

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ- BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

SID MOSAAB

IKHLEF MUSTAPHA

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème :

Etude et conception d'un bâtiment en R+9 a usage multiple avec contreventement mixte implanter en zone de moyenne sismisite

Devant le jury composé de :

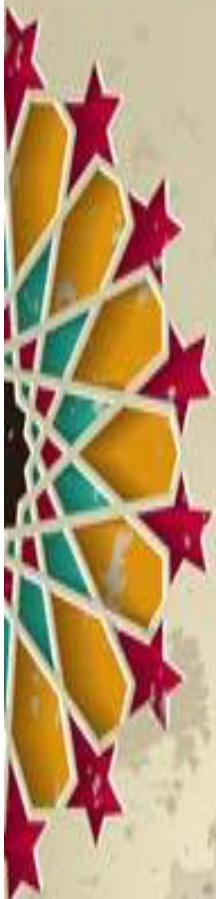
Refas Ibrahim
Boumaiza Malika
Rouabeh Aicha

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examineur

Année Universitaire 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes parents qui m'ont toujours soutenu durant
toutes les périodes de vie, que dieu le tout
puissant les protégées et les gardes.*

Mes frères e, Mes sœurs

Et ma future femme.

Mon ami et binôme : IKHLEF MUSTAPHA

A tous mes amis

A toute la famille SID.

A toute la promotion 2020.

SID MOSAAB

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents SALEM ,HOURIA et ZOÛRA qui m'ont toujours soutenu durant toutes les périodes de vie, que dieu le tout puissant les protégées et les gardes.

Mon frère IBRAHIM et Ma sœur AIDA

Au mari de ma sœur RAHMANI OMAR

À la femme de mon frère TAMI.H

À ma future femme CH_Y.

À la femme de mon frère TAMI.H

À mes jeunes frères MOETAZ YACINE ISMAIL AICHA

Mon ami et binôme : SID MOSAAB

A tous mes amis

A toute la famille IKHLEF .

A toute la promotion 2020.

IKHLEF MUSTAPHA



REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH de nous avoir donné le courage et la volonté de terminer ce travail, et nos parents pour leurs appuis et leurs soutiens.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice M^{me} Boumaiza pour ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Enfin, nous tenons à remercier Dieu qui nous a guidés pas à pas pour atteindre notre objectif

Sommaire

Remerciement	
Dédicace	
Résumé	I
Abstract	II
ملخص	III
Sommaire.....	.IV
Liste des Figures.....	XI
Liste des Tableaux.....	XX
Introduction01

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 INTRODUCTION.....	.04
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	.04
I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	.04
I.3.1 Dimensions en élévation.....	.04
I.3.2 Dimensions en plan.....	.04
I.3.3 Ossature de l'ouvrage.....	.05
I.3.4 Planchers.....	.05
I.3.5 Maçonnerie.....	.05
I.3.6 Escaliers.....	.06
I.4 Caractéristiques des matériaux.....	.06
I.4.1 Le Béton.....	.06
I.4.2 L'acier.....	.10
I.5.Hypothèse de calcul.....	.12
I.5.1 État limite ultime (ELU)12
I.5.2 État limite de service (ELS)12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et Descente de charges .

II.1 Introduction.....	14
II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	14
II.2.1 Les planchers.....	14
II.2.1.1 Planchers à corps creux.....	14
II.2.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles.....	15
II.2.2 L'acrotère.....	16
II.2.3 Les balcons.....	16
II.2.3.1 Balcon (dalle pleine).....	16
II.2.4 Les escaliers (caractéristiques techniques).....	17
II.2.4.1 Escalier 01.....	17
II.2.4.1.1 Escalier 01.....	18
II.2.4.1.2 Escalier 02.....	19
II.2.5 Pré dimensionnement des poutres.....	20
II.2.5.1 Les poutres principales (porteuses).....	21
II.2.5.2 Les poutres secondaires (non porteuses).....	21
II.2.6 Les voiles.....	22
II.2.6.1 Calcul de l'épaisseur(e).....	23
II.3 Evaluation des charges et des surcharges.....	24
II.3.1.Terrasse inaccessible.....	24
II.3.2.Terrasse accessible.....	24
II.3.3. Plancher des étages courants.....	25
II.3.3. Plancher des étages RDC.....	26
II.3.4Acrotère.....	26
II.3.5.Escaliers.....	27
II.3.5.1 Escaliers.....	27
II.3.5.2.Escalier.....	29
II.3.6.Murs extérieurs.....	30
II.3.7.Murs intérieurs.....	31
II.3.8.Balcons.....	31
II.3.9 Pré- dimensionnement des poteaux.....	32
II.3.9.1Principe.....	32
II.3.9.2.Loi de dégression (DTRBC 2.2 5).....	34

II.3.9.3 Le minimum requis par (RPA99/V2003).....	35
II.3.9.4 Vérification à l'ELS.....	35
II.3.9.5Vérification (solicitation normale).....	36
II.3.9.6.Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau.....	36
II.4 Poteau central.....	37
II.5Descente des charge.....	38
II.6. Calcul des dimensions des poteaux.....	39
II.6.1. Poteau central.....	39
II.7. Vérification des sections.....	40
II.7.1. Vérification de l'RPA.....	40
II.7.2. Vérification au flambement.....	40
II.7.3. Dimensions à respecter pour les poutres : Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA99).....	41

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III.1 Etude de l'acrotère.....	43
III.1.1 introduction.....	43
III.1.2Vérification au séisme.....	44
III.1.3Ferrailage de l'acrotère.....	45
III.1.3.1 Calcul des armatures à L'ELU.....	45
III.1.3.2Calcul des armatures à L'ELA.....	47
III.1.3.3Calcul des armatures à L'E.L.S.....	48
III.1.4Vérification à L'ELU.....	48
III.1.4.1Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91).....	48
III.1.4.2 Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91).....	49
III.1.4.3 Vérification de l'adhérence des barres.....	50

III.1.5	Vérification des contraintes à L'ELS.....	50
III.1.5.1	Dans le béton	50
III.1.5.2	Dans l'acier.....	51
III.1.6	Vérification de l'écartement des barres.....	51
III.1.6.1	Armatures verticales.....	51
III.1.6.2	Armatures de répartition.....	51
III.1.7	Vérification au flambement.....	52
III.1.7.1	Calcul de l'élancement.....	52
III.1.7.2	Vérification à l'élancement.....	52
III.1.8	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	52
III.2	Calcul du Balcon.....	53
III.2.1	Détermination des efforts.....	53
III.2.1.1	Combinaisons de charges.....	53
III.2.1.2	Schéma statique de calcul.....	54
III.2.1.3	Les moments et Les efforts tranchant.....	54
III.2.2	Ferrailage de balcon.....	55
III.2.2.1	Armature principale.....	55
III.2.2.2	Armature de répartition.....	56
III.2.2.3	Vérifications.....	56
III.2.2.3.1	Vérifications à l'ELU	56
III.2.2.3.2	Vérifications à L'ELS.....	57
III.2.2.4	Schéma de ferrailage de balcon.....	58
III.3	Calcul des escaliers	59
III.3.1	Définition.....	59

III.3.2 Terminologie.....	59
III.3.3 Les différents types d'escaliers.....	59
II.3.4 Escalier des étages courants.....	61
III.4 Volée à 4 contres marches.....	68
III.5.1 Escalier des RDC.....	76
III.6 Volée à 6 contres marches.....	84
III.6.2 Ferrailage de la console.....	85
III.6.2.3 Etude de la poutre palière de l'étage courant.....	88
III.6.2.3 Etude de la poutre palière du RDC.....	88
III.7. Calcul du plancher.....	91
III.7.1 Dalle de compression.....	92
III.7.2 Etude des poutrelles.....	93
III.8 L'ascenseur.....	109
III.8.1 Étude de la dalle d'ascenseur.....	109
III.8.2 Charge centrée.....	110
III.8.3 Évaluation des charges et surcharges.....	111
III.8.4 Calcul des sollicitations.....	111
III.8.5. La composition des moments à l'ELU ; l'ELS.....	113
III.8.6. Calcul des armatures en flexion simple.....	114

Chapitre IV : Etude sismique et dynamique

IV.1. Etude sismique.....	118
IV.1.1. Généralité.....	118
IV.1.2. Introduction.....	118
IV.1.3. Le choix de la méthode de calcul.....	118
IV.2. Etude dynamique pour notre structure.....	119
IV.2.1 Objectif de l'étude dynamique.....	119
IV.2.2 Modélisation.....	119
IV.2.2.1 Modélisation mathématique.....	119

IV.2.3 La modélisation de la structure.....	120
IV.2.3.1 Présentation du logiciel ETABS.....	120
IV.2.3.2 Modélisation de la rigidité.....	121
IV.2.3.3 Modélisation de la masse.....	121
IV.2.4 Méthode d'analyse modale spectrale	122
IV.2.4.1 Principe	122
IV.2.4.2 Spectre de réponse de calcul.....	122
IV.2.4.3 Présentation de la vue en 3D.....	125
IV.2.4.4 Présentation de la vue en plan.....	126
IV.2.4.5 Modes de vibrations obtenus.....	126
IV.2.4.6 Centres de masse et inerties des différents niveaux.....	128
IV.2.4.7 Calcul de l'excentricité.....	128
IV.2.4.8 Nombre de modes à considérer.....	129
IV.2.4.9 Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003)	130
IV.2.4.10 Combinaisons des réponses modales.....	132
IV.2.4.11 Méthode statique équivalente.....	133
IV.2.4.12 Vérification des exigences de RPA99/2003.....	135
IV.2.5 Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.).....	139
IV.2.6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	141
IV.2.7 Vérification de l'effort normal réduit.....	144

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants (les éléments principaux)

V Calcul des éléments principaux.....	144
V.1. Introduction.....	144
V.2. Etude des poutres.....	144
V.2.1 Les combinaisons de calcul	145
V.2.2 Ferrailage des poutres	145
V.2.3 Exemple de calcul.....	148
V.3 Etude des voiles	159
V.3.1 Introduction	159

V.3.2 Les combinaisons d'action	160
V.3.4 Ferrailage des voiles.....	162
V.3.6 Exemple de calcul	164
V.4 Etude des poteaux.....	170
V.4.1 Introduction.....	170
V.4.2 Ferrailage des poteaux.....	170
V.4.2.2 Les combinaisons des charges	185
V.4.2.4.1 Exemple de calcul	173

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .Etude de l'infrastructure (Fondation)	184
VI.1 Introduction	184
VI.2 Choix de type de fondations.....	185
VI.2.1 Semelles filantes.....	186
VI.3. Radier nervuré.....	188
VI.3.1. Pré dimensionnement	188
VI.3.2 Détermination des efforts	190
VI.3.2.1 Détermination des charges et des surcharges.....	190
VI.3.2.2 Caractéristiques géométrique du radier	191
VI.3.3 Vérifications nécessaires	191
VI.3.3.1 Vérification au poinçonnement.....	191
VI.3.3.2 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	192
VI.3.3.3 Vérification au cisaillement.....	193
VI.3.3.4. Vérification de la contrainte normale.....	193
VI.3.3.5. Vérification de stabilité	195
VI.3.3.6 .Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E).....	195
VI.3.3.7. Vérification de soulèvement (G+Q+ E).....	196
VI.3.4 Ferrailage de la dalle du radier.....	196
VI.3.4.1 Détermination des efforts	196

VI.3.4.2 Calcul des moments	197
VI.3.4.3 Diagrammes des moments	198
VI.3.4.4 Pourcentage minimal	199
VI.3.4.5 Section minimale.....	199
VI.3.4.6 Espacement maximal : (BAEL 91 Pages (360)).....	199
VI.3.4.7 Calcul des armatures.....	199
VI.3.4.8Vérification.....	202
VI.3.4.8.1Vérification des contraintes à l'ELS.....	202
VI.3.5 Étude de la nervure.....	203
VI.3.5.1Calcul les charges revenant à la nervure.....	204
VI.3.5.2 Ferrailage de la nervure.....	205
VI.3.5.3 Vérifications à l'ELU.....	205

Tableau I.1. Caractéristiques des Aciers:.....	10
Tableau II.1. loi de dégression :.....	34
Tableau II.2. Descente des charges:.....	38
Tableau II.3. Calcul des dimensions des poteaux :.....	39
Tableau II.4. Vérification des conditions RPA:.....	40
Tableau II.5. Vérification du flambement:.....	41
Tableau II.6. Dimensions à respecter pour les poutres:.....	41
Tableau III.1 Sollicitations dans l'acrotère :.....	45
Tableau III.2. Vérifications des contraintes dans le béton à l'ELS :.....	51
Tableau III.3 Vérification des contraintes de compression dans le béton :.....	57
Tableau III.4. Calcul des combinaisons des charges (7 contre marches) :.....	61
Tableau III.5. Valeurs des réactions aux appuis:.....	62
Tableau III.6. Valeurs des moments fléchissant:.....	63
Tableau III.7. Résultats du calcul des sections d'armatures en travée :.....	64
Tableau III.8. Résultats du calcul des sections d'armatures en appuis :.....	65
Tableau III.9. Vérification des contraintes dans le béton :.....	67
Tableau III.10. Vérification de la flèche :.....	68
Tableau III.11. Calcul des combinaisons des charges (4 contre marches) :.....	68
Tableau III.12. Vérification des contraintes de compression dans le béton :.....	72
Tableau III.13. Résultats de ferrailage de la poutre pallière :.....	74
Tableau III.14. Vérification des contrainte de béton :.....	75
Tableau III.15. Calcul des combinaisons des charges (9 contre marches) :.....	76
Tableau III.16. Valeurs des moments fléchissant :.....	77
Tableau III.17. Résultats du calcul des sections d'armatures en travées :.....	78
Tableau III.18. Résultats du calcul des sections d'armatures en appuis :.....	79
Tableau III.19. Vérification des contraintes dans le béton :.....	82
Tableau III.20. Calcul des combinaisons des charges (6 contre marches) :.....	84
Tableau III.21. Vérification des contraintes de compression dans le béton :.....	87
Tableau III.22. Résultats de ferrailage de la poutre pallière :.....	89
Tableau III.23. Vérification des contrainte de béton :.....	90
Tableau III.24. Charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression :.....	94
Tableau III.25. Les charges supportées par la poutrelle :.....	96

Tableau III.26. Les moments sur appuis	101
Tableau III.27. Les moments sur travées:.....	102
Tableau III.28. les efforts tranchants(Plancher terrasse):.....	103
Tableau III.29. Les résultats contraintes maximale dans le béton comprimé :.....	106
Tableau III.30. Evaluation des charges :.....	111
Tableau III.31. Correction des moments:	113
Tableau III.32. Le ferrailage dans les deux sens:.....	114
Tableau III.33. Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS :.....	115
Tableau IV.1. Calcul de facteur de qualité Q :.....	123
Tableau IV.2. Centre de masse,Centre de rigidité et excentricité:	129
Tableau IV.3. Centre de masse et centre de rigidité de la structure :	129
Tableau IV.4. Pourcentage de la participation massique :.....	130
Tableau IV.5. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal :.....	131
Tableau IV.6. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal :	131
Tableau IV.7. Combinaison des réponses modales :.....	132
Tableau IV.8. Résumé des résultats des paramètres calculés :.....	135
Tableau IV.9. Résultantes des forces sismiques à la base :.....	136
Tableau IV.10. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X :.....	137
Tableau IV.11. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y :.....	138
Tableau IV.12. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X et Y-Y:	139
Tableau IV.13. Les valeurs des effort sismiques appliqués sur la structure sens X-X et Y-Y	142
Tableau IV.14. Valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y :.....	143
Tableau IV.15. Vérification du renversement :.....	144
Tableau IV.16. Vérification de l'effort normal réduit:.....	145
Tableau V.1. Caractéristiques des poutres :.....	148
Tableau V.2. Caractéristiques des matériaux :.....	148
Tableau V.3. Ferrailage des poutres principales (30x40)cm ² :	152
Tableau V.4. Ferrailage des poutres secondaires (30x35) cm ² :.....	153
Tableau V.5. Vérification de l'effort tranchant:	156
Tableau V.6. Vérification de l'adhérence :	157
Tableau V.7. Contrainte de compression dans le béton (PP) :	158

Tableau V.8. Contrainte de compression dans le béton (PS) :	158
Tableau V.9. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles.....	168
Tableau V.10. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	169
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton :	170
Tableau V.12. Caractéristiques mécanique des matériaux :.....	171
Tableau V.13. Les efforts et les moments dans les poteaux :	173
Tableau V.14. Calcul des armatures longitudinales des poteaux :.....	176
Tableau V.15. Ferrailage longitudinale adopté pour les poteaux :	176
Tableau V.16. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante) :	179
Tableau V.17. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale).....	179
Tableau V.18. Vérification des contraintes tangentielles :	180
Tableau V.19. Vérification des contraintes dans le béton :	181
Tableau V.20. Vérification vis-à-vis au flambement :.....	182
Tableau VI.1. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe X-X :	187
Tableau VI.2. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y :	187
Tableau VI.3. Vérification des contraintes (radier) :.....	194
Tableau VI.4. Vérification de la stabilité au renversement :.....	195
Tableau VI.5. Vérification de soulèvement (radier) :	196
Tableau VI.6. Les moments à l'ELU et à l'ELS :	198
Tableau VI.7. Les moments en travées et aux appuis à l'ELU et à l'ELS :	198
Tableau VI.8. Calcul des armatures à l'ELU :	202
Tableau VI.9. Vérification à l'ELS :.....	203
Tableau VI.10. Ferrailage à l'ELU :	205

Figure I.1: Déférénte vu de la structure	5
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation Du béton à l'ELU.....	9
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation Du béton à l'ELS	9
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.....	11
Figure II.1 : Schéma d'une dalle à corps creux.....	14
Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle.....	15
Figure II.3 : Schéma de l'acrotère.....	16
Figure II.4 : Schéma de l'escalier type 01	17
Figure II.5 : Schéma de la première et la troisième volée (Type 01).....	17
Figure II.6 : Schéma de la deuxième volée (Type 01).....	18
Figure II.7 : Schéma de la première et la deuxième volée (Type 02).....	19
Figure II.8 : Schéma de la deuxième volée (Type 2).....	19
Figure II.9 : Dimensions à respecter pour les poutres.....	21
Figure II.10 : Poutres PP (30x40 cm ²).....	22
Figure II.11 : Poutres PS (30x35 cm ²).....	22
Figure II.12 : Coupe de voile en élévation.....	22
Figure II.13 : Coupe de voile en plan.....	23
Figure II.14 choix des poteaux les plus sollicités.....	36
Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère.....	43
Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère	43
Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	53
Figure III.4. Schéma statique pour le calcul du balcon à l'ELU et à l'ELS.....	54
Figure III.5. Diagramme des sollicitations à l'ELU.....	54
Figure III.6. Diagramme des sollicitations à l'ELS.....	55
Figure III.7. Schéma de ferrailage du balcon.....	58
Figure III.8. Schéma d'un escalier.....	59
Figure III.9. Les systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs.....	60

Figure III.10. Les systèmes les plus courants pour les escaliers extérieurs.....	60
Figure III.11. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01).....	61
Figure III.12. Le schéma statique à L'ELS (escalier 01).....	62
Figure III.13. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01).....	69
Figure III.14. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 01).....	70
Figure III.15.: Schéma Statique de la poutre palière (escalier type 01).....	73
Figure III.16. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 02).....	76
Figure III.17. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 02).....	77
Figure III.18. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 02).....	85
Figure III.19. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 02).....	85
Figure III.20.: Schéma Statique de la poutre palière (escalier type 02).....	88
Figure III.21. Schéma coupe verticale du plancher.....	91
Figure III.22. Treillis soudés (20x20) cm ²	92
Figure III.23. Schéma d'une poutrelle.....	93
Figure III.23. Schéma des charges appliquées sur la poutrelle.....	94
Figure III.24. Schéma de la nervure.....	94
Figure III. 25. Le schéma statique à L'ELU.....	102
Figure III.26. Le schéma statique à L'ELS.....	102
Figure III.27. Le schéma statique à L'ELU.....	105
Figure III.28. Le schéma statique à L'ELS.....	105
Figure III.29. schéma de ferrailage des poutrelles.....	109
Figure III.29. schéma représentant la surface d'impact.....	110
Figure III.30. schéma représentant la surface d'impact.....	112
Figure III.31. Diagrammes des moments dans les deux sens.....	113
Figure.III.33. schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	116
Figure IV.1 : présentation de la vue en 3D.....	125

Figure IV.2 : Présentation de la vue en plan.....	126
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode de vibration.....	126
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode de vibration.....	127
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode de vibration.....	127
Figure IV.6 schémas représentatif des effets appliqués sur la structure.....	140
Figure IV.7 répartition des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X et Y-Y.	142
Figure IV.8 répartition des efforts dynamiques appliques sur la structure sens X-X et Y..	143
Figure V.1. La zone comprimée et la zone tendue.....	147
Figure V.3. détaill'd'espacement.....	154
Figure .V.4. Disposition des armatures verticales dans le voile.....	161
Figure .V.5. Diagramme des contraintes.....	163
Figure .V.6. Zone nodale	172
Figure .V.7. Détail des armatures transversales.....	194
Figure VI.1. Dispositions des semelles.....	187
Figure VI.2: schéma du radier.....	189
Figure VI.3: démentions du radier nervuré.....	190
Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	191
Figure VI.5. Diagramme des contraintes.....	194
Figure VI.6. Diagrammes des moments à L'ELU (Radier).....	198
Figure VI.7. Diagrammes des moments à L'ELS (Radier).....	199
Figure VI.8. Schéma de ferrailage du radier.....	203

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_f : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- φ : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_f : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Momenta la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.

- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- V_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_f : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_f : Facteur de terrain.
- D : Fiche d'ancrage.

- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم هيكل متعدد الاستخدامات (سكن ، خدمة) مكونة من طابق أرضي + 9 طوابق والتي ستكون موجودة في ولاية البويرة المصنفة بالمنطقة الزلزالية الثانية حسب لائحة الزلازل الجزائرية (RPA 99 إصدار 2003).

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الحزم والأعمدة والجدران الداعمة.

تم دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة برنامج (Etabs 9.7.1).

يتوافق حساب الأبعاد وتقوية جميع العناصر المقاومة مع القواعد المعمول بها ، وهي (BAEL91 معدل 99 ،

RPA99 الإصدار 2003).

لحساب والتحقق من التعزيز ، استخدمنا البرنامج (SOCOTEC).

أخيرًا ، تعتبر دراسة عناصر البنية التحتية ، أي الأسس ، جزءًا من هذا المشروع أيضًا.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple (habitation, service composée d'un **RDC +9 étages** et qui sera implantée dans la wilaya de bouira classée en zone sismique II selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**Etabs 9.7.1**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié99, RPA99 version 2003**).

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (**SOCOTEC**).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Abstract

The objective of this study is the design of a structure for multiple use (housing, service consisting of **RDC+9** floors and which will be located in the wilaya of bouira classified in seismic zone II according to the Algerian earthquake regulation (**RPA 99 2003 version**).

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and bracing walls.

The study and analysis of this project were established by the software (**Etabs 9.7.1**).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely (**BAEL91 modified99, RPA99 version 2003**).

For the calculation and verification of the gantry reinforcement we used the software (**SOCOTEC**).

Finally, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, is also part of this project.

Introduction général

Le séismes constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde aussi bien dans les vies que dans les biens .

c'est pour cela qu'on doit prendre en considération les différents règlements de la construction tout en tenant compte de multiples facteurs (site, nature du sol, qualité des matériaux utilisés, interaction sol structure, ...etc).

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"),

le génie civil est un élément essentiel qui est pour but d'étudier et de faire les calculs nécessaires pour réaliser les travaux.

L'ingénieur civil est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure.

Notre projet consiste à étudier un ouvrage de R+9, qui regroupe des habitations pour les étages courant , des commerces pour le rez-de-chaussée .

dont le système est contreventé par des voiles et des portiques.

Dans notre étude est subdivisé on six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un une descente des charges et un prédimensionnement des principaux et des secondaires éléments de la structure .

Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires et son schéma de ferrailage.

En plus du calcul statique, nous allons essayer de chercher un bon comportement dynamique de notre structure ce qui fera l'objet d'une étude sismique et dynamique, avec les calculs et les vérifications nécessaires .

Puis le cinquième chapitre on a exposé ferrailage des éléments de la structures poteaux poutre viol avec les résultats finaux de l'étude dynamique (les efforts) tout en vérifiant les critères imposées par le RPA99 ,CBA93et BAEL99 .

une représentation des différents diagrammes et figures pour que cette étude technique soit claire à comprendre Tout cela nous permet de trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitation.

et enfin nous terminons notre travail par une étude des fondations et une conclusion générale dans la quelle nous discutons nos résultats .

Une représentation des différents diagrammes et figures pour que cette étude technique soit claire à comprendre Tout cela nous permet de trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitation.



Chapitre 01

Présentation de projet

I.1 INTRODUCTION :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- ✓ L'usage.
- ✓ La résistance et la stabilité.
- ✓ Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- ✓ Les conditions économiques.

Ce projet porte sur l'étude d'une structure à usage commercial et habitation ; l'ouvrage sera implanté à Bouira qui est classée comme zone de sismicité élevée (*Zone II*) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*).

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage est un bâtiment à usage administratif composé un bloc de forme irrégulière en plan,

Bloc : est composé de :

- ✓ Rez-de-chaussée.
- ✓ Etage commerciale
- ✓ 8 étages courantes.

I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

I.3.1 Dimensions en élévation :

Bloc :

- ✓ Hauteur de RDC..... 4,08m.
- ✓ Hauteur de 1ere commerciale.....3.06m
- ✓ Hauteur d'étage courant..... 3,06 m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 31.62 m.
- ✓ Hauteur de l'acrotère0.60 m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment avec acrotère..... 32.22m.

I.3.2 Dimensions en plan :

- ✓ Longueur totale..... 17,53 m
- ✓ Largeur totale..... 10.40 m.



Figure I.1: Différentes vues de la structure

I.3.3 Ossature de l'ouvrage :

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portique auto stable (poteau, poutre) et des voiles en béton armé suivant les deux sens.

I.3.4 Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension.

On a deux types de planchers :

- ✓ Plancher en dalle pleine en béton (Le plancher terrasse est inaccessible).
- ✓ Plancher en corps creux.

I.3.5 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ✓ Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- ✓ Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6 Escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Dans notre projet on a trois types d'escaliers :

- ✓ Escalier à trois volées.
- ✓ Escalier rond en charpente métallique et un escalier à deux volées charpente en bois

Plus des escaliers, la structure comporte un ascenseur.

I.4 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et à la réglementation en vigueur en Algérie (*RPA99version 2003, CBA93*).

I.4.1 Le Béton :

Le béton est un matériau composé de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- ✓ **Granulats** : pour un béton normal, les dimensions des granulats sont compris entre :

- $0,2 \text{ mm} < C_g < 25\text{mm}$.

- ✓ **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325).
- ✓ **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

a) Dosage du béton : le dosage d'un mètre cube (1m^3) de béton normal est de :

- ✓ 350 Kg de ciment CPA325.
- ✓ 800 litres de graviers.
- ✓ 400 litres de sables.
- ✓ 175 litres d'eau.

b) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm^2) et de hauteur

32cm.

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour le cas de notre structure f_{c28} est prise égale à : 25 Mpa.

c) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (Mpa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{ij} est prise égale à : 2,1 MPa.

d) Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

d-1) Déformation instantanée « E_{ij} » : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton : [3]

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

D'où : $E_{i28} = 32164,20$ Mpa.

d-2) Déformation différée « E_{vj} » : les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : [3]

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (Mpa)}$$

D'où : $E_{v28} = 10721,40$ Mpa

e) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \dots\dots\dots \text{Pour les justifications aux états limites de services.} \end{array} \right.$

$\nu = 0 \dots\dots\dots$ Dans le cas des états limites ultimes.

f) Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho=25 \text{ kN/m}^3$.

g) Les contraintes limites de calcul :

g-1) États Limites Ultime (ELU) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

- 0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

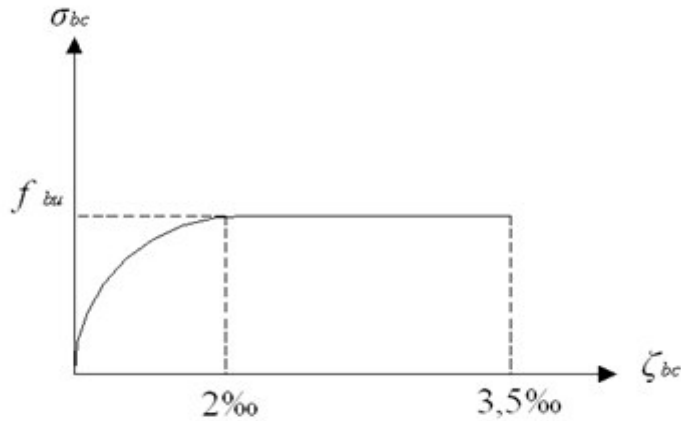


Figure :I2 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

g-2) États Limites de Service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

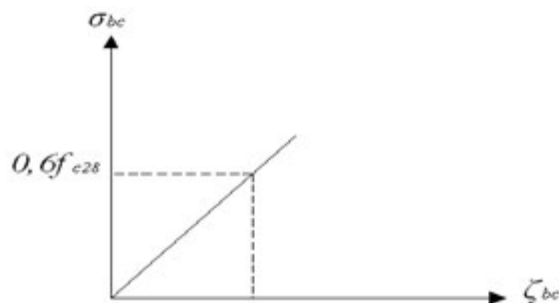


Figure I3 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELS

I.4.2 L'acier :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le **BAEL91** dans le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers

• Duel d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à :

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa.}$$

b) État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

Avec :

✓ σ_s : Contrainte de l'Acier.

✓ La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

✓ γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

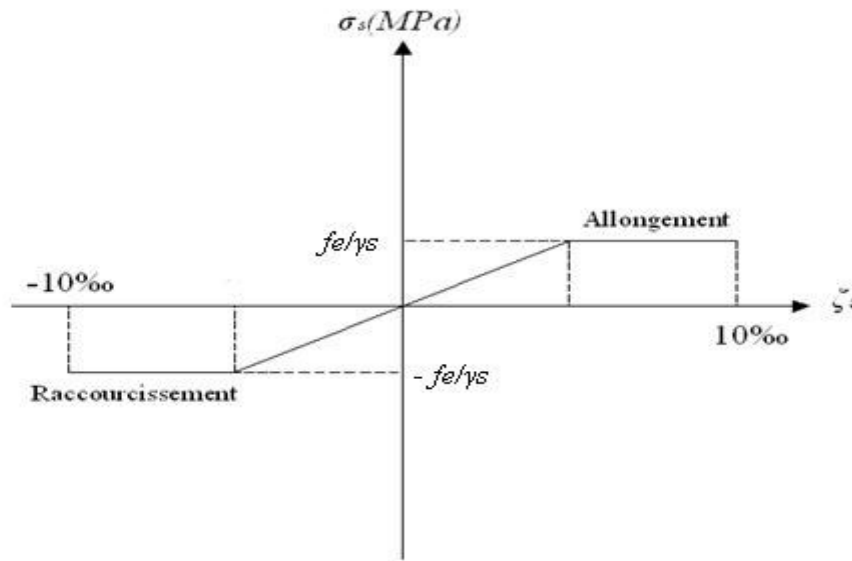


Figure.I.3: Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU

○ $\gamma_s =$

✓ E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

- ϵ_s : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

c) État Limite de Service (ELS) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_c = \min (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa).
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_c = \min (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa).

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots\dots\dots \text{Acier rond lisse.} \\ \eta = 1,6 \dots\dots\dots \text{Acier à haute adhérence.} \end{array} \right.$

1.5 HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

1.5.1 État limite ultime (ELU) :

- ✓ Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- ✓ Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- ✓ Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à
- ✓ 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- ✓ L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

✓ 1.5.2 État limite de service (ELS) :

- ✓ A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable les hypothèses sont les suivantes :
- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- ✓ La résistance du béton à la traction est négligeable.
- ✓ pas de glissement relatif entre les armatures et le béton



Chapitre 02

Pré dimensionnement
des éléments

II. Pré dimensionnement des éléments et Descente de charges

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **(RPA99/Version 2003)**, **(BAEL99 modifié 99)** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires:

II.2.1. Les planchers

II.2.1.1. Planchers à corps creux :

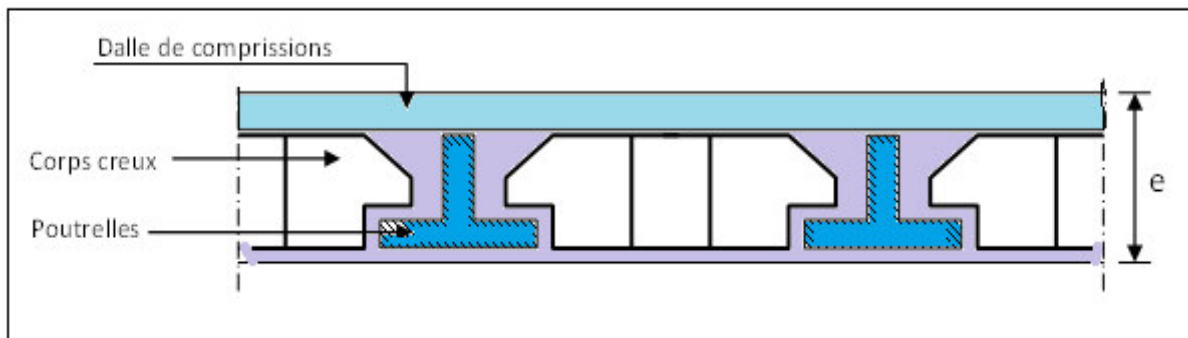


Figure II.1 Schéma d'une dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

Avec :

e : l'épaisseur du plancher.

l : distance maximum entre nus d'appuis

$$l : \min (L_{x\max} ; L_{y\max}) = (460; 400)$$

$$e \geq \frac{400}{22,5} = 17,7 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher de 24cm = (16+4) cm **e = 20 cm**

- 20 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en **T** dont nous devons déterminer la largeur **b** (largeur de la table de compression)

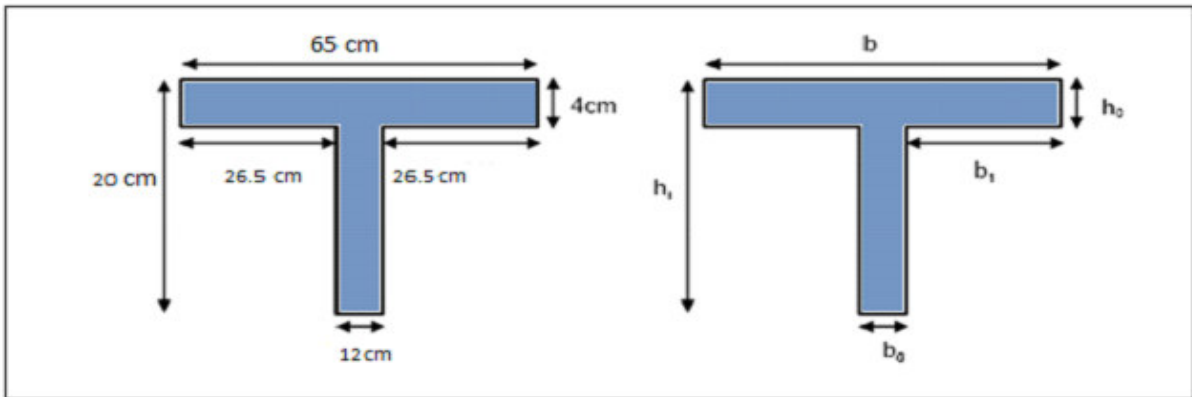


Figure II.2 Schéma d'une poutrelle

h_t : La hauteur de la nervure $h_t = 20 \text{ cm}$

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression

b_0 : Le largeur de la nervure

D'après le pré dimensionnement on a un plancher (20 + 4) cm

$$h_t = 16 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

Pour dimensionner la poutrelle il faut que :

$$\text{Avec: } d = 0,9. h_t = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } 50,3. d \leq b_0 \leq 0,7. d$$

$$.4 \leq b_0 \leq 12.6$$

On prend $b_0 = 12\text{cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_x}{10}; \frac{L_1}{2}\right)$$

$$L_1 = 65 - 12 = 53\text{m}$$

$$L_x = \text{cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{340}{10}; \frac{50}{2}\right) \rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 65\text{cm}$$

Donc: $b = 65\text{cm}$

$$b_0 = 12\text{cm}$$

II.2.2. L'acrotère:

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé.

$$S = ((0.15 \times 0.08) / 2) + (0.07 \times 0.15) + (0.6 \times 0.1)$$

$$S = 0,0765\text{m}^2$$

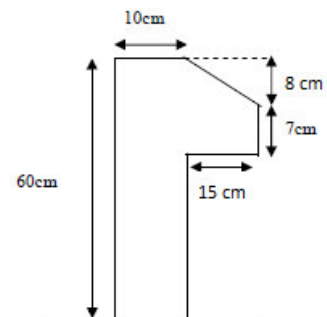


Figure II.3 Schéma de l'acrotère

II.2.3. Les balcons:

II.2.3.1. Balcon (dalle pleine) :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L: \text{ largeur de balcon}$$

On a trois types de balcons :

$$L = 120 \text{ cm}$$

$$e \geq 120 / 10 \quad \text{on opte} \quad e = 15 \text{ cm}$$

II.2.4. Les escaliers (caractéristiques techniques) :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre structure :

- Les escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires aux R D C et les autres niveaux.

II.2.4.1. Escalier 01:

Hauteur : $H = 3.06 \text{ m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$. $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$

Pour: $h = 17 \text{ cm}$ $N_c = H / h = 306 / 17 = 18$

II.2.4.1.1. Escalier 01 :

On aura 18 contre marches

Il y a 3 volées :

- ✓ Deux volées de 7 contre marches.
- ✓ Une volée de 4 contre marches.

➤ **Les volées de 7 contre marches :**

$n = N_c - 1 = 6 \text{ marches}$

$H_1 = N_c \cdot h = 7 \cdot 17 = 1.19 \text{ m}$

$L_1 = (n - 1) \cdot g = 6 \cdot 0.3 = 1.80 \text{ m}$

Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{1.19}{1.80} = 0.66 \Rightarrow \alpha_1 = 33.47^\circ$$

La longueur de volée est :

$$L'_1 = \frac{1.19}{\sin \alpha} \Rightarrow L'_1 = 2.16 \text{ m}$$

$$L = L'_1 + l_2 = 2.16 + 1.20 = 3.36 \text{ m}$$

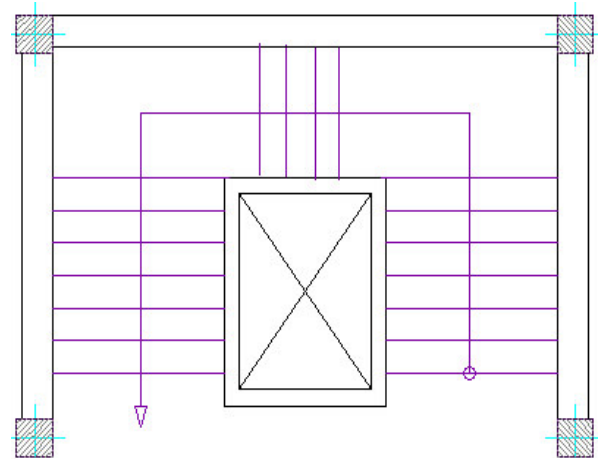


Figure II.4 Schéma de l'escalier type 01

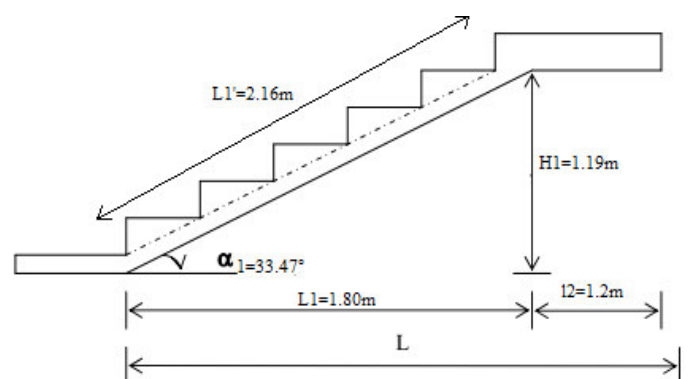


Figure II.5 Schéma de la première et la troisième volée (Type 01)

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{336}{30} < e < \frac{336}{20} \quad e = 15 \text{ cm.}$$

➤ Les volées de 4 contre marches :

$$n = N_c - 1 = 3 \text{ marches}$$

$$H_1 = N_c \cdot h = 4 \cdot 17 = 0.68 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 3 \cdot 0.3 = 0.90 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{0.68}{0.90} = 0.76 \Rightarrow \alpha_1 = 37.07^\circ$$

La longueur de volée est :

$$L'_1 = \frac{68}{\sin \alpha} \Rightarrow L'_1 = 1.13 \text{ m}$$

$$L = L'_1 + l_2 = 1.13 + 1.2 = 2.33 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{233}{30} < e < \frac{233}{20} \quad e = 15 \text{ cm.}$$

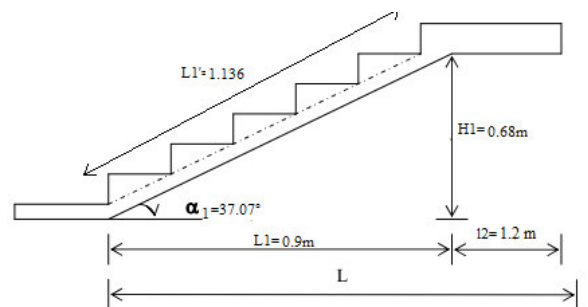


Figure II.6 Schéma de la deuxième volée (Type 01)

II.2.4.1.2. Escalier 02 :

Hauteur : H= 4.08 m.

Giron : g =30 cm. 25 cm < g < 32 cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a: } 59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$$

$$\text{Pour: } h=17 \text{ cm} \quad N_c = H / h = 408 / 17 = 18$$

On aura 24 contre marches

Il y a 3 volées :

- ✓ Deux volées de 9 contre marches.
- ✓ Une volée de 6 contre marches.

➤ **Les volées de 9 contre marches :**

$$n = N_c - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$H_1 = N_c \cdot h = 9 \cdot 17 = 1.53 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 8 \cdot 0.3 = 2.40 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.64 \Rightarrow \alpha_1 = 32.62^\circ$$

La longueur de volée est :

$$L'_1 = \frac{H_1}{\sin \alpha} \Rightarrow L'_1 = 2.84 \text{ m}$$

Largeur du palier : $l_2 = 3.42 - 2.40 = 1.02 \text{ m}$

$$L = L'_1 + l_2 = 2.84 + 1.2 = 3.86 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{404}{30} < e < \frac{404}{20} \quad e = 15 \text{ cm.}$$

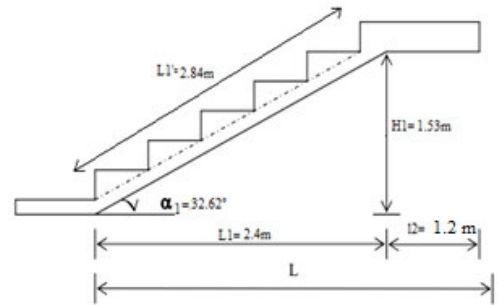


Figure II.7 Schéma de la première et la deuxième volée (Type 02)

➤ **Les volées de 6 contre marches :**

$$H_1 = N_c \cdot h = 6 \cdot 17 = 1.02 \text{ m}$$

$$L_1 = (6 - 1) \cdot g = 5 \cdot 0.3 = 1.50 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{1.02}{1.20} = 0.85 \Rightarrow \alpha_1 = 40.36^\circ$$

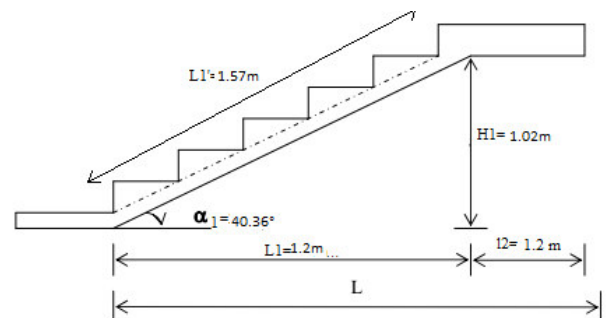


Figure II.8 Schéma de la deuxième volée (Type 2)

La longueur de volée est :

$$L'_1 = \frac{102}{\sin\alpha} \Rightarrow L'_1 = 1.57 \text{ m}$$

$$L = L'_1 + l_2 = 1.57 + 1.2 = 2.77 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{277}{30} < e < \frac{277}{20} \quad e = 15 \text{ cm.}$$

Largeur de la paillasse est : 1.2 m

II.2.5. Pré dimensionnement des poutres :

En construction, il existe plusieurs types de poutres de point de vue section. Pour les bâtiments d'habitation on adopte des sections régulières (rectangulaire ; carrée)

Le pré dimensionnement de ces poutres est basé sur le critère suivant :

- **Critère de rigidité (flèche) Selon les règles de BAEL91 :**

Pour ne pas compliquer les calculs et rester dans le domaine de la théorie de la poutre on donne la recommandation suivante :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

L : portée libre de la poutre.

h : hauteur de la section.

b: largeur de la section.

- **Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} = 1.5.h_1 + b_1$$

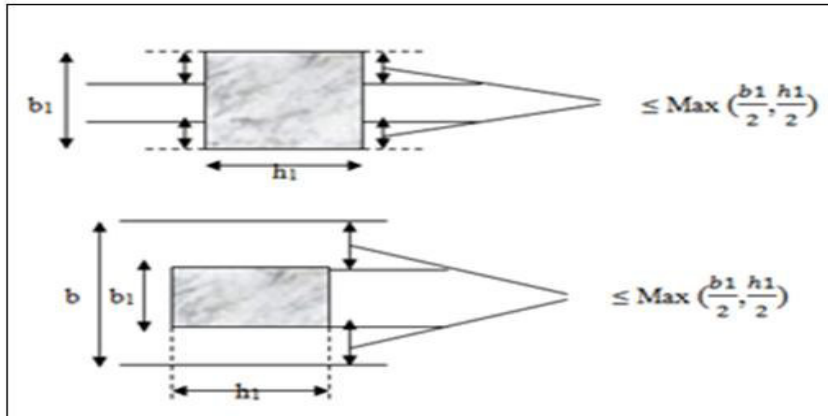


Figure II.9 Dimensions à respecter pour les poutres

- Critère de rigidité :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

II.2.5.1. Les poutres principales (porteuses):

L = 4.60 m

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46 \quad \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend } b = 35 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- 40 > 30 cm (cv)
- 35 > 20 cm (cv)
- 1.14 < 4 (cv)

Vérifications critère de rigidité :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{460} = 0.086 > 0.063 \dots\dots (cv)$$

II.2.5.2. Les poutres secondaires (non porteuses) :

Elles sont conçues pour le contreventement du bâtiment ; elles jouent un rôle de chaînage.

L = 4.00m

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \leq h \leq 40 \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $35 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1.16 < 4$ (cv)

➤ Vérifications critère de rigidité :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.1 > 0.063 \dots\dots (cv)$$

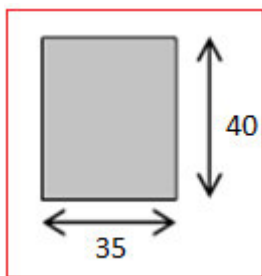


Figure II.10 Poutres PP (30x40 cm²)

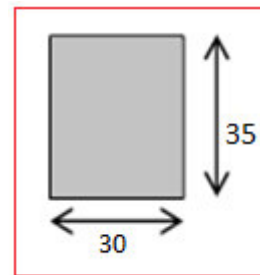


Figure II.11 Poutres PS (30x35 cm²)

II.2.6. Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par l’**article 7.7.1 du RPA99**. Ils servent d’une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d’autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. D’après le **RPA99V2003 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ». Où **L** et **e** sont respectivement la portée et l’épaisseur du voile. De plus l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

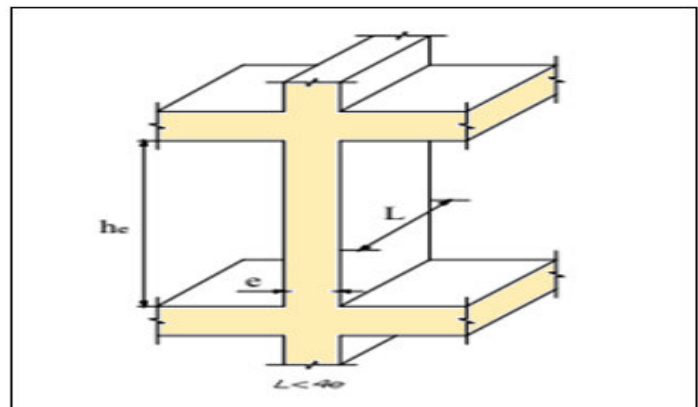


Figure II.12 Coupe de voile en élévation

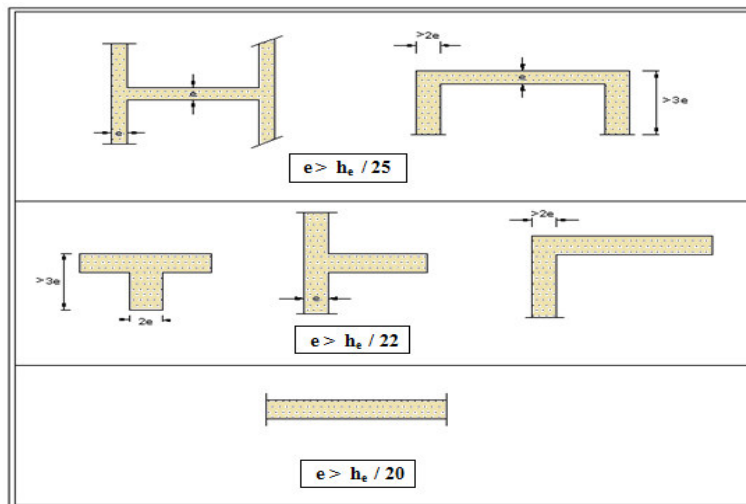


Figure II.13 Coupe de voile en plan.

II.2.6.1. Calcul de l'épaisseur (e) : Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99) $e_{min} = 15cm.$

A partir de la hauteur d'étage et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour RDC :

$$he = 4.08 - 0.40 = 3.68 m$$

Pour les étages courants :

$$he = 3.06 - 0.40 = 2.66 m$$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 18.4) \Rightarrow e = 20 cm$$

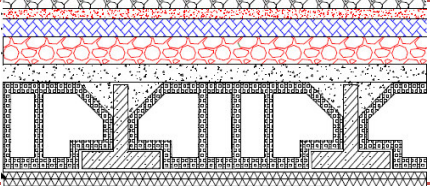
$$e \geq \max (15, 13.3) \Rightarrow e = 20 cm$$

II.3. Evaluation des charges et des surcharges :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Terrasse inaccessible :

- Charges d'exploitation Q : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.
- Charges permanentes G :

Désignation	Poids volumique	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
			
Protection en gravillon	16	0.05	0.8
Étanchéité multicouche	12	0.01	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle de compression	14	0.20 +0.0	3.2
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Papier kraft		2 feuilles	0.2x2 = 0.4
		Total	G = 7.08

II.3.2. Terrasse accessible :

- Charges d'exploitation Q :
 $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Charges permanentes G :

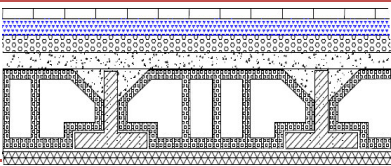
Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable.	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux	14	0.24	3.2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
		Total	G = 4.6 KN/m²

II.3.3. Plancher des étages courants :

- Charges d'exploitation Q :

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

- Charges permanentes G :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
			
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable.	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux	14	0.24	3.2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloison de répartition			1
		Total	G = 5.6 KN/m²

II.3.3. Plancher des étages RDC :

- Charges d'exploitation Q : 2.5 KN/m²
- Charges permanentes G :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable.	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux	14	0.24	3.2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons de répartition			1
		Total	G = 5.6 KN/m²

II.3.4 Acrotère :

Charges	Surface	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
G	0.0765	25	1.9125
Q	/	/	1

II.3.5 Escaliers :

II.3.5.1 Escaliers :

h= 17 cm e =15 cm

volées à 7 contres marches : $\alpha= 33.47^\circ$

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	0.02*(0.17/0.3)	0.25
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	0.02*(0.17/0.3)	0.23
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	0.17/2	1.87
Poids propre de la paillasse	25	0.15/cos (33.47°)	4.5
		G	8.59 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

- Volée à 4 contre marche : $\alpha = 37.07^\circ$

Désignation	P. Volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	0.02*(0.17/0.3)	0.25
Mortier de pose vertical	20	0.02*(0.17/0.3)	0.23
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	0.17/2	1.87
Poids propre de la paillasse	25	0.15/cos (37.07°)	4.7
		G	8.79 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

NB: La charge du palier est identique dans tous les escaliers:

PALIER			
Désignation	P volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armée	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
		G	5.49 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

II.3.5.2.Escalier :

$h = 17 \text{ cm}$ $e = 15 \text{ cm}$

volées à 9 contres marches : $\alpha = 32.61^\circ$

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	$0.02 * (0.17/0.3)$	0.25
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	$0.02 * (0.17/0.3)$	0.23
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	$0.17/2$	1.87
Poids propre de la paillasse	25	$0.15/\cos(32.61^\circ)$	4.45
		G	8.54 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

- Volée à 6 contre marche : $\alpha = 34.21^\circ$

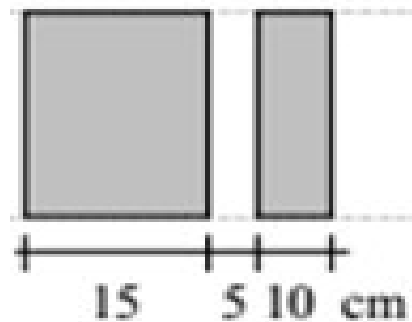
Désignation	P. Volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	0.02*(0.17/0.3)	0.25
Mortier de pose vertical	20	0.02*(0.17/0.3)	0.23
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	0.17/2	1.87
Poids propre de la paillasse	25	0.15/cos (34.21°)	4.53
		G	8.62 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

II.3.6.Murs extérieurs :

Désignation	P volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
		Total	2.85 KN/m²

II.3.7.Murs intérieurs :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Total			1.46KN/m²



II.3.8.Balcons :

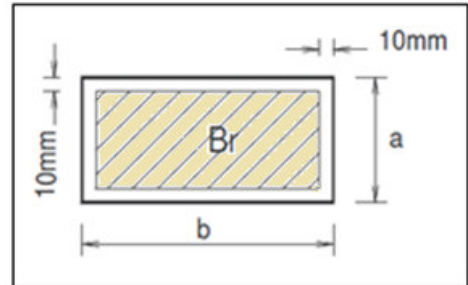
- Charges d'exploitation Q : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes G : (Balcon en dalle pleine)

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Garde-corps métallique	/	/	0.15
Total			G = 5.5 KN/m²

II.3.9 Pré- dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite. En enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.



II.3.9.1 Principe :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges, et les étapes de calcul sont comme suite:

- On considère les 3 différents poteaux (central, de rive et d'angle) les plus sollicités.
- On cherche les surfaces reprises par chaque poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent à chaque poteau.

Le calcul sera fait à L'ELU (**Pratique du BAEL 91**) et la vérification sera faite selon le (**RPA99/V2003**).

• La formule générale :

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A}{Br} f_{ed}}$$

Avec : $\frac{A}{Br} = 1 \%$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{cj} \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours}$$

$k = 1$ pour les autres cas

Br : section réduite du poteau en (cm²)

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

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

- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- $\gamma_b = 1,5$;
- $\gamma_s = 1,15$;
- θ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad : T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 \quad : 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 \quad : T < 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots si \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \dots\dots si \quad 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

D'où :

$$\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^3}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.8 \times 0.85}{100}} \cdot 10^{-2} = 0.66 \cdot Nu$$

On adopte un poteau carré :

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2 \text{ cm} .$$

II.3.9.2.Loi de dégression (DTRBC 2.2 5) :

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de 10 % par étage jusqu’à 0.5×Q sauf le dernier et l’avant-dernier niveau.

C qui donne :
$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ . « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec :

: Nombre d’étage.

Q₀ : La charge d’exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,……., Q_n : Les charges d’exploitation des planchers pour les autres étages.

Tableau II.1 Loi de dégression

Niveau	Charge d'exploitation	∑ charge d'exploitation
+31.62	Q ₀	∑ ₀ =Q ₀
+28.56	Q ₁	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁
+25.50	Q ₂	∑ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)
+22.44	Q ₃	∑ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)
+19.38	Q ₄	∑ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)
+16.32	Q ₅	∑ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)
+13.26	Q ₆	∑ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)
+10.20	Q ₇	∑ ₇ =Q ₀ +0,71 (Q ₁ +.....+Q ₇)
+7.14	Q ₈	∑ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +..... +Q ₈)
+4.08	Q ₉	∑ ₉ =Q ₀ +0,66(Q ₁ +..... + Q ₉)
+0.00	Q ₁₀	∑ ₁₀ =Q ₀ +0,66(Q ₁ +..... + Q ₁₀)

Le pré-dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

- En doit majorer la surface de 10%.
- Charge Permanente : $N_G = G \times S$

G: charge Permanente.

S: surface offerte majorée.

- Charge d'exploitation $N_Q = Q \times S$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

- Calcul de la charge limite ultime : $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$
- Calcul de la section réduite : $B_r = 0,66 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$
- Calcul de la section adoptée : $a = \sqrt{B_r} + 2$

II.3.9.3 Le minimum requis par (RPA99/V2003) :

Pour une zone sismique (IIa) on doit avoir au minimum:

- $\text{Min (a, b)} \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min (a, b)} \geq h_e / 20$
- $1/4 < a / b < 4$

avec : (a ; b) : dimension de la section de poteau.

h_e : la hauteur d'étage.

II.3.9.4 Vérification à l'ELS :

Vérification de la section a l'ELS selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal a l'ELS (N_{ser} = N_G + N_Q)

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures (A_s = 0.8 % B) .

η : Coefficient d'équivalence (η = $\frac{E_s}{E_b}$ = 15).

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant les différents termes par leur valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.12B} \leq 15\text{MPa}$$

II.3.9.5 Vérification (solicitation normale) :

L'art (7.4.3.1) du RPA 99 outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Où

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B : c'est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

II.3.9.6. Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau :

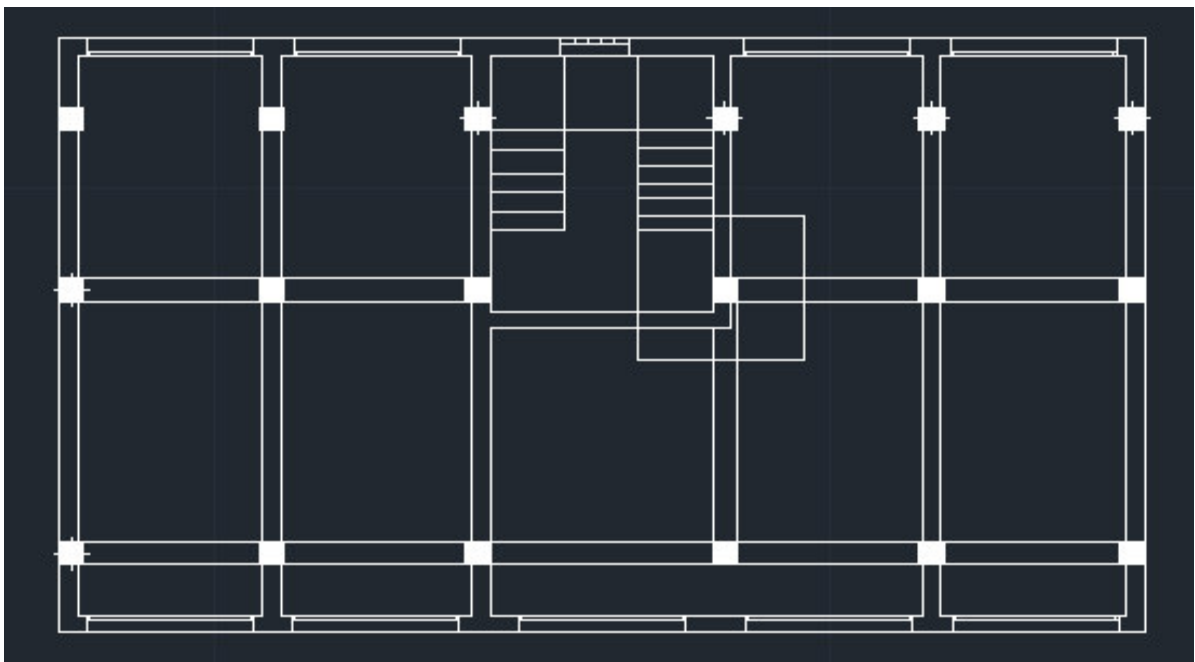


Figure II.14 choix des poteaux les plus sollicités

II.4. Poteau central :**1) Niveau +31.62 m : plancher terrasse inaccessible**

$$S = (3.67) \times (3.8) = 13.94 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (10%) est : $S' = S \times 1.1$

$$S' = 15.34 \text{ m}^2$$

2) Niveau +28.56 :

$$S = (3.67) \times (3.8) = 13.94 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (10%) est : $S' = S \times 1.1$

$$S' = 15.34 \text{ m}^2$$

3) Niveau +25.50 :

Le plancher corps creux a une surface :

$$S_1 = (2.3) \times (3.675) = 10.96 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.5) \times (2) = 3 \text{ m}^2$$

Les surfaces majorées de (10%) sont :

$$S_1' = 10.96 \times 1.1 = 12.05 \text{ m}^2$$

$$S_2' = 3 \times 1.1 = 3.3 \text{ m}^2$$

✓ **Pour les escaliers :**

- Palier : $S_2 = 1.5 \times 2 = 3 \text{ m}^2$

Les surfaces majorées de (10%) sont :

$$S_4' = 3.3 \text{ m}^2$$

➤ **NB**

- **NB :** pour les autres niveaux [+22.44 ; +19.38 ; +16.32 ; +13.26 ; +10.2 ; +7.14 ; +4.08] c'est le même calcul que le niveau +25.50 .

II.5. Descente des charges :

POTEAU CENTRAL			
Niveaux	Elément	N_G (KN)	N_Q (KN)
+31.62	Plancher terrasse inaccessible (cc)	$15.34 \times 7.08 \times 1.1 = 119.46$	$15.34 \times 1 = 15.34$
	1.35G + 1.5Q	$1.35 \times 119.46 + 1.5 \times 15.34 =$ 184.28	
	N₁ =	184.28	
+28.56	Plancher Etage courant	$15.34 \times 5.6 \times 1.1 + 119.46 = 213.95$	$15.34 \times 2.5 = 23.01$
	1.35G + 1.5Q	$1.35 \times 213.95 + 1.5 \times 38.35 =$ 346.35	
	N₂ =	346.35 KN	
+25.50	Plancher Etage courant	$12.05 \times 5.6 \times 1.1 + 213.95 = 288.17$	$12.05 \times 3.95 =$ 46.39
	Escalier	$3.3 \times 4.9 \times 1.1 = 17.78$	$3.3 \times 2.5 = 8.25$
	1.35G+1.5Q	$1.35 \times 305.95 + 1.5 \times 26.32 =$ 512.74	
	N₃ =	512.74	
+22.44	N₄ =	679.12	
+19.38	N₅ =	845.5	
+16.32	N₆ =	1011.88	
+13.26	N₇ =	1178.26	
10.2	N₈ =	1344.64	
7.14	N₉ =	1511.02	
4.08			
+0.00	Plancher Etage commercial	$12.05 \times 5.6 \times 1.1 + 1511.2 = 1585.24$	$12.05 \times 8.58 =$ 46.39
	1.35G + 1.5Q	$1.35 \times 1603.3 + 1.5 \times 38.37 = 181.75$	
	N₁₀ =	1692.77	

Tableau II.2 Descente des charges

II.6. Calcul des dimensions des poteaux :

II.6.1. Poteau central :

Tableau II.3 Calcul des dimensions des poteaux

Niveau	N_G (KN)	N_G (KN) (majorée)	N_G (KN) (cumulé)	N_Q (KN)	N_Q (KN) (cumulé)	Effort N_u (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	Le choix	$\sigma < 0.6f_{c28}$ (MPa)	$v < 0.3$	
+31.62	108.60	119.46	119.46	15.34	15.34	184.29	117.94	12.86	30 x 30	0.46	0.0940	CV
+28.56	85.90	94.94	214.4	23.01	38.35	346.36	221.67	16.88	30 x 30	2.07	0.1767	CV
+25.50	83.65	92.01	306.41	26.32	64.67	512.74	328.17	20.11	35 x 35	3.12	0.1883	CV
+22.44	83.65	92.01	398.42	26.32	90.99	679.12	434.68	22.84	35 x 35	4.63	0.2494	CV
+19.38	83.65	92.01	490.43	26.32	117.31	845.5	541.18	25.26	40 x 40	4.84	0.2343	CV
+16.32	83.65	92.01	582.44	26.32	143.63	1011.88	647.68	27.44	40 x 40	4.86	0.2803	CV
+13.26	83.65	92.01	674.45	26.32	169.95	1178.26	754.18	29.46	45 x 45	4.78	0.2549	CV
+10.2	83.65	92.01	766.46	26.32	196.27	1344.64	860.69	31.33	45 x 45	4.66	0.2909	CV
+7.14	83.65	92.01	858.47	26.32	222.59	1511.02	967.19	33.099	50 x 50	4.52	0.2623	CV
+4.08	83.65	92.01	950.48	38.37	248.91	1692.77	1085.29	34.94	50 x 50	4.33	0.2944	CV

II.7. Vérification des sections :

II.7.1. Vérification de l’RPA :

L’article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (b_1, h_1, h_e : les dimensions du poteau)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Conclusion :

D’après le Calcul du démentions des poteaux (poteau central, poteau de rive, poteau d’angle) on a trouvé que le poteau le plus sollicité est le poteau central donc on adopte les sections de poteau central.

Tableau II.4 Vérification des conditions l’RPA (Poteaux)

Conditions	50x50	45x45	40x40	35x35	30x30	Vérifie
Min (b_1, h_1)	50	45	40	35	30	cv
$h_e/20$	20.4	15.3	15.3	15.3	15.3	cv
b_1/h_1	1	1	1	1	1	cv

D’après l’article 7.4.1 de RPA 99, il est recommandé de donner aux poteaux d’angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux; pour leur conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques.

II.7.2. Vérification au flambement :

On vérifier que $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$

Pour un palier de bâtiment à étages multiples on a : $L_f = 0,7 L$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b.h}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ donc } \lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12}$$

Tableau II.5 Vérification du flambement (Poteaux)

Section (cm ²)	L _f	i	λ	Vérification
50x50	285.6	14.43	19.79	cv
45x45	214.2	12.99	16.48	cv
40x40	214.2	11.54	18.56	cv
35x35	214.2	10.10	21.20	cv
30x30	214.2	8.66	24.73	cv

II.7.3. Dimensions à respecter pour les poutres : Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :

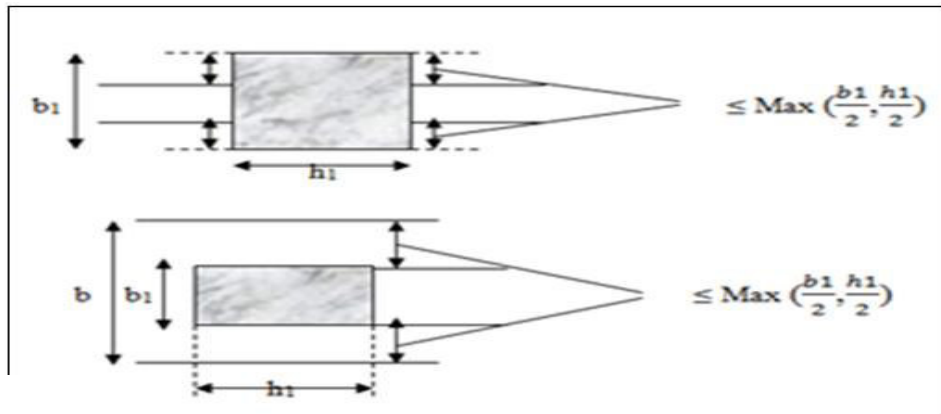


Figure II.15 Dimensions à respecter pour les poutres

Tableau II.6 : Dimensions à respecter pour les poutres.

Section	30x30	35x35	40x40	45x45	50x50
b ₁ =h ₁	30	35	40	45	50
Max ($\frac{b1}{2}; \frac{h1}{2}$)	15	17.5	20	22.5	25
a	0	5	10	15	20
Observation	Cv	Cv	Cv	Cv	Cv
Choix (PP)	40x30	40x30	40x30	40x30	40x30
Choix (PS)	40x30	40x30	40x30	40x30	40x30



Chapitre 03

Calcul des éléments secondaires

III. Calcul des éléments secondaires :

III.1. Etude de l'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composé dans la section d'encastrement, pour une bande de **1 ml.**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'**E.L.U** et à **E.L.S.**

• **Dimension de l'acrotère :**

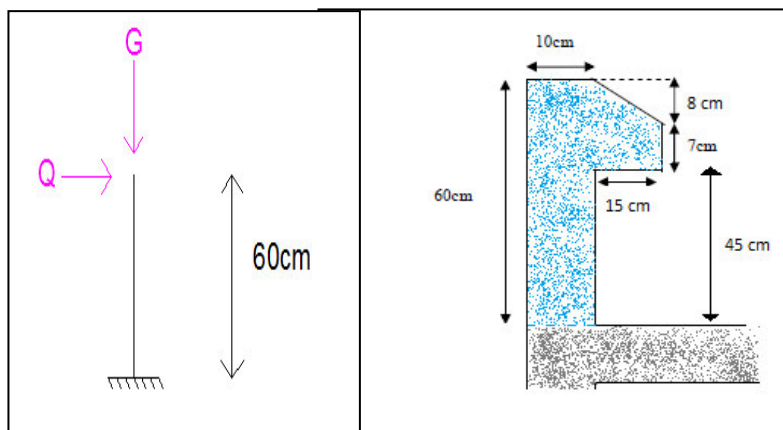


Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère

• **Schéma statique :**

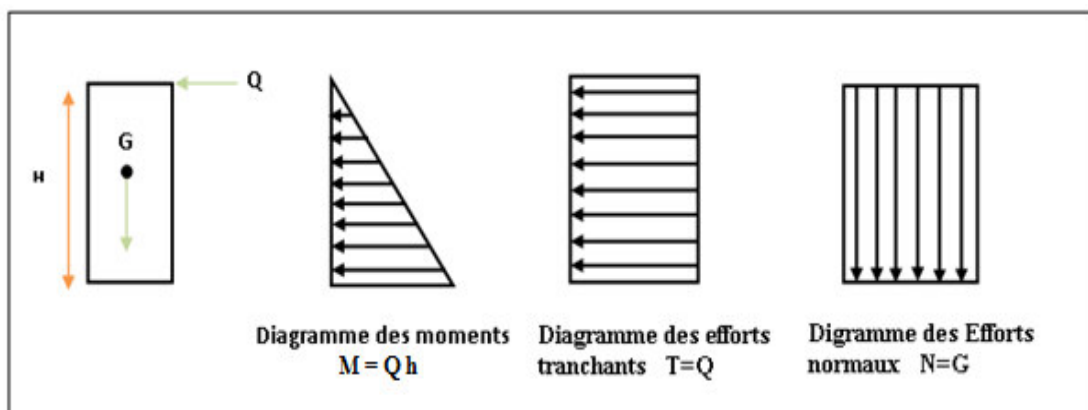
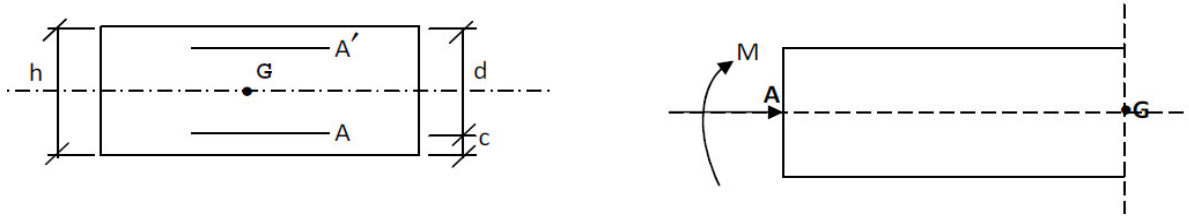


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

III.1.2. Vérification au séisme :



D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4.1) du RPA** suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.15$
- C_p : facteur de force horizontale variant entre **0.3** et **0.8** (**tableau (6.1) du RPA**)
- $C_p = 0.80$ (élément en console)
- W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1.9125 \text{ KN/ml}$

D'où $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9125$

Donc : $F_p = 0.918 \text{ KN/ml}$

1) Les charges :

Poids propre de l'acrotère: $G = 1.9125 \text{ KN/ml}$

$Q = \max (1 \text{ KN/m}, F_p)$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 0.918 \text{ KN/ml}$

$Q = \max \{1 ; 0.918\} \text{ KN/m}$ $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

2) Sollicitations :

G : Crée un effort normal : $N_G = G \times 1 = 1.9125 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_G = 0 \text{ KN m}$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{Fp} = F_p \times 2.h/3 = 0.37 \text{ KNm}$

3) Combinaison des sollicitations :

• ELU :

$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$$

• **ELS :**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

Combinaison accidentelle : $G + 0.75 Q + F_p$

• **ELA :**

$$N_A = N_G + 0.75 N_Q + N_{Fp}$$

$$M_A = M_G + 0.75 M_Q + M_{Fp}$$

Tableau III.1. Sollicitations dans l'acrotère

Cas	Combinaisons	M (KNm)	N (KN)
ELU	1.35G+1.5Q	0.9	2.58
ELS	G+Q	0.6	1.9125
ELA	G + 0.75Q + F_p	0.82	1.9125

III.1.3.Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (**b x h**) **cm²** soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : **h = 10 cm**

b : largeur de la section : **b = 100 cm**

cet'c' : Enrobage : **c = c' = 2 cm**

d = h – c : Hauteur utile **d = 8 cm**

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité (**CDG**) des armatures tendues.

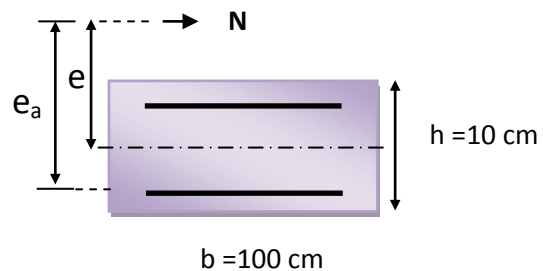
III.1.3.1. Calcul des armatures à L'ELU:

1) **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.58} = 34.88 \text{ cm} \approx \mathbf{35 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{2} - C = \mathbf{3 \text{ cm}} < e_u = \mathbf{35 \text{ cm}}$$



$$\frac{h}{2} - C = 3 \text{ cm} < e_u = 35 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple à l'état limite ultime, sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

2) Calcule en flexion simple:

• Moment fictif:

$$M_f = N_u e_f$$

$$e_f = \frac{h}{2} - C + e_u = \frac{10}{2} - 2 + 35 = 38 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u e_f = 2.58 \times 0.38 = 0.98 \text{ KN m}$$

• Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.972 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} \text{ (tableau des moment réduits -2.3.1 BAEL91)}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{0.98}{0.6} = 1.62$$

$$\mu_{lim} = ((3440 \times 1.62) + (49 \times 25) - 3050) \times 10^{-4} = 0.375$$

$$\mu_{bu} = 0.0107 < \mu_{lim} = 0.375 \Rightarrow \text{La section est simplement armée,}$$

Donc :

$$A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimé).}$$

• Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{z \cdot \sigma_s}$$

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

$$\text{Tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0107)}) = 0.0134$$

$$\text{Donc : } z = 8 (1 - (0.4 \times 0.0134)) = 7.96 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} > \varepsilon_1 = 1.739 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.98 \times 10^5}{7.96 \times 348 \times 10^2} = 0.353 \text{ cm}^2$$

3) **Les armatures en flexion composée :** La section réelle des armatures

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.353 - \frac{2.58 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.279 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2. Calcul des armatures à L'ELA:

1) **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_a}{N_a} = \frac{0.82}{1.9125} = 0.43 \text{ m} = 43 \text{ cm}$$

$$h/2 - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_0 = 43 \text{ cm} > h/2 - c' = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

2) **Calcul en flexion simple :**

$$e_A = e_0 + (h/2 - c') = 0.43 + (0.1/2 - 0.02) = 0.46 \text{ m}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 1.9125 \times 0.46 = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.7 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{0.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 21.7} = 0.006$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{0.88}{0.6} = 1.47$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.47 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.323$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} = 0.006 < 0.275$ On utilise la méthode simplifiée

Tel que : $Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$

$$Z_b = 0.08 \times (1 - 0.6 \times 0.006) = \mathbf{0.08 \text{ m}}$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b f_{ed}} = \frac{0.88 \times 10}{0.08 \times 400} = \mathbf{0.275 \text{ cm}^2}$$

3) Les armatures en flexion composée :

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.275 - \frac{2.58}{400} = \mathbf{0.269 \text{ cm}}$$

III.1.3.3. Calcul des armatures à L'E.L.S :

On a: $N_{ser} = \mathbf{1.9125 \text{ KN.m}}$

$M_{ser} = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) \times b_0 \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min(266.67, 201.63) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\alpha_1 = 15(15) / (15 \times 15 + 201.63) = \mathbf{0.53}$$

$$M_{rb} = \left\{ \frac{1}{2} (0.53) \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) \right\} 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3 = \mathbf{20.94 \text{ KNm}}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A' = \mathbf{0}$$

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = \mathbf{0.00047}$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00047) + 1}{(54 \times 0.00047) + 1} = \mathbf{7.45 \text{ cm}}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{7.45 \times 201.63} = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

$$A_{ser} = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

III.1.4. Vérification à L'ELU :

III.1.4.1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{F_e} \frac{e_s - 0.45 d}{e_s - 0.185 d}$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \cdot 10^2}{1.9125} = 31.37 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \frac{2.1}{400} \times \frac{31.37 - (0.45 \times 8)}{31.37 - (0.185 \times 8)} = 0.897 \text{ cm}^2$$

On remarque que :

$$A_{calcul} = A_s = 0.275 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.897 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{min} = 0.897 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion de ferrailage :**

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}; A_u, A_a, A_{min}) = \text{Max}(0.4; 0.279, 0.275, 0.897) = 0.897 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5 \text{ HA8/ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit: $4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur **60 cm** de hauteur, avec un espacement

$$S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm.}$$

III.1.4.2. Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

On a aussi pour la fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_c 28}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.4.3. Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres.

ϕ : diamètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.1.5. Vérification des contraintes à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

III.1.5.1. Dans le béton:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

Avec :

y : position de l'axe neutre

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15 (A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A_s')}{7.5 (A_s + A_s')^2}} - 1 \right] = 1.91 \text{ cm}$$

• **Calcul de Moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2] = 1350.46 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 44.43 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0191 \times 44.43 = 0.849 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.849 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau III.2. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
appuis	0.6	2.01	1.35 10 ³	1.91	44.43	0.849	15	C.V

III.1.5.2. Dans l'acier :

On doit vérifier que: $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour des HA > 6 mm

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \left. \begin{matrix} \min \{ 226.6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}, 201.6 \text{ MPa}) \} \\ \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa.} \end{matrix} \right\}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) \text{ Tel que : } n = 15.$$

$$\sigma_s = 40.59 \text{ MPa} \leq 201.6 \text{ MPa}$$

III.1.6. Vérification de l'écartement des barres :

III.1.6.1. Armatures verticales :

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.1.6.2. Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.1.7.Vérification au flambement :**III.1.7.1. Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élanement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

Donc :

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} m^4$$

$$A = l b = 1 \times 0.1 = 0.1 m^2$$

$$L_f = 2 L_0 = 2 H = 1.2 m \lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

III.1.7.2. Vérification à l'élanement :

$$\lambda \leq \max[50 ; \min(\frac{67 e_u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (268 ; 100)]$$

$$\lambda = 41.58$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \quad \dots\dots\dots C.V$$

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment

III.1.8.Schéma de ferrailage de l'acrotère :

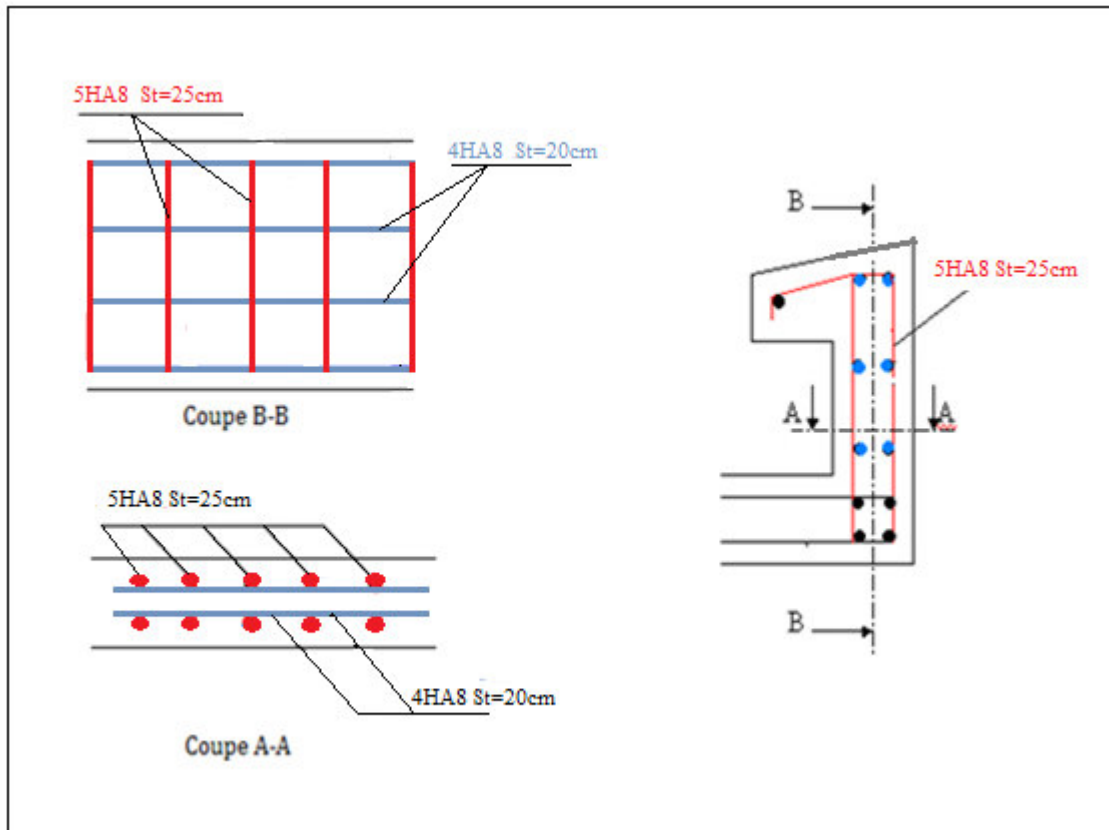


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Calcul du Balcon :

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15cm** d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

III.2.1. Détermination des efforts:

- Charges permanentes : $G_1 = 5,5 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (métallique) : $G_2 = 0.15 \text{ KN/ m}^2$

III.2.1.1. Combinaisons de charges:

L'état limite ultime (ELU) :

$$P_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,5 + 1,5 \times 3,5 = 12,675 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 0,15 = 0,2 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,5 \times Q_2 = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

L'état limite de service (ELS) :

$$P_s = 5,5 + 3,5 = 9 \text{ KN/ml}$$

$$P' = 1 \times G_2 = 0.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.1.2. Schéma statique de calcul :

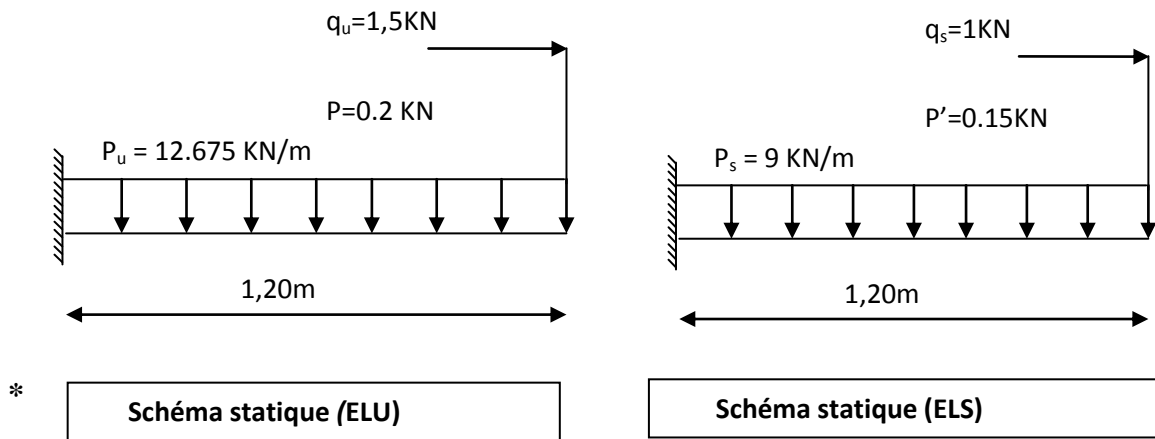


Figure III.4. Schéma statique pour le calcul du balcon à l'ELU et à l'ELS

III.2.1.3. Les moments et Les efforts tranchant :

- **L'ELU :**

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + p \times l + q_u = 10.87 \text{ KN. m}$$

$$V_u = P_u l + P = 15.41 \text{ KN}$$

- **L'ELS :**

$$M_s = \frac{P_s l^2}{2} + P' l + q_s = 7.66 \text{ KN. m}$$

$$V_s = P_s l + P' = 10.95 \text{ KN. m}$$

- **Diagrammes des sollicitations :**

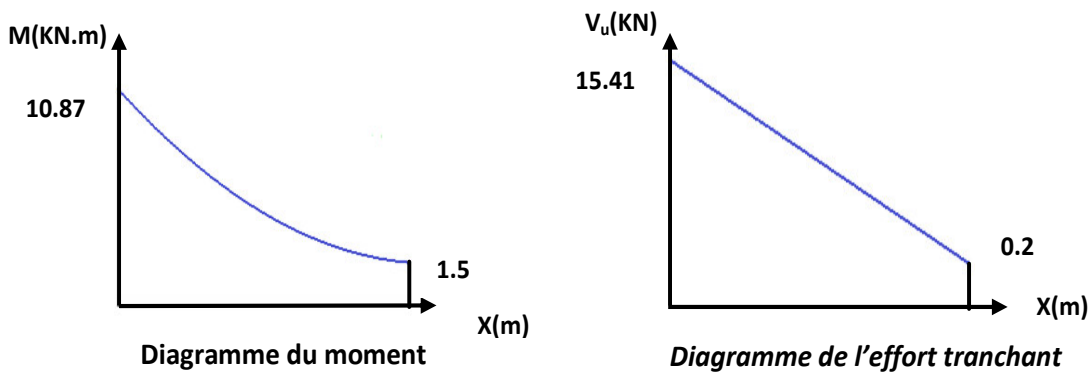


Figure III.5. Diagramme des sollicitations à l'ELU

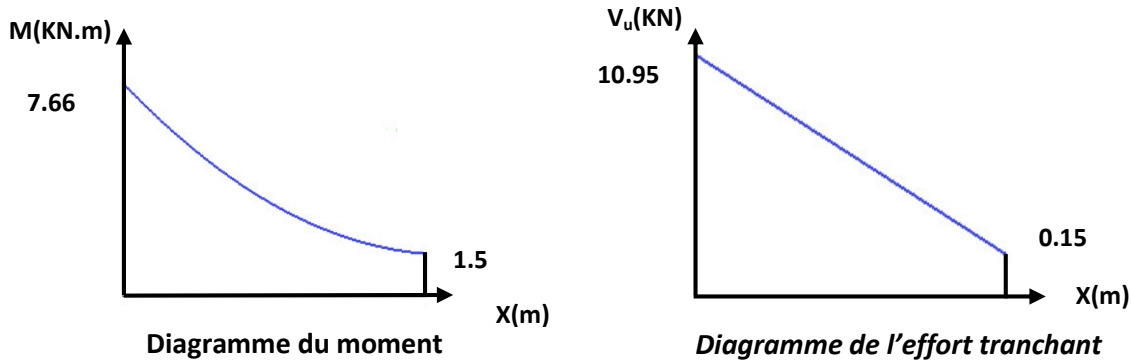


Figure III.6. Diagramme des sollicitations à l'ELS

III.2.2. Ferrailage de balcon:

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable

En considérant une section de **1.00 m** de largeur et de **15 cm** d'épaisseur

III.2.2.1. Armature principale :

$$b = 1\text{ m},$$

$$h = 15\text{ cm},$$

$$d = 0.9 h = \mathbf{13.5\text{ cm}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.87 \cdot 10^6}{1000 (135)^2 \cdot 14.2} = \mathbf{0.042}$$

$$\text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.87}{7.66} = \mathbf{1.41}$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.41) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.302}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.042} < \mu_{lu} = \mathbf{0.302} \quad \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.047} < 0.27 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.042)]$$

$$\mathbf{Z_b = 131.598\text{ mm}}$$

- **Calcul de A_l :**

$$A_l = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{10.87 \times 10^6}{131.598 \times 348} = \mathbf{237.36\text{ mm}^2} = \mathbf{2.37\text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.2.2.2. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.2.2.3. Vérifications :

III.2.2.3.1. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}) \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}) \end{cases} \quad A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

2) Vérification de disposition des armatures :

• Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon h=15cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow (\text{cv})$$

• Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4 h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow (\text{cv})$$

3) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u V_u = 15.41 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{15.41 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv})$$

4) Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL/91)

$$V_u^{\max} = 15.41 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{15.41 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.5} = 0.67 \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.85 \text{ cm}$$

$\sum U_i$ =: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow (cv)(\text{Pas de risque d'entraînement des barres.})$$

III.2.2.3.2. Vérification à L'ELS :

- **Vérification des Contrainte de compression dans le béton :**

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

$K = \frac{M_{ser}}{I}$ Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

$n = \frac{E_s}{E_b} = 15n$: est le coefficient d'équivalence.

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III.3. Vérification des Contrainte de compression dans le béton

Mser	As	I	Y	K	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
(KN.m)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)	(MPa/m)	(MPa)	(MPa)	
8.55	5.65	9.782 10 ³	4.01	78.307	3.14	15	C.V

- **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{su}$ On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ (Coefficient de fissuration pour les armatures à haute adhérence).

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \{ 266.67 ; \text{Max} (200 ; 202) \} \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \mathbf{202 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = n K (d - y) = 15 \times 78.307 \times (0.135 - 0.0401) = \mathbf{111.47 \text{ MPa}}$$

Tel que: $n = 15$

$$\sigma_s = 111.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{su} = 202 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{c.v.})$$

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M = M₀ : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_S : section d'armature tendue correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow (\text{c.v.})$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{10} \frac{2.282}{2.282} = 0.1 \Rightarrow (\text{c.v.})$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.185 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{c.v.})$$

Conclusion :

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

III.2.2.4. Schéma de ferrailage de balcon :

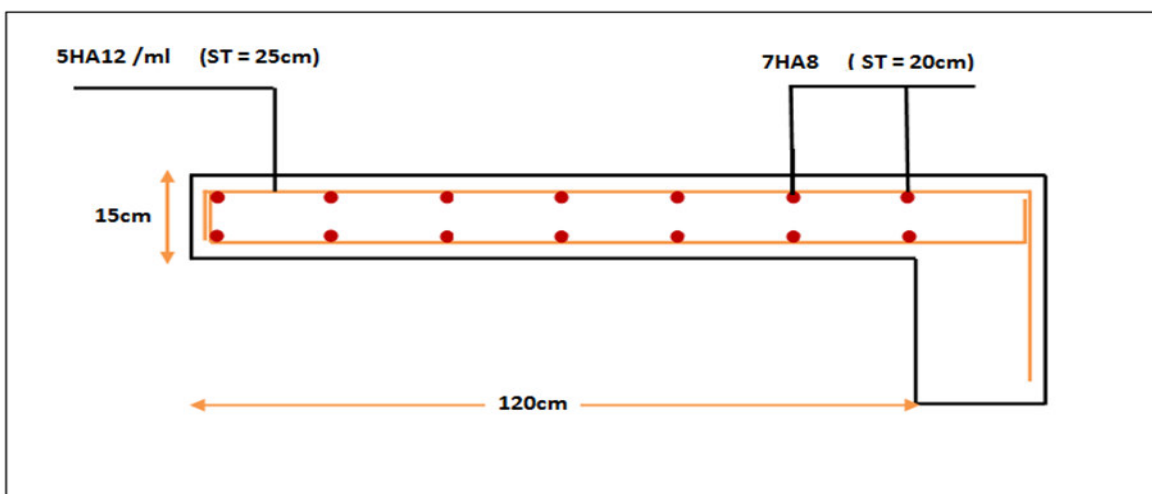


Figure III.7. Schéma de ferrailage du balcon

III.3. CALCUL DES ESCALIERS :

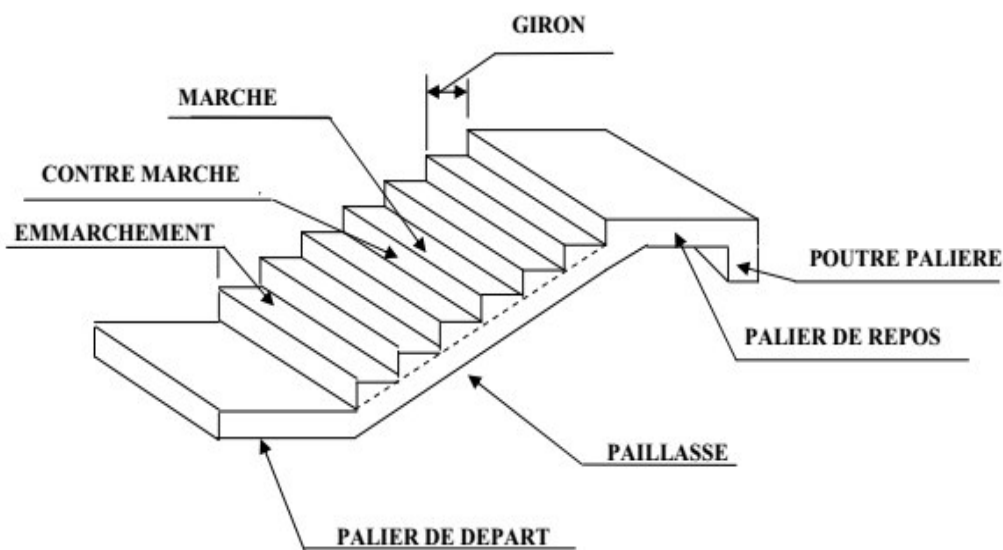
III.3.1. Définition:

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

Dans Notre structure il y a 1 seul type d'escalier : *droit à deux volées*.

Ce type est présent dans tous les étages.

III.3.2. Terminologie :



- Giron : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

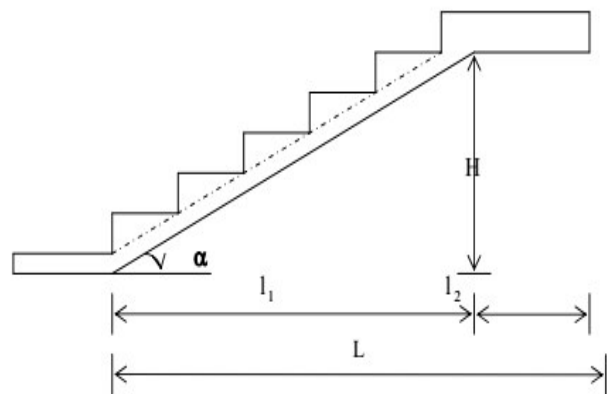


Figure III.8. Schéma d'un escalier

III.3.3. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement et à condition que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe qu'elle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure(III.10),donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées. **La figure(b)** donne quelques exemples.

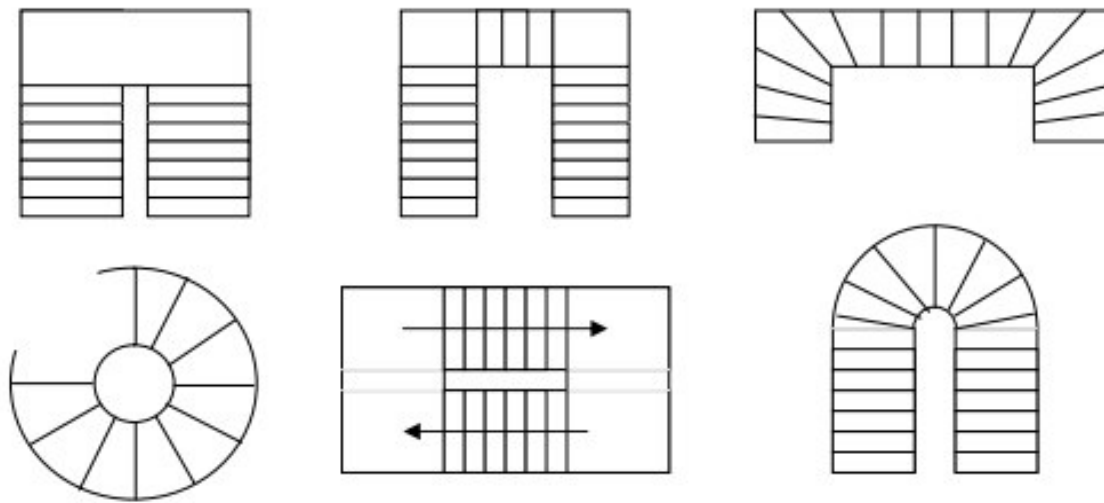


Figure III.9. Lessystèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs.

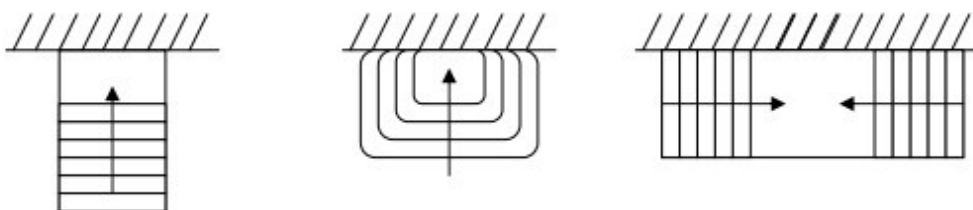


Figure III.10. Lessystèmes les plus courants pour les escaliers extérieurs.

III.3.4. Escalier des étages courants :

III.3.4.1. Combinaison des charges :

Tableau III.4. Calcul des combinaisons des charges (**7 Contres marches**)

Elément	ELU			ELS		
	1.35G (KN/m ²)	1.5Q (KN/m ²)	Pu (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pser (KN/m ²)
Volée	11.6	3.75	15.35	8.59	2.5	11.09
Palier de repos	7.41	3.75	11.16	5.49	2.5	7.99

III.3.4.2. Les schémas statiques :

On présente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

• **A L'ELU :**

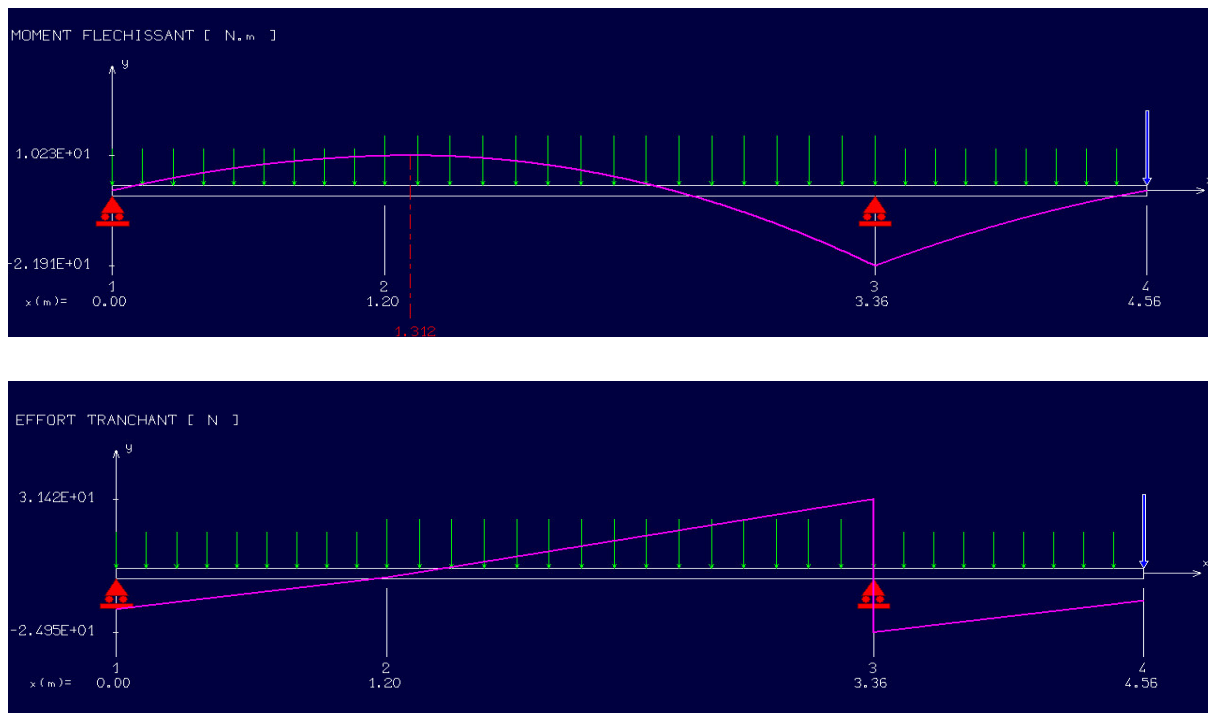


Figure III.11. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01)

• **L'ELS :**

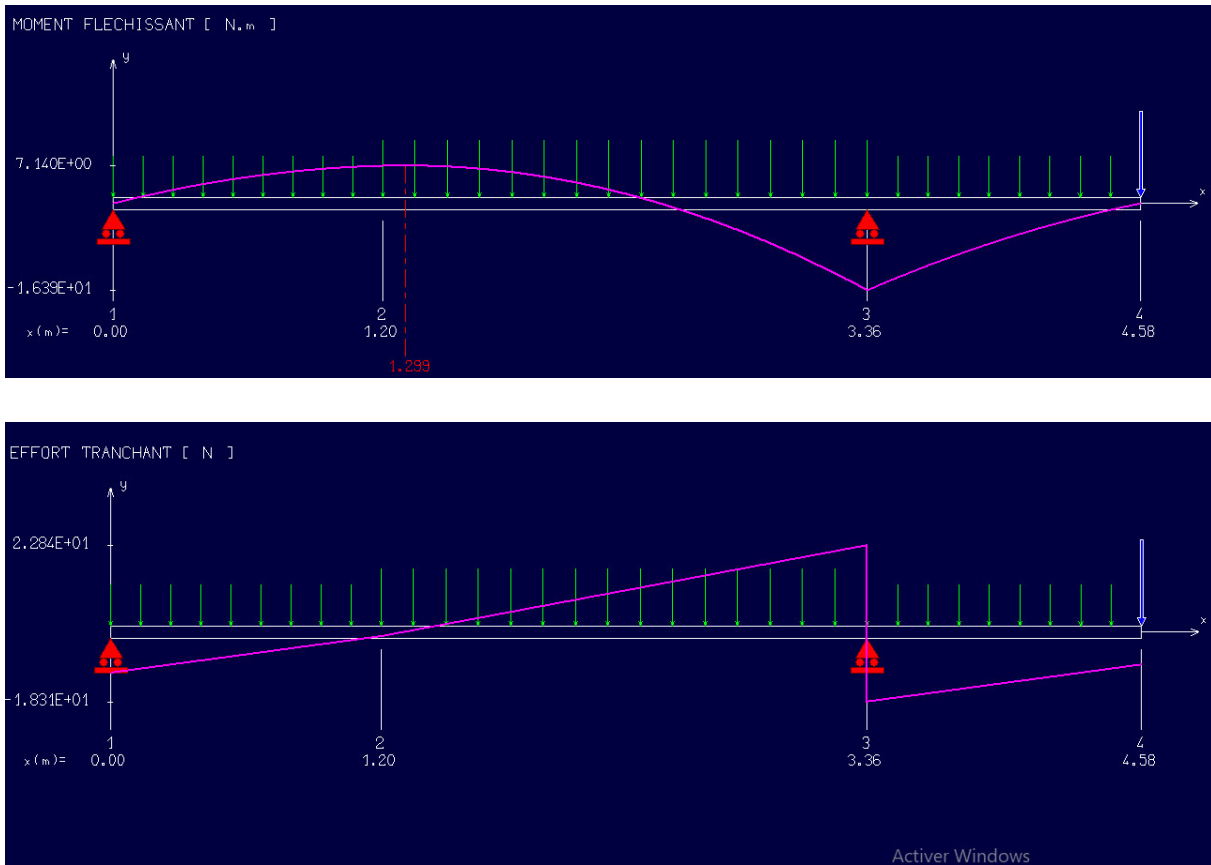


Figure III.12. Le schéma statique à L'ELS (escalier 01)

III.3.4.3. Les réactions aux appuis :

Tableau III.5. Valeurs des réactions aux appuis

Réactions	ELU	ELS
R_a (KN)	12.87	9.32
R_b (KN)	33.68	24.22

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{Zmax}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{Zmax}$

Tableau III.6. Valeurs des moments fléchissant

Moment	ELU	ELS
$M_{Z_{max}}$ (KN .m)	10.23	7.42
M_a (KN.m)	-3.069	-2.226
M_t (KN.m)	8.695	6.307

III.3.4.4. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 13.5 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5,$$

$$h = 15 \text{ cm} \quad \text{FeE400 MPa}, \quad F_{ed} = 348 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad F_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

III.3.4.4.1. Armature principale :

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

1) En travée :

- Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.695}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.034$$

- Calcul de μ_{lu} :

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{8.695}{6.307} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} \mu_{lu} = 0.292$$

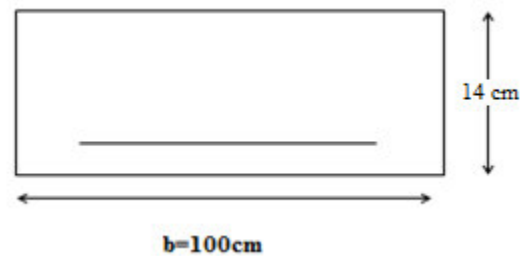
$$\mu_{bu} = 0.034 < \mu_{lu} = 0.292 \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

On utilise la méthode simplifiée.

- Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.135 \times [1 - 0.6 \times (0.034)] = 0.132 \text{ m}$$

\Rightarrow Calcul de A_{st} :



$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{8.695}{132 * 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

On prend **5HA12 = 5.65 cm²** $S_t = 20 \text{ cm}$

	$M_{tu}(\max)$ [KN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	8.695	0.033	13.2	1.89	5HA12	20	5.65

Tableau III.7. Résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

2) En appuis :

- **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.069}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.011$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{3.069}{2.226} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} \mu_{lu} = 0.292$$

$\mu_{bu} = < \mu_{lu} = 0.269 \Rightarrow$ **(Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).**

$\mu_{bu} = 0.011 < 0.269 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée.

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.134 \text{ m}$$

Calcul de A_{sa} :

$$A_{sa} = \frac{M_{au}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{3.069}{134 \times 348} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA10 = 3.93 cm²** $S_t = 20 \text{ cm}$

	$M_u^{a(max)}$ [kN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	6.054	0.023	13.3	0.65	5HA10	20	3.93

Tableau III.8.Résultats du calcul des Sections d'Armatures en appuis

III.3.4.4.2. Armatures de répartition :

- En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$
- En appuis : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$

III.3.4.5. Vérification à L'ELU :

III.3.4.5.1. Condition de non fragilité:(Art. A.4.2.1/BAEL99).

$$A_{min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 5.56 > A_{min} = 1.63cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s^a = 3.93 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.4.5.2. Vérification de l'effort tranchant:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5MPa\right) = 3.33$$

$$V_u^{max} = 31.26KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0d} = \frac{31.42}{1000 * 135} = 0.233 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.233 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.4.5.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{31.42}{0.9 \times 135 \times 5 \times 3.14 \times 10} = 1.65MPa$$

On a:

$$\tau_{se} = 1.65MPa < \bar{\tau}_s = 3.15 MPa \dots \dots \dots cv$$

• **Armatures longitudinales:**

$$S_t < \min \{3h ; 33cm\} = \min\{45 ; 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = \{20 ; 20cm\} < 33cm \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45cm\} = \min \{60; 45cm\} = 45 cm$$

$$S_t = \{25 ; 25cm\} < 45cm \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.3.4.5.4. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

• **Influence sur le béton :(BAEL 91 Art A 5-1.3.13)**

$$\frac{2V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad a = 0.9 d$$

$$V_u \leq 0.4 * b * 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} V_u = 31.42 KN \leq 81 KN \dots \dots \dots cv$$

• **Influence sur les armatures longitudinales inférieures : (BAEL 91 Art A 5-1.3.12)**

Si $M_u < 0.9 V_u d$ donc $V_u = V_u + \frac{M_u}{0.9 d}$ appuis intermédiaires

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

$$A = 3.93 \geq 0.22 cm^2 \dots \dots \dots cv$$

III.3.4.5.5. Etat limite d'ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers.

III.3.4.6. Vérification à ELS :

Position de l'axe neutre :
$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + d' A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Moment d'inertie :
$$I = \frac{b y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

III.3.4.6.1. Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} \\ \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15MPa \end{array} \right.$$

Tableau III.9. Vérification des contraintes du béton

Positon	Ms [kN. m]	As(cm ²)	I [cm ⁴]	Y [cm]	σ _b (MPa)	Obs>15
En travée	6.307	5.56	9781.97	4.01	2.64	CV
Sur appui	-2.226	3.93	7322.85	3.44	1.04	CV

3.3.4.6.2. Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier d’après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \qquad 3) \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e}$$

h : hauteur totale : h =15 cm ; L : porté entre nue d’appuis ;

M_t : moment max en travée ; A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite. b₀ : largeur de la nervure ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,03 < 0,063.$ ----- non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,045 < 0,063.$ ----- non vérifiée.

3) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0,004 \leq 0,011.....verifié$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche :

$$\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500}..... L < 5,00 m$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{458}{500} = 0.912cm$$

$$F_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

• **Moment d’inertie de la section rectangulaire:**

$$by^2 + 30 A'(y - d')^2 - 30 A(d - y) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2]$$

• **Moment d’inertie fictive d’après BAEL 91.**

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \qquad I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \qquad \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} \quad : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \quad : \text{Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad : \text{Contrainte de traction des armatures tendues.}$$

Tableau III.10. Vérification de la flèche

<i>Mser</i> (kN.m)	<i>As</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>σs</i> (MPa)	<i>λi</i>	<i>λv</i>	<i>I₀</i> cm ⁴	<i>I_{FI}</i> cm ⁴	<i>IFv</i> cm ⁴	<i>f_{max}</i> (cm)	<i>f̄</i> (cm)
6.307	5.65	4.01	91.78	5.02	2	9781.97	3854.88	5231.62	0.042	0.912

III.4. Volée à 4 contres marches :

$$G_{\text{volée 4 CM}} = 8.79 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P1 = 1.46 \times (3.06/2) = 2.234 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.11. Calcul des combinaisons des charges (4 Contres marches)

Elément	ELU			ELS		
Combinaison	1.35G	1.5Q	Pu	G	Q	Pser
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)
Volée à 4 contres marches	11.86	3.75	15.61	8.79	2.5	11.29
P1_u		3.02			2.234	

III.4.1. Schéma statique de calcul :

On présente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- ***A L'ELU :***

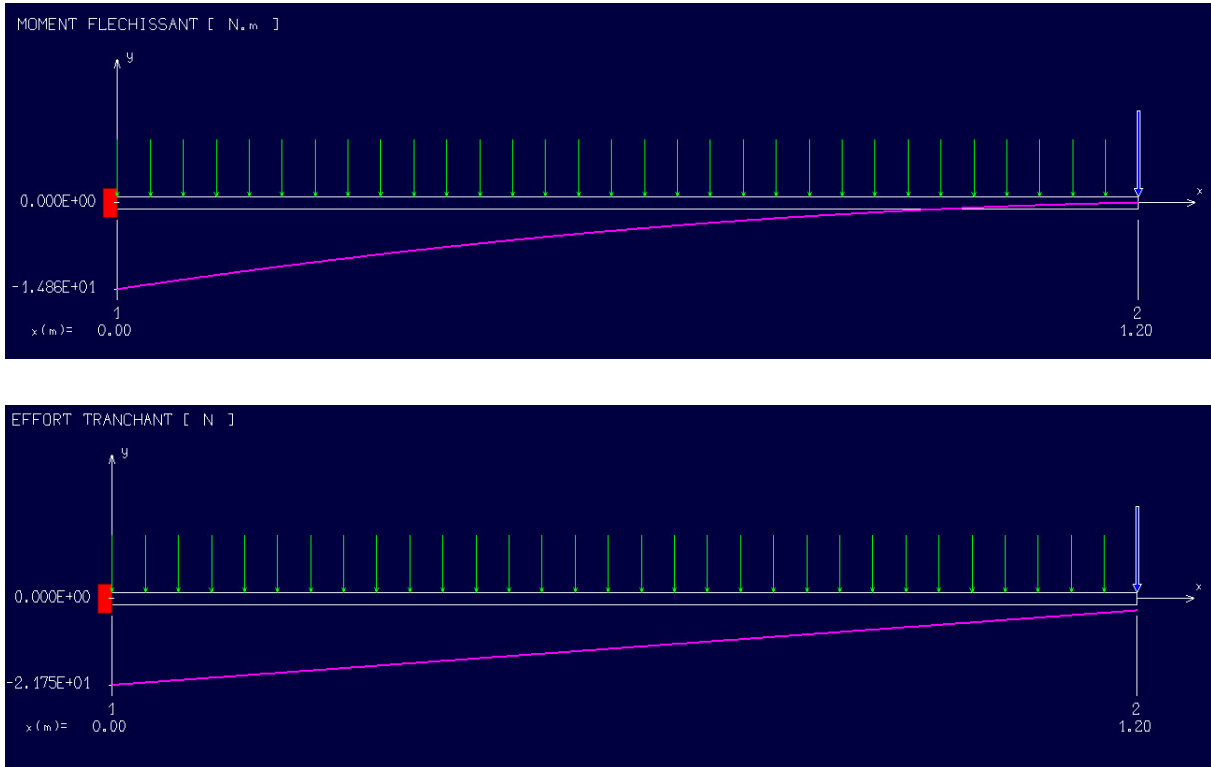
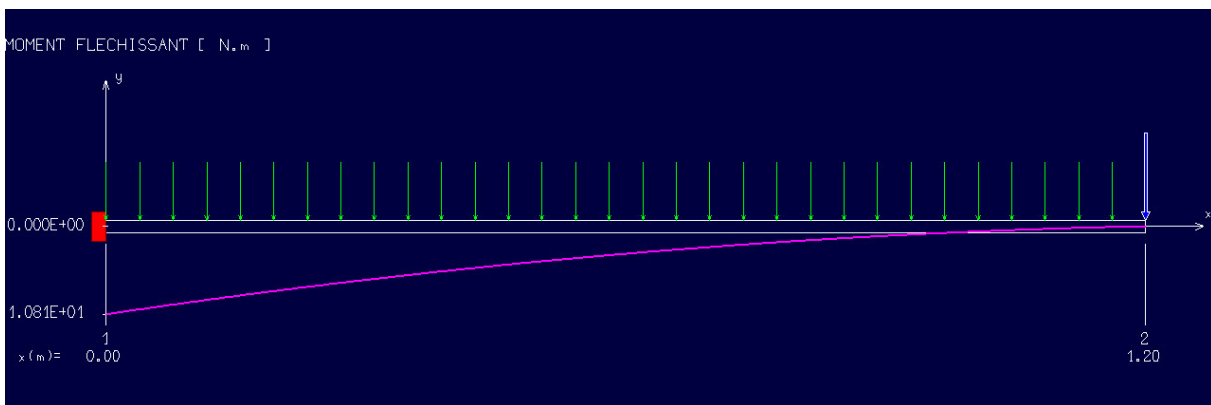


Figure III.13. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01)

- ***L'ELS :***



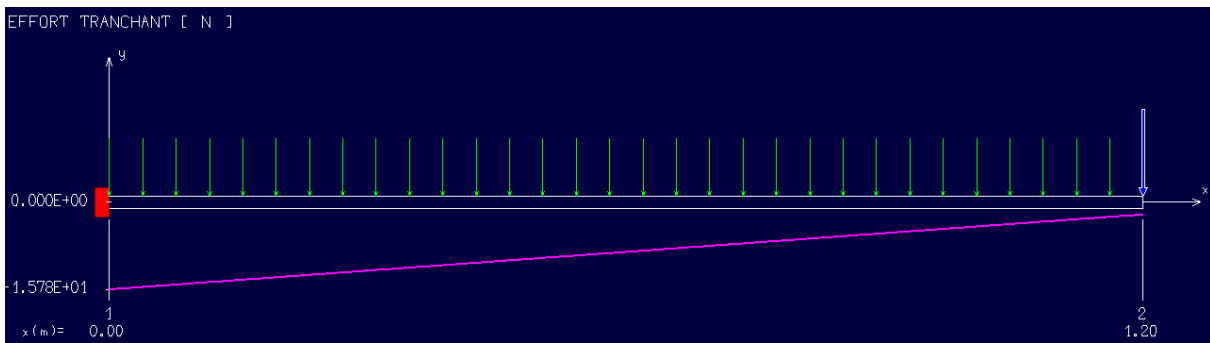


Figure III.14. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 01)

III.4.2. Ferrailage de la console :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu-préjudiciable

III.4.2.1. Armature principale :

$$b = 0.9\text{m},$$

$$h = 15\text{ cm},$$

$$d = 0.9 h = \mathbf{13.5\text{ cm}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.86 \cdot 10^6}{900 (135)^2 \cdot 14.2} = \mathbf{0.064}$$

$$\text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.68}{10.81} = \mathbf{1.37}$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.37) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.28}$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_{lu} = 0.28$$

(Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

On utilise la méthode simplifiée

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.064)]$$

$$\mathbf{Z_b = 12.98\text{ cm}}$$

Calcul de A_1 :

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{14.86 \times 10^6}{129.8 \times 348} = \mathbf{3.29 \text{ cm}^2}$$

Soit: **5HA12 = 5.65 cm²** Avec : $S_t = \frac{90}{4} = \mathbf{22.5 \text{ cm}}$

Armature de répartition:

$$A_r = A_l / 3 = 5.65 / 3 = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA10}$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.2.2. Vérifications :

III.4.2.2.1. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.47 \text{ cm}^2}$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}) \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}) \end{cases}$$

2) Vérification de disposition des armatures :

• Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon $h=15\text{cm}$

$$S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} < 33 \text{ cm} \Rightarrow (\text{cv})$$

• Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4 h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

$$S_t = \mathbf{30 \text{ cm}} < 45 \text{ cm} \Rightarrow (\text{cv})$$

3) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u V_u = \mathbf{21.75 \text{ KN}}$$

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 2.5 \text{ MPa}\right) = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{21.75 \times 10^3}{1000 \times 135} = \mathbf{0.16 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.16} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \Rightarrow (\text{cv})$$

III.4.2.2. Vérification à L'ELS :

- Vérification des Contrainte de compression dans le béton :**

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Contrainte maximale dans le béton comprimé :}$$

$$\sigma_{bc} = K y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15n : \text{ est le coefficient d'équivalence.}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III.12. Vérification des Contrainte de compression dans le béton

Mser	As	I	Y	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
(KN.m)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)	(MPa)	(MPa)	
10.64	5.65	9552.6	4.19	4.67	15	C.V

- Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M = M₀ : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{(c v)}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{10} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{(c v)}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{5.65}{90 \times 13.5} = 4.64 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(c v)}$$

Conclusion :

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

III.4.2.3. Etude de la poutre palière d'étage courant :

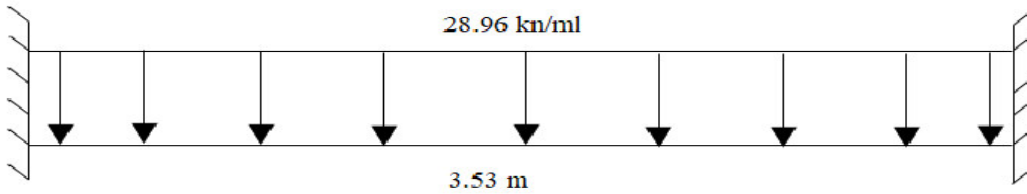


Figure III.15.: Schéma Statique de la poutre palière (escalier type 01)

La poutre palière se calcul a ELU puisque la fissuration est considéré peu nuisible.

III.4.2.3.1. PREDIMENSIONNEMENT :

1) Selon le CBA 93 : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_{max} = 4.6 \text{ m} \Rightarrow 23.53 \text{ cm} \leq h \leq 35.3 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$

$9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

2) Selon RPA 2003 :

$b \geq 20 \text{ cm}$

$\square \geq 30$

On adopte : $\mathbf{h = 30 \text{ cm}}$ et $\mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

3) Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$
- $h/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 \leq 4 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$

III.4.2.3.2. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE :

III.4.2.3.2.1. Calcul à l'ELU :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,30 = \mathbf{1.88 \text{ KN/ml}}$
- La charge du mur : $\dots\dots\dots P_{u \text{ mur}} = 2.85 \times (3.06/2) = \mathbf{4.37 \text{ KN/ml}}$
- **Combinaison d'action :**
 $\mathbf{P_u = 1.35 \times (G_p + P_{u \text{ mur}}) + G_{esc} = 1.35 \times (+1.88+4.37) + 20.52 = 28.96 \text{ KN/ml}}$

$$P_{ser} = G_p + P_{u \text{ mur}} + G_{esc} = 1.88 + 4.37 + 14.76 = 21.01 \text{ KN/ml}$$

$$M_{u_{iso}} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} M_{pp} = \frac{28.96 \times 3.53^2}{8} = 40.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{s_{iso}} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} M_{pp} = \frac{21.01 \times 3.53^2}{8} = 32.72 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{Z_{max}}$
- En travée: $M_t = 0.85 \times M_{Z_{max}}$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{28.96 \times 3.53}{2} = 51.11 \text{ KN}$$

Tableau III.13. Résultats de ferrailage de la poutre palière

	T_{uMax} KN	M_u^{max} (KN.m)	μ_{bu}	Z (cm)	σ_s	A_s (cm ²) calculée	A_s (cm ²) adoptée	Choix
Travée	0	34.27	0.132	24.86	348	3.96	4.62	3HA14
Appui	51.11	12.09	0.046	26.25	348	1.32	2.36	3HA10

3) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 0.86 \\ \phi_s = 12 \\ \frac{b}{10} = 2.5 \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8.6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL 91 ce qui suit :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0.9d \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = 24.3 \text{ cm on adopte } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.4.2.3.2.2. VERIFICATIONS DIVERS:

1) A L'ELU

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

$$A_s \geq 0.23 A_{s \min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} 4.62 \\ 4.62 \end{cases} \geq 0.23 \times 25 \times 0.9 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow \begin{cases} 4.62 \\ 2.36 \end{cases} > 0.73 \text{ cm}^2 \dots \dots CV$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right) = 3.33$$

$$V_u^{\max} = 31.26\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{51.11}{250 * 262.5} = 0.78 \text{ MPa}$$

• $\tau_u=0.78 \leq \bar{\tau}_u=3.33 \dots\dots\dots \text{CV}$

2) A L'ELS

• **Vérification de contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Tableau III.14. Vérification de contrainte de béton

	M_{ser}	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	27.81	4.62	9.77	28344.76	9.58	15	CV
Appuis	9.81	2.36	6.73	17171.3	3.84	15	CV

• **Vérification de la flèche :**

Les conditions ont vérifié d'après le BAEL91. On a trois inégalités à vérifier.

1) $\frac{\square}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{353} = 0,085 > 0,063 \dots\dots\dots \text{CV}$

2) $\frac{\square}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0.085 > 0,078 \dots\dots\dots \text{CV}$

3) $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 31.5} = 0,006 \leq 0,011 \dots\dots\dots \text{CV}$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.1. Escalier des RDC :

III.5.1.1. Combinaison des charges :

Tableau III.15. Calcul des combinaisons des charges (**9 Contres marches**)

Elément	ELU			ELS		
	1.35G (KN/m ²)	1.5Q (KN/m ²)	Pu (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pser (KN/m ²)
Volée	11.53	3.75	15.28	8.54	2.5	11.04
Palier de repos	7.41	3.75	11.16	5.49	2.5	7.99

III.5.1.2. Les schémas statiques :

On présente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

• **A L'ELU :**

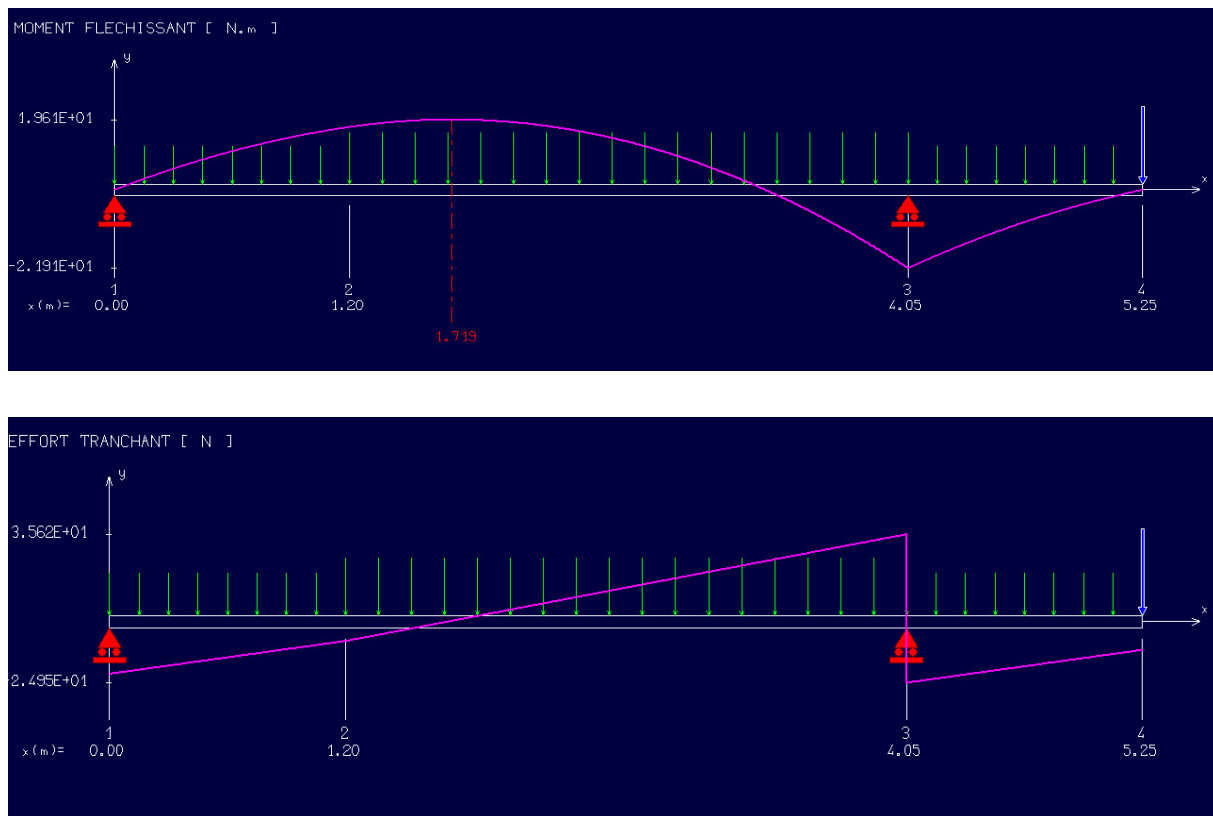


Figure III.16.Le schéma statique à L'ELU (escalier type 02)

• **L'ELS :**

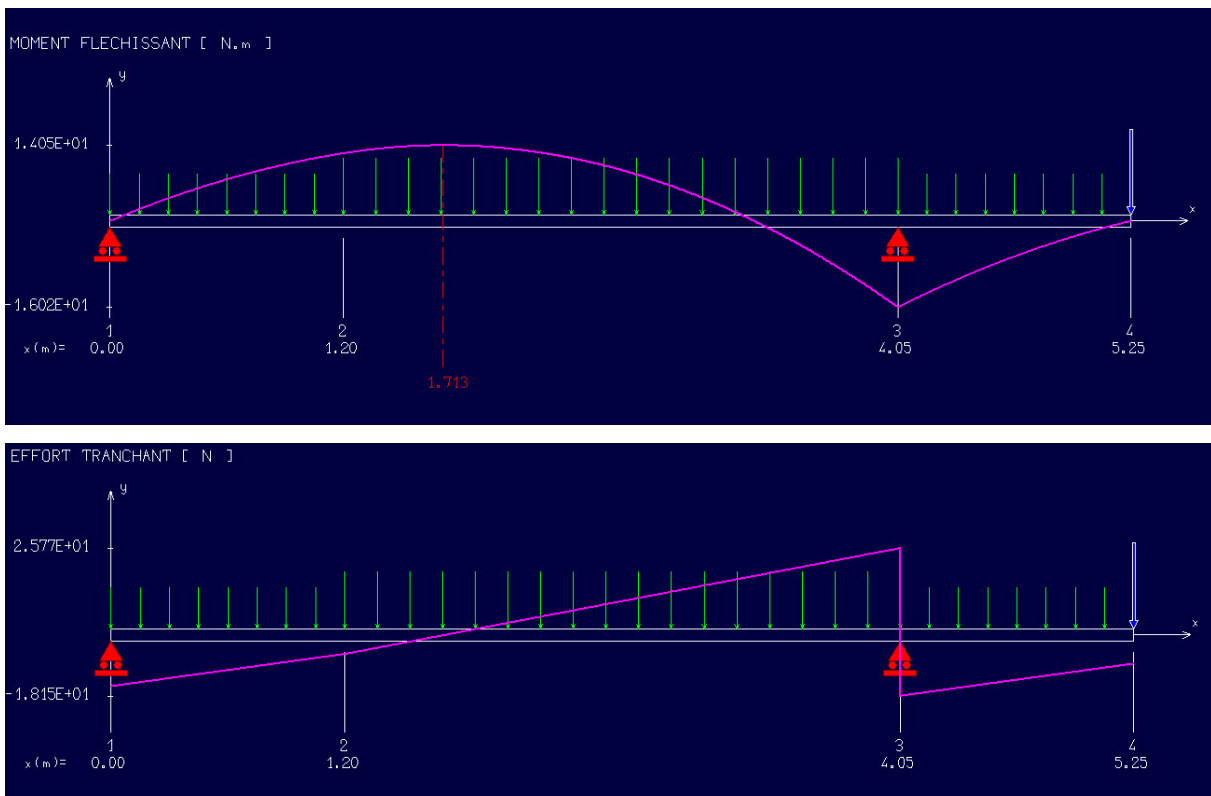


Figure III.17. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 02)

Tableau III.16. Valeurs des moments fléchissant

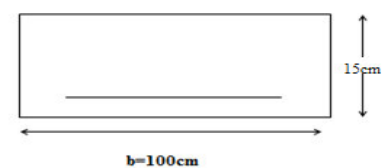
Moment	ELU	ELS
M_{Zmax} (KN .m)	19.61	14.05
M_a (KN.m)	-5.88	-4.22
M_t (KN.m)	16.67	11.94

- Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{Zmax}$
- En travée: $M_t = 0,85 \times M_{Zmax}$

Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 14 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$b_0 = 100 \text{ cm},$ $d = 13.5 \text{ cm},$ $\gamma_s = 1.15,$ $\gamma_b =$
 1.5,
 $h = 15 \text{ cm}$ $FeE400 \text{ MPa},$ $Fed = 348 \text{ MPa}.$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$ $F_{bu} = 14.2 \text{ MPa}.$



3.5.1.3.1. Armature principale :

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

1) En travée :

- **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{16.67 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.064$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{16.67}{11.94} = 1.396$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} \mu_{tu} = 0.297$$

$$\mu_{bu} = 0.09 < \mu_{lu} = 0.297 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.09 < 0.285 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.135 \times [1 - 0.6 \times (0.064)] = 0.13m$$

$$\Rightarrow Z_b = 0.128 m$$

- **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{16.67 \times 10^6}{130 \times 348} = 3.68 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA12 = 5.65 cm²** $S_t = 20 \text{ cm}$

	$M_u^t(\max)$	μ_{bu}	Z	A_{st}	Choix	S_t	A_s adopté
	[KN.m]		[cm]	[cm ²]		[cm]	[cm ²]
Résultats	16.67	0.09	13.00	3.68	5HA12	20	5.65

Tableau III.17.Résultats du calcul des Sections d'armatures en Travée

2) En appuis :

- **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5.88 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.023$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{5.88}{4.22} = 1.393$$

$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_{lu} = 0.296 \Rightarrow$ **(Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).**

$\mu_{bu} = 0.032 < 0.285 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée.

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.132 \text{ m} \Rightarrow Z_b = 0.133 \text{ m}$$

- **Calcul de A_{st} :**

$$A_{sa} = \frac{M_{au}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{5.88 \times 10^6}{133 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA10 = 3.93 cm²** $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau III.18. Résultats du calcul des Sections d'armatures en appuis

	$M_{u(\max)}^a$ [kN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	8.22	0.032	13.3	1.27	5HA10	20	3.93

3.5.1.3.2. Armatures de répartition :

- En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA } 10$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à L'ELU :

3.5.1.4.1. Condition de non fragilité:(Art. A.4.2.1/BAEL99).

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s^a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3.5.1.4.2. Vérification de l'effort tranchant:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right) = 3.33$$

$$V_u^{\max} = 28.99 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0d} = \frac{35.62 \times 10^{-3}}{1000 \times 135} = 0.264 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.264 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

3.5.1.4.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{35.61}{0.9 \times 135 \times 5 \times 3.14 \times 10} = 1.86 \text{ MPa}$$

On a:

$$\tau_{se} = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Armatures longitudinales:**

$$S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = \{20 ; 20\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.5.1.4.4. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

• **Influence sur le béton :(BAEL 91 Art A 5-1.3.13)**

$$\frac{2V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad a = 0.9 d$$

$$V_u \leq 0.4 * b * 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} V_u = 35.61 \text{ KN} \leq 81 \text{ KN} \dots \dots \dots cv$$

• **Influence sur les armatures longitudinales inférieures : (BAEL 91 Art A 5-1.3.12)**

Si $M_u < 0.9 V_u d$ donc $V_u = V_u + \frac{M_u}{0.9 d}$ appuis intermédiaires

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

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

3.5.1.4.5. Calcul la longueur d’Ancrage (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :

La longueur de scellement droit :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = 35.27 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Vu que $L_s > h$, on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d’après le **BAEL** est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à :

$$L_a = 0,4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} (L_r : \text{longueur d’ancrage})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b} = 39.3 \text{ cm} \dots \dots \dots cv$$

3.5.1.4.6. Etat limite d’ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n’est nécessaire pour les aciers.

Vérification à ELS :

Position de l’axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

Moment d’inertie : $I = \frac{b}{3} Y^3 + n.A'_s.(Y - c')^2 + n.A_s.(d - Y)^2$

3.5.1.5.1. Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} \\ \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau III.19. Vérification des contraintes du béton

Positon	Ms [kN. m]	As(cm ²)	I [cm ⁴]	Y [cm]	σ_b (MPa)	Obs.
En travée	11.94	5.65	9781.97	4.01	6.903	CV
Sur appui	-4.22	3.93	7322.9	3.44	2.8	CV

3.5.1.5.2. Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \qquad 3) \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e}$$

h : hauteur totale : h =14 cm ;

L : porté entre nue d'appuis ;

Mt : moment max en travée ;

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

b₀ : largeur de la nervure ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,03 < 0,063. \quad \text{----- non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,045 < 0,085. \quad \text{----- non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0,004 \leq 0,011 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche :

d) Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = f_{g_v} + f_{p_i} - f_{g_i} - f_{j_i} < \Delta f_{\max} = 0.5(\text{cm}) + L/1000$$

- **Calcul des contraintes suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g}{I_0} (d - y) = 212.26 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p}{I_0} (d - y) = 265.23 \text{MPa}$$

$$\sigma_{gi} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 212.26 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ji} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 212.26 \text{MPa}$$

- **Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :**

$$\mu_{g_v} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 0,6$$

$$\mu_{p_i} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 0,58$$

$$\mu_{g_i} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0,6$$

$$\mu_{g_i} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0,6$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = 1,18 \text{ Mpa}$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = 4530,48 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = 4530,48 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^p = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 4587,15 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^j = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 4530,48 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = 0,21 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = 0,98 \text{ cm}$$

$$f_{p_i} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^p} = 0,3 \text{ cm}$$

$$f_{j_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = 0,21 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 0,86 \text{ cm} < 1,025 \Delta f_{max} \dots \dots \dots \text{ CV}$

III.6. Volée à 6 contres marches :

$G_{volée6\ CM} = 8.62\ KN/m^2$

$Q_{escalier} = 2.5\ KN/m^2$

$P1 = 1.46 \times (4.08/2) = 2.978\ KN/ml$

Tableau III.21. Calcul des combinaisons des charges (**6 Contres marches**)

Elément	ELU			ELS		
	1.35G (KN/m ²)	1.5Q (KN/m ²)	Pu (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pser (KN/m ²)
Volée à 4 contres marches	11.64	3.75	15.39	8.62	2.5	11.12
P1_u		4.02			2.978	

III.6.1.1. Les schémas statiques :

On présente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

- **A L'ELU :**

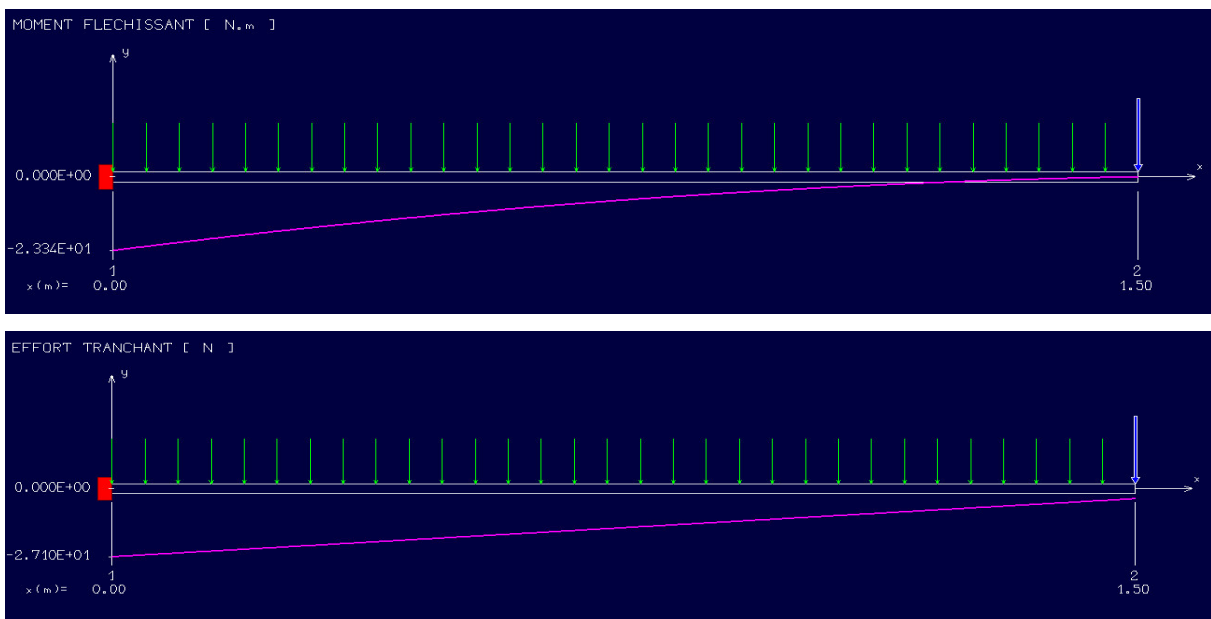


Figure III.18.Le schéma statique à L'ELU (escalier type 02)

- **L'ELS :**

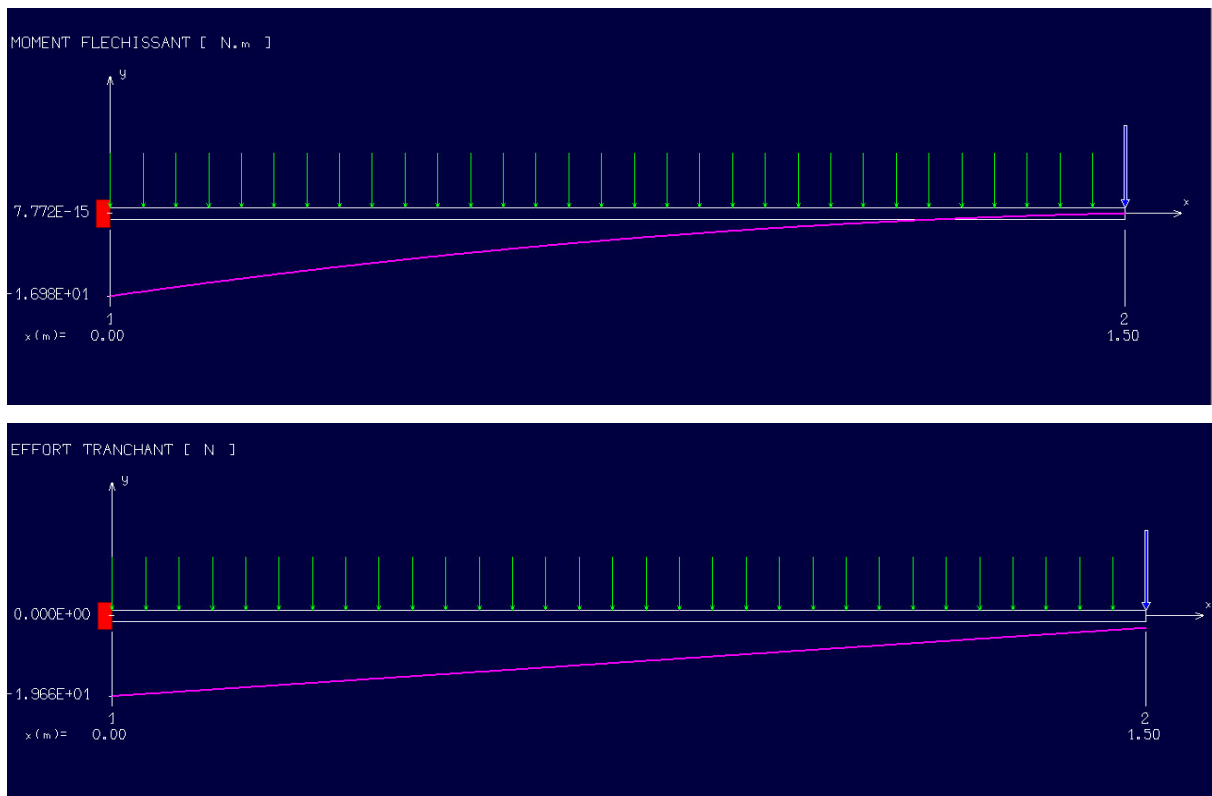


Figure III.19. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 02)

III.6.2. Ferrailage de la console :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu-préjudiciable

III.6.2.1. Armature principale :

$$b = 0.9\text{m},$$

$$h = 15\text{ cm},$$

$$d = 0.9 h = \mathbf{13.5\text{ cm}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{23.34 \cdot 10^6}{1000 (135)^2 \cdot 14.2} = \mathbf{0.09}$$

$$\text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{23.34}{16.98} = \mathbf{1.37}$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.37) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.28}$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_{lu} = 0.28$$

(Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

On utilise la méthode simplifiée

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.09)]$$

$$Z_b = 12.77 \text{ cm}$$

Calcul de A_l :

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{23.34 \times 10^6}{127.7 \times 348} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA12 = 5.65 cm²** Avec : $S_t = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$

Armature de répartition:

$$A_r = A_l / 3 = 5.65 / 3 = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA10$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.2.2. Vérifications :

III.6.2.2.1. Vérification à l'ELU :

4) Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow (cv) \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow (cv) \end{cases}$$

5) Vérification de disposition des armatures :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon $h=15\text{cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow (cv)$$

- **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4 h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow (cv)$$

6) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u V_u = 27.1 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{27.1 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv})$$

III.6.2.2.2. Vérification à L'ELS :

- Vérification des Contrainte de compression dans le béton :**

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Contrainte maximale dans le béton comprimé :}$$

$$\sigma_{bc} = K y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15n : \text{ est le coefficient d'équivalence.}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III.22. Vérification des Contrainte de compression dans le béton

Mser	As	I	Y	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
(KN.m)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)	(MPa)	(MPa)	
10.64	5.65	9781.97	4.01	4.36	15	C.V

- Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M = M₀ : moment maximum en travée.

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{110} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow (\text{c v})$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.1 \geq \frac{1}{10} = 0.1 \quad \Rightarrow (\text{c v})$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{5.65}{90 \times 13.5} = 4.64 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{c v})$$

Conclusion :

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

III.6.2.3. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE DU RDC:

La poutre palier se calcul a ELU puisque la fissuration est considéré peu nuisible.

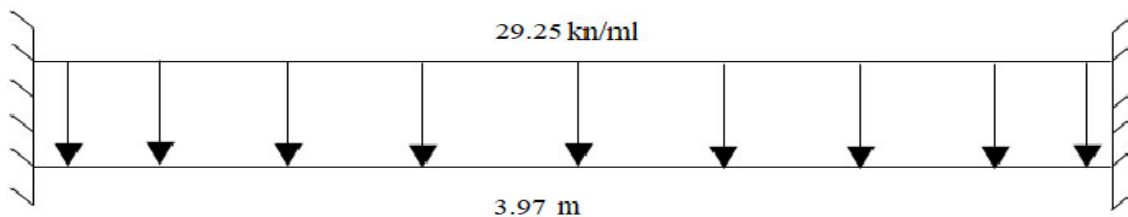


Figure III.20.: Schéma Statique de la poutre palier (escalier type 02)

III.6.2.3.1. PREDIMENSIONNEMENT :

1) Selon le CBA 93 : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$$L_{\max} = 4.6 \text{ m} \Rightarrow 26.47 \text{ cm} \leq h \leq 39.3 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

$$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

2) Selon RPA 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\square \geq 30$$

On adopte : $\mathbf{h = 30 \text{ cm}}$ et $\mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

3) Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $h/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

III.6.2.3.2. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE :

III.6.2.3.2.1. Calcul à l'ELU :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 2.19 \text{ KN/ml}$
- La charge du mur : $Pu_{\text{mur}} = 2.85 \times (3.06/2) = 4.37 \text{ KN/ml}$
- **Combinaison d'action :**

$Pu = 1.35 \times (G_p + Pu_{\text{mur}}) + G_{\text{esc}} = 1.35 \times (2.19 + 4.37) + 20.39 = 29.25 \text{ KN/ml}$

$P_{ser} = G_p + Pu_{\text{mur}} + G_{\text{esc}} = 2.19 + 4.37 + 14.66 = 21.19 \text{ KN/ml}$

$M_{u_{\text{iso}}} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} M_{pp} = \frac{29.25 \times 3.97^2}{8} = 57.63 \text{ KN.m}$

$M_{s_{\text{iso}}} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} M_{pp} = \frac{21.19 \times 3.97^2}{8} = 41.76 \text{ KN.m}$

- Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{Z_{\text{max}}}$
- En travée: $M_t = 0,85 \times M_{Z_{\text{max}}}$

$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{29.25 \times 3.97}{2} = 58.06 \text{ KN}$

Tableau III.22.Résultats de ferrailage de la poutre palière

	T_{uMax} KN	M_u^{max} (KN.m)	μ_{bu}	Z (cm)	σ_s	As (cm ²) calculée	As (cm ²) adoptée	Choix
Travée	0	48.98	0.132	24.86	348	3.96	4.62	3HA14
Appui	58.06	17.29	0.046	26.25	348	1.32	2.36	3HA10

3) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 1 \\ g_t = 12 \\ \frac{b}{10} = 2.5 \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 10mm. \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1,01cm^2$$

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL 91 ce qui suit :

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{matrix} 0,9d \\ 40cm \end{matrix} \right. = 28.35cm \text{ on adopte } S_t = 20cm$$

III.6.2.3.2.2. VERIFICATIONS DIVERS:

1) A L'ELU

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

$$A_s \geq 0,23 A_{s\min} = 0,23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} 5.56 \\ 3.39 \end{matrix} \right. \geq 0,23 \times 25 \times 0,9 \times 31.5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} 5.56 \\ 3.39 \end{matrix} \right. > 0,86cm^2 \dots\dots CV$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5MPa \right) = 3.33$$

$$V_u^{\max} = 51.11KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0d} = \frac{58.06}{250 \times 315} = 0.74 MPa$$

- $\tau_u = 0.74 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots CV$

2) A L'ELS

- **Vérification de contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

Tableau III.23.Vérification de contrainte de béton

	M_{ser}	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I (cm^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	35.49	5.56	11.54	46033.36	8.89	15	CV
Appuis	12.53	3.39	9.44	31756.1	3.72	15	CV

- **Vérification de la flèche :**

Les conditions ont vérifié d'après le BAEL91. On a trois inégalités à vérifier.

$$1) \frac{\square}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{397} = 0,088 > 0,063 \text{ ----- CV}$$

$$2) \frac{\square}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,088 > 0,085 \text{ ----- CV}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,56}{25 \times 31,5} = 0,007 \leq 0,011 \text{ ----- CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7. Calcul du plancher:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**16+4**) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux (Hourdis); sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures (Treillis soudés) ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

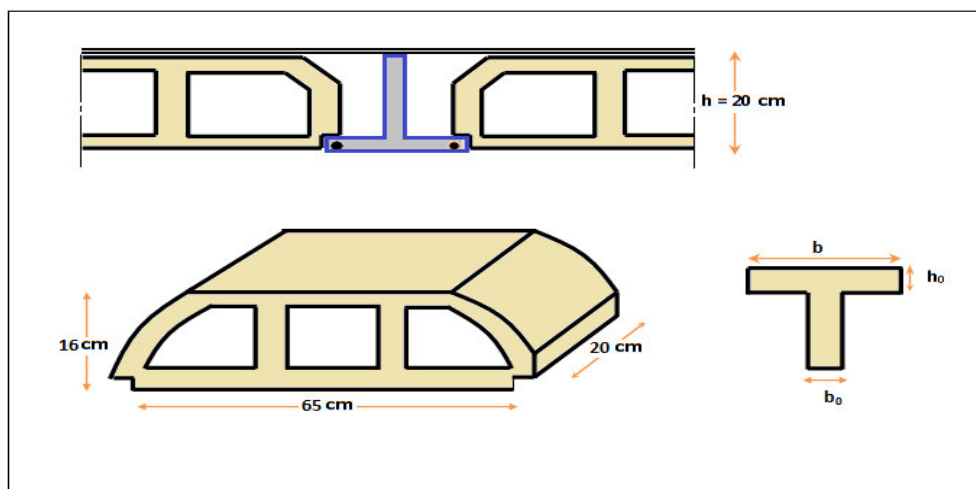


Figure III.21. Schéma coupe verticale du plancher

III.7.1. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**. Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20 cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

III.7.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

- Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$ La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à : $A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$ donc la section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à : $A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$ avec : (L_1 en cm) l'espacement : **St = 20 cm**

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles (**$L_1 = 65 \text{ cm}$**).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$F_e = 520 \text{ MPa}$ (F_e : limite élastique des aciers utilisés).

Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : **St = 20 cm**.

III.7.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{// \text{ nervures}} = A_{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

• Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à **20cm** suivant les deux sens (**20x20**).

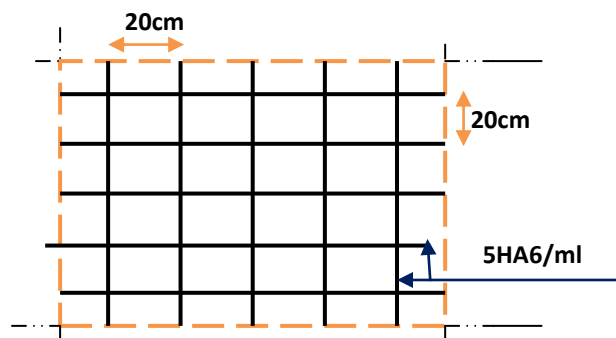


Figure III.22. Treillis soudés (20x20) cm^2

III.7.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étapes** : avant le coulage de la table de compression
- **2^{ème} étapes** : après le coulage de la table de compression

III.7.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en T. Ses dimensions comme suite (voir le deuxième chapitre) :

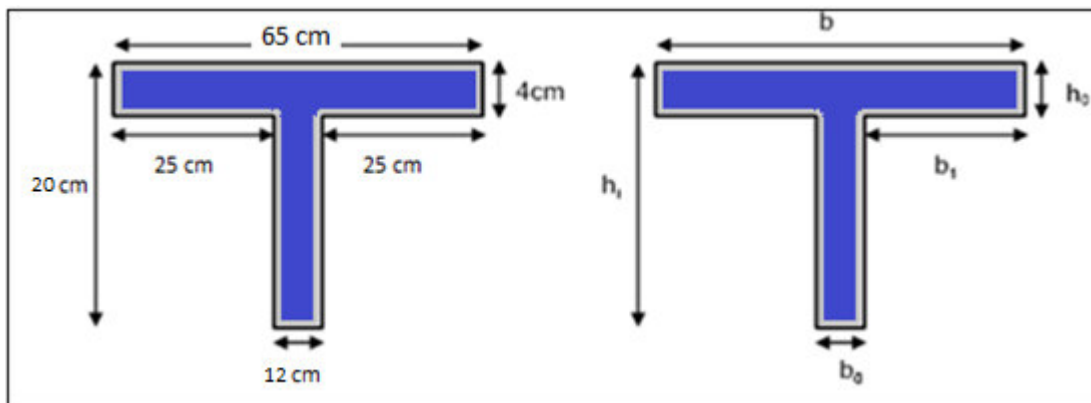


Figure III.23. Schéma d'une poutrelle

- $h_0 = 4 \text{ cm}$: L'épaisseur de la dalle de compression.
- $h_t = 16 \text{ cm}$: La hauteur de la nervure.
- $b = 65 \text{ cm}$: largeur de la table de compression.
- $b_0 = 12 \text{ cm}$: Le largeur de la nervure.
- $b_1 = 25 \text{ cm}$

D'après le pré dimensionnement on a un plancher **(16 + 4) cm**.

III.7.2.2. 1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux, ainsi qu'à la charge due à la main d'œuvre.

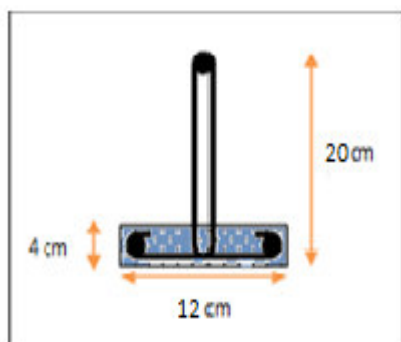


Figure III.24. Schéma de la nervure

III.7.2.2.1. Charges et surcharges :

Tableau III.24. Charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression

Charge permanente (KN/ml)	Charge d'exploitation (KN/ml)
Poids propre de la poutrelle	$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$
	$1 \times 0.65 = 0.65$
Poids de corps creux	$0.65 \times 0.95 = 0.62$
$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$	Q = 0.65 KN/ml

- (Sens x-x) $L_{x_{max}} = 4.60$: distance entre deux appuis des poutres dans le panneau le plus sollicité
- (Sens y-y) $L_{y_{max}} = 4.00$: distance entre deux appuis des poutres dans le panneau le plus sollicité

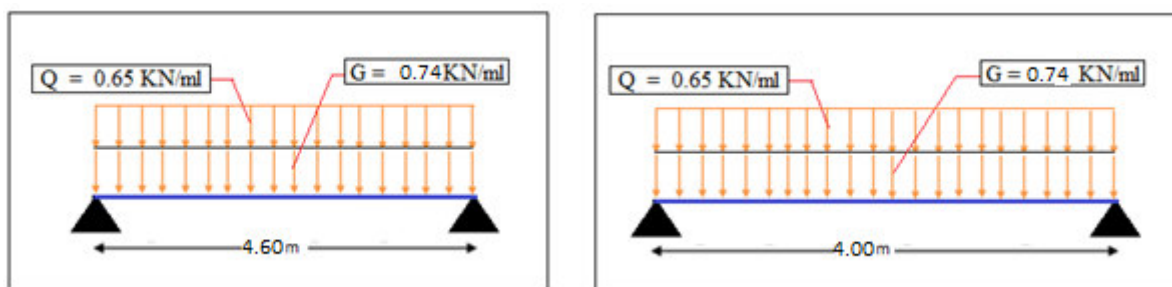


Figure III.23. Schéma des charges appliquées sur la poutrelle

III.7.2.2.2. Ferrailage à l'ELU :

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux Intempérie, le calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible

- **Combinaison des charges:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.74) + 1.5 (0.65) = \mathbf{1.97 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.74 + 0.65 = \mathbf{1.39 \text{ KN/ml}}$$

- **Le moment en travée :**

$$M = q \times \frac{l^2}{8}$$

	M_u	M_{ser}
Sens x-x	3.94 KN.m	2.78KN.m
Sens y-y	5.21KN.m	3.68KN.m

- **L'effort tranchant :**

$$R_a = R_b = q \times \frac{l}{2}$$

	ELU	ELS
Sens x-x	$R_a = R_b = \mathbf{3.93 \text{ KN}}$	$R_a = R_b = \mathbf{2.78 \text{ KN}}$
Sens y-y	$R_a = R_b = \mathbf{4.53 \text{ KN}}$	$R_a = R_b = \mathbf{3.2 \text{ KN}}$

- **Calcul des armatures :**

$$b = 0.15 \text{ m}, \quad h = 0.04 \text{ m},$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.036 \text{ m}. \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

- a) **Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{8.69 \times 10^6}{150 \times (36)^2 \times 14.2} = 3.15$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.69}{6.14} = 1.42$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(fc28) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.306$$

$$\mu_{lu} = 0.306 \quad (\text{tableau des moments réduits} - 2.3.1 - \text{BAEL91})$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \text{ La section est doublement armée } (A' \neq 0)$$

b) Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{7.25 \times 10^6}{150 \times (36)^2 \times 14,2} = 2.63$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.25}{5.12} = 1,416$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(fc28) - 3050].10^{-4} = 0,306$$

$\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow$ La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

Conclusion:

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

III.7.2.4. 2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **T** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

III.7.2.4.1. Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

Avec : $g = 0.65 G$ et $q = 0.65 Q$

Tableau III.24. Les charges supportées par la poutrelle

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN.m)
Terrasse inaccessible	7.08	1	4.60	0.65	7.19	5.25
Étage accessible	4.6	1.5	2.99	0.98	5.51	3.97
Étage courant	5.6	1.5	3.64	0.98	6.38	4.62
Étage commercial	5.6	2.5	3.64	1.63	7.36	5.27

- **Suivant le sens Y-Y :** Les charges supportées par la poutrelle sont :

On calcule la console la plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres consoles des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible : $q_u = 7.36 \text{ KN/m}$
 $q_{ser} = 5.27 \text{ KN/m}$. Donc on va travailler avec $G = 5.6 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

III.7.2.4.2. Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

➤ Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

- **Domaine d'application :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1) $Q \leq 2G$.

Ou $\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$

- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.
 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{array} \right.$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

- **Remarque :**

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

➤ Principe Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a. Exposé de la méthode

- *Moment sur appuis*

$$M_a = 0,15M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rives}$$

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- *Moment en travée*

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l' = l \dots \dots \dots$ pour une travée de rive

$l' = 0,8l \dots \dots \dots$ pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

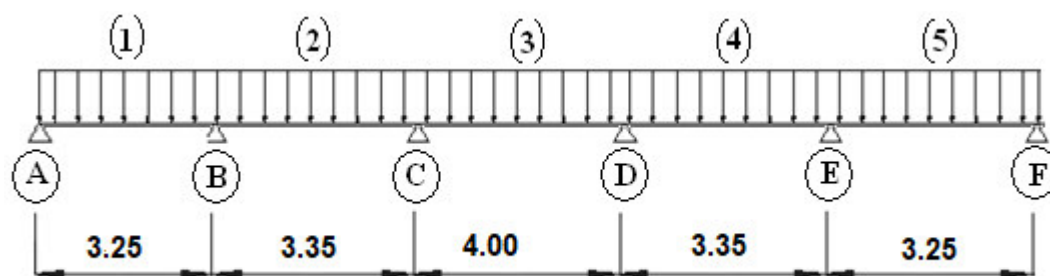
Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.



III.7.2.5. Application de la méthode forfaitaire :

$$5 \text{ KN/m}^2$$

$$1) Q = 0.65 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 2G = 14.16 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. ⇒ (Condition vérifiée)

3) Sens x-x

L_{n-1}	L_n	L_{n+1}	L_n / L_{n-1}	L_n / L_{n+1}	observation
3.25	3.35	4	1.03	0.84	cv
4	3.35	3.25	0.84	1.03	cv

7) Fissuration peu nuisible. ⇒ (Condition vérifiée)

➤ **Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

a) Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximums sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

M_0 : la valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_w , M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches et de droite pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

8) M_t : le moment maximal dans la travée considérée

α : le rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

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

Les valeurs prise pour M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

1. $M_T + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0]$ (moment calculé)
2. $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire (moment minimal)
3. $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive (moment minimal)

$M_e \geq 0.60M_0$ et $M_w \geq 0.60M_0$ sur l'appui intermédiaire d'une poutre

à deux travées.

$M_e \geq 0.15M_0$ et $M_w \geq 0.15 M_0$ sur les appuis de rives d'une

poutre à plus de trois travées

$M_e \geq 0.50M_0$ et $M_w \geq 0.50 M_0$ sur les appuis voisins des appuis de rive d'une

poutre à plus de deux travées.

$M_e \geq 0.40M_0$ et $M_w \geq 0.40 M_0$ sur les autres appuis intermédiaires d'une

poutre à plus de trois travées

- Calcul des moments aux appuis :

- Appuis de rive $M_A = -0.15 \times M_0(\text{travée } 01) M_F = -0.15 \times M_0(\text{travée } 05)$
- Appuis voisins de rive $M_B = M_E = -0.50 \times M_0(\text{travée } 02/04)$
- Appuis intermédiaire $M_C = M_D = M_E = -0.4 \times M_0(\text{travée } 03)$

- Calcul des moments isostatique à mi-travée :

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

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

- **Calcul des efforts tranchants :** (ch 3 §III.4) BAEL91/99

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_w + M_T}}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_T}{M_e + M_T}}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

- **Application numérique (plancher terrasse)**

$$M_{0 \text{ ul}} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} \quad M_{0 \text{ ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^2}{8}$$

- **Pour la travée N°01 et N°05 (l= 3.25m)**

$$M_{0 \text{ ul (01)}} = \frac{7.36 \cdot 3.25^2}{8} = 9.71 \text{KN.m} \quad M_{0 \text{ ser (01)}} = \frac{5.27 \cdot 3.25^2}{8} = 6.96 \text{KN.m}$$

- **Pour les travées N°02 et 04 (l= 3.35m)**

$$M_{0 \text{ ul (01)}} = \frac{7.36 \cdot 3.35^2}{8} = 10.32 \text{KN.m} \quad M_{0 \text{ ser (01)}} = \frac{5.27 \cdot 3.35^2}{8} = 7.39 \text{KN.m}$$

- **Pour la travée N°03 (l= 4.00m)**

$$M_{0 \text{ ul (01)}} = \frac{7.27 \cdot 4.00^2}{8} = 14.54 \text{KN.m} \quad M_{0 \text{ ser (01)}} = \frac{5.27 \cdot 4.00^2}{8} = 10.54 \text{KN.m}$$

Moment (Kn.m)	MA	MB	MC	MD	ME	MF
Elu	-1.45	-5.16	-5.82	-5.82	-5.16	-1.45
Els	-1.04	-3.68	-4.21	-4.21	-3.68	-1.04

Tableau III.25. moments aux appuis.

Moment (KN.m)		M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	
Plancher Terrasse $\alpha =$	ELU	M_t	13.88	16.73	21.66	16.73	13.88
		$M_{t \min}$	6.26	5.62	7.92	5.62	6.26
	ELS	M_t	9.95	12.00	15.70	12.00	9.95
		$M_{t \min}$	4.48	4.02	5.74	4.02	4.48

Tableau III.26. : moments en travées.

On présente les diagrammes des moments fléchissant

- **AL'ELU :**

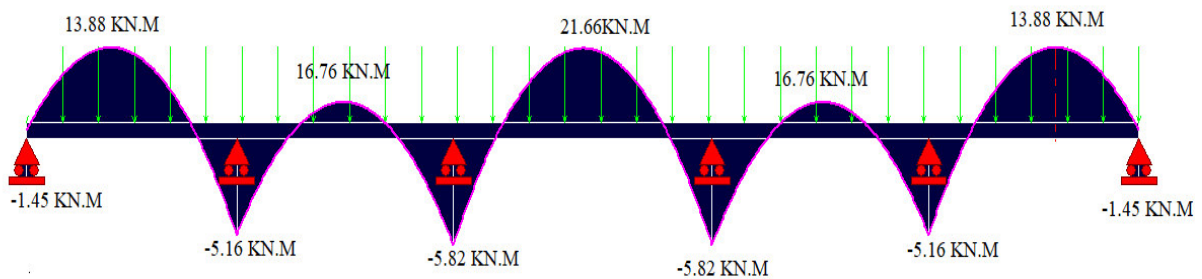


Figure III. 25.Le schéma statique à L'ELU

- **AL'ELS :**

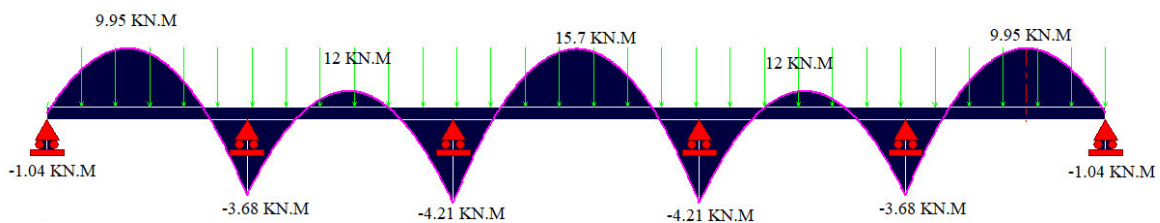


Figure III.26.Le schéma statique à L'ELS

Travée	1	2		3		4		5		
V(KN)	V _w	V _e	V _w	V _e	V _w	V _e	V _w	V _e	V _w	V _e
ELU	-14.12	11.70	-13.61	13.22	-15.84	15.84	-13.61	13.22	-14.12	11.70
ELS	-10.12	8.41	-9.78	9.44	-11.49	-11.49	-9.78	9.44	-10.12	8.41

Tableau III 27 : Efforts tranchant (Plancher terrasse).

➤ On présente les diagrammes des moments des efforts tranchants :

• **A L'ELU :**

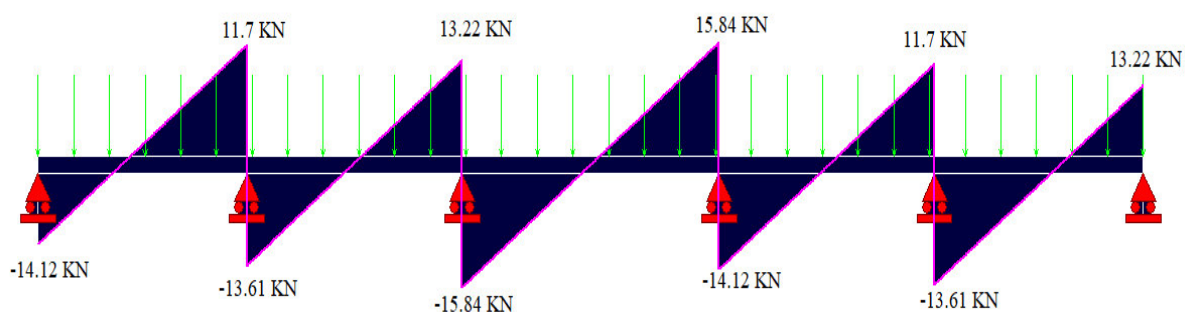


Figure III.27.Le schéma statique à L'ELU

• **A L'ELS :**

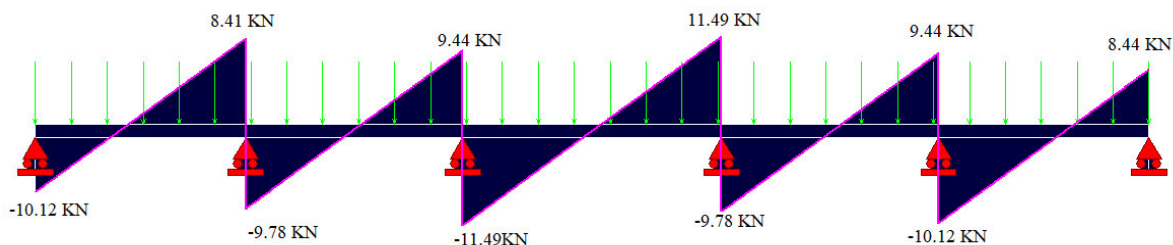


Figure III.28.Le schéma statique à L'ELS

III.7.2.5.1.1. Ferrailage des poutrelles :

Calcul des armatures :

➤ **En travée**

Le moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{H_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.4 \times (0.18 - 0.02) = 59.07 \text{KN.m}$$

$$M_u = 21.66 \text{KN.m} < M_{tu} = 59.07 \text{KN.m}$$

Si $M_u < M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. on calcul une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{21.66 \times 10^6}{650 \times 180 \times 14.2} = 0.072$$

$$\alpha = 0.093$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.093) = 0.1733 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{21.66 \times 10^6}{173.3 \times 348} = 3.59 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 18 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$A_t = 3.59 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}) \text{ On adopte } \mathbf{3HA12} \text{ avec } \mathbf{A = 3.39 \text{cm}^2}$$

➤ **En appuis**

$$M_u = -5.82 \text{KN.m} < M_{tu} = 59.07 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5.82 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.105$$

$$\alpha = 0.167$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.167) = 0.168 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{5.82 \times 10^6}{168 \times 348} = 0.995 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2}$$

$$A_a = 0.99 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}) \text{ On adopte } \mathbf{1HA14} \text{ avec } \mathbf{A= 1.53 \text{ cm}^2}$$

III.7.2.5.1.2. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_{t \leq \min} (h/35 ; \Phi_{1;b_0/10}) = 6.86 \text{ mm}^2$$

On adopte un épingle **2Φ8** avec $A=1.01 \text{ cm}^2$

III.7.2.5.1.3. Espacement S_t :

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

$$S_t \leq \min (16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 84.16$$

On opte $S_t=15 \text{ cm}$

III.7.2.5.1.4. Vérification à l'ELU :**A) Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{15.84 \times 10^3}{120 \times 168} = \mathbf{0.79 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times (f_{c28} / \gamma_b) ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

b). Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

on a $V_u = 15.84 \text{ KN}$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times (f_{c28} / \gamma_b) \times \alpha \times b_0 ; \text{ avec : } \alpha = 0.9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times (25/1.5) \times 0.9 \times 180 \times 120 = 115.2 \text{ KN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

a) Vérification de l'adhérence aux appuis (ART6.13 / BAEL91) :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 3.14 \times 2 \times 14 = 87.92 \text{ mm}$$

n : Nombre des barres.

φ : diamètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{15.84 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 87.92} = 1.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Influence sur les armatures longitudinales :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right) \geq \frac{1.15}{400} \left(15.84 + \frac{21.66}{0.9 \times 0.18} \right) = 0.43 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sue les Al)

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures

III.7.2.5.1.5. Vérification à l'ELS :

a) Etat limites d'ouverture des fissures

La fissuration étant peu préjudiciable, pas de vérification.

b) Etat limite de compression

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \text{ avec } \eta = 15$$

Les résultats après les calculs sont comme suit :

Tableau III.28. Les résultats contraints maximales dans le béton comprimé

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	15.7	3.39	11239.5	4.57	6.38	15	CV
Appui	-4.21	3.08	7854.3	8.5	4.56	15	CV

Dans l'acier: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma = 348 \text{ MPa}$

En travée :

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 281.4.2Mpa \dots \dots \dots CV$$

En appui

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 133.45Mpa \dots \dots \dots CV$$

c) Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{24}{537} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{24}{537} = 0,04 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{12.22}{29.97} = 0,041 \rightarrow C.N.V$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{15 \times 21.6} = 0,0105 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.V$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

d) Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = f_{g_v} + f_{p_i} - f_{g_i} - f_{j_i} < \Delta f_{max} = 0.5(\text{cm}) + L/1000$$

- **Calcul des contraintes suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g}{I_0} (d - y) = 251.12MPa.$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p}{I_0} (d - y) = 286.69MPa$$

$$\sigma_{gi} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 251.12MPa$$

$$\sigma_{ji} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 251.12MPa$$

- **Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :**

$$\mu_{g_v} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 0.51$$

$$\mu_{pi} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 0.46$$

$$\mu_{gi} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.51$$

$$\mu_{gi} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.51$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = 1.49 \text{ Mpa}$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = 31260.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = 31260.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 33144.18 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 31260.08 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = 0.38 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = 1.8 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^p} = 0.44 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = 0.38 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 1.48 \text{ cm} < 2.22 \Delta f_{max} \dots \dots \dots \text{ CV}$

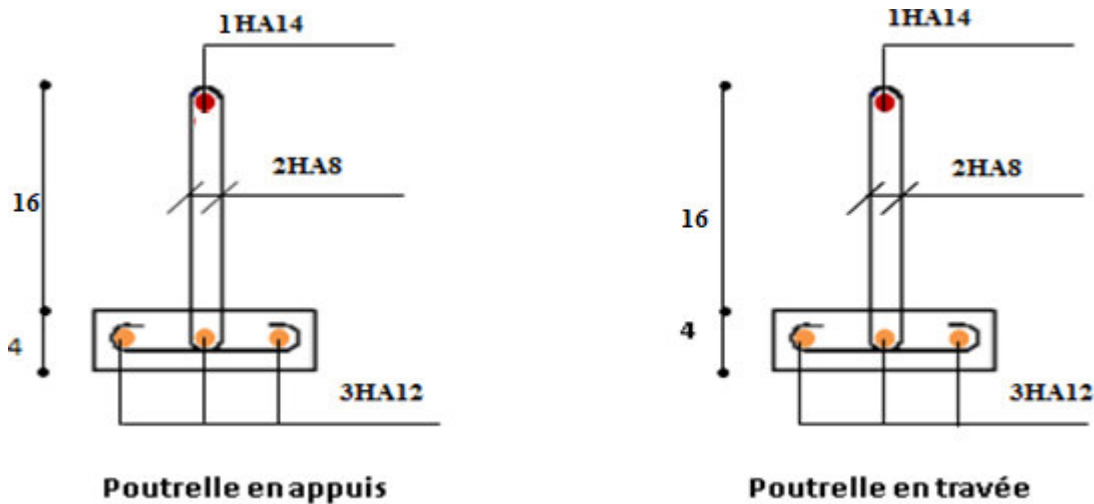


Figure III.29. schéma de ferrailage des poutrelles.

III.8. L'ascenseur :

III.8.2. Étude de la dalle d'ascenseur :

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

III.8.2.1. Dimensions

On a : $l_x = 1.2\text{m}$ et $l_y = 1.65\text{ m}$

Donc : une surface de : $S = 1.98\text{ m}^2$

➤ Epaisseur :

$$e \geq \frac{l}{30} = \frac{120}{30} = 4\text{ cm}$$

h_0 doit être au moins égale à 12 cm, d'après (RPA 99 version 2003).

Donc on adopte $h_0 = 20\text{ cm}$

III.8.2.2. Caractéristiques del'ascenseur:

- H : Hauteur del'ascenseur=220cm.
- F_C : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51 KN

- La charge nominale est de 630 Kg
- La vitesse $V = 1\text{ m/s}$.

III.8.3. Charge centrée:

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: surface d'impact.

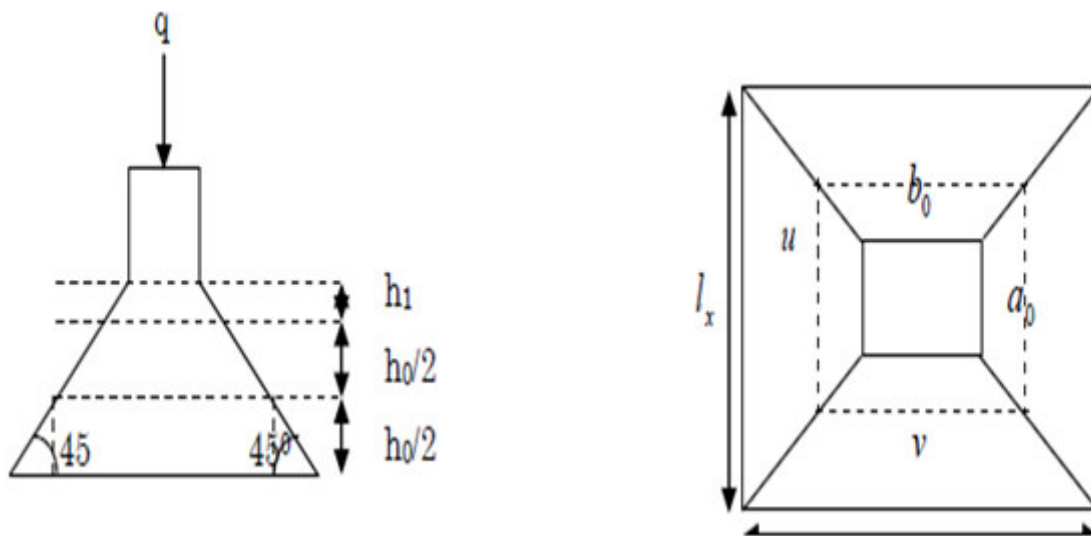


Figure III.30. Schéma représentant la surface d'impact.

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1$$

$$b_0 = 120 \text{ cm}$$

$$a_0 = 74 \text{ cm}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \zeta = 1$.

$$u = 74 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm}$$

$$v=120+20+2 \times 1 \times 5=150\text{cm}$$

$$\Rightarrow \mathbf{u = 104 \text{ cm} \quad v = 150\text{cm.}}$$

III.8.4. Évaluation des charges et surcharges

- Poids propre de la dalle avec revêtement :
 $G = (25 \times 0.2) + (22 \times 0.05) = 6.1 \text{ KN/m}$
- Charge ponctuelle de la dalle : 51 KN
- Surcharge d'exploitation sur la dalle : 1 KN/m²

Tableau III.29.Évaluation des charges

Combinaison	Charge répartie (KN/m ²)	Charge concentrée (KN)
ELU	9.74	68.85
ELS	7.1	51

III.8.5. Calcul des sollicitations :

Calcul des moments de flexion :

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2)P$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1)P$$

Avec :

$$\checkmark \quad v = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\checkmark \quad v = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\rho, \frac{u}{L_x}, \frac{v}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

➤ **Dus aux charges conentré:**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{1.65} = 0.73 \Rightarrow \rho' = 0.73$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{104}{120} = 0.87$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{150}{1.6} = 0.94$$

$$\mathbf{M_1 = 0.063 \quad M_2 = 0.028}$$

➤ l'ELU : ($\nu=0$)

$$M_{x1} = 68.85 \times 0.063 = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 68.85 \times 0.028 = 1.92 \text{ KN.m}$$

➤ l'ELS : ($\nu=0.2$)

$$M_x = (0.063 + 0.2 \times 0.028) 68.85 = 4.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.028 + 0.2 \times 0.063) 68.85 = 2.80 \text{ KN.m}$$

Dus à la charge répartie :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{tr.y} = 0.85 M_0$$

$$M_{ap.y} = 0.3 M_0$$

➤ l'ELU :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.73 \Rightarrow \mu_x = 0.0646 \quad ; \quad \mu_y = 0.4780$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q = 0.0646 \times 1.2^2 \times 9.74 = 0.91 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.4780 \times 0.91 = 0.34 \text{ Kn.m}$$

➤ l'ELS : ($\nu=0.2$)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.73 \Rightarrow \mu_x = 0.0708 \quad ; \quad \mu_y = 0.6188$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q = 0.0708 \times 1.2^2 \times 7.1 = 0.72 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.6188 \times 0.72 = 0.52 \text{ Kn.m}$$

III.8.6. La composition des moments à l'ELU ; l'ELS :

$$\text{à l'ELU: } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.38 + 0.91 \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1.92 + 0.34 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 5.29 \text{ KN.m} \\ M_y = 2.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS: } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.72 + 0.72 \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.80 + 0.52 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 5.44 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de la continuité il y a lieu de corriger ces moments :

$$M^t = 0.75 M_0$$

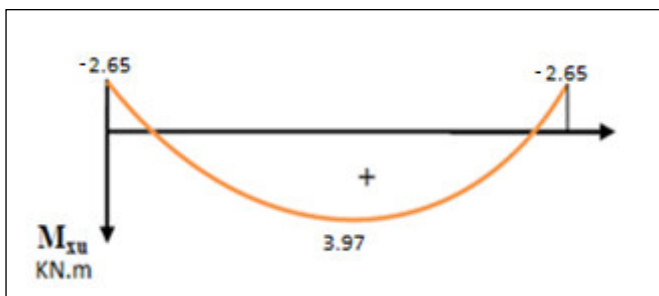
$$M^a = -0.5 M_0$$

Tableau III.30.Correction des moments :

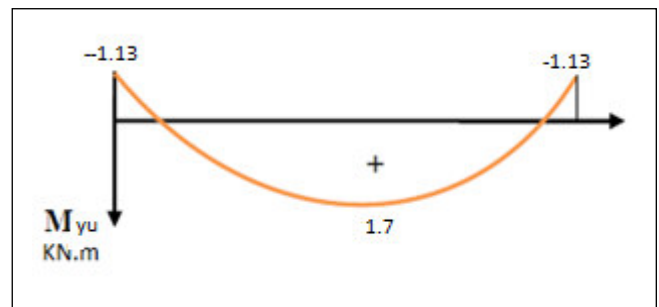
Combinaison	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Mtr x (KN.m)	Mtr y (KN.m)	Ma x (KN.m)	Ma y (KN.m)
ELU	5.29	2.26	3.97	1.7	-2.65	-1.13
ELS	5.44	3.32	4.08	2.49	-2.72	-1.66

Les diagrammes des moments :

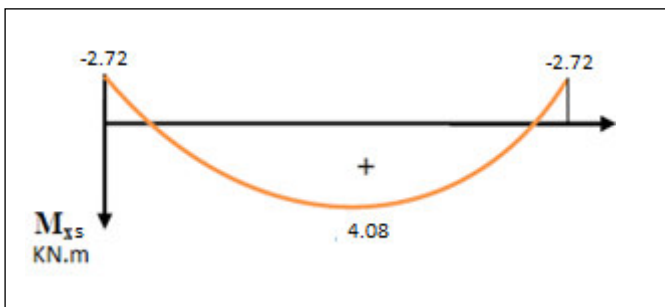
ELU : sens X-X



ELU : sens Y-Y



ELS : sens X-X



ELS : sens Y-Y

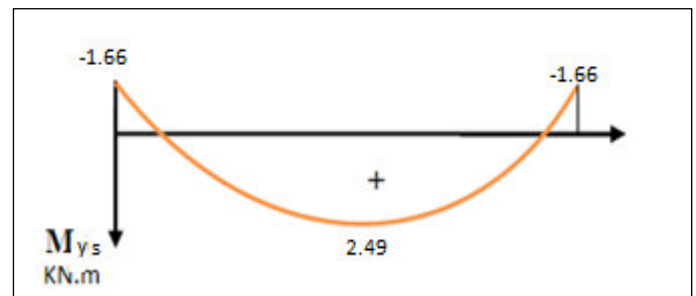


Figure III.31. Diagrammes des moments dans les deux sens.

III.8.7.Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1 m .

Tableau III.31.Le ferrailage dans les deux sens

Sens	Position	M (KN.m)	u_{bu}	Alpha	z (mm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_{adoptée}$ (cm ²)	St (cm)
X-X	Travée	3.97	0.0086	0.01	179.28	0.63	2.17	5HA10	3.93	25
	Appuis	2.65	0.0058	0.0073	179.43	0.42	2.17	5HA10	3.93	25
Y-Y	Travée	1.7	0.0037	0.046	179.66	0.27	2.17	5HA10	3.93	25
	Appuis	1.13	0.0025	0.0031	179.77	0.18	2.17	5HA10	3.93	25

III.8.8.Vérification à l'ELU :

a) vérification de non fragilité :

$$A_{cal} \geq A_{min} \Rightarrow 3.93 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

b) espacement des barres :

$$St \leq \min (3h ; 33) \text{ cm} = 25 \dots\dots\dots CV$$

c) vérification au poinçonnement :

$$Pu \leq 0.04 \times Uc \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (CBA93. Art A5.2.4.2)$$

Uc : périmètre du rectangle d'impact.

$$Uc = 2 (u+v) = 2 (104+150) = 508 \text{ cm}$$

$$Pu \leq (0.04 \times 5.08 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5}) \times 10^3 = 677.33 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } Pu = 68.85 \leq 677.33 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

d) vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau = \frac{Pu}{Uc \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$\tau = \frac{68.85}{4.4 \times 0.18} = 0.123 \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

e) vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = \frac{Qu}{3 \times a_0} = \frac{68.85}{3 \times a_0} = 31.01 \text{ KN}$$

Donc : $\tau_u = 0.172 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.8.9.Vérification à l'ELS :

a) vérification des contraintes dans le béton :

On vérifie que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$y = \frac{15 (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III.32.Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS

Sens	position	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σbc (MPa)	σ _{bc} (MPa)	observation
X-X	Travée	4.08	3.93	4.05	13686.15	1.20	15	CV
	Appuis	2.65	3.93	4.05	13686.15	0.78	15	CV
Y-Y	Travée	2.49	3.93	4.05	13686.15	0.64	15	CV
	Appuis	1.66	3.93	4.05	13868.15	0.49	15	CV

b) vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{Lx} > \frac{M_{trx}}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.16 > 0.038 \dots\dots\dots \text{CV}$

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0021 < 0.005 \dots\dots\dots \text{CV}$

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

III.8.10. Schéma de ferrailage :

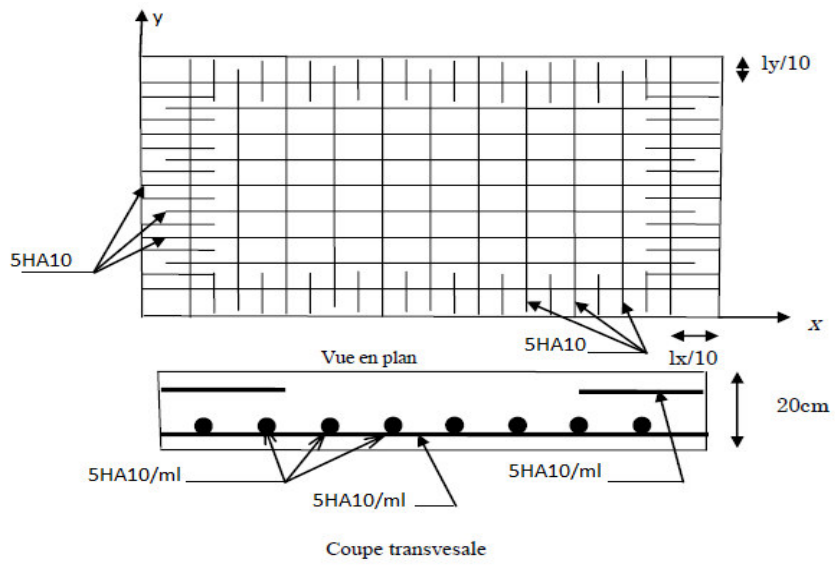


Figure.III.33. schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur



Chapitre 04

Étude sismique et dynamique

I. -L'ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE POUR LA STRUCTURE :**IV.1. ETUDE SISMIQUE :****IV.1.1. Généralité :**

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

IV.1.2. Introduction :

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis au séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.1.3. Le choix de la méthode de calcul :

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant quatre méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente.
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) la méthode statique non linéaire pushover
- 4) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2. Etude dynamique pour notre structure :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties (VLNA)**.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2. Modélisation :**IV.2.2.1. Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (**DDL**) infini par un modèle ayant un nombre de (**DDL**) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : **la masse, la rigidité et l'amortissement**.

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. La modélisation de la structure :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel **ETABS 9.7.1**

IV.2.3.1. Présentation du logiciel ETABS :

- **Nom du programme:** Extended Analysis of Building Systems
- **Version :** 9.7.1
- **Entreprise productrice :** Computers and structure, Berkeley, Californie, USA.

L'ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis. Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des réglementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.

- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème et apporter des corrections au modèle.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

IV.2.3.2. Modélisation de la rigidité:

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini type " **Frame** "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (**6 d.d.l** par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " **Shell** "à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

IV.2.3.3. Modélisation de la masse:

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité β_Q RPA/ version 2003

(Dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir **25KN/m³**.

REMARQUE :

- Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003.
- Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans

le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

IV.2.4.Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.2.4.1. Principe :

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

IV.2.4.2. Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de **5%**) égale à :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**

- **A** : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

Zone IIa } **A = 0,15**
 Groupe 2 }

- η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 7%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$$

- **T₁ et T₂** : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (**RPA art 4.7**)

Dans notre cas : Site 2 \Rightarrow **T₁ = 0,15 s** **T₂ = 0,50 s**

- **Facteur de qualité Q :**

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV.1 Calcul de facteur de qualité Q

Critère Q _x	Observé (Oui ou Non)	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Donc : **Q_x = 1.2**

Critère Q_y	Observé (Oui ou Non)	P_q
Conditions minimales sur les files de • contreventement	Non	0.05
• Redondance en plan	Oui	0
• Régularité en plan	Non	0.05
• Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Donc : $Q_y = 1.2$

IV.9 Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R »

Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, pour que la structure soit contreventée par des voiles porteurs il faut que :

- les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. - On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

• **Charge verticale :**

	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
RDC	12239.9	5654.25	68.43	31.59

• **Charge horizontale :**

Sens X				
	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
RDC	252.32	1184.76	17.55	82.44

Sens Y				
	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
RDC		2026.57	6.83	93.17

✓ Conclusion

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et horizontal .

donc pour notre système de contreventement est justifié donc $R = 3.5$

IV.2.4.3. Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7.1** nous a donné la vue en 3D suivante :

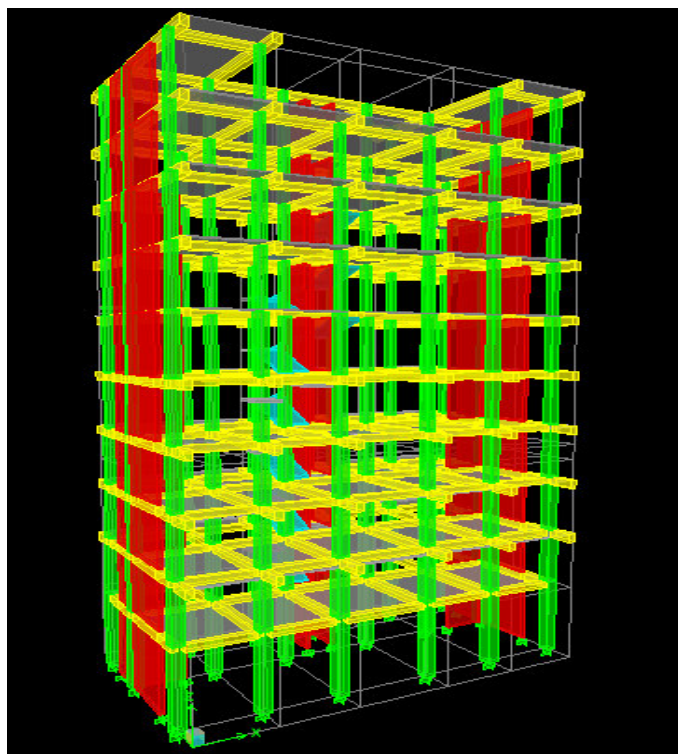


Figure IV.1 : présentation de la vue en 3D

IV.2.4.4. Présentation de la vue en plan :

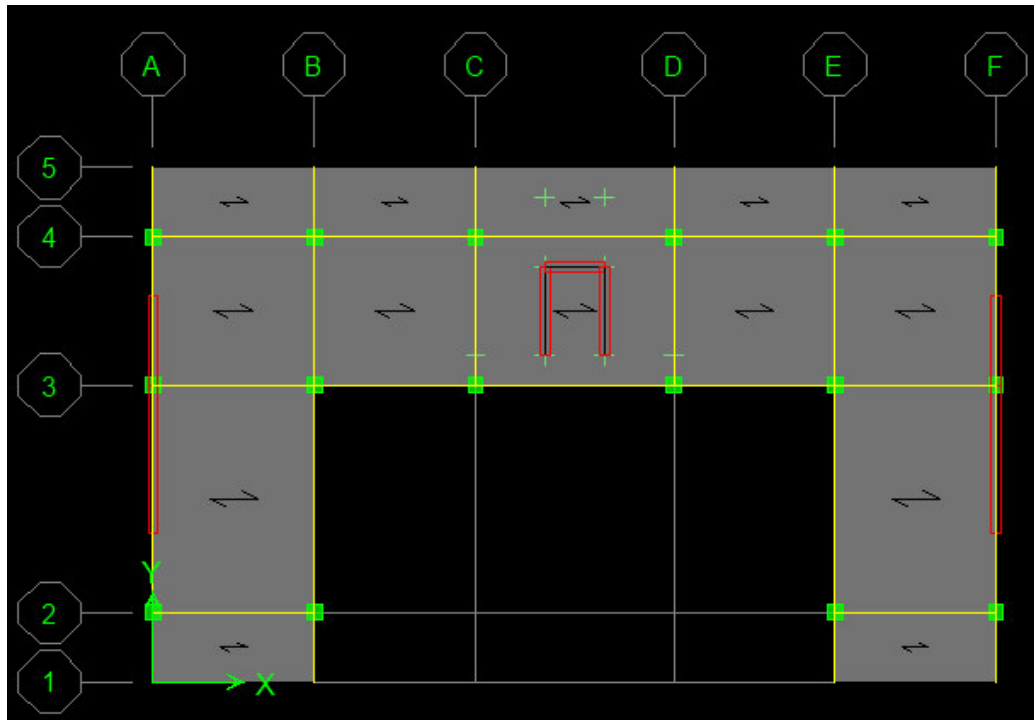


Figure IV.2 : Présentation de la vue en plan

IV.2.4.5. Modes de vibrations obtenus ::

1^{er} mode : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe $x-x'$ de période $T_1=0.8363$ sec et un coefficient de participation modale égale à **71,81 %**

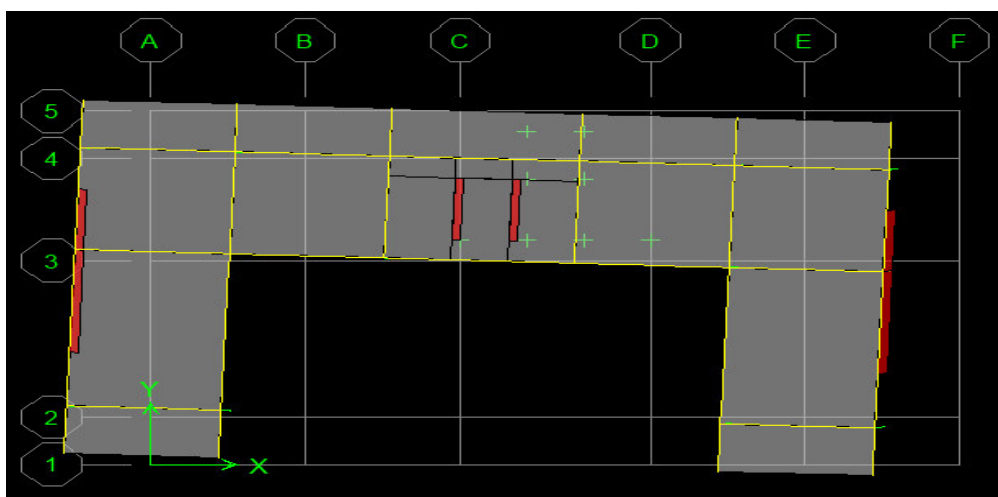


Figure IV.3 : 1^{er} mode de vibration

2^{ème} mode : Le 2^{ème} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **y-y'** de période **T₂=0.636 sec** et un coefficient de participation modale égale à **70,81 %**.

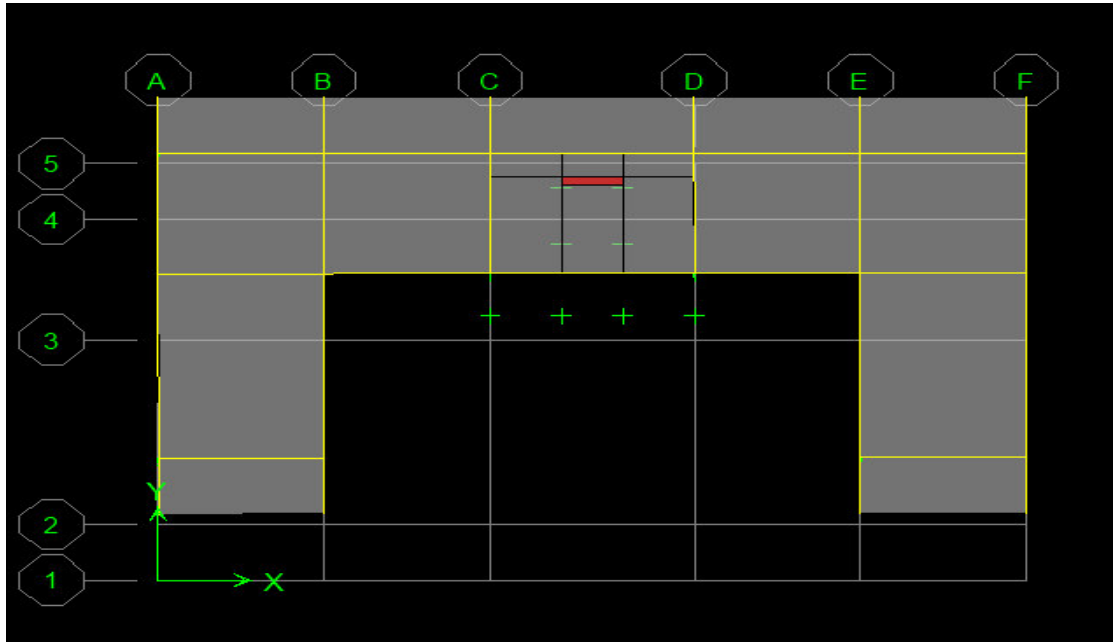


Figure IV.4 : 2^{ème} mode de vibration

3^{ème} mode : une **torsion** de période **T₃ = 0.505 sec** et un coefficient de participation modale égale à **73,2%** selon (x-x) et **70,8%** selon le sens (y-y) et **70.9%** selon (z-z) . 73,271

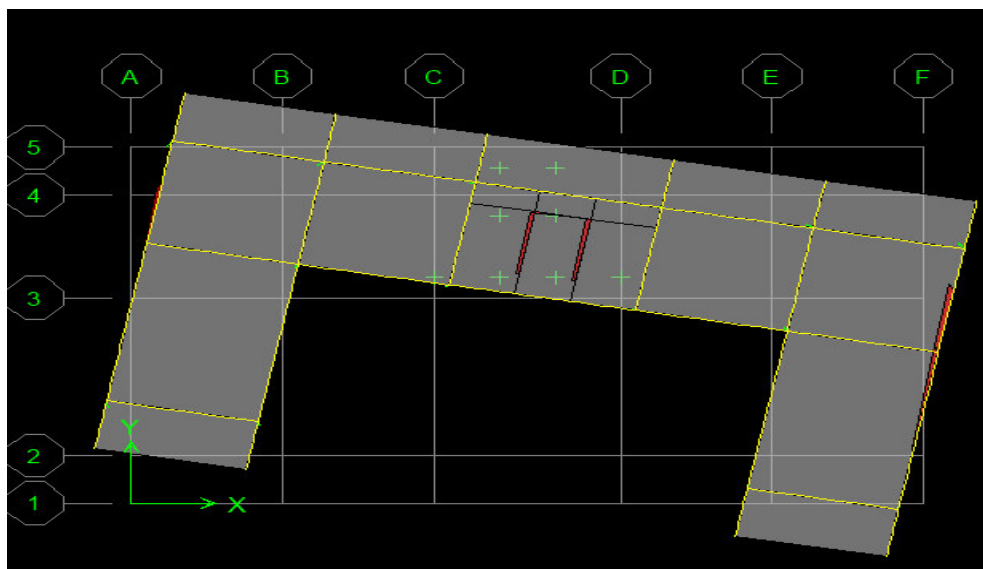


Figure IV.5: 3^{ème} mode de vibration

IV.2.4.6. Centres de masse et inerties des différents niveaux :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \text{ Les coordonnées de CDG de l'élément } i \text{ par rapport au repère}$$

IV.2.4.7. Calcul de l'excentricité :

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans.

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 suivantes :

- ✓ Excentricité théorique.
- ✓ Excentricité accidentelle.

a) Excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

b) Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \qquad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 17 \text{ m} \\ L_y = 7.6 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.2 Centre de masse, Centre de rigidité et excentricité

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
STORY10	8,518	6,112	8,498	7,166	0,02	-1,054
STORY9	8,5	5,181	8,497	7,23	0,003	-2,049
STORY8	8,522	5,146	8,496	7,313	0,026	-2,167
STORY7	8,499	5,214	8,494	7,324	0,005	-2,11
STORY6	8,499	5,217	8,493	7,339	0,006	-2,122
STORY5	8,499	5,221	8,492	7,357	0,007	-2,136
STORY4	8,499	5,224	8,491	7,365	0,008	-2,141
STORY3	8,499	5,228	8,49	7,348	0,009	-2,12
STORY2	8,498	4,926	8,491	7,229	0,007	-2,303
STORY1	8,473	4,882	8,473	6,737	0	-1,855

Tableau IV.2 Centre de masse, Centre de rigidité de la structure.

center de masse (m)		center de torsion (m)	
8,5016	5,2351	8,4915	7,2408

(X_{CR} , Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

Sens X-X : $e_a = 0.05 \times 17 = 0.85 \text{ m} > 0.026\text{m}$

Sens Y-Y : $e_a = 0.05 \times 7.6 = 0.38 \text{ m} > -1.054\text{m}$

$e_{réel} = \max(0.026 ; -1.054) \text{ m} = \mathbf{0.026 \text{ m}}$

$e_{max} = \max(e_a, e_{réel}) = \max(0.85 , 0.026) \text{ m} = \mathbf{0.85 \text{ m}}$

IV.2.4.8. Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, 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 ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5 %** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Tableau IV.3 pourcentage de la participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,836018	71,8112	0,0002	71,8112	0,0002	1,4459	1,4459
2	0,636435	0	70,8193	71,8112	70,8194	0,0016	1,4475
3	0,505695	1,4597	0,001	73,271	70,8204	69,5293	70,9768
4	0,284574	13,7193	0,0002	86,9903	70,8205	0,0023	70,9792
5	0,159751	0,0292	18,9445	87,0194	89,7651	0,0067	70,9859
6	0,154115	5,6597	0,0863	92,6791	89,8514	2,1685	73,1544
7	0,126595	1,05	0,0002	93,7291	89,8516	16,6061	89,7606
8	0,085473	2,5567	0,0002	96,2858	89,8518	0,3986	90,1592
9	0,069808	0,0216	5,1686	96,3074	95,0203	0,0002	90,1594

Commentaire :

D’après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS (**T_{dyn} = 0,836sec**)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**T_{RPA} = 0.66 sec**)

- La période fondamentale **T_{dyn} = 0,836 sec**
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, **T_{dyn} < 1.3T_{RPA}**

T_{dyn} = 0,836 sec < 1.3 (0,66) = 0,858 sec ⇒CV

IV.2.4.9. Calcul de l’effort tranchant modal à la base : (D’après le RPA99/V 2003).

L’effort tranchant modal à la base donne par la formule suivante

V_i = Sa/g α_i W

Avec :

V_i : l’effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode **i**

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

- **Sens XX :**

Tableau IV.4 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

mode	Period	α_i %	Cas	Wt(KN)	S_a/g	Ei (KN)
1	0,836018	71,8112	3	19100.45	0,1	137162.62
2	0,636435	0	3	19100.45	0,12	0
3	0,505695	1,4597	3	19100.45	0,14	3903.33
4	0,284574	13,7193	2	19100.45	0,141	36948.32
5	0,159751	0,0292	2	19100.45	0,141	78.6403
6	0,154115	5,6597	2	19100.45	0,141	15242.50
7	0,126595	1,05	1	19100.45	0,148	2968.21
8	0,085473	2,5567	1	19100.45	0,16	7813.46
9	0,069808	0,0216	1	19100.45	0,165	68.074

- **Sens YY :**

Tableau IV.5 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Period	α_i %	Cas	Wt(KN)	S_a/g	Ei (KN)
1	0,836018	0,0002	3	19100,45	0,1	0,382009
2	0,636435	70,8193	3	19100,45	0,12	162321,66
3	0,505695	0,001	3	19100,45	0,14	2,674063
4	0,284574	0,0002	2	19100,45	0,141	0,53863269
5	0,159751	18,9445	2	19100,45	0,141	51020,635
6	0,154115	0,0863	2	19100,45	0,141	232,420006
7	0,126595	0,0002	1	19100,45	0,148	0,56537332
8	0,085473	0,0002	1	19100,45	0,16	0,6112144
9	0,069808	5,1686	1	19100,45	0,165	16289,2267

IV.2.4.10. Combinaisons des réponses modales:

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport

r = T_i/T_j avec **T_i ≤ T_j** vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\% \Rightarrow r \leq 0.93$$

1) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{..(1)} \quad \left\{ \begin{array}{l} E : \text{effet de l'action sismique considéré.} \\ E_i : \text{valeur modale de E selon la mode « i ».} \\ K : \text{nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

2) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Tableau IV.6 Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	10/(10+√ε _i ε _j)	Vérification
1	0,836018	0,761269494	1	CV
2	0,636435	0,794574466	1	CV
3	0,505695	0,56273841	1	CV
4	0,284574	0,561368923	1	CV
5	0,159751	0,964720096	1	CV
6	0,154115	0,821432047	1	CV
7	0,126595	0,675168846	1	CV
8	0,085473	0,81672575	1	CV
9	0,069808	-	-	CNV

On applique la formule : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

$E_X = 2145.91 \text{ KN}$

$E_Y = 2559.91 \text{ KN}$

IV.2.4.11. Méthode statique équivalente :

a) Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **IIIb**.
- 2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d’usages.

Zone II : Groupe d’usage 3

Groupe d’usage 2 $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d’usage 1B $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d’usage 1A $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d’usage 2 et 3 $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d’usage 1B $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

b) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Rightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau **(4.1) de RPA 99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d’usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

D'après les calculs dans la méthode dynamique modale spectrale on a :

$$\begin{aligned} \mathbf{A} &= \mathbf{0.15} & \eta &= \mathbf{0.88} & \mathbf{R} &= \mathbf{3.5} & \mathbf{h_N} &= \mathbf{31.62 \text{ m}} \\ \mathbf{T_1} &= \mathbf{0.15 \text{ s}} & \mathbf{T_2} &= \mathbf{0.5s} & \mathbf{Q} &= \mathbf{1.2} \end{aligned}$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 2,5 \eta \quad \Rightarrow \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} \quad \Rightarrow \quad T \geq 3\text{s} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a un système de (portique autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie), on peut également utiliser la formule suivante:

$$\mathbf{T} = \mathbf{0,09 h_N / \sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{(4.2.4 \text{ du RPA99/version2003})}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Sens longitudinale: $\mathbf{d_x = 17.0 \text{ m}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_x = 0.69 \text{ s}}$
- Sans transversale : $\mathbf{d_y = 7.6 \text{ m}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_y = 1.03 \text{ s}}$

D'après (**RPA99/version 2003**), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{T_X = 0.66 \text{ s}} \\ \mathbf{T_Y = 0.66 \text{ s}} \end{array} \right.$$

On a: $\mathbf{T_2 = 0, 50 \text{ s}}$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_2 \leq T_X \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad 0.50 \text{ s} \leq T_X \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad 0.50 \text{ s} \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_Y)^{2/3} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5 \times 0.88 \times (0.50 / 0.66)^{2/3} = 1.83 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_x = 1.83} \\ D_y = 2,5 \times 0.88 \times (0.50 / 0.66)^{2/3} = 1.83 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_y = 1.83} \end{array} \right.$$

c) Poids total de la structure (W) :

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$W = \sum W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas :

(Le bâtiment à usage mixte d'habitation+ bureaux) \Rightarrow $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$

\Rightarrow $W_t = 19100.45 \text{KN}$

Tableau IV.7 Résumé des résultats des paramètres calculés

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	Tx (s)	Ty (s)	η
Valeurs	0.15	1.83	1.83	1.2	3.5	19100.45	0.66	0.66	0.88

Donc on a: $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

$\Rightarrow V_{x\text{-statique}} = 1791.16 \text{ KN.}$

$\Rightarrow V_{y\text{-statique}} = 1791.16 \text{ KN.}$

IV.2.4.12. Vérification des exigences de RPA99/2003 :

a) Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau IV.8 Résultante des forces sismiques à la base

	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{Dynamique}}(\text{KN})$	$0.8\% V_{\text{stat}}$	$0.8 V_{\text{stat}} < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	1791.16	2145.91	1432.93	C.V
Sens y-y	1791.16	2559.91	1432.93	C.V

• **Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$\Rightarrow V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$

b) Vérification des déplacements latéraux inter – étage :

L'une des vérifications préconisées par le **(RPA99 version 2003)**, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article **(5.10 du RPA99 version 2003)**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$\delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ **et** $\delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec:

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k$ **et** $\delta_y^k = R \delta_{ey}^k$

Où ;

$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ **et** $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens

x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau } (\mathbf{K}) \text{ de la structure}$$

(Art.4-19. RPA 2003)

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau \mathbf{k} dans le sens \mathbf{x} (\mathbf{y} compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

\mathbf{R} : Est le coefficient de comportement.

• **Sens longitudinale :**

Tableau IV.9 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X

	δ_e^k (cm)	R	δ^k (cm)	Δ^k (cm)	h_e (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
terrasse	0,0301	3,5	0,10535	1.015	306	3,06	CV
9	0,0272	3,5	0,0952	1.435	306	3,06	CV
8	0,0231	3,5	0,08085	1.12	306	3,06	CV
7	0,0199	3,5	0,06965	1.19	306	3,06	CV
6	0,0165	3,5	0,05775	1.155	306	3,06	CV
5	0,0132	3,5	0,0462	1.155	306	3,06	CV
4	0,0099	3,5	0,03465	1.085	306	3,06	CV
3	0,0068	3,5	0,0238	0.98	306	3,06	CV
2	0,004	3,5	0,014	0.805	306	3,06	CV
1	0,0017	3,5	0,00595	0.595	306	3,06	CV
Base	0	3,5	0	0	408	4,08	CV

- Sens transversale :

	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	Δ^k (cm)	h_e (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
terrasse	0.0213	3,5	0.07455	0.875	306	3,06	CV
9	0.0188	3,5	0.0952	0.91	306	3,06	CV
8	0.0162	3,5	0.08085	0.91	306	3,06	CV
7	0.0136	3,5	0.06965	0.91	306	3,06	CV
6	0.011	3,5	0.05775	0.84	306	3,06	CV
5	0.0086	3,5	0.0462	0.84	306	3,06	CV
4	0.0062	3,5	0.03462	0.735	306	3,06	CV
3	0.0041	3,5	0.0238	0.63	306	3,06	CV
2	0.0023	3,5	0.014	0.49	306	3,06	CV
1	0.0009	3,5	0.00595	0.315	306	3,06	CV
Base	0	3,5	0	0	408	4,08	CV

Tableau IV.9 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y

- **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

c) Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (**K**)

Tel que :
$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau (K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.11 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X et Y-Y

Niv	$h_k(\text{cm})$	$p_k(\text{KN})$	$V_x(\text{KN})$	V_y (KN)	$\Delta_x(\text{cm})$	$\Delta_y(\text{cm})$	θ_x	θ_y	<0.1
Terrasse	306	1552,74	305,84	341,74	1,015	0,875	0,01684027	0,01451747	CV
9	306	1842,52	587,71	693,58	1,435	0,91	0,01470211	0,00932329	CV
8	306	1970,13	796,73	970,5	1,12	0,91	0,00905066	0,00735366	CV
7	306	1970,14	993,09	1206,86	1,19	0,91	0,00771497	0,00589968	CV
6	306	2021,77	1164,46	1406,63	1,155	0,84	0,00655342	0,00476612	CV
5	306	2021,78	1312,25	1574,75	1,155	0,84	0,00581538	0,00422937	CV
4	306	2080,3	1436,31	1713,92	1,085	0,735	0,00513554	0,00347891	CV
3	306	2080,29	1535,4	1826,83	0,98	0,63	0,00433917	0,00278947	CV
2	306	1909,7	1598,01	1897,43	0,805	0,49	0,00314384	0,00191364	CV
1	408	1651,08	1625,52	1925,61	0,595	0,315	0,00148126	0,0007842	CV

- **Commentaire :**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.2.5. Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismiques appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

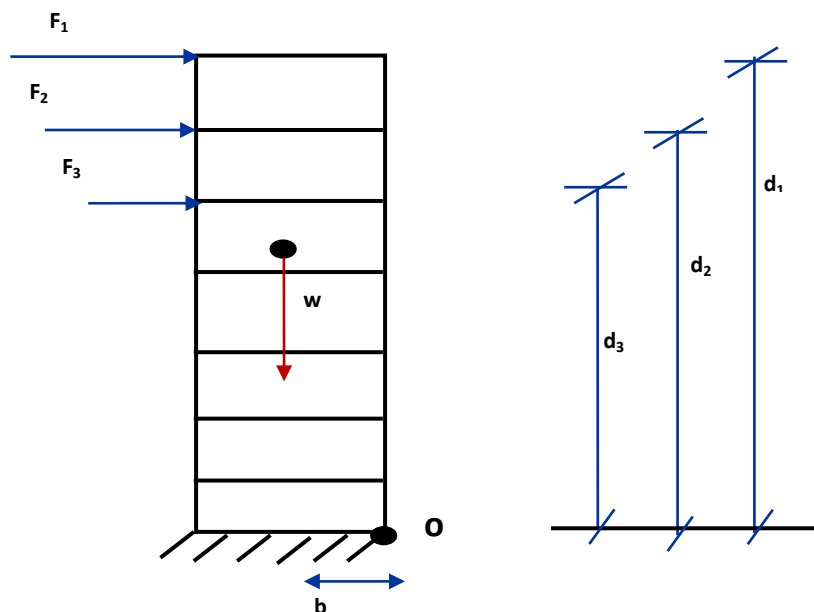


Figure IV.6 schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

IV.2.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : **(RPA99V2003 Art4.2.5)**

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 T V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre cas :

- $T_x = 0,66 \text{ s} < 0,7$

Donc :

$$F_{tx} = 0 \text{ KN}$$

- $T_y = 0,66 \text{ s} < 0,7 \text{ s}$

Donc :

$$F_{ty} = 0 \text{ KN}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

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

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X et Y-Y

story	hi (m)	wi (kn)	wi*hi (kn,m)	Fix(Kn)	Vix(Kn)	Fiy(Kn)	Viy(Kn)
10	31,62	1552,74	49097,639	77,811	413,43	92,822	456,91
9	28,56	3395,26	96968,626	153,678	788,31	183,326	927,4
8	25,5	5365,39	136817,45	216,831	1063,82	258,663	1297,07
7	22,44	7335,53	164609,29	260,876	1322,33	311,206	1611,5
6	19,38	9357,3	181344,47	287,398	1548,51	342,845	1876,74
5	16,32	11379,08	185706,59	294,311	1743,42	351,092	2099,87
4	13,26	13459,38	178471,38	282,845	1905,58	337,413	2284,02
3	10,2	15539,67	158504,63	251,201	2033,89	299,664	2432,07
2	7,14	17449,37	124588,5	197,45	2112,67	235,543	2523,66
1	4,08	19100,45	77929,836	123,504	2145,91	147,332	2559,91
			1354038,4	2145,91		2559,91	

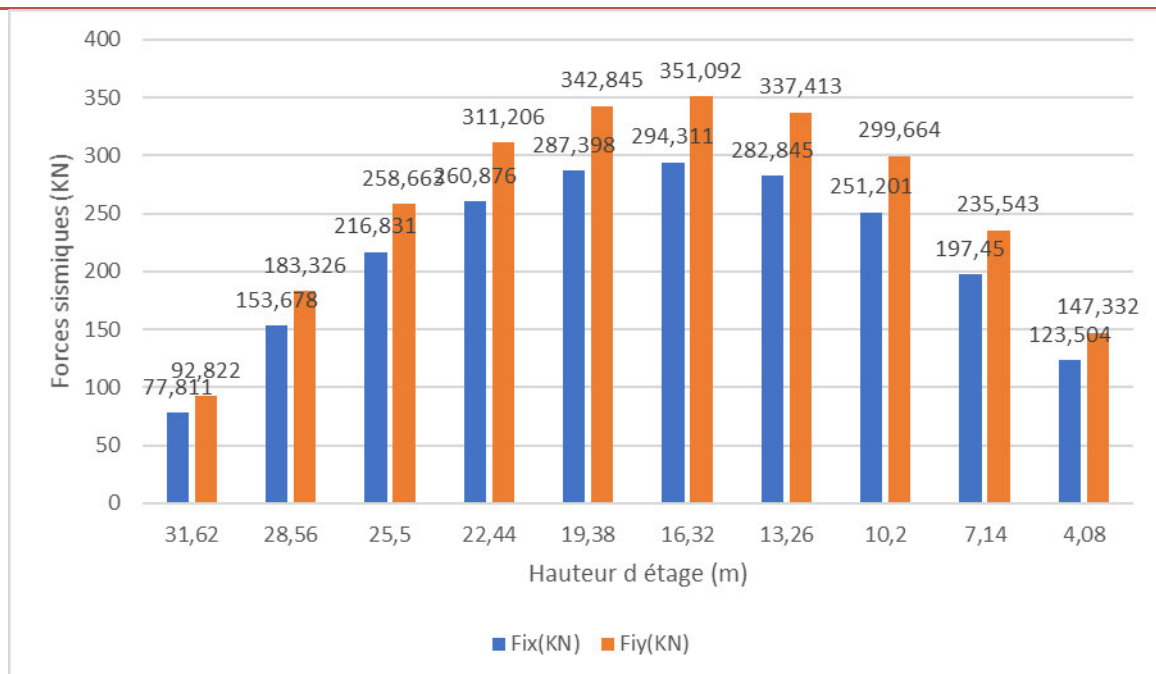


Figure IV.7 répartition des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X et Y-Y

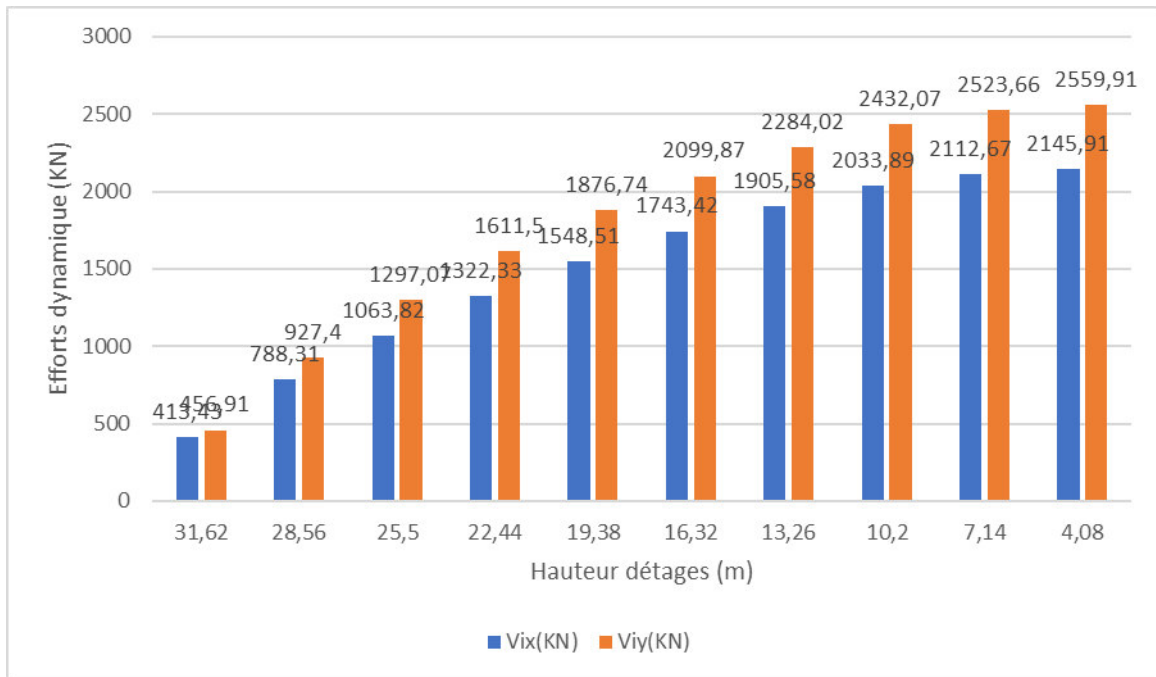


Figure IV.8 répartition des efforts dynamiques appliques sur la structure sens X-X et Y-Y

Tableau IV.15 valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y

Story	Hi(m)	Vxi(kn)	Mrx(kn.m)	Vyi(kn)	Mry(kn.m)
10	31,62	413,43	13072,657	456,91	14447,494
9	28,56	788,31	22514,134	927,4	26486,544
8	25,5	1063,82	27127,41	1297,07	33075,285
7	22,44	1322,33	29673,085	1611,5	36162,06
6	19,38	1548,51	30010,124	1876,74	36371,221
5	16,32	1743,42	28452,614	2099,87	34269,878
4	13,26	1905,58	25267,991	2284,02	30286,105
3	10,2	2033,89	20745,678	2432,07	24807,114
2	7,14	2112,67	15084,464	2523,66	18018,932
1	4,8	2145,91	10300,368	2559,91	12287,568
/	/	/	222248,52	/	266212,2

- **Calcul du centre de gravité de la structure :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 17 - 8.5006 = 8.4994\text{m} \\ b_y = L_y - Y_G = 7.6 - 5.2351 = 2.3649 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau IV.16 vérification du renversement

	W	b	Ms	Mr	MS / Mr	Ms > 1,5 Mr
	(KN)	(m)	(KN.m)	(KN.m)		
Sens XX	19100.45	8.4994	733372,85	222248,52	3,29978735	CV
Sens YY	19100.45	2.3649	485055,99	266212,2	1,82206521	CV

Commentaire :

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L’ouvrage est donc stable au renversement (**Ms > 1,5 Mr**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.21 Vérification de l’effort normal réduit

L'article (7.4.3.1 : RPA 99/ V2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification de l’effort normal de compression de calcul est estimé par la condition suivante :

Nd : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est la section brute du poteau.

Fc28 : la résistance caractéristique du béton.

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm)	N(kn)	n	Obs
Story 1-2	50*50	1203,64	0,2089653	Cv
Story 3-4	45*45	953,96	0,2063732	Cv
Story 5-6	40*40	673,32	0,1865152	Cv
Story 7-8	35*35	399,16	0,1466152	Cv
Story 9-10	30*30	226,26	0,1154388	Cv

Tableau IV.21. Vérification de l'effort normal réduit



Chapitre 05

Ferraillage des éléments résistants

V Calcul des éléments principaux:

V.1. Introduction:

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93**, **BAEL** et **RPA 99/ V.2003**).

Les règles **CBA 93** « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles **RPA 99/V.2003** « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Le ferrailage des poutres sera déterminé à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

V.2.1. Les combinaisons de calcul :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 91 et RPA 99(Article : 5-2), de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

Etat limite	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q \pm E$
E.L.S	$G + Q$	$0.8G \pm E$

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effet du séisme

La combinaison (**1,35 G + 1,5Q**) nous permet de déterminer le moment maximum en travée. La combinaison (**G + Q ± E**) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis. La combinaison (**0.8 G ± E**) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Remarque :

L'action due au vent n'est pas prise en compte, car elle est négligeable devant celle du séisme. Les efforts dus à la variation de la température sont négligeables puisque les dispositions constructives relatives aux distances entre les joints sont respectées.

V.2.2. Ferrailage des poutres :**V.2.2.1. Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres:****V.2.2.1.1. Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :**

- **Le pourcentage total minimum :**

$A_{\min} = 0,5\%$ de la section totale (b h) .

- **Le pourcentage total maximum :**

$A_{\max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement.

- **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** en zone **II-a**.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.2.2.1.2. Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \varnothing_l)$$

\varnothing_l : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2.2. Recommandation du BAEL 91 :

V.2.2.2.1. Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit :

$$A_s \geq A_{tmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\varnothing_l'_{\min} \neq 0) \quad \text{L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t f_e}{0,4b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})} \end{array} \right.$$

V.2.2.2.2. Armatures transversales :

1. Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{10} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

$$\text{Avec : } A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \quad \Rightarrow \quad \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$K = \begin{cases} 0..... & \text{si reprise sans indentation.} \\ 0..... & \text{si fissuration très nuisible.} \\ 1..... & \text{en flexion simple.} \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Donc : } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k \quad f_{tj}^* = \text{Min} \{ f_{tj}; 3.3 \text{ MPa} \} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \frac{f_{te}}{\gamma_s}}$$

2. Section minimale d'armature d'âme :

- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\}$
- Espacement maximale : $S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \right\}$
- Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

3. Calcul des armatures :

- Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_c 28}{\theta \gamma_b}$

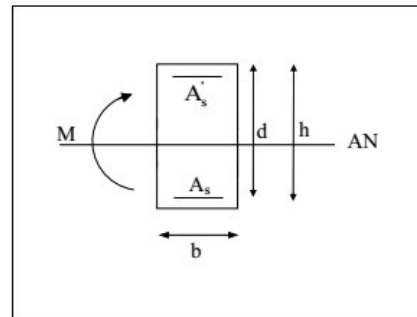


Figure V.1. La zone comprimée et la zone tendue

- Calcul du moment réduit limite « μl » :

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{matrix} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

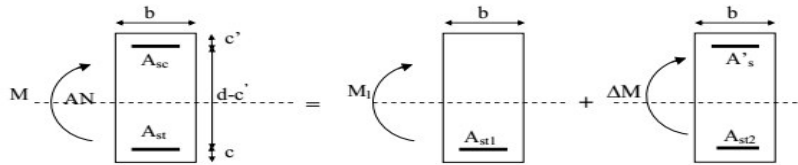
En comparant les deux moments réduits « μ l » et « μ », deux cas se présente :

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

\Rightarrow Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s' = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendus).

$\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



Le calcul se fera à l'ELU (flexion simple). Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

V.2.3. Exemple de calcul :

- **Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :**

Tableau V.1: Caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)
Poutre principale	40	30	2,5	36
Poutre secondaire	35	30	2,5	31.5

Tableau V.2: Caractéristiques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques	Situation		fissuration
		durable	accidentelle	
Béton	f_{c28} Mpa	25	25	Peu préjudiciable
	γ_b	1,5	1,15	
	σ_b Mpa	14,2	18.48	
acier	f_e Mpa	400	400	
	γ_s	1,15	1	
	σ_s Mpa	348	400	

V.2.3.1. Calcul d'armatures longitudinales :

V.2.3.1.1. Poutres principales (30x45) cm2 : 3^{ème} niveau :

- **Condition de RPA₉₉/Version₂₀₀₃ :**

$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{min} = 6cm^2.$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow 4\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow 6\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement).}$$

On a choisi les poutres les plus sollicitée.

1) Ferrailage en travée : (sous la combinaison : 1.35G+1.5Q):

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 18**, avec une localisation = **4.60 m**.

$$M_{\max}^T = 45.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{45.37 \cdot 10^3}{30 \cdot 36^2 \cdot 14,2} = 0,082$$

$$U_{bu} < U_l = 2.215 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0 \quad U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 36 (1 - 0,6 \times 0,082) = 34.22 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{45.37 \times 10}{0,334 \cdot 348} = 3.21 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.21 \text{ cm}^2$$

2) Ferrailage en appui :

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 69**,

- Sous la combinaison accidentelle : G+Q-E

- $M_{\max}^A = 102.58 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{102.58 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.185$$

$$U_{bu} < U_l = 2.035 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 36 \times (1 - 0,6 \times 0,185) = 31.98 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{102.58 \times 10}{0,3198 \times 348} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7.6 \text{ cm}^2$$

- Sous la combinaison accidentelle 0.8G+E

- $M_{\max}^A = 96.32 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{96.32 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.174$$

$$U_{bu} < U_l = 1.841 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 36 (1 - 0,6 \times 0,174) = 32,23 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{96,32 \times 10}{0,3223 \times 348} = 7,1 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7,1 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité BAEL₉₉ :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 \right) \rightarrow A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3.1.2. Poutres secondaires (30x40) cm² : 6^{ème} niveau

- Condition de RPA₉₉/Version₂₀₀₃ :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \times 30 \times 35 \rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow 4\% \times 30 \times 35 \rightarrow A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow 6\% \times 30 \times 35 \rightarrow A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement).}$$

On a choisi les poutres les plus sollicitée dans cette zone (Sous-sol + RDC).

1) Ferrailage en travée : (sous la combinaison : 1.35G+1.5Q):

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 92**,

$$M_{\max}^T = 17,89 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,89 \cdot 10^3}{30 \cdot 31,5^2 \cdot 14,2} = 0,042$$

$$U_{bu} < U_l = 0,339 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \hat{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0,275 \text{ méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 31,5 (1 - 0,6 \times 0,042) = 30,70 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{17,89 \times 10}{0,3070 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,67 \text{ cm}^2$$

1) Ferrailage en appui :

- sous la combinaison accidentelle G+Q-E

$$M_{\max}^A = 89 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{89 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,2} = 0,21$$

$$U_{bu} < U_l = 1,519 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \hat{A}_s = 0$$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 31.5 \times (1 - 0,6 \times 0.21) = 27.52 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{89 \times 10}{0,2752 \times 348} = 9.08 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 9.08 \text{ cm}^2$$

- sous la combinaison accidentelle 0.8G+E

$$M_{\max}^A = 90.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{90.95 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.2} = 0.215$$

$U_{bu} < U_l = 1.205 \rightarrow$ pas d'armatures comprimé $\hat{A}_s = 0$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 31.5(1 - 0,6 \times 0.215) = 27.43 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{90.95 \times 10}{0,2743 \times 348} = 9.52 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 9.52 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité BAEL₉₉ :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.315 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 \right) \rightarrow A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3.1.2. Résultats des calculs de ferrailage des poutres :

1) Poutres principales (30x40) cm² :Tableau .V.4 . Ferrailage des poutres principale (30x40) cm²

P P (30x40)		M (KN.m)		As (cm ²)	Choix des barres	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Combinaison			
Niveau	01	Sur appuis	Su	-102.58	8.86	3HA16+2HA14	17.1	7.00	56	18.2	G+Q-E (min)		
	02		p								2		
	03		inf	96.32	8.26	3HA16+2HA14					2		0.8G+E (max)
			En travée		45.37	3.68	3HA16	3.68	6.03	1.35G+1.5Q			
	04	Sur appuis	Su	-97.95	8.42	3HA16+2HA14	14.9	6.00	48	18.2	G+Q-E (min)		
	05		p								5		0.8G+E (max)
	06		inf	77.8	6.53	3HA14+2HA14					5		
			En travée		41.29	3.33	3HA16	3.33	6.03	1.35G+1.5Q			
	07	Sur appuis	Su	-84.68	7.16	3HA16+2HA14	10.6	6.00	48	15.1	G+Q-E (min)		
	08		p								3		0.8G+E (max)
	09		inf	42.91	3.47	3HA16					3		
	10		En travée		46.46	3.77	3HA14	3.77	4.62	1.35G+1.5Q			

2) Poutres secondaires (30x35) cm2 :

Tableau .V.4 . Ferraillage des poutres secondaires (30x35) cm²

P S (30x35)		M (KN.m)		As (cm ²)	Choix des barres	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Combinaison			
Nivea u	01	Sur appuis	Su	-80.19	8.06	3HA14+3HA12	16.0	7.00	56	16.0	G+Q-E (min)		
	02		p								2		
	03		inf	79.33	7.96	3HA14+3HA12					2		0.8G+E (max)
		En travée		10.63	0.97	3HA14	0.97		4.62	1.35G+1.5Q			
	04	Sur appuis	Su	-89	9.08	3HA16+3HA14	18.0	6.00	48	19.8	9	G+Q-E (min)	
	05		p									6	
	06		inf	90.95	9.52	3HA14+3HA14						6	
		En travée		17.89	1.64	3HA14	1.64		4.62	1.35G+1.5Q			
	07	Sur appuis	Su	-84.66	8.57	3HA16+3HA14	16.0	6.00	48	19.8	9	G+Q-E (min)	
	08		p									8	
09	inf		82.86	8.36	3HA14+3HA14	8							0.8G+E (max)
10	En travée		20.62	1.9	3HA14	0.76		4.62	1.35G+1.5Q				

V.2.3.2. Calcul d'armatures transversales :

Le ferraillage se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

1) Selon le BAEL91 : La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales S_t ≤ min (0,9d ; 40 cm) ;

On adopte les espacements suivants :..... St = 15cm;

Donc:

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- Diamètre des armatures d'âme :

✓ Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 1.6; \frac{30}{10}\right) = 1.14 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

✓ Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{35}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\right) = 1 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

2) Selon le RPA 99 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

- L'espace maximal :

En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1, 30\right)$

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Pour les poutres principales $h = 40 \text{ cm}$:

En zone nodale $St = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $St' = 15 \text{ cm}$.

- Pour les poutres secondaires $h = 35 \text{ cm}$:

En zone nodale $St = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $St' = 15 \text{ cm}$.

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 > 0.45 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t_{adopté}} = \text{Min}\{S_{t_{B.A.E.L.}}, S_{t_{RPA}}\} \implies \begin{cases} \text{En zone nodale:} & St = 10 \text{ cm.} \\ \text{En zone courante:} & St' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Le choix des barres est le suivant : **4HA8** $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « HA8 ».

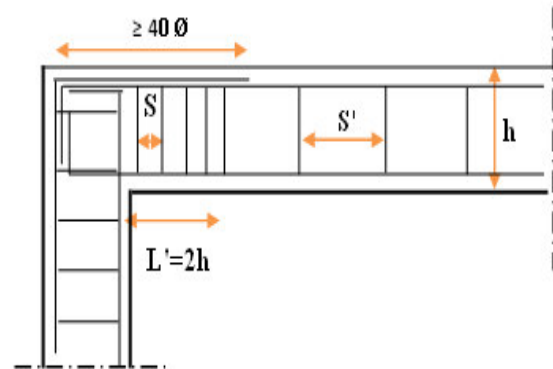


Figure V.3. détail d'espacement.

- **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon le (RPA₉₉/Version₂₀₀₃), la longueur de recouvrement dans la zone II_a est : $L_r = 40 \phi_l$

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
ϕ 12	50
ϕ 14	60
ϕ 16	65
ϕ 20	80

- **Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times h$**

	PP (30 x 40)	PS (30 x 35)
L' (cm)	80	70

V.2.3.3. Vérifications :

V.2.3.3.2. La condition de non fragilité :(BAEL91)

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.304 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PP : } A_{st \min} = 6.88 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PS : } A_{st \min} = 6.88 \text{ cm}^2)$$

V.2.3.3.3. Etat limite d'ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

V.2.3.3.4. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2) :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable dans chaque zone.

➤ **Exemple de calcul :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

1. Poutres principales niveau 03 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 335.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{154.25 \times 10^3}{30 \times 36 \times 10^2} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 1.29 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pour tous les autres niveaux les résultats sont comme suit :

Tableau .V.5. Vérification de l'effort tranchant

Niveau	Effort tranchant (KN) PP	Effort tranchant (KN) PS	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
1	154.25	59.2	1.42	0.62	3.33	CV
2						
3						
4	142.18	64.25	1.31	0.67	3.33	CV
5						
6						
7	82.3	59.21	0.76	0.63	3.33	CV
8						
9						
10						

V.2.3.3.5. vérification de l'adhérence :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \psi_s f_{r28}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

Donc on trouve les valeurs suivantes :

Tableau .V.6. Vérification de l'adhérence

Niveau	poutres	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (Mpa)	$\overline{\tau_{se}}$ (Mpa)	Observation
1	P.P	60.8	2.7	3.15	C.V
2	P.S	62.17	1.05	3.15	C.V
3					
4	P.P	60.8	2.49	3.15	C.V
5	P.S	67.82	1.14	3.15	C.V
6					
7	P.P	54.01	1.44	3.15	C.V
8	P.S	67.82	1.05	3.15	C.V
9					
10					

V.2.3.3.6. Contraint de compression dans le béton :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

Moment statique au niveau de l'axe neutre : On doit vérifier que : $\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre : } \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\text{Avec } K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = K \cdot y_1$$

➤ Exemple : le 3^{ème} niveau

$$\text{a) En travée : } M_{ser} = 32.61 \text{ KN.m}$$

$$Y = 12.9 \text{ cm} \quad I = 90368.08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.38 \text{ MPa.} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

b) Aux appuis : $M_{ser} = 72.923 \text{ KN.m}$

$$Y=21.82 \text{ cm} \quad I= 237358.19 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 6.70 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

1) Poutres principales :

Tableau .V.7. Contraint de compression dans le béton (PP) (30x45)

Etage		M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	
1	Sur appuis	-39.94	18.22	18.52	206145.6	6.07	< 15
	En travée	32.61	6.03	12.11	93621.48	6.74	< 15
4	Sur appuis	-43.82	19.76	20.08	195993.72	7.17	< 15
	En travée	29.99	6.03	12.9	90368.08	7.33	< 15
7	Sur appuis	-45.79	25.5	21.82	237358.19	6.70	< 15
	En travée	33.71	6.03	12.9	90368.08	7.38	< 15

2) Poutres secondaires

Tableau .V.8. Contraint de compression dans le béton (PS)(30x35)

ETAGE		M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	
1	Sur appuis	-10.53	16.02	16.41	143774.68	2.12	< 15
	En travée	3.84	4.62	10.12	58507.09	0.93	< 15
4	Sur appuis	-16.10	19.89	18.6	154677.01	2.28	< 15
	En travée	12.97	4.62	10.79	56605.37	1.00	< 15
7	Sur appuis	-18.07	24.09	19.77	172455.87	2.22	< 15
	En travée	14.97	6.03	12.02	69378.95	1.18	< 15

V.2.3.3.7. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée Avec:

A_s : section d'armature tendue correspondant

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

1) Poutre principale :

h= 40 cm hauteur de la section

l= 4.60m la portée entre nus d'appuis.

$M_t = 46.46 \text{ KN.m}$ Moment maximum en travée du RDC.

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{460} = 0.086 > 0.063 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.08 > \frac{1}{10} \frac{71.843}{93.078} = 0.077 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{35 \times 40.5} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2) Poutre secondaire :

h= 45 cm hauteur de la section

l= 5.02 m la portée entre nus d'appuis.

$M_t = 7.391 \text{ KN.m}$ Moment maximum en travée du RDC.

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.10 > 0.063 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.10 > \frac{1}{10} \frac{7.391}{25.903} = 0.029 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{35 \times 36} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.3. Etude des voiles :**V.3.1. Introduction :**

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges), et à des forces horizontales dues au séisme (cisaillement). Ce qui nécessitera la disposition du ferrailage suivante :

- 1) Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- 2) Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Pour cela, nous avons divisé notre structure en 5 zones de calcul :

- les voiles V1 et V2 **Zone 01**
- les voiles V4 et V6 **Zone 02**
- les voiles V5+V3 **Zone 03**
- les voiles V8 et V9 **Zone 04**
- les voiles V7 **Zone 05**

V.3.2. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

Les réglementations en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exigent les combinaisons ci-contre :

1) Etat limite ultime :

- Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

2) Etat limite de service : $G + Q$

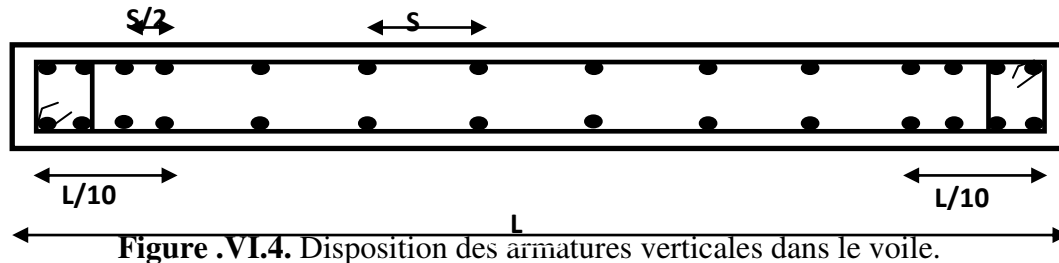
V.3.3. Recommandations de RPA99/v.2003 :

V.3.3.1. Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de **20%**.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.

- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à **15 cm**.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)



V.3.3.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.3.3.3. Règle communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).
- $S \leq 30 \text{ cm}$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à **0,15%** de la section
- En zone courante égale à **0,10%** de la section

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible, 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

V.3.3.4. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

V.3.3.5. Armature de potelet :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

V.3.3.6. Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad \bar{V} = 1,4V_U$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.4. Ferrailage des voiles :**V.3.4.1. Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

I : l'inertie de voile

V : bras de levier $V = \frac{L_{voile}}{2}$

Détermination de l'effort normal ultime et les armatures verticales :

❖ Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

$$A_v = \frac{N_{ul}}{\sigma_s}$$

❖ Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_{ul} - B \cdot f_{bu}}{\sigma_s}$$

❖ Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_{ul}}{\sigma_s}$$

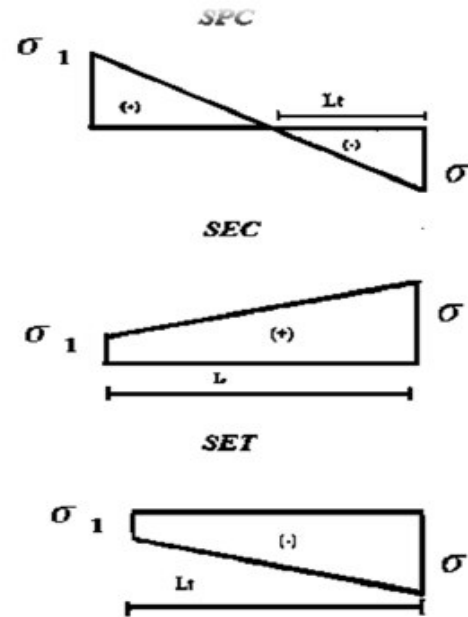


Figure .VI.5. Diagramme des contraintes

• Armatures minimales selon le BAEL91 :

Section partiellement comprimée : $A_{min} \geq \max \left(0,23.B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005B \right)$

Section entièrement tendue : $A_{min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005.B \right)$

V.3.5. Vérification :

V.3.5.1. Vérification à l'ELS :

Pour cet état, on considère

$$N_{ser} = G+Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0,6.f_{c28} = 15MPa$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

V.3.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

1. D'après le RPA99 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \quad \text{avec : } V = 1,4V_u \text{ calcul}$$

Avec:

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute.

2. D'après le BAEL 91 :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec τ : contrainte de cisaillement

$$\text{On a aussi } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

V.3.6. Exemple de calcul :

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinale de longueur $L = 3.7$ m, dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

V.3.6.1. Détermination des sollicitations :

On prend dans notre cas :

$$M_{\max} = 2916.882 \text{ KN} \cdot \text{m} \implies N_{\text{cor}} = 528.76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$I = \frac{0.2 (3.7)^3}{12} = 0.844 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 3.7 = 0.74 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3.7}{2} = 1.85 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = 1708.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = -5679.1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{5679.1}{5679.1 - 1708.18} \cdot 3.7 = 1.64 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2 L_t = 3.7 - 2 (1.64) = 0.42 \text{ m}$$

V.3.6.2. Calcul des armatures verticales :

$$F = \frac{\sigma_2 L_t}{2} e = \frac{|-5679.1| \times 1.64}{2} \cdot 0.2 = 931.4 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_c} = \frac{931.4 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 23.29 \text{ cm}^2$$

La section finale dans le voile est $A_v = 23.29 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{v \text{ adoptée}} = 27.71 \text{ cm}^2$ (18HA14) doit être distribuée sur L_t .

- **Armature minimale dans la zone tendue :**

Vérifications vis à vis du **RPA99/V2003 (art : 7.7.4.1)** :

$$A_{\min} = 0.2\% L_t e = 6.56 \text{ cm}^2 \quad A_v = 23.29 \text{ cm}^2 > A_{\min} 6.56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

La longueur minimale d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99V2003** :

- Longueur de la zone d'about : $370/10 = 37 \text{ cm}$ Avec : **St = 10 cm**
- Longueur de la zone courante : $370 - 37 = 333 \text{ cm}$. Avec : **St = 15 cm**

Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale **$A_v = 27.71 \text{ cm}^2$ (18HA14)** par nappe sur toute la longueur du voile.

V.3.6.3. Armature horizontale :

- **D'après le BAEL91:** $A_H = \frac{A_v}{4} = 6.93 \text{ cm}^2$
- **D'après le RPA 99:** $A_H = 0.15\% \times L \times e = 0.15\% \times 370 \times 20 = 11.1 \text{ cm}^2$

Soit **(8HA14/m)** de hauteur pour chaque nappe avec **$S_t = 12 \text{ cm}$**

V.3.6.4. Armature transversale:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

V.3.6.5. Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

- Selon le RPA99 [art 7.7.2]:

$$\bar{\tau} = 0,02.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = \text{KN}$$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = \frac{1,4 \times 725,71 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 3,7} = 3,13 \text{ cm}^2$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

- Selon le BAEL91:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{725,71 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 1,8} = 2,23 \text{ cm}^2$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

Nous prendrons comme deuxième exemple de calcul le voile longitudinale de longueur

$L = 3,7$ m, dans la troisième zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

V.3.6.6. Détermination des sollicitations :

On prend dans notre cas :

$$M_{\max} = -488,676 \text{ KN .m} \implies N_{\text{cor}} = 887,15 \text{ KN .m}$$

$$I = \frac{0,2 (3,7)^3}{12} = 0,844 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0,2 \times 3,7 = 0,74 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3,7}{2} = 1,85 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = 2270 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = 127,7 \text{ KN/m}^2 \implies \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$L_t = 0 \text{ m} \Rightarrow L_c = 3.7 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} e \times L_c = 887.15 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F - B \times \sigma_{bc}}{f_e} = -240.52 < 0 \Rightarrow A_v = 0$$

- **Armature minimale dans la zone tendue :**

Vérifications vis à vis du **RPA99/V2003 (art : 7.7.4.1)** :

$$A_{\min} = 0.2\% L_c e = 14.8 \text{ cm}^2 \qquad A_v = 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 14.8 \text{ cm}^2$$

V.3.7. Résultats du calcul :

V.3.7.1. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage :

Après les calculs les résultats sont comme suite :

zone	comb	N(KN)	M(KN.M)	L(m)	ep(m)	he(m)	B(m ²)	Y(m)	I(m ⁴)	st(Kn/m ²)	Sc(Kn/m ²)	Lt (m)	Lc(m)	d(m)	Ft(Kn)	As(cm ²)	A	Aad
1	ELU	1023.62	12.3	1.75	0.2	3.06	0.35	0.88	0.089	2804.1	3045.1	0.839	0.911	0.607	235.25	5.881	42.1 3	43.9 8
	GQE	612.22	2318.18				0.35	0.88	0.089	20959.5	24457.9	0.808	0.942	0.628	1320.87	42.13		
2	ELU	2128.37	91.21	1.55	0.2	3.06	0.31	0.78	0.062	5726.8	8004.6	0.646	0.904	0.602	370.200	9.25	31.0 7	31.4 2
	GQE	4.75	1286.85				0.31	0.78	0.062	16053.6	16084.2	0.774	0.776	0.517	1101.5	31.07		
3	ELU	2471.34	435.64	2.75	0.2	3.06	0.55	1.38	0.347	2765.2	6221.5	0.846	1.904	1.269	233.98	5.85	116. 56	123. 7
	GQE	235.16	8762.3				0.55	1.38	0.347	34332	35187.1	1.35	1.392	0.928	1897.6	116.56		
4	ELU	1301.95	35.56	1.8	0.2	3.06	0.36	0.9	0.097	3287.3	3945.8	0.818	0.982	0.655	268.919	6.72	29.5	32.1 7
	GQE	743.43	771.99				0.36	0.9	0.097	4737	9025.9	0.64	1.16	0.773	301.5	29.5		
5	ELU	831.3	2.43	1.2	0.2	3.06	0.24	0.6	0.029	3392.3	3535.2	0.588	0.612	0.408	199.33	4.98	22.7	24.1 3
	GQE	564.51	821.3				0.24	0.6	0.029	14769.3	19473.6	0.518	0.682	0.455	764.42	22.7		

Tableau .V.9 .Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles

Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
1	725.71	3.13	5	CV	2.23	2.5	CV
2	730.72	3.66	5	CV	2.43	2.5	CV
3	770.54	2.17	5	CV	1.55	2.5	CV
4	342.73	1.48	5	CV	1.03	2.5	CV
5	315.7	2.04	5	CV	1.46	2.5	CV

Tableau .V.10 .Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes :

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml	
10	15	6.93	11.1	8HA14 St=12cm	4HA8

V.3.7.2. Vérification des contraintes dans le béton :

Pour cet état, on considère

$$N_{ser} = G+Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

Tableau .V.11 .vérification des contraintes dans le béton

Type de voile	Nser (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
L = 1.75 m	223.87	1.96	15	CV
L = 1.55 m	1266.45	0.72	15	CV
L = 2.75 m	2104.71	2	15	CV
L = 1.8 m	271.74	1.03	15	CV
L = 1.2 m	174.2	1.62	15	CV

V.4. Etude des poteaux :**V.4.1. Introduction:**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

V.4.2. Ferrailage des poteaux :

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU .La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort correspondant.

V.4.2.1. Caractéristiques des matériaux :**Tableau .V.12.** Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes.

V.4.2.2. Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL91 :** (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- **Selon RPA99 :** (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

V.4.2.3. Calcul des armatures :

Les sollicitations dans chaque niveau sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

V.4.2.4. Calcul des armatures longitudinales :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

- **Le ferrailage minimal d'après CBA93 :**

Ferrailage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d$$

- **Recommandations du «BAEL91» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

- 1) **Recommandations du «RPA 99/v.2003» :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :
 - **3%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- Le diamètre minimum est de **12 mm**

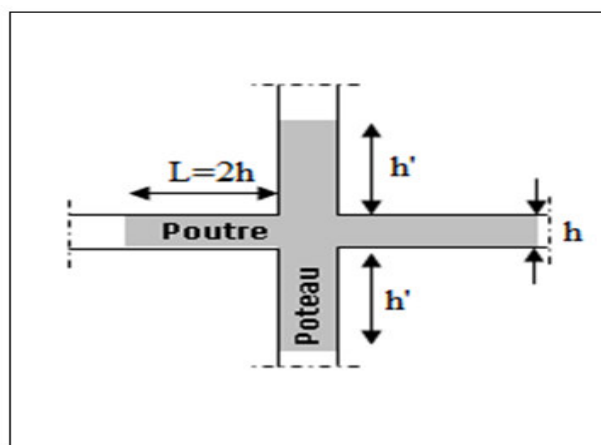


Figure .VI.6. Zone nodale

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.13. Les efforts et les moments dans les poteaux.

Section	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	e ₀ (cm)	Nature	As (cm ²)	A _{rpa} (cm ²)
50x50	ELU	1655.78	15.39	0.2	C.C	0	20
	08GEYmax	-701.7	10.94	1.4	C.C	10.8	
	GQEYmin	1520.54	154.99	7.67	P.C	0	
45x45	ELU	1312.76	4.72	2.68	C.C	0	16.2
	08GEYmax	-460.4	27.5	10.64	P.C	8.65	
	GQEYmin	953.68	154.32	7.66	P.C	1.44	
40x40	ELU	926.51	5.89	1.45	C.C	0	12.8
	08GEYmax	-233.32	22.093	1.9	C.C	5.22	
	GQEYmin	510.31	138.72	8.95	P.C	6.77	
35x35	ELU	549.07	5.37	1.83	C.C	0	9.8
	08GEYmax	-79.49	14.08	3.56	C.C	2.52	
	GQEYmin	175.88	110.63	11.06	P.C	9.59	
30x30	ELU	309.84	18.98	2.33	C.C	0	7.2
	08GEYmax	-16.66	36.31	8.1	P.C	4.37	
	GQEYmin	360.34	77.13	13.77	P.C	7.37	

V.4.2.4.1. Exemple de calcul :

V.4.2.4.1.1. Ferrailage longitudinal :

Soit un poteau de (45x45) cm² (Situation accidentelle) :

➤ Sous la combinaison 08GEYmax :

$$C=C'=2.5 \text{ cm.}$$

$$L = 3.06\text{m.}$$

$$f_{bu}=14.2\text{Mpa.}$$

$$M_{\max} = 27.5 \text{ KN.m .}$$

$$N_{\text{corr}} = -460.4 \text{ KN .}$$

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{27.5}{460.4} = 5.97 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0597 + \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 0.239 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 460.4 \times 0.239 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} = 110.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.45}{0.405} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.45}{0.405}\right) = 0.488$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{110.35 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.2} = 0.105$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.105}\right) = 0.139$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d}{f_{ed}} = \frac{14.2 \times 450 \times 0.8 \times 0.139 \times 405}{348} = 8.65 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée :**

En section partiellement comprimée : $A_1 = A_s$

Donc : $A_1 = 8.65 \text{ cm}^2$

➤ **Sous la combinaison GQEYmin :**

$M_{\max} = 154.32 \text{ KN.m}$.

$N_{\text{corr}} = 953.68 \text{ KN}$.

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{154.32}{953.68} = 16.1 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.161 + \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 0.341 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 983.68 \times 0.3 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} 325.2 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d} \right) = \frac{0.8 \times 0.45}{0.405} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.45}{0.405} \right) = 0.488$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{325.2 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.2} = 0.310$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.48$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d}{f_{ed}} = \frac{14.2 \times 450 \times 0.8 \times 0.48 \times 405}{348} = 28.26 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée :**

En section partiellement comprimée : $A_1 = A_s$

Donc : $A_1 = 28.26 \text{ cm}^2$

➤ **Sous la combinaison ELU :**

$N_{\max} = 1312.76 \text{ KN.m}$.

$M_{\text{corr}} = 4.72 \text{ KN}$.

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4.72}{1312.76} = 0.35 \text{ cm} < \frac{b}{12} = 3.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{compression centrée (C.C)}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{0.7 \times 306 \times \sqrt{12}}{45} = 16.49$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.49}{45} \right)^2} = 0.82$$

$Br = 1849 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - Br \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left[\frac{1312.76 \times 1000}{0.82} - 184900 \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.1}{400} \dots A_s < 0$$

Donc :

$$A = \max [A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}]$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 11.20 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 4.05 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.8\% B$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \frac{0.8}{100} \times 70 \times 70 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [16.2 ; 11.2]$$

$$\Rightarrow A = 16.2 \text{ cm}^2$$

- Conclusion :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{CNF}}; A_{\min(\text{RPA})}).$$

Tableau .V.14. Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux	A_{Scal} (cm^2)	A_{RPA}	Choix	A_{Sadop}	A_{CNF}	Observation $A_{\text{Sadp}} > A_{\text{RPA}}$
50x50	10.8	20	4HA16+8HA14	20.36	6.11	CV
45x45	8.65	16.2	8HA16	16.8	5.33	CV
40x40	6.77	12.8	4HA14+4HA16	14.20	4.6	CV
35x35	9.59	9.8	8HA14	12.32	3.91	CV
30x30	7.37	7.2	4HA16	8.04	3.29	CV

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.15. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Poteau	Zone courante		observation	Zone de recouvrement		Observation
	$A_{\text{Sadoptée}}$	A_{max}	$A_{\text{Sad}} < A_{\text{max}}$	$A_{\text{Sadoptée}}$	A_{max}	$A_{\text{Sad}} < A_{\text{max}}$
50x50	20.36	168.75	CV	93.06	337.5	CV
45x45	16.8	147	CV	82.47	294	CV
40x40	14.20	126.75	CV	75.40	253.5	CV
35x35	12.32	108	CV	66.35	216	CV
30x30	8.04	90.75	CV	49.01	181.5	CV

- **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par : $L_r = 40 \phi$

Pour :

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
$\phi 16$	64
$\phi 14$	56

V.4.2.4.1.2. Ferrailage transversales :

• Calcul des armatures transversales :

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale:

- $\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa $t = 8\text{cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa $t' = 12\text{cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ **0.3%**.
- Si $\lambda_g < 3$ **0.8%**.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec « a » et « b », dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et « L_f » longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite minimum de **10 ϕ_t** .

- **Zone courante:** (poteau 50x50)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 * 3.06}{0.5} = 4.28 < 5 \quad V_u = 145.31 \text{ KN}$$

donc: $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{120 \times 3.75 \times 135.41 \times 10^3}{500 \times 400} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 01 Cadre 4HA10 = 3.14cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 2.856 < 3$$

$$\Rightarrow \frac{A_{t \text{ min}}}{t.b_1} \geq 0.8 \%$$

$$\frac{A_{t \text{ min}}}{t.b_1} = 0.34 \% < 0.8\% \Rightarrow \text{CNV}, \text{ on adopte : 8HA10 avec } A_t = 6.28 \text{ cm}^2$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8\text{cm}$

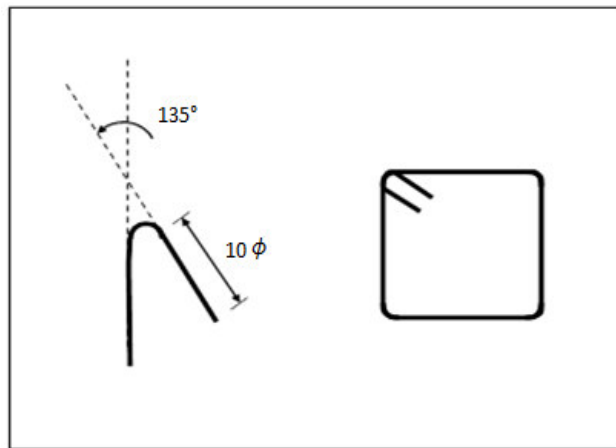


Figure .V.7. Détail des armatures transversales

- **Choix des armatures :**

Tableau .V.16. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

Poteaux	$A_{t\text{ cal}}(\text{ cm}^2)$	Choix	$A_{t\text{ adoptée}}$	$St(\text{ cm})$
50x50	1.22	8HA10	6.28	12
45x45	1.86	6HA10	4.71	12
40x40	2.31	6HA10	4.71	12
35x35	2.64	6HA10	4.71	12
30x30	2.8	6HA10	4.71	12

- **Zone nodale:**

Tableau .V.17. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

Poteaux	$A_{t\text{ cal}}(\text{ cm}^2)$	Choix	$A_{t\text{ adoptée}}$	$St(\text{ cm})$
50x50	1.22	8HA10	6.28	12
45x45	1.86	6HA10	4.71	12
40x40	2.31	6HA10	4.71	12
35x35	2.64	6HA10	4.71	12
30x30	2.8	6HA10	4.71	12

V.4.3. Vérifications diverses :**V.4.3.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :****V.4.3.1.1. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux : [RPA art 7.4.3.2].**

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous sismique doit être vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 4.34 \text{ MPA (situation accidentelle) .}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\psi} f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPA}$$

V : effort tranchant maximal repris par le poteau.

Tableau .V.18. Vérification des contraintes tangentielles.

Poteaux	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	Vu(KN)	τ_{bu} MPA	$\bar{\tau}_{bu}$ MPA	Observation $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$	ΣU_i (mm)	τ_{su} MPA	$\bar{\tau}_{su}$ MPA	Observation $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$
50x50	145.31	0.64	4.34	CV	967.12	0.14	3.15	CV
45x45	127.05	0.69	4.34	CV	816.4	0.25	3.15	CV
40x40	87.6	0.61	4.34	CV	753.6	0.34	3.15	CV
35x35	67.89	0.60	4.34	CV	753.6	0.38	3.15	CV
30x30	44.44	0.55	4.34	CV	653.12	0.47	3.15	CV

V.4.3.1.2. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable à chaque zone.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau .V.19.vérification des contraintes dans le béton

Poteaux	Nser (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	vérification
50x50	575.71	20.36	2500	2.05	15	CV
45x45	573.65	16.8	2025	2.51	15	CV
40x40	405.1	14.20	1600	2.23	15	CV
35x35	284.07	12.32	1225	2.01	15	CV
30x30	226.66	8.04	900	2.22	15	CV

• **Justification à l'effort normal ultime :**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est :

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots\dots Si \quad \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots\dots\dots Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

V.4.3.1.3. Vérification du flambement :

Si l'élanement $\lambda \leq 50$ on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement

. Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs de

la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : c'est la longueur de flambement : $l_f = 0,7 l_0$

i : c'est le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : la plus petit longueur

➤ Exemple de calcul : poteau 50x50 $\Rightarrow \alpha = 0.82$

- Calcul de B_r :

$$B_r = (0.50 - 0,03) (0.50 - 0,03) = 0.221\text{m}^2$$

- Calcul de N_{ulim} :

$$\begin{cases} N_{ulim} = 9655.34 \text{ KN} \\ N_{max} = 2659.2 \text{ KN} < N_{ulim} = 9655.34 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Tableau .V.20. Vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	λ	$\lambda < 50$	α	$N_{max}(\text{KN})$	$N_{ultime}(\text{KN})$	observation
50x50	9.89	CV	0.837	2659.2	9655.34	CV
45x45	10.6	CV	0.835	2302.21	8450.35	CV
40x40	11.42	CV	0.832	1961.17	7149	CV
35x35	12.37	CV	0.829	1628.15	6085.92	CV
30x30	13.5	CV	0.825	1302.73	5005.76	CV



Chapitre 06

Etude de l'infrastructure

VI Etude de l'infrastructure (Fondation) :**VI.1. Introduction :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux). On distingue trois types de fondations :

1. Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

2. Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

3. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

• Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur **02** bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) à une profondeur de 3.23 m.

• Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, Remblais). Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le

type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

VI.2. Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on peut choisi entre :

- Semelle isolée.
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général

➤ **les fondations surfaciques ou radier**

Il existe quatre (04) types de radiers

- Le radier dalle pleine (le plus courant).
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteau.
- Le radier voule.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le

bâtiment. En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier.

Nous proposons en premier lieu les semelles continues comme solution.

VI.2.1. Semelles filantes :

La surface des semelles filantes (S_s) doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50 \% . \quad \Rightarrow \quad S_b = 129.2 \text{ m}^2$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \Rightarrow \quad S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$

-

$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ (t/ m}^2\text{)}$, (à une profondeur plus de 3.23 m)

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que : $\begin{cases} N = \sum N_i & \text{de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{cases}$

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée.

Donc il résulte :

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

- Calcul des surfaces revenant aux semelles :

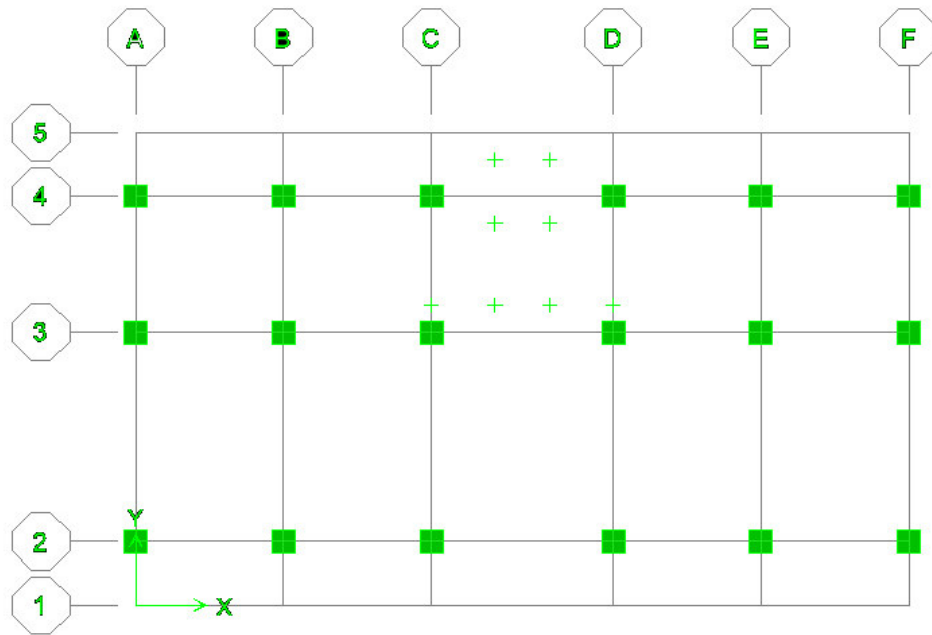


Figure VI.1. Dispositions des semelles

On a calculé les surfaces des semelles et les charges appropriées, les résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe X-X

Fil	N (KN)	L (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN)	S (m ²)	B (m)
A	3631,88	7.6	200	18.16	2.39
B	2571,36	7.6	200	12.86	1.69
C	2795,27	7.6	200	13.98	1.83
D	2791,8	7.6	200	13.96	1.83
E	2569,57	7.6	200	12.85	1.69
F	3634,44	7.6	200	18.17	2.39
Somme	17994,32				

Tableau VI.2. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y

Fil	N (KN)	L (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN)	S (m ²)	B (m)
1	5614,19	17	200	28.07	1.65
2	6705,98	17	200	33.53	1.97
3	3820,09	17	200	19.01	1.12
Somme	16140,26				

$$S_s = \sum S = 170.67 \text{ m}^2$$

$$S_s = 370.41 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{170.67}{129.2} = 1.32 = \% > 50 \%$$

• **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d’emprise du bâtiment ; Donc on a choisi **le radier nervuré**. Ce mode de fondation dont la modalité d’exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser.

VI.3. Radier nervuré :

Un radier est une dalle pleine, constituant l'ensemble des fondations d’un bâtiment. Il s’étend sous toute la surface de l’ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- Augmentation de la stabilité de l’ouvrage.
- La facilité d’exécution.

VI.3.1. Pré dimensionnement :

VI.3.1.1. Condition forfaitaire :

L’épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

VI.3.1.2. Condition de rigidité (de la raideur):

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1) \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux files parallèles. **L_{max} = 5.88 m.**

L_e : longueur élastique (hauteur du libage),

E : module d’élasticité du béton **E = 32 164.2 MPa.**

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc **K = 4×10⁴ KN/m³**).

b : largeur de radier, on prend une bande de **1 m.**

- Calcul de l'épaisseur du radier h_r :

$$hr \geq \sqrt[3]{\frac{I \times 12}{b}}$$

$$hr \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 E}}$$

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{5} \geq h_r \geq \frac{L_{\max}}{8} \Rightarrow \frac{460}{8} \geq hr \geq \frac{460}{5} \Rightarrow 57.5 \geq h_r \geq 92$$

$$hr = 75 \text{ cm}$$

- Condition de coffrage

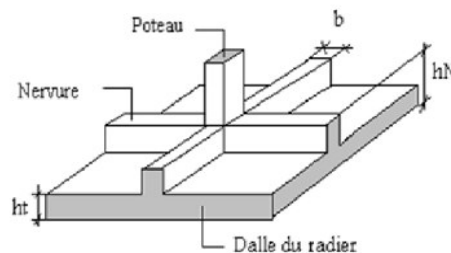


Figure VI.2: schéma du radier

- Pour la nervure :

$$hp = \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

$$hp = 75 \text{ cm}$$

$$bp = \frac{hp}{2} = \frac{75}{2} = 35.5 \text{ cm}$$

$$bp = 50 \text{ cm}$$

- Pour la dalle

$$ht = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

$$ht = 40 \text{ cm}$$

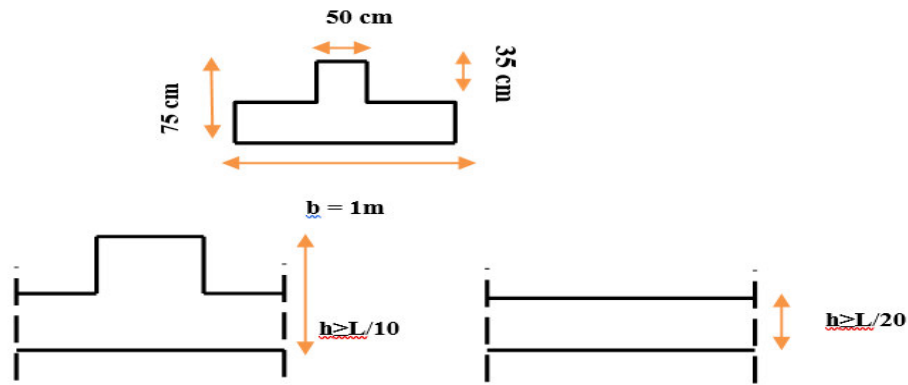


Figure VI.3: démentions du radier nervuré

VI.3.1.3. Calcul de surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{radier} \geq N / \bar{\sigma}_{adm} = \frac{29032.8}{200} = 145.16 \text{ cm}^2 \quad S_{bat}=129.2\text{m}^2 < S_{rad}=145.16 \text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de (S = 129.2 m²), est donc par conséquent inférieure à la surface du radier. A cet effet, on n'aura pas besoin de débords.

VI.3.2. Détermination des efforts :

VI.3.2.1. Détermination des charges et des surcharges :

➤ **Superstructure :** G Superstructures = 18572.42 KN ; Q = 2640.15 KN

➤ **Infrastructure :**

- **Poids du radier**

$$G_{rad} = G (\text{dalle}) + G (\text{nervure})$$

$$G_{rad} = (S_{rad} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_x + L_y))$$

$$G_{rad} = (145.16 \times 0.4 \times 25) + (0.5 \times 0.75 \times 25 \times 96.6) = 2357.23 \text{ KN}$$

$$G_{infrastructures} = G_{radier} = 2357.23 \text{ KN}$$

$$G_{totale} = G_{superstructure} + G_{infrastructure} = 18572.42 + 2375.23 = 20947.65 \text{ KN}$$

$$G_{totale} = 20947.65 \text{ KN}$$

$$Q_{totale} = 2640.15 \text{ KN}$$

✓ A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 32239.55 \text{ KN.}$

✓ A l'ELS : $N_{ser} = G + Q = 23587.8 \text{ KN.}$

VI.3.2.2. Caractéristiques géométrique du radier :

- **Détermination du centre de gravité du radier :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum s_i x_i}{\sum s_i} \\ Y_G = \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i} \end{cases} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} X_G = 3.8 \text{ m.} \\ Y_G = 8.5 \text{ m.} \end{cases}$$

- **Moments d'inertie:**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_{xx} = 621.88 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 3111.57 \end{cases}$$

- **Centre de masse de la structure :**

$$\begin{cases} X_G = 8.5016 \text{ m.} \\ Y_G = 5.2351 \text{ m.} \end{cases}$$

VI.3.3. Vérifications nécessaires :

VI.3.3.1. Vérification au poinçonnement :

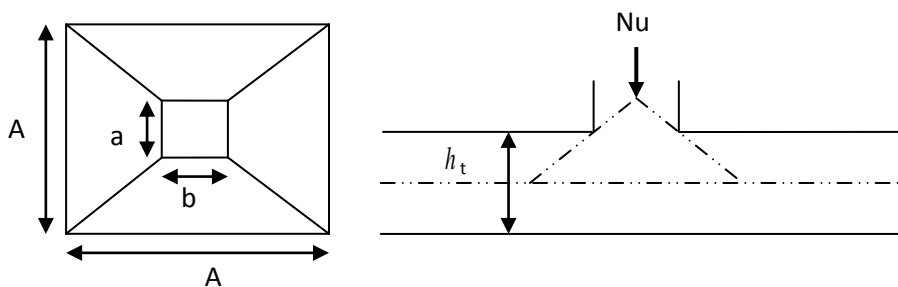


Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **CBA93** (article A.5.2.4.2)

N_u : L'effort normal max à l'ELU sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + ht = 0.5 + 0.75 = 1.25 \text{ m}$$

$$B = b + ht = 0.5 + 0.75 = 1.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (1.25 + 1.25) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 1655.72 \text{ MN} < (0.045 \times 5 \times 0.75 \times 25) / 1.5$$

$$N_u = 1655.72 \text{ kN} < 2812.5 \text{ kN} \dots \text{condition vérifié}$$

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **CBA93** (article A.5.2.4.2)

N_U : L'effort normal max à l'ELU sur le voiles.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + ht = 0.2 + 0.75 = 0.95 \text{ m}$$

$$B = b + ht = 3 + 0.75 = 3.75 \text{ m}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (1.70 + 3.75) = 10.9 \text{ m}$$

$$N_u = 2524.67 \text{ kN} < (0.045 \times 10.9 \times 0.75 \times 25) / 1.5$$

$$N_u = 2524.67 \text{ kN} < 2643.75 \text{ kN} \dots \text{condition vérifié}$$

VI.3.3.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = G_{\text{TOTAL}} = 20947.65 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ($F_s = 1,5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($Z = 3.23 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 423.5 \text{ m}$).

$$F_s \gamma Z S = 1.5 \times 10 \times 3.23 \times 423.5 = 20330.25 \text{ KN}$$

Donc:

$$W = 20947.65 \text{ KN} \geq F_s. \gamma. Z. S = 7033.02 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.3.3.3. Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9 h_r = 0.675 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle **L_{max} = 4.6 m.**

$$N_u = 32239.55 \text{ KN.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa.}$$

$$V_{u \max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times b \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{32239.55}{145.16} \times 1 \times \frac{4.6}{2} = 510.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{510.82}{1 \times 0.9 \times 0.75} \cdot 10^{-3} = 0.756 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.3.3.4. Vérification de la contrainte normale :

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité é de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} < 1.5 \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par:

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales :

$$M = N \times e$$

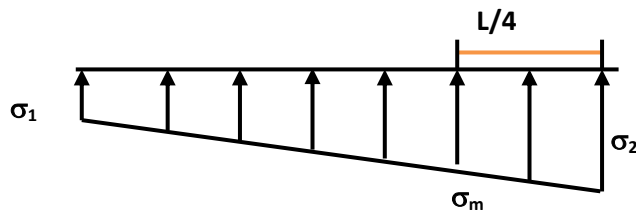


Figure VI.5. Diagramme des contraintes

Tableau VI.3. Vérification des contraintes (Radier)

	ELU		ELS	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
N (KN)	32239.55	32239.55	23587.8	23587.8
M (KN.m)	515.83	46102.55	377.4	33730.7
e (m)	0.016	1.43	0.016	1.43
S (m²)	145.12	145.12	145.12	145.12
V (m)	8.5	3.8	8.5	3.8
I (m⁴)	621.88	3111.57	621.88	3111.57
σ₁ (KN/m²)	229.23	278.48	167.69	203.73
σ₂ (KN/m²)	215.13	165.88	157.39	121.35
σ_{moy} (KN/m²)	225.7	250.33	165.12	244.18
1.5 x σ_{adm} (KN/m²)	300	300	300	300
Vérification	cv	cv	cv	cv

VI.3.3.5. Vérification de stabilité :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base.

T_0 : L'effort tranchant a la base.

h : profondeur de l'infrastructure (**$h = 3.23$ m**).

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **$0,8G \pm E$** .
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison **$G + Q + E$** .

VI.3.3.6. Vérification de la stabilité au renversement ($0,8G + E$):

Tableau VI.4. Vérification de la stabilité au renversement

	G + Q + E	
	X-X	Y-Y
N (KN)	37423.36	37423.36
M (KN.m)	598.77	53515.4
S (m²)	145.12	145.12
V (m)	8.5	3.8
I (m⁴)	621.88	3111.57
σ_1 (KN/m²)	266.06	323.24
σ_2 (KN/m²)	249.7	192.52
σ_{moy} (KN/m²)	261.97	290.56
$1.5x\sigma_{adm}$ (MPa)	300	300
Vérification	cv	cv

VI.3.3.7. Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :

Tableau VI.5. Vérification de soulèvement (Radier)

	G + Q + E	
	X-X	Y-Y
N (KN)	31560.92	31560.92
M (KN.m)	504.97	45123.12
S (m²)	145.12	145.12
V (m)	8.5	3.8
I (m⁴)	621.88	3111.57
σ_1 (KN/m²)	224.38	272.6
σ_2 (KN/m²)	210.58	162.36
σ_{moy} (KN/m²)	220.93	245.04
1.5$\times\sigma_{adm}$ (KN/m²)	300	300
Vérification	cv	cv

VI.3.4. Ferrailage de la dalle du radier :

VI.3.4.1. Détermination des efforts :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours,

Nous distinguons deux cas : M_x : dans le sens de la petite portée.

M_y : dans le sens de la grande portée.

- **1^{ère} cas : $0 \leq \alpha \leq 0.4$** \Rightarrow la dalle porte sur un seul sens.

Avec :

$$\alpha = L_x / L_y \quad \Rightarrow \quad L_x \leq L_y$$

$$M_x = q L_x / 8$$

$$M_y = 0$$

- **2^{ème} cas : $0.4 \leq \alpha \leq 1$** \Rightarrow la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

Pour les panneaux de rive :

- Moment en travées : ($M_{tx} = 0,85.M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$)

- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3 M_x$; $M_{ay} = 0,3 M_y$)

Pour les panneaux intermédiaires :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 M_x$; $M_{ty} = 0,75 M_x$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 M_x$; $M_{ay} = 0,5 M_x$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

Les sollicitations :

- **ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{29032.88}{145.16} = 198.9 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{Nu}{S} = \frac{21212.36}{145.16} = 146.13.2 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité

$L_x = 4.00 \text{ m}$; $L_y = 4.6 \text{ m}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.6} \Rightarrow \alpha = 0.87$$

$\Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$ (la dalle porte sur deux sens).

$$M_x = \mu_x q L^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

VI.3.4.2. Calcul des moments :

- **ELU : $v = 0$**

$$q_u = 198.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0486$$

$$\mu_y = 0.7244$$

- **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = 146.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0556$$

$$\mu_y = 0.8074$$

Tableau VI.6. Les moments à L'ELU et à l'ELS (Radier)

	q (KN)	L _x (m)	L _y (m)	α	v	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
ELU	198.9	4.00	4.6	0.87	0	0.0486	0.7244	154.66	112.04
ELS	146.13	4.00	4.6	0.87	0.2	0.0556	0.8074	129.99	104.95

Les moments calculés à l'ELU et à l'ELS seront multipliés par des coefficients comme suite :

- **0,75** en travée
- **0,5** aux appuis

Tableau VI.7. Les moments en travées et aux appuis à L'ELU et à l'ELS (Radier)

		ELU	ELS
M _x	(KN.m)	154.66	129.99
M _y	(KN.m)	112.04	104.95
M _{x appui}	(KN.m)	-77.33	-64.99
M _{y appui}	(KN.m)	-56.02	-52.48
M _{x travée}	(KN.m)	116	97.49
M _{y travée}	(KN.m)	84.03	78.71

VI.3.4.3. Diagrammes des moments :

- **À L'ELU :**

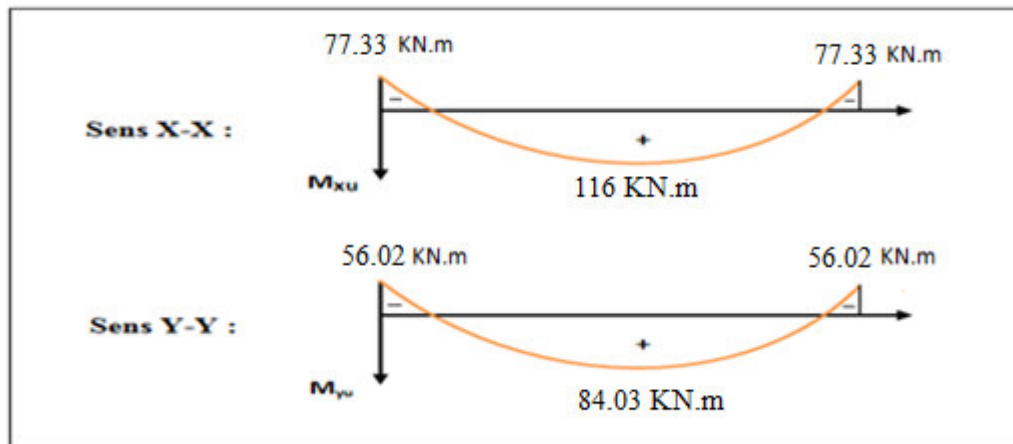


Figure VI.6. Diagrammes des moments à L'ELU (Radier).

• À L'ELS :

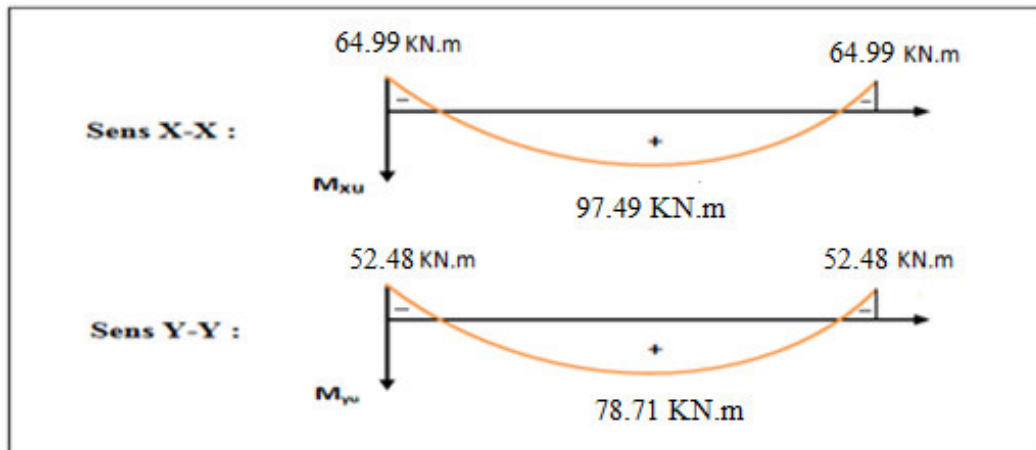


Figure VI.7. Diagrammes des moments à L'ELS (Radier).

VI.3.4.4. Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b.d f_{t28}/f_e = 10.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1000 \times 675 \times 2.1/400 = 8.15 \text{ cm}^2$$

VI.3.4.5. Section minimale :

• Sens XX :

$$A_{\min} = \begin{cases} 6 h_0 : \text{feE500.} \\ 8 h_0 : \text{feE400.} \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en e xprimant } h_0 \text{ en mètre).} = 8 \times 0.75 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 8h_0 = 8 \times 0.75 = 6 \text{ cm}^2$$

• Sens YY :

$$A_{\min} = \frac{3-\rho}{2} A_{y\min} = [(3 - 0.8) \times 6] / 2 = 6.6 \text{ cm}^2$$

VI.3.4.6. Espacement maximal : (BAEL 91 Pages (360))

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3h_r) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4h_r) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

VI.3.4.7. Calcul des armatures :

✓ Exemple de calcul :

1) Ferrailage dans le sens X-X $A_{\min} = 6.00 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{77.33 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.0119}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{77.33}{64.99} = 1.19$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.19) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.226}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.0119} < \mu_{lu} = \mathbf{0.226} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.0119} < \mu_{lu} = \mathbf{0.226} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 675 \times [1 - 0.6 \times (0.0119)] = \mathbf{670.18mm}$$

$$A_l = \frac{M_u(max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{77.33 \times 10^6}{670.18 \times 348} = 331.5 \text{ mm}^2 = \mathbf{3.32 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}}$ avec $S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$

- **En travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{116 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.018}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{116}{97.49} = 1.19$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.19) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.226}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.018} < \mu_{lu} = \mathbf{0.229} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.018} < \mu_{lu} = \mathbf{0.226} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 675 \times [1 - 0.6 \times (0.018)] = \mathbf{667.71mm}$$

$$A_l = \frac{M_u(max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{116 \times 10^6}{667.71 \times 348} = 499.23 \text{ mm}^2 = \mathbf{4.99 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

2) Ferrailage dans le sens Y-Y $A_{smin} = \mathbf{6.6 \text{ cm}^2}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{56.02 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.009}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{56.02}{52.48} = 1.06$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.06) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.182}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.009} < \mu_{lu} = \mathbf{0.182} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.009} < \mu_{lu} = \mathbf{0.182} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 675 \times [1 - 0.6 \times (0.009)] = 671.35 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{56.02 \times 10^6}{671.35 \times 348} = 239.78 \text{ mm}^2 = 2.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

• **En travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^r}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{84.03 \times 10^6}{1000 \times (675)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.013}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{84.03}{78.71} = 1.07$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.07) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.184}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.013} < \mu_{lu} = \mathbf{0.184} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.013} < \mu_{lu} = \mathbf{0.184} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 675 \times [1 - 0.6 \times (0.013)] = 669.74 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{84.03 \times 10^6}{669.74 \times 348} = 360.54 \text{ mm}^2 = 3.6 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Calcul des armatures à L'ELU (Radier)

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	116	77.33	84.03	56.02
μ_{bu}	0.019	0.0119	0.013	0.009
μ_l	0.226	0.226	0.182	0.184
A_s (cm ² /ml)	4.99	3.35	3.6	2.39
A_{smin} (cm ² /ml)	6	6	6.6	6.6
Choix des barres	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
A_s adopté	10.05	10.05	10.05	10.05
St (cm)	20	20	20	20

VI.3.4.8. Vérification :

VI.3.4.8.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{2}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K Y$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Avec : $I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
TravéeX-X	97.49	10.05	520960.61	12.84	0.019	2.44	15	C.V
AppuisX-X	64.99	10.05	520960.61	12.84	0.012	1.54	15	C.V
TravéeY-Y	78.71	10.05	520960.61	12.84	0.015	1.93	15	C.V
AppuisY-Y	52.48	10.05	520960.61	12.84	0.01	1.28	15	C.V

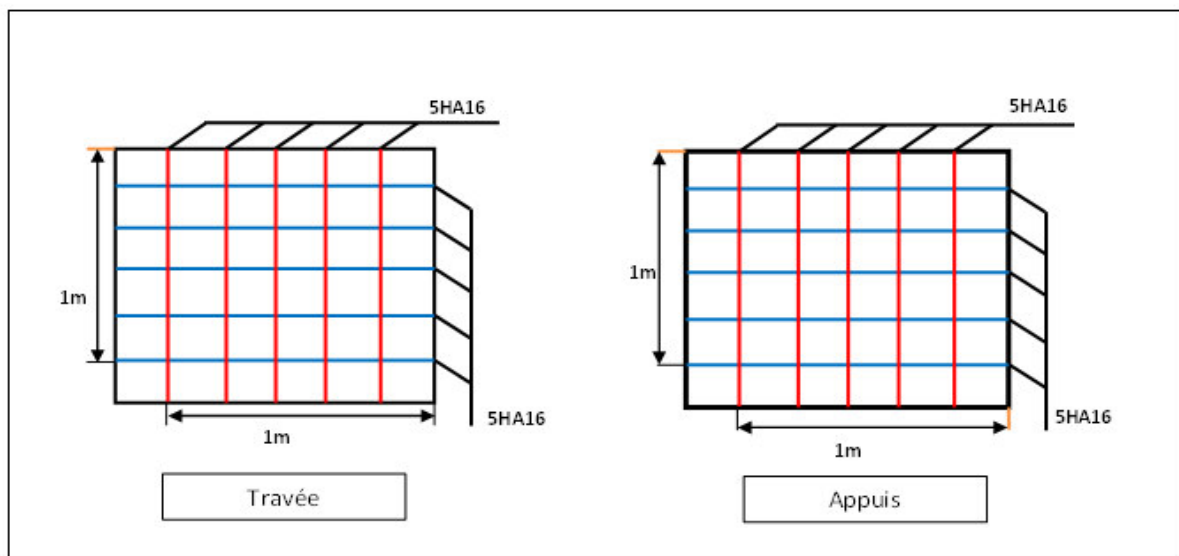


Figure VI.8. Schéma de ferrailage du radier

VI.3.5. Étude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees.

$$h = 95 \text{ cm} \quad ; \quad d = 67.5 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad ; \quad c = 4 \text{ cm}$$

VI.3.5.1. Calcul les charges revenant à la nervure :

✓ Sens x-x

$$q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{29032.88}{145.16} = 198.9 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0uX} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{198.8 \times 4^2}{8} = 397.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{0sX} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{146.13 \times 4^2}{8} = 292.26 \text{ KN.m}$$

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$M_t = 0.85 \times M_0 \quad M_a = 0.5 \times M_0$$

$$\text{ELU : (X - X) : } M_t = 337.96 \text{ KN.m} \quad M_a = -198.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : (X - X) : } M_t = 248.71 \text{ KN.m} \quad M_a = -146.13 \text{ KN.m}$$

✓ Sens y-y

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{198.8 \times 4.6^2}{8} = 525.82 \text{ KN.m}$$

$$q_s = \frac{Nu}{S} = \frac{146.13 \times 4.6^2}{8} = 368.51 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$M_t = 0.85 \times M_0 \quad M_a = 0.5 \times M_0$$

$$\text{ELU : (X - X) : } M_t = 446.98 \text{ KN.m} \quad M_a = 223.48 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : (X - X) : } M_t = 313.23 \text{ KN.m} \quad M_a = 184.26 \text{ KN.m}$$

VI.3.5.2. Ferrailage de la nervure :

Tableau VI.10. Ferrailage à l'ELU

Sens	zone	M_u (KN.m)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	choix
X-X	Appuis	198.8	4.07	8.78	18.85	6HA20
	Travée	337.96	4.07	15.33	29.45	6HA25
Y-Y	Appuis	223.48	4.07	9.94	18.85	6HA20
	Travée	446.98	4.07	20.7	29.45	6HA25

VI.3.5.3. Vérifications à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 50 \times 67.5 \times 2.1 / 400 = 4.07 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right) = (27.2 ; 5 ; 20) , \text{ on adopte } \phi = 10$$

✓ Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons: } A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales :

✓ En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi \right) \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{95}{2} \quad S_t \leq 47.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante

A decorative border in gold and silver surrounds a central orange rounded rectangle. The border features ornate corner pieces and repeating floral motifs. The word "Conclusion" is centered within the orange area in a bold, black, serif font.

Conclusion

Conclusion

Les Conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumés dans les points suivants :

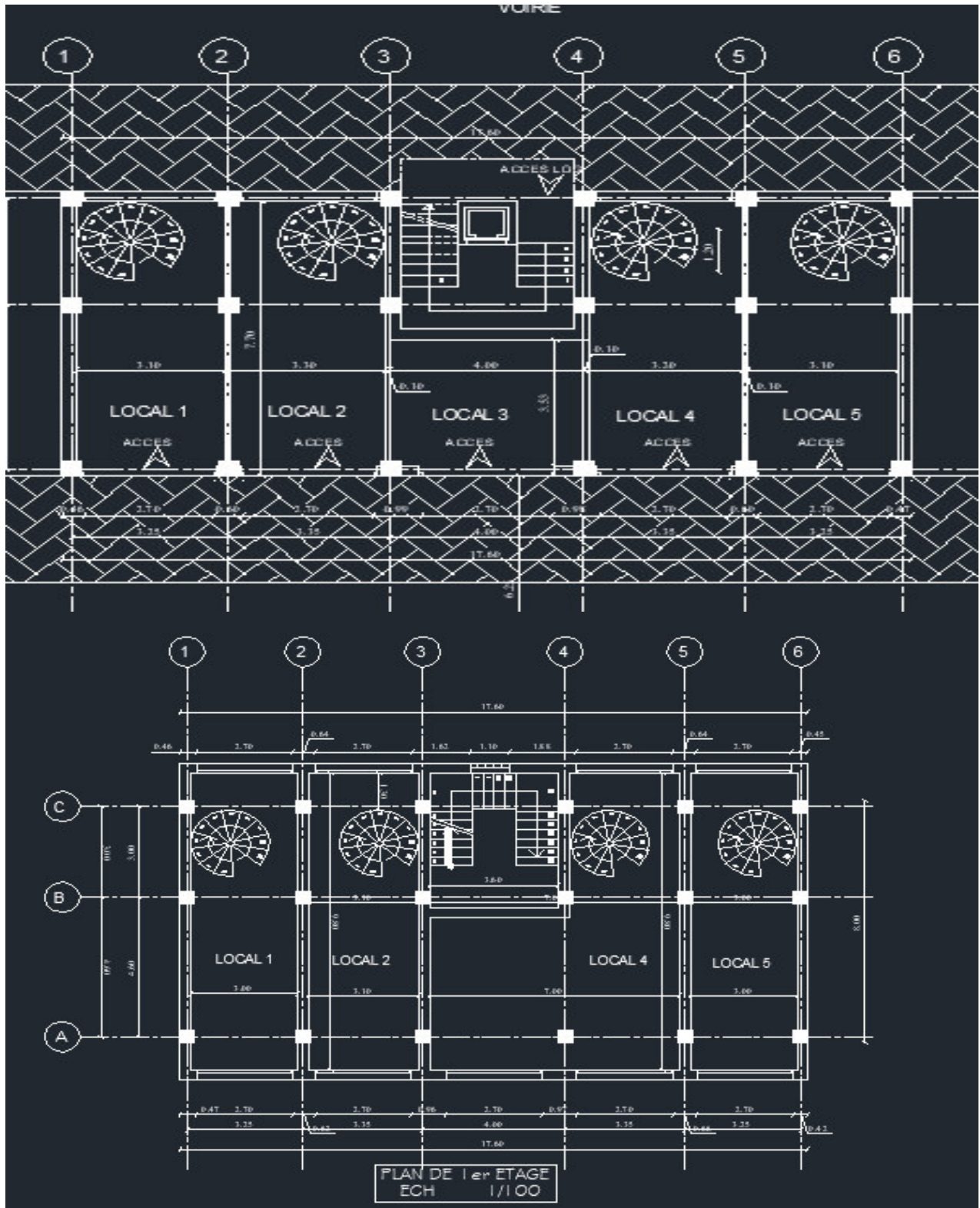
- le prédimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse.
- la partie dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA99 VERSION 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99)
 - Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
 - présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception le calcul de la structure.
 - la reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, en suite trancher sur le type de fondation.
 - le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.
 - l'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel ETABS, RDM6, SOCOTEC et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour l'ETABS, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

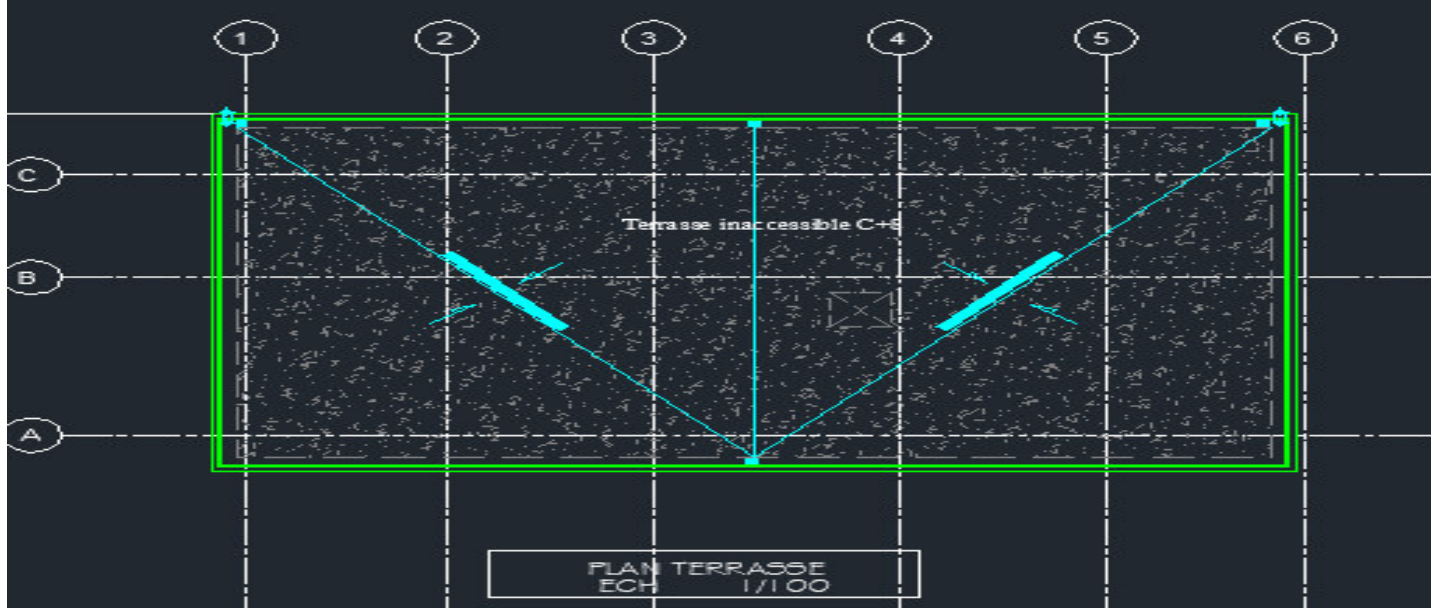
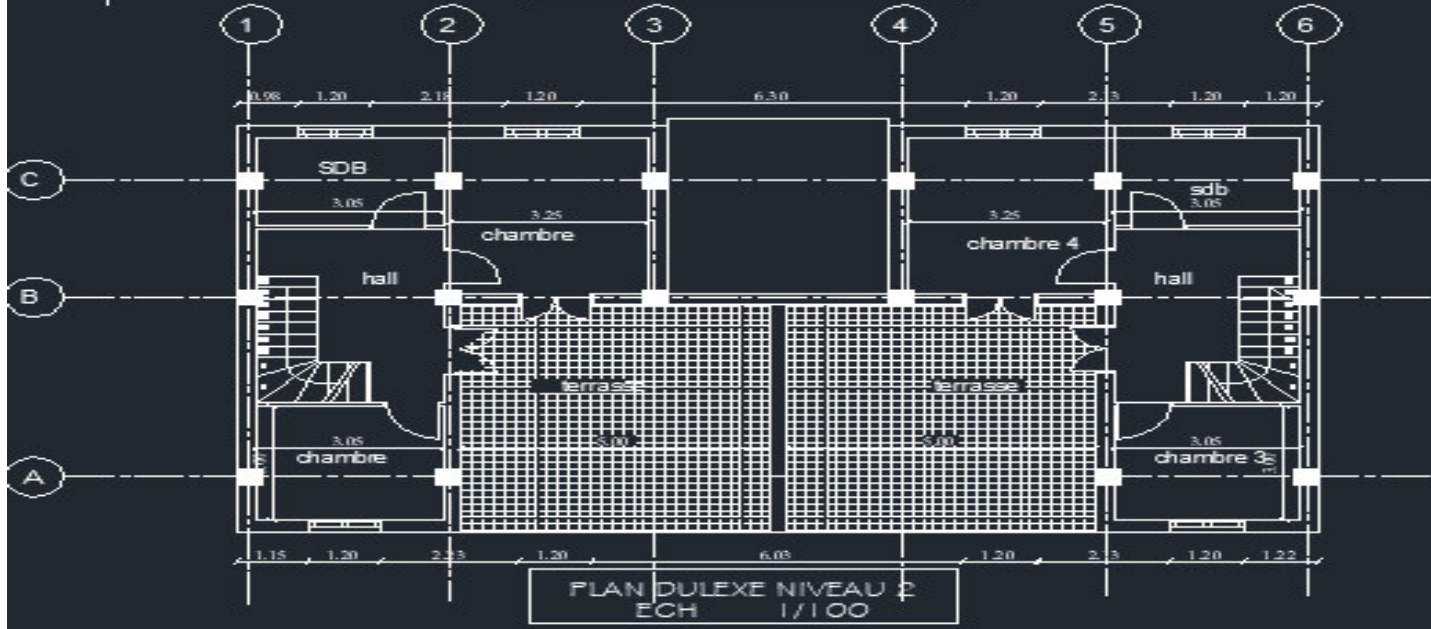
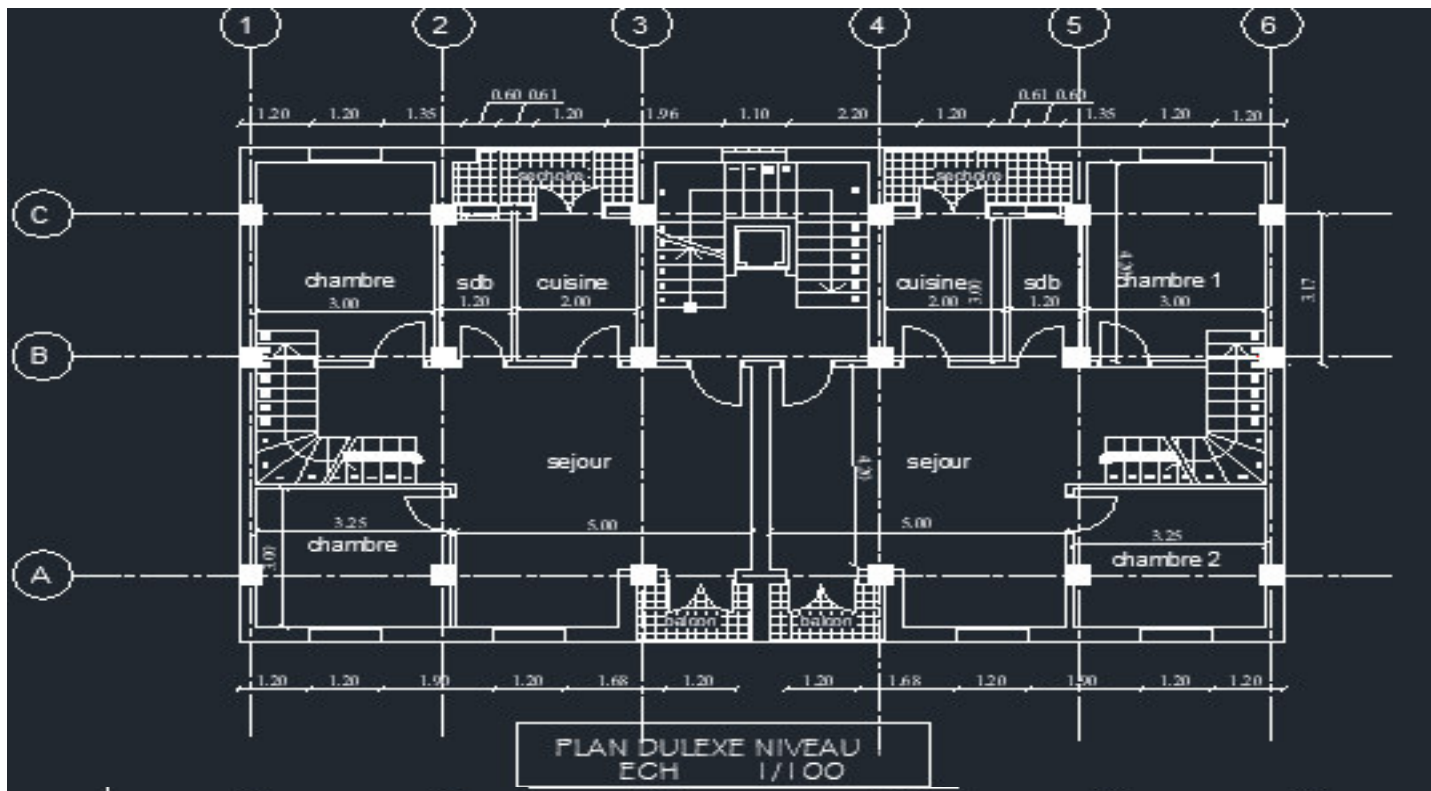
En fin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer et de les enrichir par des nouvelles tel que le logiciel ETABS qui est très pratique pour le bâtiment.

BIBLIOGRAPHIE

- Béton armé BAEL91 modifiés 99 et DTU associés, par JEAN- PIERRE MOUGIN.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Formulaire du béton armé :
- Cours de béton armé 3^{ème}
- Cours calcule des structure en béton armé 1^{ème} année mastre
- Mémoires du projets de fin d'études (P.F.E)

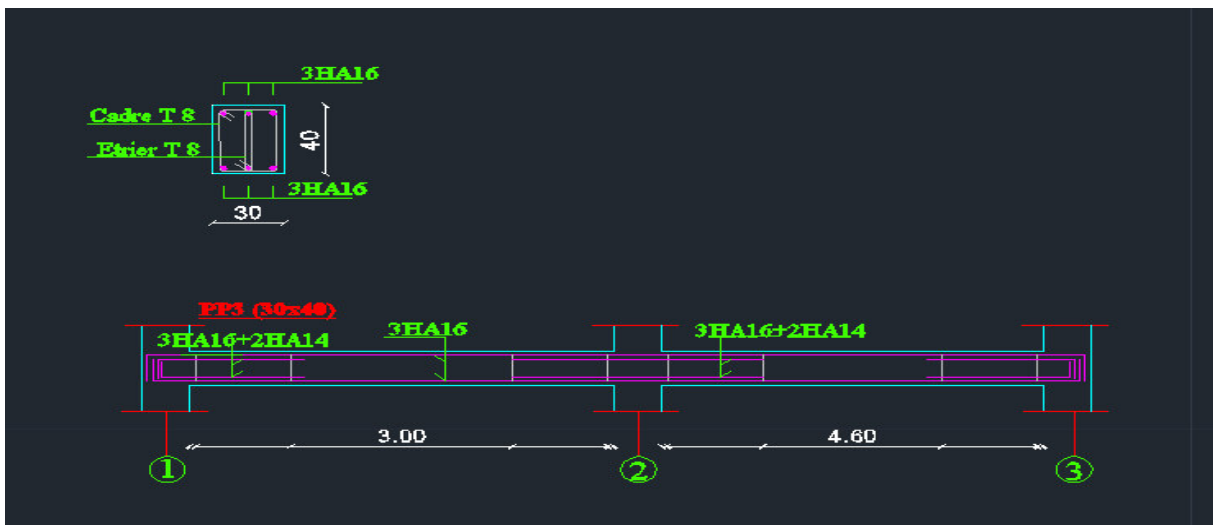
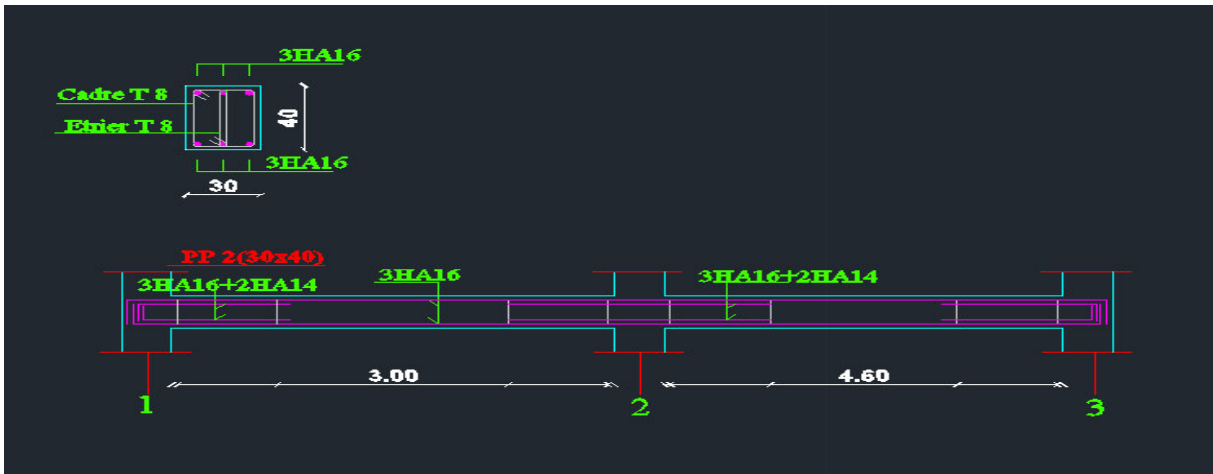
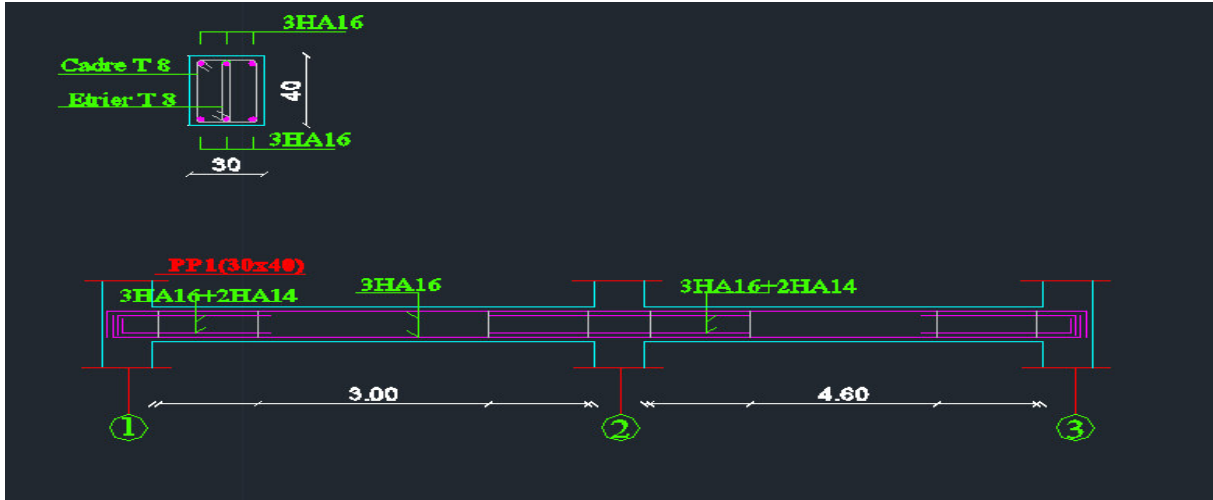
Plans d'architecture

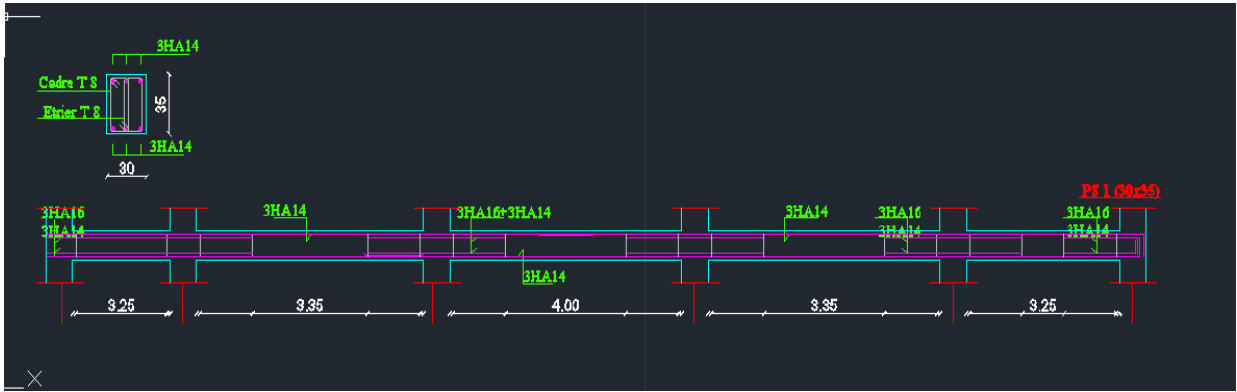




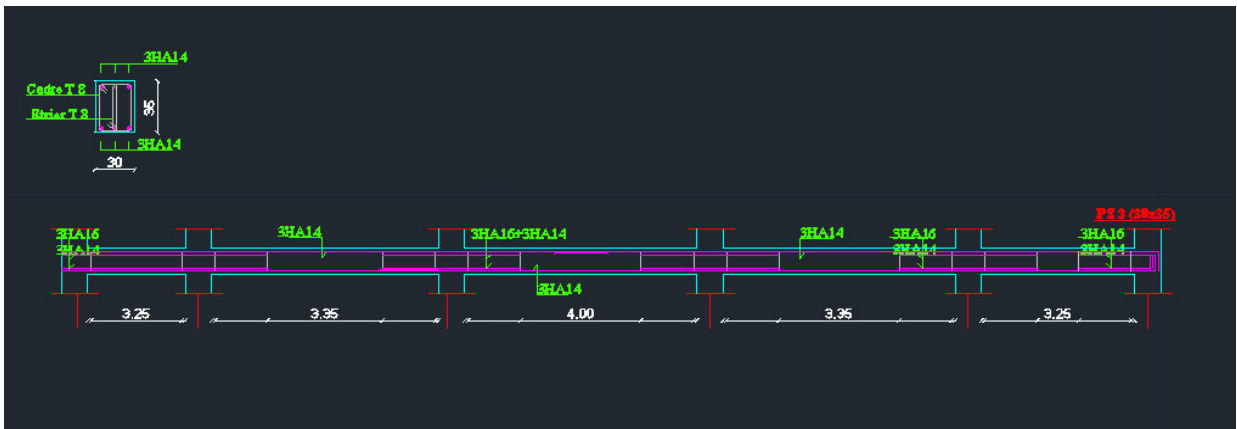
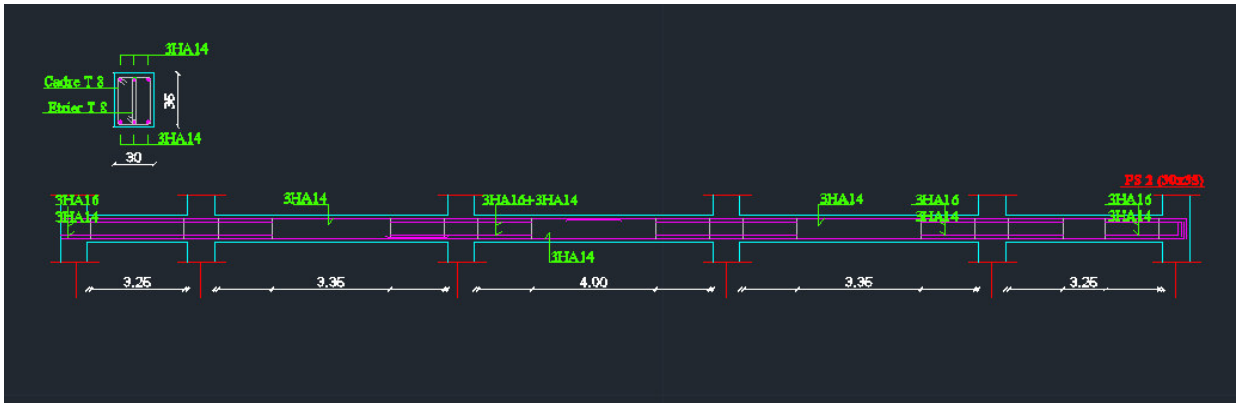
PLANS DE FERRAILLAGE

✓ POUTRES PRINCIPALES

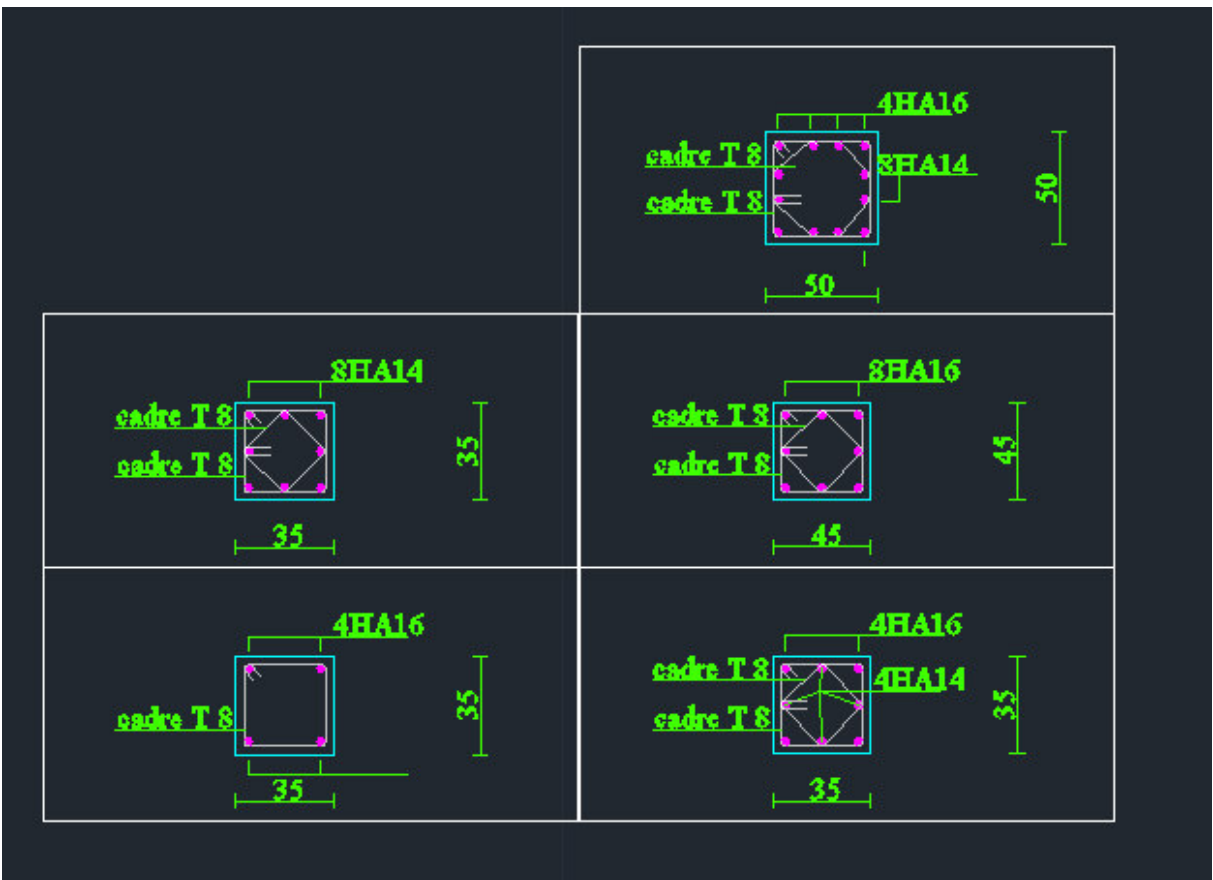
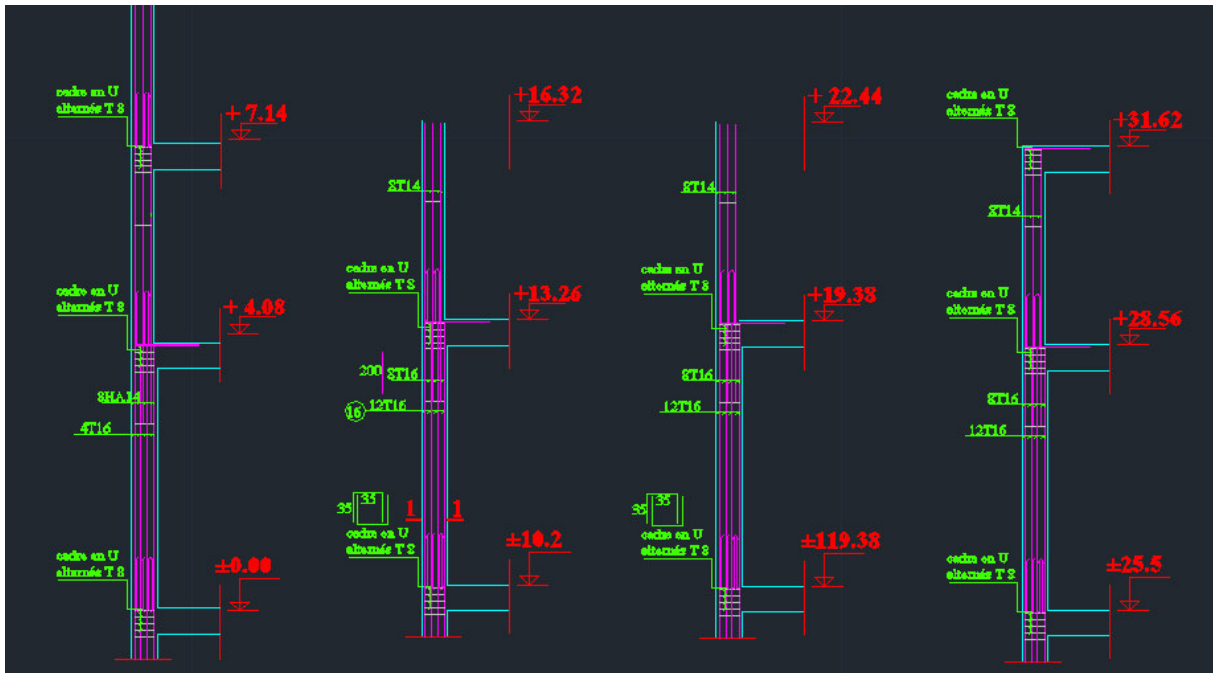




✓ POUTRES SECONDAIRES



✓ LES POTEAUX



LES ELEMENTS SECONDAIRE

Balcon, l'acrotère, escalier

