}2\%B$ Dans la section tendue du voile.
- $A_{ver} = 0{,}15\%B$ Dans la section globale du voile.
- $A_{ver} = 0{,}1\%B$ Dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.

- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre

$$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right]: \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right]: \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h: hauteur utile.

✓ **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \min[1{,}5a; 30\text{cm}]$$

B. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

✓ **Selon le CBA 93[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales :$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{fe}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

✓ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10} . a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$$

$$S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$$

C. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}[1,5.a ; 30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \frac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

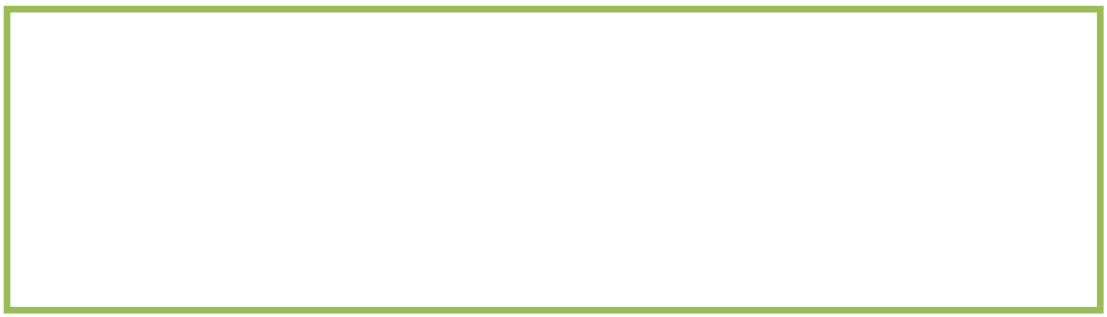


Figure. V.19: *Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

V.4.5. Calcul des Armatures verticales :

V.4.5.1. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau .V.20:*Les données de calcul.*

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s **=1,00**
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	**σ $_s$=400 MPa**

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.21.*Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.*

Niveau	voile	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm²)	0,2%B_T	$A_{choisie}$(cm²)
S-Sol (55×55)	V_1	15×93	1066,74	520,67	ACC	13,0	2.79	2x (12HA12 =13,57)
	V_2	15×301	3047,50	2632,78	ACC	25,2	9.03	2x (23HA12 =26, 01)
	V_3	15×191	145,29	1055,07	ACC	25,2	5.73	2x (23HA12 =26, 01)
	V_4	15×320	1127,70	1320,31	ACC	26,8	9.6	2x (24HA12 =27,14)
RDC et 1ère (50×50)	V_1	15×95.5	774,40	275,90	ACC	8,8	2,86	2x (8HA12 =9,05)
	V_2	15×303,5	1822,89	2024,90	ACC	25,4	9,1	2x(23HA12 =26, 01)
	V_3	15×193,5	942,45	928,95	ACC	16,6	5,80	2x(15HA12 =16, 96)
	V_4	15×320	310,87	414,66	ACC	26,8	9,6	2x (24HA12 =27,14)
2ème et 3ème (45×45)	V_1	15×98	591,41	250,33	ACC	9,0	2.94	2x (8HA12 =9,05)
	V_2	15×306	1348,02	1512,28	ACC	25,6	9.18	2x (23HA12 =26, 01)
	V_3	15×196	525,79	598,90	ACC	16,8	5.88	2x(15HA12 =16, 96)
	V_4	15×320	278,08	295,95	ACC	26,8	9.6	2x (24HA12 =27,14)
4ème et 5ème (40×40)	V_1	15×100,5	394,01	223,14	ACC	9,2	3.01	2x (9HA12 =10,18)
	V_2	15×308,5	811,13	1044,83	ACC	25,8	9.25	2x (23HA12 =26, 01)
	V_3	15×198,5	333,42	382,40	ACC	17,00	5.95	2x (16HA12 =18,10)
	V_4	15×320	166,20	169,12	ACC	26,8	9.6	2x (6HA12+10HA10 =14,63)

6ème et 7ème (35×35)	V_1	15×103	189,80	179,01	ACC	9,4	3.09	2x (9HA12 =10,18)
	V_2	15×311	365,68	567,79	ACC	26,00	9.33	2x (24HA12 =27,14)
	V_3	15×201	172,76	176,74	ACC	17,2	6.03	2x (16HA12 =18,10)
	V_4	15×320	75,48	98,91	ACC	26,8	9.6	2x (24HA12 =27,14)

V.4.5.2. L'espacement:

D'après **le RPA 99 version 2003**, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22{,}5\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

Sv = 20 cm En zone courante

Sv/2 = 10 cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

Avec:

- L : la largeur du voile.
- a : l'épaisseur du voile.

Tableau .V.22: *Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.*

Niveau	**voile**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**	**Amin**		**vérification**
			RPA	CBA	
S-Sol (55×55)	V_1	2x 13,57	2.09	1,39	(CV)
	V_2	2x 26, 01	6.77	4.51	
	V_3	2x 26, 01	4.29	2.86	
	V_4	2x 27,14	7.2	4.8	
RDC et 1éré (50×50)	V_1	2x 9,05	2,14	1,43	(CV)
	V_2	2x 26, 01	6,82	4,55	
	V_3	2x16, 96	4,35	2,9	
	V_4	2x 27,14	7.2	4.8	
2ème et 3ème (45×45)	V_1	2x 9,05	2.20	1.47	(CV)
	V_2	2x 26, 01	6.88	4.59	
	V_3	2x16, 96	4.41	2.94	
	V_4	2x 27,14	7.2	4.8	
4ème et 5ème (40×40)	V_1	2x 10,18	2.26	1.50	(CV)
	V_2	2x 26, 01	6.94	4.62	
	V_3	2x 18,10	4.46	2.97	
	V_4	2x 14,63	7.2	4.8	
6ème et 7ème (35×35)	V_1	2x 10,18	2.31	1.54	(CV)
	V_2	2x 27,14	6.99	4.66	
	V_3	2x 18,10	4.52	3.01	
	V_4	2x 27,14	7.2	4.8	

V.4.5.3. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

  $\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

  $\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.23 : *Vérification des armatures a ELS des voiles plains.*

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S-Sol (55×55)	V_1	15×93	619,96	0,355	27,14	3,8	15	57,7	201,63	(CV)
	V_2	15×301	1371,61	3,03	52,02	2,9		44		
	V_3	15×191	903,67	19,26	52,02	2,9		43,4		
	V_4	15×320	500,57	-35,30	54,28	1,7		42,9		
RDC et 1ère (50×50)	V_1	15×95.5	392,82	0,861	18,1	2,3		34,9	201,63	(CV)
	V_2	15×303,5	1073,58	59,68	52,02	2,2		32,8		
	V_3	15×193,5	697,82	4,402	33,92	2,1		31,1		
	V_4	15×320	152,74	33,56	54,28	0,4		5,4		
2ème et 3ème (45×45)	V_1	15×98	306,52	1,457	18,1	1,8	15	27,0	201,63	(CV)
	V_2	15×306	822,41	73,55	52,02	1,7		26,1		
	V_3	15×196	525,88	-37,10	33,92	1,8		26,7		
	V_4	15×320	151,28	33,85	54,28	0,4		5,3		
4ème et 5ème (40×40)	V_1	15×100,5	251,93	2,216	20,36	1,4	15	21,7	201,63	(CV)
	V_2	15×308,5	574,95	82,32	52,02	1,3		19,4		
	V_3	15×198,5	369,006	-36,26	36,2	1,3		19,3		
	V_4	15×320	103,55	37,51	29,26	0,3		4,70		
6ème et 7ème (35×35)	V_1	15×103	106,96	3,21	20,36	0,7	15	9,8	201,63	(CV)
	V_2	15×311	293,24	88,51	54,28	0,8		11,6		
	V_3	15×201	189,09	-51,65	36,2	0,9		12,9		
	V_4	15×320	42,69	44,07	54,28	0,2		2,8		

V.4.6. Calcul des armateurs horizontaux :

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau .V.24 : *Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines.*

Niveau	voile	S (cm^2)	V(KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau_b}$ (Mpa)	S_h		S_h	$A_{choisie}$ (cm^2)
						RPA	CBA		
S-Sol (55×55)	V_1	15×93	232,26	0,056	5	22,5	24,75	15	2x (8HA10=6.28cm)
	V_2	15×301	1154,71	0,27	5	22,5	24,75	15	2x (26HA10=20.42cm)
	V_3	15×191	631,02	0,15	5	22,5	24,75	15	2x (17HA10=13.35cm)
	V_4	15×320	507,31	0,12	5	22,5	24,75	15	2x (28HA10 =21.99cm)
RDC et 1éré (50×50)	V_1	15×95.5	215,37	0,046	5	22,5	27,54	15	2x (9HA 10=7.07cm)
	V_2	15×303,5	1061,99	0,23	5	22,5	27,54	15	2x (26HA10=20.42cm)
	V_3	15×193,5	621,13	0,13	5	22,5	27,54	15	2x (17HA10=13.35cm)
	V_4	15×320	91,10	0,01	5	22,5	27,54	15	2x (28HA10 =21.99cm)
2ème et 3ème (45×45)	V_1	15×98	180,51	0,03	5	22,5	27,54	15	2x (9HA 10=7.07cm)
	V_2	15×306	932,38	0,20	5	22,5	27,54	15	2x (26HA10=20.42cm)
	V_3	15×196	473,94	0,10	5	22,5	27,54	15	2x (17HA10=13.35cm)
	V_4	15×320	94,59	0,02	5	22,5	27,54	15	2x (28HA10 =21.99cm)
4ème et 5ème (40×40)	V_1	15×100,5	175,43	0,03	5	22,5	27,54	15	2x (9HA 10=7.07cm)
	V_2	15×308,5	727,27	0,15	5	22,5	27,54	15	2x (28HA10 =21.99cm)
	V_3	15×198,5	340,22	0,07	5	22,5	27,54	15	2x (17HA10=13.35cm)
	V_4	15×320	73,45	0,01	5	22,5	27,54	15	2x (28HA10 =21.99cm)
6ème et 7ème (35×35)	V_1	15×103	168,96	0,03	5	22,5	27,54	15	2x (9HA 10=7.07cm)
	V_2	15×311	458,66	0,09	5	22,5	27,54	15	2x (28HA10 =21.99cm)
	V_3	15×201	198,73	0,04	5	22,5	27,54	15	2x (17HA10=13.35cm)
	V_4	15×320	52,78	0,01	5	22,5	27,54	15	2x (28HA10 =21.99cm)

V.4.7. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE235.

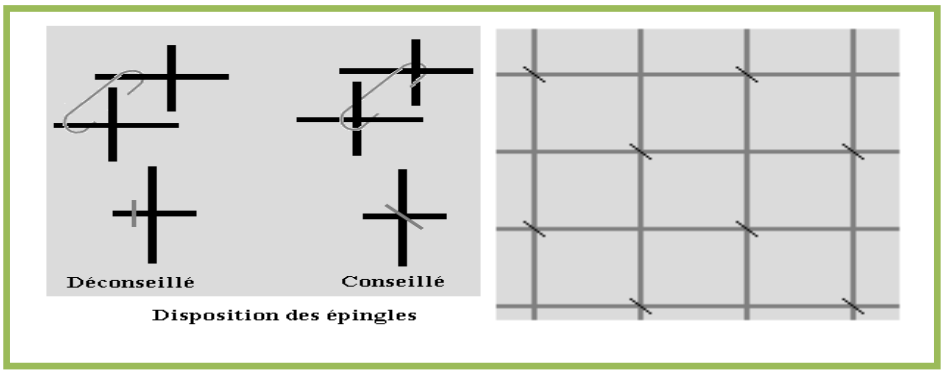
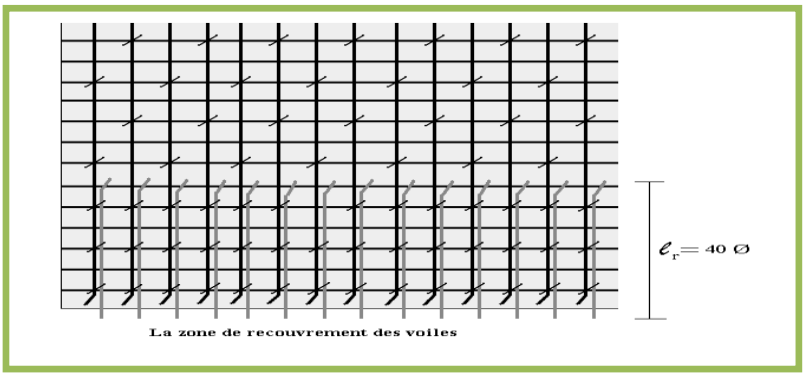


Figure. V.19: *Les armatures transversales et les épingles.*

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=40.ϕ=65 cm



Chapitre VI:
Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.
La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.
La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux….).
La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.
Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2. Type de la fondation :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.
Le rapport du sol **[5]** donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature marne argileuse
  - De faible humidité et moyenne compacité W=13.34%.
  - Argiles peu plastique.
  - De moyenne compressibilité
  - Peu gonflant
  - De Moyenne cohésion c=0.832 bars.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.

- Le taux de carbonates est moyen.

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles filantes sous 4 poteaux.
- Semelles filantes sous 6 poteaux.
- Radier.

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

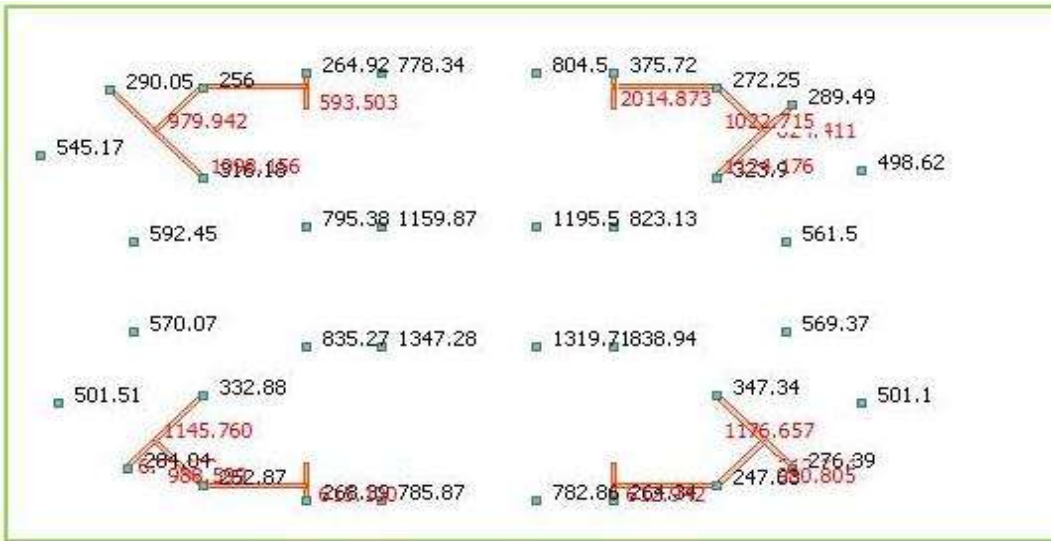


Figure.VI.1 : *Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.*

VI.4.1. Calcul des semelles filantes :

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles filantes sous 2 poteaux.
- Semelles filantes sous 4 poteaux.
- Semelles filantes sous 4 poteaux.
- Radier.

VI.4.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous:

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

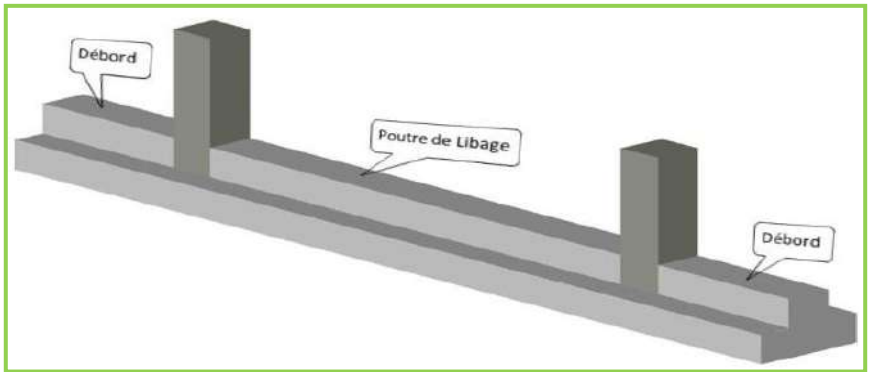


Figure. VI.2 : *Schéma d'une semelle filante sous poteaux*

VI.4.2.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\,\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d+c+\frac{\emptyset}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tablea0x suivants :

Tableau VI.1: *dimensions des semelles filantes sous 6 poteaux à l'ELS*

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	b(cm)	B (m)	d (cm)	1,5*B (m)	h (cm)
SF_1	24.82	3863,902	155.67	55	1.00	40	1.5	30
SF_4	24.82	4273.870	172.94	55	1.00	40	1.5	30

Tableau VI.2 : *dimensions des semelles filantes sous 6 poteaux à l'ELU*

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	b(cm)	B (m)	d (cm)	1,5*B (m)	h (cm)
SF_1	24.82	5812,684	234.19	55	1.30	40	1.95	30
SF_4	24.82	5745.287	231.47	55	1.30	40	1.95	30

- **Dimensions des semelles filantes sous 4 poteaux :**

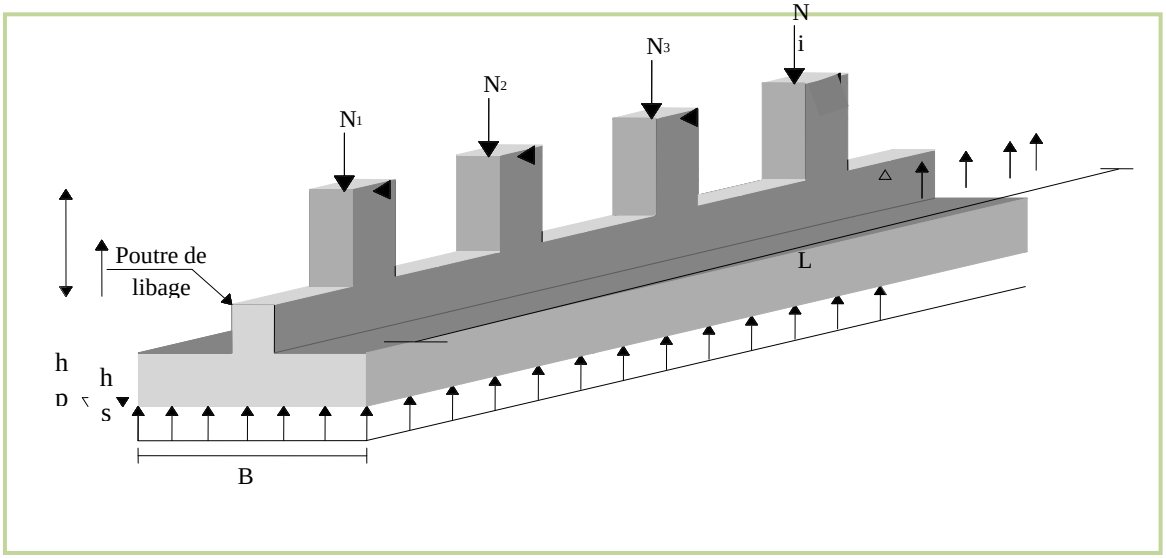


Figure VI.3 : *Semelle filante sous 4 poteaux*

Tableau VI.3: dimensions des semelles filantes sous 4 poteaux à l'ELS

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	b(cm)	B (m)	d (cm)	1,5*B (m)	h (cm)
SF_2	10	5341.19	534.119	55	3.30	40	4.95	75
SF_3	10	3973.88	397.388	55	2.40	40	3.6	55

Tableau VI.4: dimensions des semelles filantes sous 4 poteaux à l'ELU

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	b(cm)	B (m)	d (cm)	1,5*B (m)	h (cm)
SF_2	10	7191.24	719.124	55	4.50	40	6.75	100
SF_3	10	6661.28	666.128	55	4.20	40	6.3	100

VI.4.2.2.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.
Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures principales :**

$A = \frac{N(B-b)}{8.d.\sigma s}$ $\quad ESP = \frac{100}{n}$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6: Armatures principales des semelles filantes.

	Nu (kN/mℓ)	Nser (kN/mℓ)	D (cm)	Au (cm^2)	Aser (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	Esp (cm)
SF3	666.128	397.388	40	6.73	6.30	6HA12=6.78	16.66

- Pour les semelles (SF_1, SF_2, SF_3 et SF_4) n'est pas munie de poutre de libage, on prévoit donc des armatures de répartitions.

❖ **Armatures de répartition :**

$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$; ESP = $\frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Tableau.VI.7: Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF(1-4)	6HA12=6.79	16

VI.4.2.3. Vérification des longueurs de scellement :
La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

***Tableau.VI.8:** Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.*

Semelle	∅(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF (1 à 4)	12	32.5	16.25	32.50	Courbe

Commentaire :
Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

***Tableau.VI.9:** Vérification de la stabilité au renversement.*

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_3	666.128	413.35	0.74	1.30	0.32	C.V

VI.5. Ferraillage Longitudinal:

VI.5.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1et PL2) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1, SF2, SF3 et SF4) respectivement.

Tableau VI.10: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.55	4.30	0.80	376096	5.13	Oui
PL2	0.55	4.30	0.80	376096	5.13	Oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau .VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	6661.10	3973.88	11.4	584.307	348.58
PL2	7191.24	4341.2	11.4	630.81	380.80

VI.5.2.Calcul des moments :
Aux appuis :

À l'ELU:

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

À l'ELS :

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

En travées :

À l'ELU:

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

À l'ELS :

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI.12: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PL1	-904.33	433.49	-587.80	258.61
PL2	-977.11	476.99	-586.75	282.51

VI.5.3Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; on a $\mu \leq \mu l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Elément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	433.49	75	3.677	0.00	6HA20=18.85
	Appui	-904.33	75	7.671	0.00	12HA20=37.70
PL2	Travée	467.99	75	3.970	0.00	6HA20=18.85
	Appui	-977.11	75	8.289	0.00	13HA20=40.84

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.14: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Element		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	18.85	-258.61	5.7	197.0	oui
	Appui	37.70	587.80	10.3	201.6	oui
PL2	Travée	18.85	282.51	6.3	201.6	oui
	Appui	40.84	-586.75	10	201.6	oui

On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

Calcul à l'ELS:

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15: *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS*

Elément		Mser(KN.m)	A(cm^2)	A'	Choix
PL1	Travée	258.61	18.4	0.00	6HA20=18.85
	Appui	-587.80	35.3	0.00	12HA20=37.70
PL2	Travée	282.51	40.2	0.00	6HA20=18.85
	Appui	-586.75	57.3	0.00	13HA20=40.84

VI.5.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.5.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau.VI.16: *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.*

élément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	1256.260	2.947	2.5	6HA20=18.85	10	15
PL2	1356.2415	2.947	2.5	13HA20=40.84	10	15

VI.6. Le Radier :

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

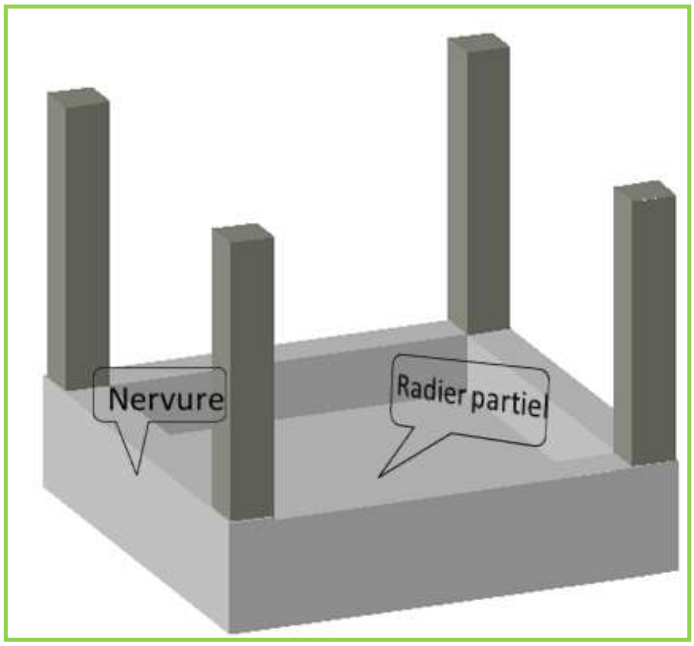


Figure VI.4 : Schémas d'un radier nervuré

VI.6.1. Dimensionnement du radier :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{440 - 55}{20} = \frac{385}{20} = 19.25cm$$

On adopte : h=45cm.

VI.6.2. Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.
La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.
Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires µx ,µ y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{2.90}{4.40} = 0.659 > 0.4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ direction$$

VI.6.2.a. Calcul des Charges du radier :

q_{rad}=PP+$P_{remblai}$=25*0.45 + 18*(2-0.45)=39.15kN/m².
à l'ELU: qu=1.35 . qrad =52.85kN/m².
à l'ELS: qs= qrad =39.15kN/m².

VI.6.2.b. Vérification de la surface du radier :

$$\sigma_{radier} = q\text{radier} = \frac{39.15kN}{m^2} = O.O39 \text{ MPa}$$

Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{radier} = 0.39 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2\text{bars}$$

Donc le surface du radier est suffisante.

VI.6.2.c. Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Détermination des moments à l'ELU:**

Mx = µx.qu.lx² = 0.0779x52.85x (5.30)² = 115.65 kN.m.
My = µy. Mx = 0.3338x115.65 = 38.60 kN.m.
En travée:
Mtx = 0.85Mx= 0.85x115.65 = 98.30 kN.m.
Mty = 0.85My=0.85x38.60 =32.81 kN.m.
Aux appuis:
Max = -0.3 Mx = -0.3 x115.65 = -34.69 kN.m.
May = -0.3 Mx = -0.3 x115.65 = -34.69 kN.m.

- **Détermination des moments à l'ELS:**

Mx = µx.qser.lx² = 0,0831 x39.15x (5.30)² = 91.38 kN.m.
My = µy. Mx = 0.5004 x91.38= 45.72 kN.m.
En travée:
Mtx = 0.85Mx=0.85x91.38=77.67 kN.m.
Mty = 0.85My=0.85x45.72 = 38.86 kN.m.
Aux appuis:
Max = -0.3 Mx = -0.3x91.38 = 27.41 kN.m.
May = -0.3 Mx = -0.3x91.38 = 27.41 kN.m.

- **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:**

Tableau IV-17 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	Sens	M (kN.m)	D (cm)	A (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	98.30	40	7.20	7HA12 =7.92
	Y	32.81	40	4.90	5HA12 =5.65
Appui	X	-34.69	40	4.90	5HA12 =5.65
	Y	-34.69	40	4.90	5HA12 =5.65

Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau VI-11 : Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs≤[σs]	σb≤[σb]
Travée	X	7.92	77.67	97.7	0.5	C.V	**C.V**
	Y	5.65	38.86	12.7	1.1	C.V	**C.V**
Appui	X	5.65	-27.41	8.9	0.8	C.V	**C.V**
	Y	**5.65**	**-27.41**	**8.9**	**0.8**	**C.V**	**C.V**

On remarque que les contraintes sont vérifie.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 106.15\ kN$$

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 93.36\ kN$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \,.\, d} = \frac{106.15.10^3}{1000 * 400} = 0.265\ MPa \leq \frac{0.07\ .fc28}{\gamma b} = 1.167 MPa$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.6.3. Nervure :

VI.6.3.1. Dimensionnement :

On cherche la hauteur de la nervure à l'aide de la formule :

$$h \geq 3\sqrt{\frac{48\,.\,l^4\,.\,K}{\pi^4\,.\,E}} = 48cm$$

Avec :

- ✓ L=3.70 m : la longueur de la nervure.
- ✓ K=0.04MPa : coefficient de raideur du sol.
- ✓ E=32164.19 MPa : le module d'élasticité du béton.

Donc : on choisit h=50 cm.
Alors : on a des nervures de 50x50 cm².

VI.6.3.2. Evaluation des charges :

❖ **À l'ELU :**

$$q_u = \frac{Nu + Nu}{l} + 1.35\ PP + qu\ .\ b = 361.80\ kN/m.l$$

❖ **À l'ELS :**

$$q_{ser} = \frac{Nser + Nser}{l} + PP + qser\ .b = 274.70\ kN/m.l$$

VI.6.2.a. Calcul des moments :

VI.6.2.a.1. Aux appuis :

❖ **À l'ELU :**

$$M_a = -\frac{q_u x \ell^2}{12} = \frac{36280x3.7^2}{12} = \text{-412.75 kN. m}$$

❖ **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser}\,x\ell^2}{12} = \frac{274.70x3.7^2}{12} = \text{-313.38 kN. m}$$

VI.6.2.1.2. En travées :

❖ **À l'ELU :**

$$M_t = -\frac{q_u x\ell^2}{24} = \frac{36280x3.7^2}{24} = 206.37\ kN.m$$

❖ **À l'ELS :**

$$M_t = -\frac{q_{ser}\,x\ell^2}{24} = \frac{274.70x3.7^2}{24} = 156.69\ kN.m$$

VI.6.3.3. Calcul du ferraillage :

VI.6.3.3.1. armatures longitudinales :

- **Calcul à l'ELU de résistance :**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad Si \;\; \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow \; A' = 0 \;\; et \;\; A = \frac{Mu}{\beta.\, d.\sigma s}$$

Tableau VI-18 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	Mu (kN.m)	M	d (cm)	A (cm²)	Choix
Travée	206.37	0.143	45	14.3	**8HA12=16.08**
Appui	**-412.75**	**0.287**	**45**	**31.2**	**8HA20+4HA14=31.29**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI-19: *Vérifications des armatures longitudinales de la nervure*

	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ [σb]	σs ≤ [σs]
Travée	16.08	156.69	0.7	96.2	C.V	C.V
Appui	31.29	-313.38	0.8	98.5	C.V	C.V

VI.6.4. Armatures transversales :

- **Calcul de l'effort tranchant Tu :**

Tu=qu.ℓ/2=361.80x3.7/2=669.33 kN.

- **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{669.33 * 10^3}{500\,.\,450} = 0.297 \text{ MPa} < [\tau] = 2.50 \text{ MPa}$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant-§armatures transversales- pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

❖ **Zone nodale :**

- Sa longueur ℓ_{nodal} =100 cm.
- A_t = 4T10.
- S_t = 10cm.

❖ **Zone courante :**

- A_t = 4T10.
- S_t = 20cm.

VI.7. Etude du mur de soutènement-voile périphérique :

Notre voile périphérique joue double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 50 ϕ pour les renforcements des angles.
- On adopte une épaisseur e = 20 cm.
- La hauteur de voile périphérique = 3.68 m.

VI.7.1. Evaluation des charges :

- En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement-voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du couloir.

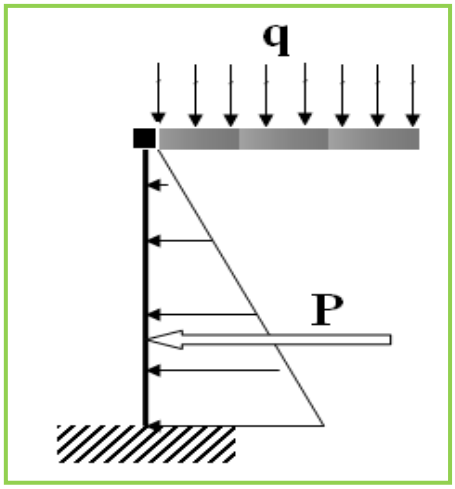


Figure 6.5 : *Le chargement qui vient au mur de soutènement*

VI.7.1.a. charge permanente :

Nous avons :

- un terrain plat : $\beta=0$
- mur droit : $\lambda=0$
- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : $\gamma=18kN/m^3$.
- l'angle de frottement interne : $\varphi=20^o$
- D'après Rankine La poussée des terres P est égale à : $\begin{cases} P=1/(2.k\gamma a.\gamma.h^2) \\ G= k\gamma a.\gamma.h \end{cases}$
- Le coefficient de contrainte : $k\gamma a=tg2\,[(\pi/4)-(\varphi/2)]$;D'où : $k\gamma a=0.490$
- Alors : G= 0.490 * 18 * 4.08=32 kN/m²

VI.7.1.b. charge d'exploitation :

Nous avons :

- Q=kq .q
- kq= kγ /cos (β- λ)=0.490
- Alors : Q= 0.409 x 2.5=1.225 kN/m².

VI.7.1.c. combinaisons d'actions :

- qu=1.35G+1.5Q=45kN/m².
- qser=G+Q=33.225 kN/m².

Pour une bande de 1m :

- qu=45kN/mℓ.
- qser=33.225 kN/mℓ.

$$= 0.350MPa \leq \frac{0.07\ .fc28}{\gamma b} = 1.167MPa$$

Conclusion générale

conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Références bibliographiques

Bibliographie

Documents réglementaires :

- Régles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Régles parasismique algérienne RPA99 version 2003 ;(document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48)
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé.M.BELAZOUGHI
- Support du cours Béton Armé ITEC185
- Conception et calcul des structure en béton « HENRY THONIER »
- Cours de formation

Manuels techniques :

- SAP 2000 version 17. 3.0
- AutoCAD 2012
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Les mémoires :

- ABDALLAH EL HADJ Fayçal(Promotion: juin 2015)
- NADHIR (Promotion: juin 2015)
- NEZLIOUI Nasreddine(Promotion: juin 2008)