République Algérienne Démocratique et Populaire
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ DR. YAHIA FARÉS DE MÉDÉA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE DE LA MATIÈRE
FILIÉRE DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

POUR L'OBTENTION DU Diplôme DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Option: Structures

THEME

ETUDE D'UN BÂTIMENT À USAGE MULTIPLE

(S .SOL +RDC+5 ÉTAGES)IMPLANTÉ À MÉDÉA

Etudié par :

- BENTALEB ANWAR
- GHAZI KAMEL
- BRAHIMI ABDELHAK

Dirigé par :

-Mme . Lachenani Amina

Promotion 2015/2016


بسم الله الرحمن الرحيم

Sommaire

Sommaire
Liste des tableaux
Liste des figures
Résumé
Notation

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Description de l'ouvrage 2
I. Introduction: 3
I.1.présentation de l'ouvrage : 3
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage: 3
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment: 4
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment: 4
I.2.3. Système de contreventement: 4
I.2.4. Planchers: 4
I.2.5. Maçonnerie: 4
I.2.6. Revêtements: 4
I.2.7. L'acrotère: 5
I.2.8. Les escaliers: 5
I.2.9. Infrastructure: 5
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux: 5
I.3.1. Béton : 5
3.1.1. Résistance du béton : [2] 5
3.1.2.Module d'élasticité:[2] 6
3.1.3. Contraintes limites : 6
I.3.2.Les aciers : 7
3.2.1. Types d'acier : 7
3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : 8
3.2.3. Contraintes limites : 8
3.2.3.a. Diagramme contraintes- déformations : [2] ►► Art [A.2.2.2] ◄◄: 8
Pré dimensionnement des éléments 10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges : 11
II.1. Introduction: 11
II.2. Les planchers: 11
II.2.1. Plancher à corps creux : 11
II.2.2.Les dalles pleines : 12
II.3. Evaluation des charges et surcharges : 13
II.3.1. Maçonnerie: 13
II.3.2.plancher terrasse : 15
II.3.4..Balcons de l'étage : 17
II.4.Pré dimensionnement des poutres: 18
II.5. Pré dimensionnement des poteaux: 21
5.1.Étapes de Pré dimensionnement : 21
5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf [2]: 23
5.3.Calcul de l'effort Nu : 23
5.4.le poteau le plus sollicité 24
5.5. Descente des charges :[25
5.6. Vérification selon le RPA99version 2003►► [Art 7.5.1] ◄◄ : 27
5.7.Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003►► [Art 7.5.1] ◄◄ : 27
II.6.Prédimensionnement des voiles : 28

Chapitre III :Calcul des éléments secondaires

Calcul des éléments secondaires 8
III .1- L'ACROTÈRE: 31
III- 1-1- Charges et surcharges: 31
III- 1-2- Calcul des efforts: 32
III. 1.3. Calcul du ferraillage: 32
III. 1.4. Vérification à l'E.L.S: 33
III. 1.5. Vérification de l'effort tranchant: [1] 35
III. 1.6. Vérification de l'acrotère au séisme: [2] 36
III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme: 36
III.2. Les escaliers: 37
III.2.1.Terminologie: 37
III.2.2. Dimensionnement: 38

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges : 41
III.3. Détermination des sollicitations: 43
III.4.Détermination des efforts: 43
III.5.Ferraillage des escaliers: 49
III.6. Calcul de la poutre palière: 52
III.6.1. Pré dimensionnement: 52
III.6.2. Charges revenants à la poutre: 53
III.6.3. Calcul des efforts: 53
III.6.4. Ferraillage de la poutre palière: 54
III.6.5. Vérifications: 55
III.7.Plancher corps creux : 57
III.7.1. La dalle de compression : 57
III.7.2.Les poutrelles : 58
III.7.3. Méthode de calcul : 63
III.7.4. Récapitulations 77
III.7.5.Calcul du ferraillage : 78
III.7.6.Récapitulations : 83
III.7.7.Calcul du ferraillage : 83
III.8.1. DALLE PLEINE : 88
III.8.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LE BALCON : 88

Chapitre IV :Etude dynamique

IV.1.Introduction : 93
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure : 93
IV.2.1.Centre de masse : 93
IV.2.2.Centre de torsion : 96
IV.2.3.Excentricité : 98
IV.3.Choix de la méthode de calcul : 100
IV.3.1.Introduction : 100
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 100
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale : 101
IV.3.3.1. Principe : 101
IV.3.3.2.Modélisation : 101
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1] 102

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 106
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes: 107
IV.4.2.vérification de participation massique : 108
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄◄ 110
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement : 112
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ : 113
IV.4.4.2.Moment de renversement : 115
IV.4.4.3.Moment stabilisant : 116
IV.4.5.Vérification des déplacements : 116
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄ 120
IV.4.7.Vérification des sollicitations normales : [1]►► [Art.7.4.3.1] ◄◄: 121

Chapitre V :Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction : 124
V.2.Ferraillage des poutres : 124
V.2.1.Introduction : 124
V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 : 125
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 : 128
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 : 129
V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1] 131
V.2.6.Calcul des armatures transversales : 132
V.2.7.Vérification de la flèche : 133
V.3.Ferraillage des poteaux : 136
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ; 136
V.3.4. Détermination des sections d'acier : 140
V.3.5.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 : 140
V.3.6.Détermination des armatures transversales 142
V.4.Ferraillage des voiles : 148
V.4.1.Introduction : 148
V.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2]) 149
V.4.3.Ferraillage des voiles pleins : 150
V.4.3.1.Armatures verticales : 150

Vérification des voiles à l'effort tranchant :[1]►►[Art 7.7.4.3]◄◄ 155

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction : 158
VI.2.Calcul des semelles isolées : 159
VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées: 162
VI.3.Calcul des semelles filantes : 163
VI.3.1. Semelles filantes sous voile et sous poteaux : 164
VI.3. 2. Vérifications des contraintes des semelles filantes : 165
VI.3.3. Vérification des longueurs de scellement : 167
VI.4.2.5. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►►[Art 10.1.5] ◄◄ 167
VI.4. Ferraillage des poutres de libage : 168
VI.4.1.Dimensionnement : 168
VI.4.2.Calcul des moments : 170
VI.4.3.Armatures longitudinales : 170
VI.4.4.Armatures de peau : 172
VI.4.5.Armatures transversales : 172
VI.5. Les longrines : 173
VI.5.1. Pré dimensionnement :[1]:►►[Art 10.1.1.b]◄◄: 173
VI.5.2. Sollicitations :[1]►►[Art 10.1.1.b]◄◄: 173
VI.5.3. Ferraillage : 173
Conclusion générale 176
Bibliographié 178

Liste des tableaux

Chapitre I : Description de l'ouvrage	
Tableau I.1.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances	8
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
Tableau II.1.Charge permanente des murs intérieurs	13
Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs	14
Tableau II.3.Charge permanente du plancher terrasse	15
Tableau II.4.Charge permanente du plancher courant	16
Tableau II.5.Charge permanente de balcons	17
Tableau II.6.Pré dimensionnement des poutres	19
Tableau II.7.Calcul de $\overline{N}_u$	24
Tableau II.8. Détermination des charges d'exploitations	25
Tableau II.9.Vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$)	26
Tableau II.10.vérifications de coffrage des poteaux	27
Tableau II.11.Vérification aux zones nodales	27
Tableau II.12.Pré dimensionnement des voiles	29
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Tableau III.1. Charge permanente de la paillasse de l'escalier– Volée 1	41
Tableau III.2. Charge permanente de la paillasse de l'escalier –Volée 2	42
Tableau III.3. Charge permanente du palier de repos de l'escalier	42
Tableau III.4.Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier -Volée1-	43
Tableau III. 5. Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier -Volée2-	43
Tableau III.6. Les données	49
Tableau III.7. Calcul des sections d'acier de l'escalier	50
Tableau III.8. Les armatures de répartition	50
Tableau III.9. Vérification de l'espacement des armatures	51
Tableau III.10. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S	51
Tableau III.11. Vérification de la flèche de l'escalier	52
Tableau III.12. Ferraillage de la poutre	54
Tableau III.13. Vérification à l'ELS de la poutre	55
Tableau III.14. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre	55

Tableau III.15. les charges de la poutrelle avant	59
Tableau III.16. Calcul des moments	59
Tableau III.17. méthode CAQUOT	64
Tableau III.18. Evaluation des charges et surcharges	65
Tableau III.19. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.U	66
Tableau III.20. Moments fléchissant de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S	67
Tableau III.21. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U	68
Tableau III.22. : moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S	69
Tableau III.23. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.U	70
Tableau III.24. Moments fléchissant de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S	71
Tableau III.25. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U	72
Tableau III.26. : moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S	73
Tableau III.27. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.U	74
Tableau III.28. Moments fléchissant de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S	75
Tableau III.29. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U	75
Tableau III.30.moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S	76
Tableau III.31. Récapitulations des efforts	77
Tableau III.32. Calcul et vérification des armatures	79
Tableau III.33. Ferraillages longitudinaux des poutrelles	80
Tableau III.34. Les armatures transversales dans les poutrelles et espacement	80
Tableau III.35. .vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles	81
Tableau III.36. Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles	82
Tableau III.37.Récapitulations des efforts	83
Tableau III.38. Calcul et vérification des armatures	84
Tableau III.39.Ferraillages longitudinaux des poutrelles	85
Tableau III.40. Les armatures transversales dans les poutrelles et espacement	86
Tableau III.41. vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles	87
Tableau III.42. Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles	88
Tableau III.43. Ferraillage du Balcon.	89
Tableau III.44. Vérification des contraintes	91
Chapitre IV : Etude dynamique	
Tableau IV.1.Calcul de centre de masse	96
Tableau IV.2.Calcul du centre de torsion	97

Tableau IV.3.Calcul de l'excentricité statique	98
Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle	99
Tableau IV.5.Calcul de l'excentricité totale	100
Tableau IV.6.Coefficient d'accélération de zone **A**	102
Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant X	103
Tableau IV.8. Justification du coefficient de comportement R suivant Y	104
Tableau IV.9.détermination du facteur de qualité Q	105
Tableau IV.10.Le comportement des trois premiers modes	108
Tableau IV.11.Coefficient de participation	109
Tableau IV.12.Calcul de la force sismique	111
Tableau IV.13.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	111
Tableau IV.14.Forces sismiques selon la hauteur suivant X	113
Tableau IV.15. Forces sismiques selon la hauteur	114
Tableau IV.16.calcul du moment de renversement	115
Tableau IV.17.calcul du moment stabilisant	116
Tableau IV.18.Vérification de stabilisation	116
Tableau IV.19. Vérification des déplacements inter-étage sens X	118
Tableau IV.20.Vérification des déplacements inter-étage sens Y	119
Tableau IV.21.Vérification l'effet P-Δ sens X	120
Tableau IV.22.Vérification l'effet P-Δ sens Y	121
Tableau IV.23. vérifications des sollicitations	122
Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux	
Tableau V.1. Les données de calcul	124
Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres	126
Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres	127
Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres	128
Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres	128
Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA	129
Tableau V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA	130
Tableau V.8.Calcul de $\bar{\tau}_u$	131
Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres	131
Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres	132

Tableau V.11.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement	132
Tableau V.12.Vérification de la flèche des poutres	133
Tableau V.13. Vérification de la flèche des poutres.	134
Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres.	134
Tableau V.15.Les armatures longitudinaux des poteaux	139
Tableaux V.16. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU	140
Tableau V.17.Vérification des armatures à ELS des poteaux	141
Tableau V.18.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux	143
Tableau V.19.Les armatures transversales et leurs espacements	144
Tableau V.20.Vérification de la quantité d'armatures transversales	145
Tableau .21. Calcul des armatures verticales des voiles	151
Tableau .22.Vérification des armatures a ELS des voiles	153
Tableau .23.Vérification a l'effort tranchant des voiles	155
Tableau.24.Détermination des armatures horizontales	156
Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées	161
Tableau VI.2.Dimensionnement des semelles isolées S_1,S_2,S_3,S_4, à l'ELS	162
Tableau VI.3.dimensionnement des semelles filantes SF1àSF11 sous voiles et sous poteaux	164
Tableau VI.4.vérifications des contraintes des semelles filantes.	165
Tableau VI.5.Armatures principales des semelles filantes.	166
Tableau VI.6.Armatures de répartition de la semelle filante	166
Tableau VI.7.Vérification des longueurs de scellement des semelles	167
Tableau VI.8.Vérification de la stabilité au renversement	168
Tableau VI. 9.Dimensionnement de la poutre de libage	169
Tableau VI.10.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage	169
Tableau VI.11.Détermination des moments de la poutre	170
Tableau VI.12.Calcul des armatures longitudinales de la poutre delibage à L'ELU	171
Tableau VI.13.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre	171
Tableau VI.14.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS	172
Tableau VI.15.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.	172
Tableau VI.16.Valeurs de α	173

Liste des figures

Chapitre I : Description de l'ouvrage	
Figure I.1.Vue en plan de bâtiment	03
Figure I.2.Diagramme contraintes déformations du béton al 'ELU[2]	07
Figure I.3.Diagramme contraintes –déformations	08
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux	12
Figure II.2.Dimensions du corps creux	12
Figure II.3. Coupe de mur en maçonnerie	14
Figure II.4.Composants d'un plancher terrasse	15
Figure II.5. Composants d'un plancher courant	16
Figure II.6.. Composants d'un balcon de l'étage	17
Figure II.7. Dimensionnement de la poutre	18
Figure II.8.Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse)	20
Figure II.9. Charges supportées par la poutre principale (plancher courant RDC)	22
Figure II.10. Section réduite du poteau	22
Figure II.11.Surface reprise par le poteau le plus sollicité	24
Figure II.12.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)	28
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Figure. III.1. L'acrotère	31
Figure. .III.2.Section de B.A à l'ELU	32
Figure.III.3.Section de B.A à l'ELS	34
Figure. III.4: Ferraillage de l'acrotère	36
Figure .III.5. Représentation d'un escalier	38
Figure .III.6. Dimensions de l'escalier	38
Figure .III.7. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U	44
Figure .III.8. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S	46
Figure .III.9. Figure Schéma statique des efforts du l'escalier l'E.L.U	47
Figure .III.10. Schéma statique des efforts du l'escalier A l'E.L.S	49
Figure.III.11. Schéma statique de la poutre	53
Figure .III.12. Disposition des armatures de la table de compression	58
Figure .III.13. Schématisation de la poutrelle avant coulage	59
Figure .III.14. Travée avec un seul étai au milieu	60

Figure .III.15. Travée avec deux étais espacés de 1.66m	61
Figure. III.16. Travée avec trois étais espacés de 1.25 m	61
Figure .III.17.Travée avec trois étais espacés de 1.00 m	62
Figure. III.18. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU	66
Figure .III.19.Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU	66
Figure III.20. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS	67
Figure III.21.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU	68
Figure.III.21. Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles à l'ELU	68
Figure III.22.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS	69
Figure III.23. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU	70
Figure III.24.Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles à l'ELU	70
Figure III.25.Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS	71
Figure III.26.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU	72
Figure III.26.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU	72
Figure III.28.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS	73
Figure III.29. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU	74
Figure III.30.Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles à l'ELU	74
Figure III.31.Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS	75
Figure III.32.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU	76
Figure III.33.Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles à l'ELU	76
Figure III.34.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS	77
Figure III.35.Les sections considérées pour le calcul des ferraillages	78
Figure III.36.ferraillage des poutrelles en zone d'appui et travée	82
Figure III.37.Les sections considérées pour le calcul des ferraillages	83
Figure III.38. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui et travée	88
Chapitre IV : Etude dynamique	
Figure .IV. 1. Vue de la Structure en 3D	94
Figure IV.2. disposition des voiles de sous-sol	95
Figure IV.3.disposition des voiles au RDC+S.SOL	95
Figure IV.4.dimension des voiles et poteaux	97
Figure IV.5.Spectres de réponse	106
Figure IV.6.Le comportement des trois premiers modes	107
Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement	112

Figure IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X	114
Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y	115
Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux	
Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres	130
Figure V.2. Ferraillage des poutres principales d'intermédiaires (30* 40)	135
Figure V.3. Ferraillage des poutres principales de rive (30*40)	135
Figure.4. Ferraillage des poutres secondaires rive (30*35)	135
Figure V.5.Définition de la zone nodale dans les poteaux	136
Figure V.6. Disposition des armatures dans les poteaux	145
Figure V.7 .Ferraillage des poteaux carré (35*35)	146
Figure. V .8.Ferraillage des poteaux carré (40×40)	146
Figure .V. 9 .Ferraillage des poteaux carré (45×45)	147
Figure. 10 .Ferraillage des poteaux carré (50×50)	147
Figure V .11. Disposition des armatures verticales dans les voiles.	150
Figure V.12. Les armatures transversales et les épingles	154
Figure V.13. La zone de recouvrement des voiles	154
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Figure VI.1.Représentation des semelles	159
Figure VI.2.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés	160
Figure .VI.3. Les bulles de pression.	162
Figure .VI. 4. Schéma d'une semelle filante sous poteaux	163
Figure VI. 5. Schéma d'une semelle filante sous voile	163
Figure VI.6.Ferraillage des longrines	175

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي +خمسة طوابق) ذات استعمال سكني وطابق أرضي مخصص لمحلات تجارية والمقرر بالبرواقية ولاية المدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا 2أ.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

*** القواعد الجزائرية المضادة للزلازل**

*** قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات برنامج (SAP2000.v.17). لحساب الهياكل

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات .

Résumé:

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation (S/sol +RDC+5étages) qui sera implantée à BERROUAGHIA Wilaya de MEDEA, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité II_a.

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « Sap2000 V17.».

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

Abstract:

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure (Underground +ground+5stories), with habitation use and that will be implanted in Berrouaghia Wilaya of MEDEA; the region is classified as a medium seismicity area IIa. The resistances of the structural elements to the horizontal and vertical loads is insured by a Frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done According to the Algerian rules (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements Method) using the program « Sap2000 V17.1. ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Notation

- **Majuscules romaines:**

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

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.
Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.
Sv : Espacement des armatures verticales.

- **Majuscules grecques :**

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

- **Minuscules grecques :**

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

Introduction générale

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

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement Assurée par le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des Portiques avec justification d'interaction portique voile.

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

L'étude sera menée sur un bâtiment en s.sol +RDC+5 implanté en zone de moyenne Sismicité (zone IIa), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) Contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme Suit :

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

Chapitre I

Description de l'ouvrage

I. Introduction:

I.1.présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture, « KHALEDI » consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un 46 logement, sociaux participatifs, donc on a choisies un seule bloc.

Le bâtiment en béton armé comportant cinq (05) niveaux sur rez-de-chaussée et un entresol avec terrasse inaccessible (entresol+ RDC+5) à usage multiple (usage d'habitation avec locaux commerciaux).

L'ouvrage en question sera implanté a «BERROUAGUIA» wilaya de MEDEA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Le bâtiment est de forme irrégulière (angulaire), dont les caractéristiques sont :

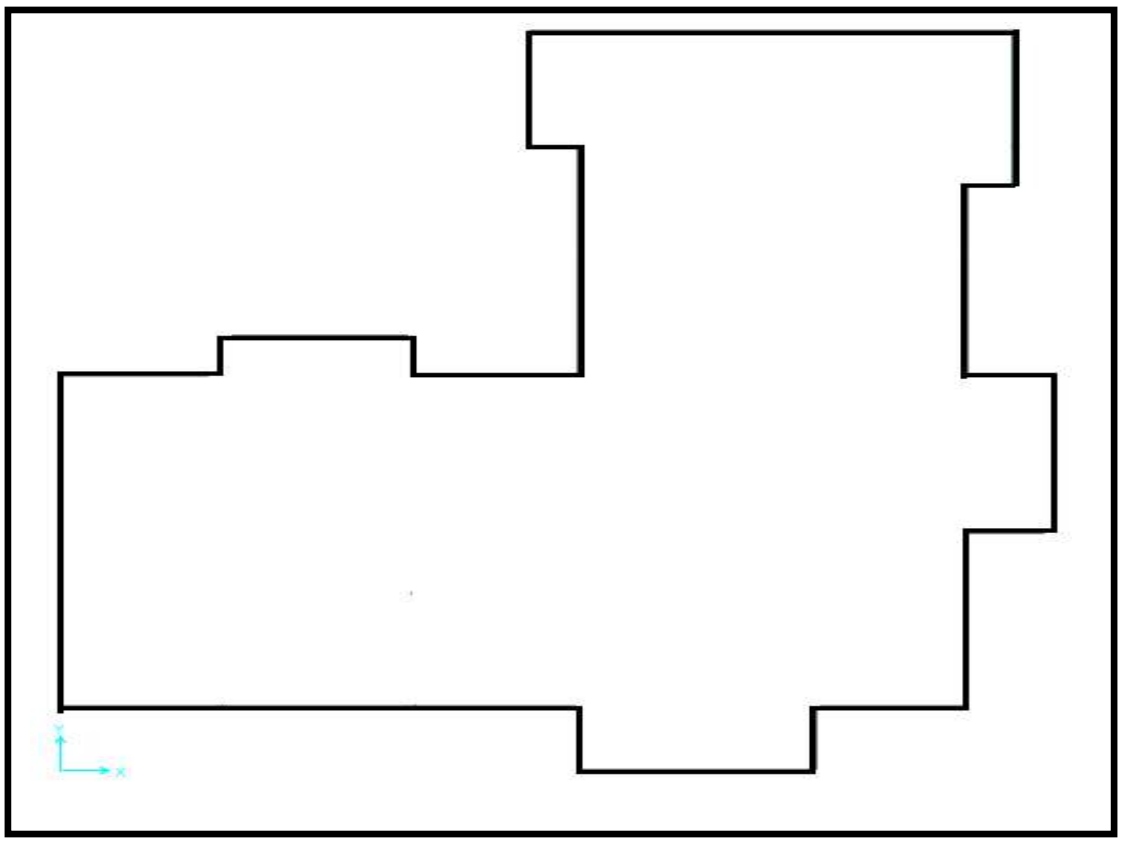


Figure I.1.Vue en plan de bâtiment

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment:

- longueur totale de bâtiment : 21,40m.
- largeur totale du bâtiment : 22,30m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment:

- hauteur de l'entresol 3,74m ;
- Hauteur de rez-de-chaussée 3,74 m ;
- hauteur des étages courant 3,23m;
- hauteur totale du bâtiment 20,49m ;

I.2.3. Système de contreventement:

On adopte pour notre bâtiment de hauteur 20, 49m un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile. Ce système est préconisé par **RPA99, 2003 [1] l'article ►►Art [3.4.A] ◄◄**

I.2.4. Planchers:

Nous avons utilisé deux types de planchers pour le bâtiment, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 5cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 5cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les halls et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.2.7. L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

- ✓ Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.2.8. Les escaliers:

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à trois volets

I.2.9. Infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.3.1. Béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment **CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/m³** ce donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Donc une résistance à la traction f_{t28}=2.1 MPa

3.1.1. Résistance du béton : [2]

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28}.

3.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression:►►Art [A.2.1.1.1.]◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93.

$f_{cj}=\frac{j}{4.76+0.83j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28}\leq 40MPa$ $f_{cj}=\frac{j}{1.4+0.95j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28}>40MPa$

3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction : ►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- $f_{tj}= 0.6 + 0.06 f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa

3.1.2.Module d'élasticité:[2]

3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_{cj}}\quad(MPa)$ E_{i28}=32164,195 MPa .►►Art [A.2.1.2.1] ◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_{cj}}\quad(MPa)$ E_{v28}= 10721,40 MPa.►►Art [A.2.1.2.2] ◄◄

3.1.2.b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

3.1.3. Contraintes limites :

3.1.3.a) Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$\tau_u = \min(0.1\ f_{c28}, 3\ MPa)$. Pour : $f_{c28} = 25\ MPa$: $\tau_u = 2.5\ MPa$

- Fissuration peu nuisible :

$\tau_u = \min(0.13\ f_{c28}, 4\ MPa)$. Pour : $f_{c28} = 25\ MPa$: $\tau_u = 3.25\ MPa$.

3.1.3.b) contrainte-déformation:[2] ►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

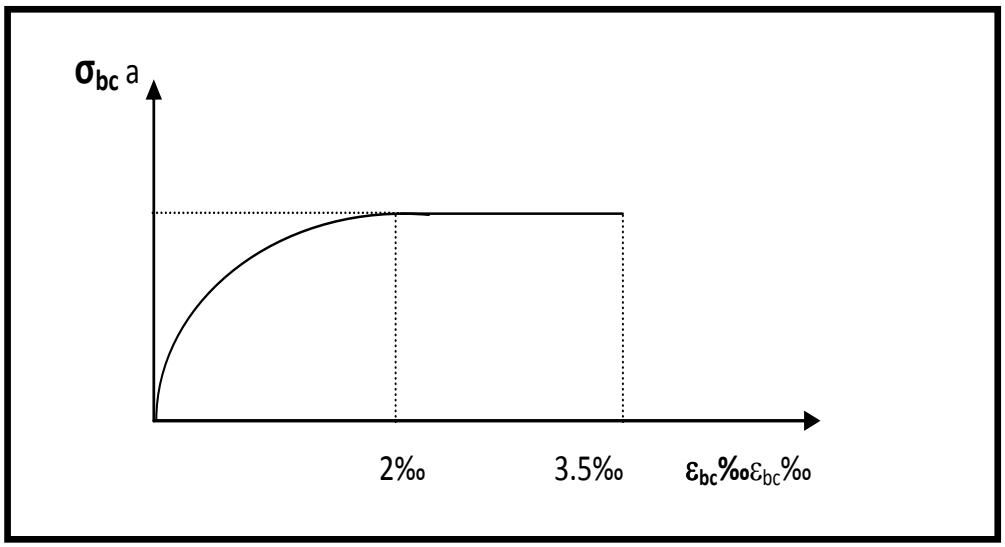


Figure I.2.Diagramme contraintes déformations du béton àl'ELU [2]

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} Est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [2]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.3.2.Les aciers :

3.2.1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.3.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE 215	$\phi 6 et \phi 8$	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_eE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [2]►► Art [A.2.2.1] ◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : [$E_s = 2.10^5$ MPa].

3.2.3. Contraintes limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

3.2.3.a. Diagramme contraintes- déformations : [2] ►► Art [A.2.2.2] ◄◄:

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous :

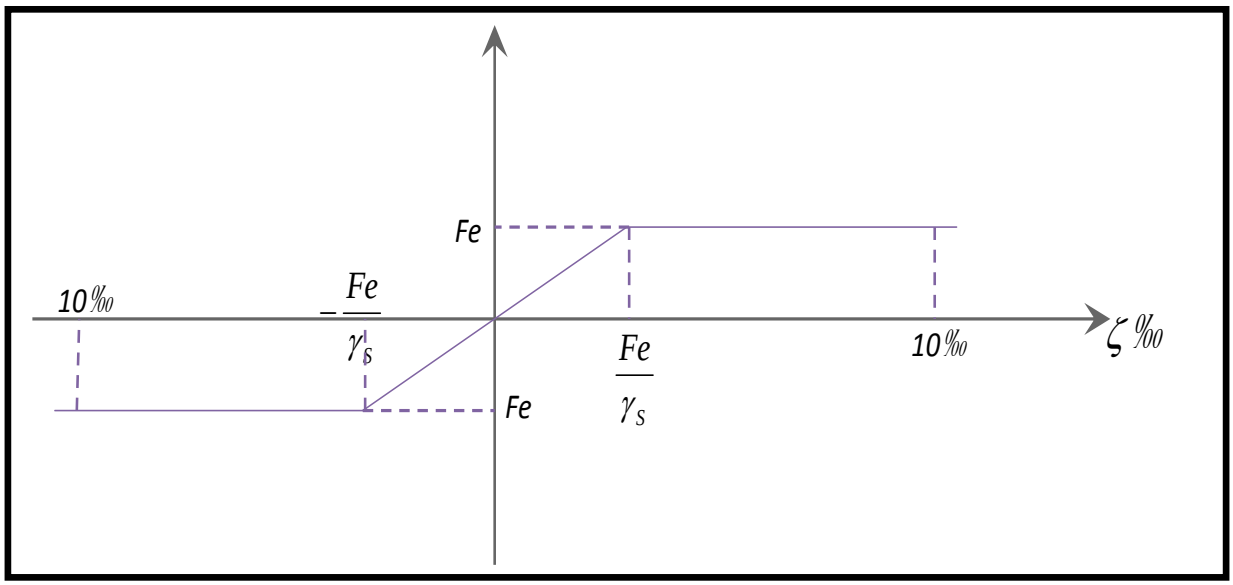


Figure I.4.Diagramme contraintes -déformations

$\overline{\sigma_s} = {F_e}/{\gamma_s}$ Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier

F_e :Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

- **Etat limite de service (ELS) :**

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer **[2]**
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[2]**
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[2]**

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

I.4. Taux de travail du sol :

- Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage est un sol meuble. le site est classé dans la catégorie est de S3(sol meuble) La contrainte admissible du sol2.00bar=0.2Mpa (une profondeur d'ancrage de 2.00m). selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges :

II.1. Introduction:

Il s'agit de déterminer dans une première étape les dimensions des éléments de l'ossature telle que planchers, poutres, poteaux et voiles.

II.2. Les planchers:

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$

Le règlement CBA93 n'exige que $h_t \geq L/22.5$ d'où la nouvelle fourchette est

$(L/22.5) \leq h_t \leq (L/20)$

Avec :

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

L =4.60 m.

$$20.44 \text{ cm} \leq h_t \leq 23 \text{ cm}$$

On prend pour: $h_t = 20$ cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).
e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $h_t = (16+4)$ cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- ht ≥ 16 cm

D'où on a: 20 cm > 16cm (C.V).

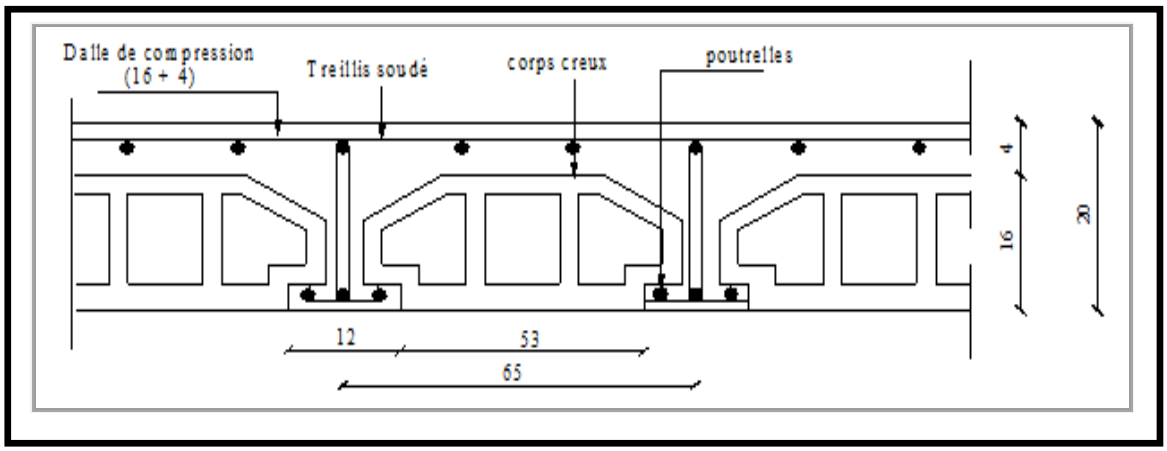


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

Donc on utilisera le corps creux de dimensions suivantes :

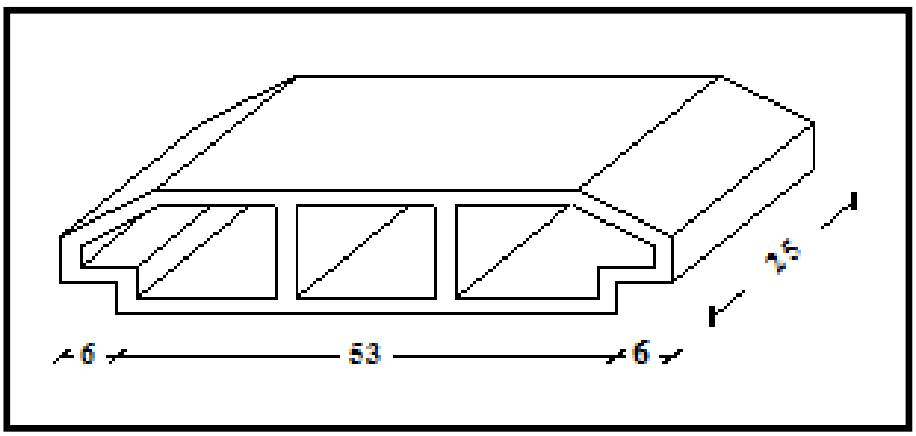


Figure II.2. .Dimensions du corps creux

II.2.2.Les dalles pleines :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

- **condition d'isolation acoustique :** ep≥15 cm.

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : $e_p = 15cm$

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Maçonnerie:

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

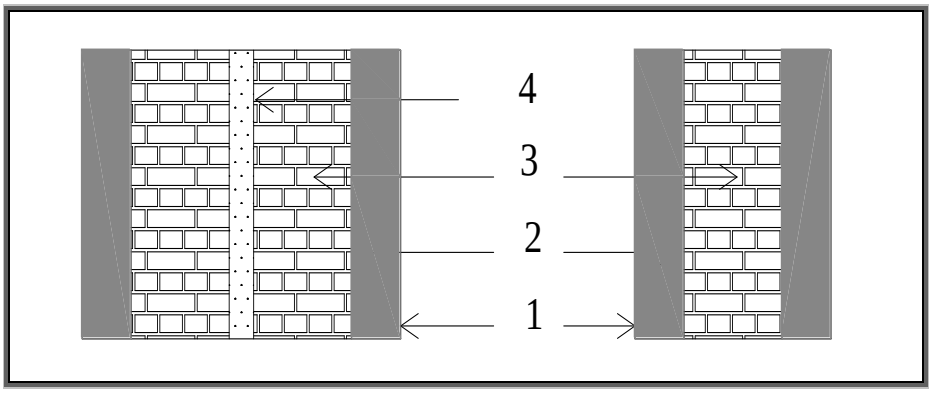
Tableau II.1.Charge permanente des murs intérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.03	18	0.36
TOTAL				**1,62**

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

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**2.52**



a-Double cloison b- simple cloison

Figure II.3. Coupe de mur en maçonnerie

II.3.2.plancher terrasse :

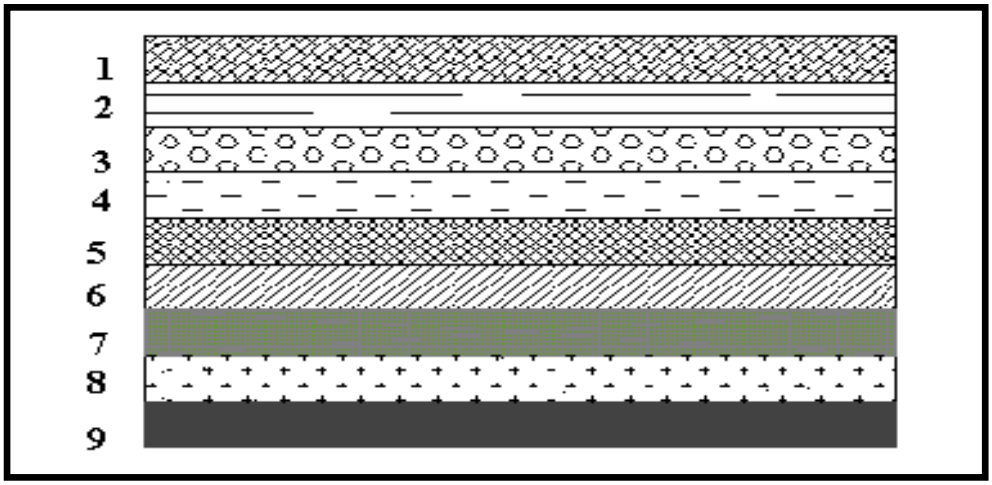


Figure II.4. Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II.3.Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.54**

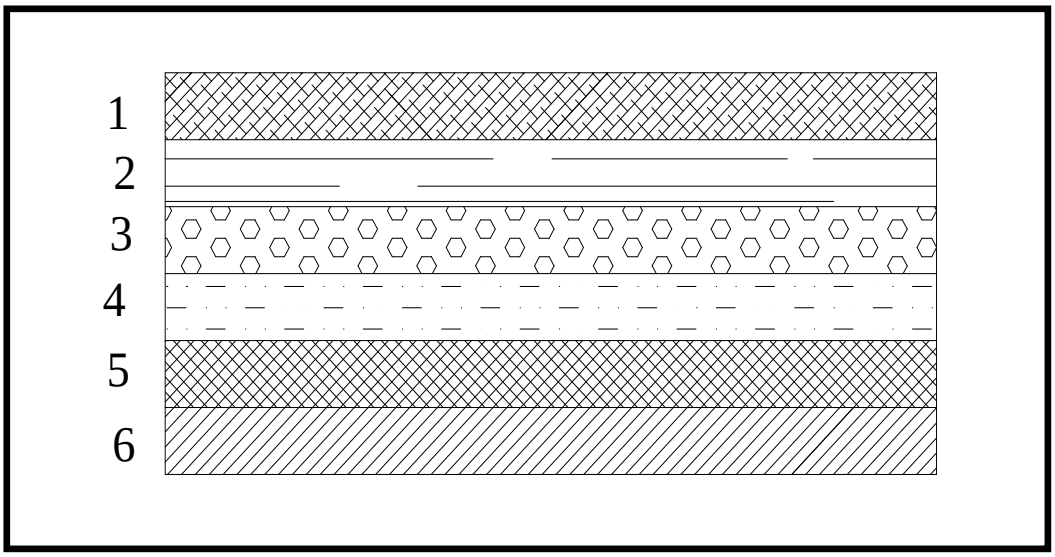


Figure II.5. Composants d'un plancher courant

II.3.2.b. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m².

II.3.3.Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II.4.Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				**6.00**

II.3.2.b.Surcharges d'exploitation :

- Le plancher courant à usage d'habitation :Q = 1.50 KN/m².
- Le plancher courant à usage locaux commerciaux :Q = 5 KN/m

II.3.4.Balcons de l'étage :

II.3.4.a.Charges permanentes :

Tableau II.5.Charge permanente de balcons

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
TOTAL				**6.95**

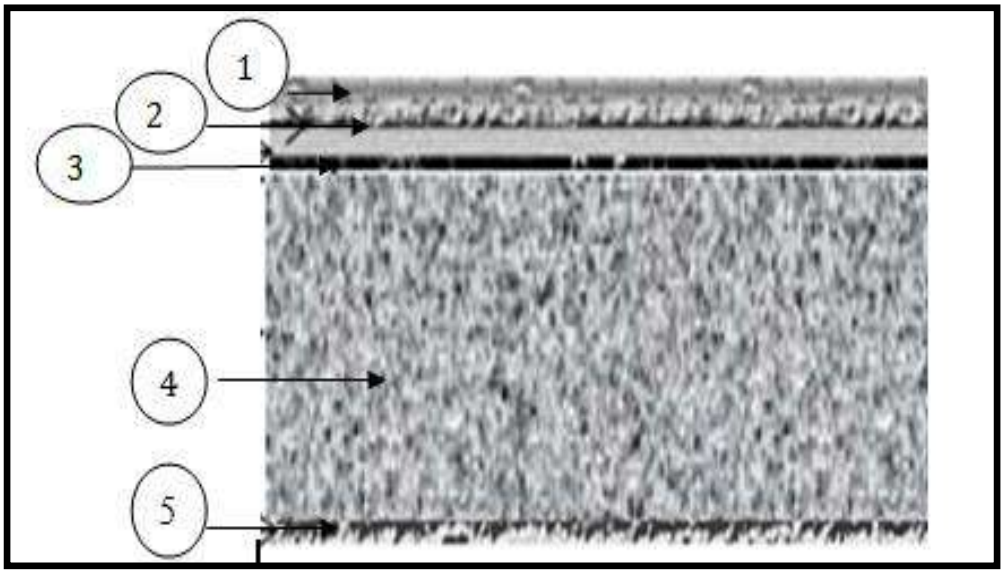


Figure II.6.. Composants d'un balcon de l'étage

II.3.4.b.Charges d'exploitations de balcons :

$Q = 3.5$ KN/m².

II.4.Pré dimensionnement des poutres:

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

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

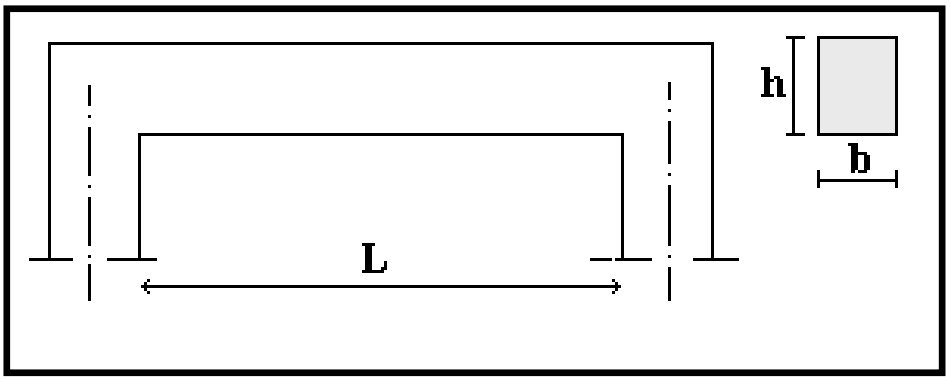


Figure II.7. Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

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

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont: **[1] ►► Art [7.5.1] ◄◄**

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5h+b1

Pré dimensionnement des poutres :

Tableau II.6.Pré dimensionnement des poutres

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}= 5.00 m⇒ 33 .33cm ≤ h ≤ 50.00cm on adopte : h = 40cm⇒12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 4.30m⇒ 28.66cm ≤ h ≤43.00cm on adopte : h = 35 cm ⇒10.5 cm ≤ b ≤ 24.5cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L≥1/16)	(h/L=0.0800)≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0744)≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30cm	h = 35cm ; b = 30 cm

Vérification de la flèche :[2] ► Art [B.6.5] ◄:

$$L = 5.30\,\text{m} > 5\,\text{m} \Rightarrow F = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.03\,\text{cm}$$

-Plancher terrasse :

- Poids propre de la poutre : G_p = 0.3 x 0.40x 25 = 3.00 KN/ml.
- Poids propre du plancher terrasse : Gplancher= 6.54 x (5.00 - 0.3) = 30.08 KN/ml.
- $Q_{plancher}$= 1.00 x (5) = 5 KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 38.08 KN/ml.

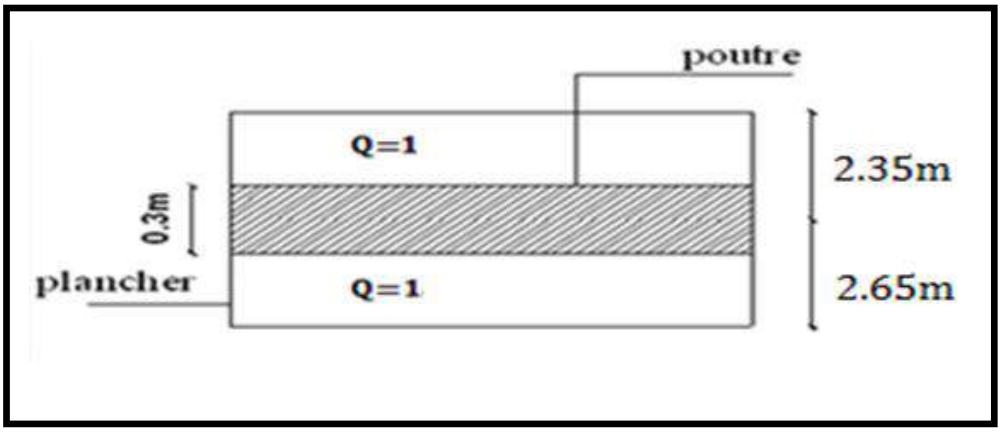


Figure II.8.Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse)

Plancher courant :

Poids propre de la poutre : Gp = 0.3 x 0.40x 25 = 3.00 KN/ml.

-Poids propre du plancher courant : Gplancher= 6 x (5 - 0.3) = 27.60 KN/ml.

-$Q_{plancher}$= 5.00x 5.00= 25.00 KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 55.60 KN/ml.

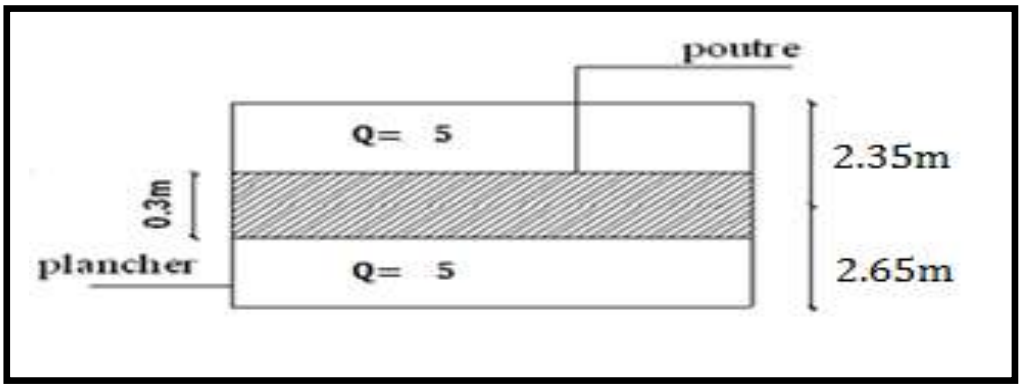


Figure II.9. Charges supportées par la poutre principale (plancher courant RDC)

Alors : on prend P_{max}=38.08 KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$\mathbf{F} = 5.P.L^4/384.E.I$; $I = b.h^3/12$

$\mathbf{F \leq F_{limite}}$

$F = 12x5x38.08 \times (5.30)^4 / (384x32164.2x\ 0.30x\ (0.40)^3) = 0.0167m$

$F = 1.03\ cm < F_{limite} = 1.67cm$ (C.V)

Conclusion :

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 40) cm

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le **[2] ►► [Art B.8.11] ◄◄** cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1.1Nu).

5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- ❖ choix du poteau le plus sollicité ;
- ❖ calcul de la surface reprise par le poteau ;
- ❖ détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- ❖ les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du**RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} Min(b_1,h_1) \geq 25\ cm & \text{zone IIa} \\ Min(b_1,h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

$$\text{On a : } N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec :

- ♦ $\overline{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- ♦ B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».
- ♦ γ_b= 1,50 et γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier

(Situation durable).

- f_{c28} et F_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ($A = \frac{B}{1000}$).
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\dfrac{50}{\lambda})^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(section carré)}$$

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

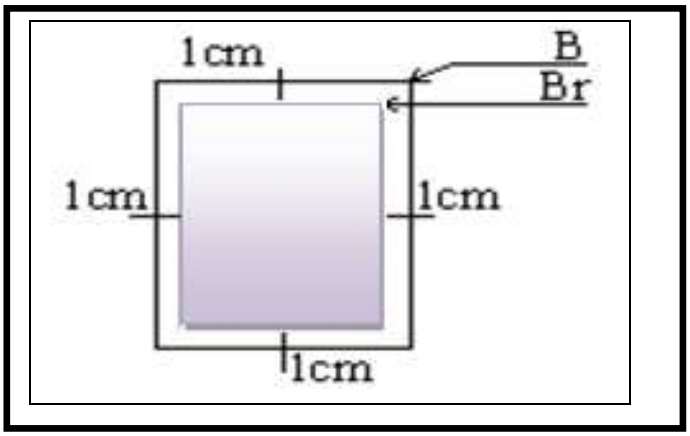


Figure II.10. Section réduite du poteau

5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf [2]:

Le règlement **CBA93** définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation
  - traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.

♦ $L_0 = 3.23$ m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants

♦ $L_0 = 3.74$m est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages RDC

♦ $L_0 = 3.74$m: est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation,

. Et l'entresol.

- sol on a : $L_f = 0.7\ L_0$

5.3.Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de (40x40) cm^2 pour le l'entre- sol et RDC.
- Une section de (35x35) cm^2 pour le 1^{er}, le $2^{ème}$et le $3^{ème}$étage.
- Une section de (30x30) cm^2 pour, $4^{ème}$, et $5^{ème}$ étage.

Tableau II.7.Calcul de $\bar{N}_u$

	dimension	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\bar{N}_u$ (kN)
le 5eme étage	30x30	78400	26.11	0.7648	90	1134.31
le 4eme étage	30x30	78400	26 .11	0.7648	90	1134.31
le 3eme étage	35x35	108900	22.37	0.7857	122.5	1617.97
le 2eme étage	35x35	108900	22 .37	0.7857	122.5	1617.97
le 1ier étage	35x35	108900	22.37	0.7857	122.5	1617.97
RDC	40x40	144400	22 .67	0.7842	160	2140.65
L'entre-sol	40x40	144400	22.67	0.7842	160	2140.65

5.4.le poteau le plus sollicité

- La surface de poteau le plus sollicité:

$$S= (2.65+2.35)*(1.70+2.05) S= 18.750 \quad m^2.$$

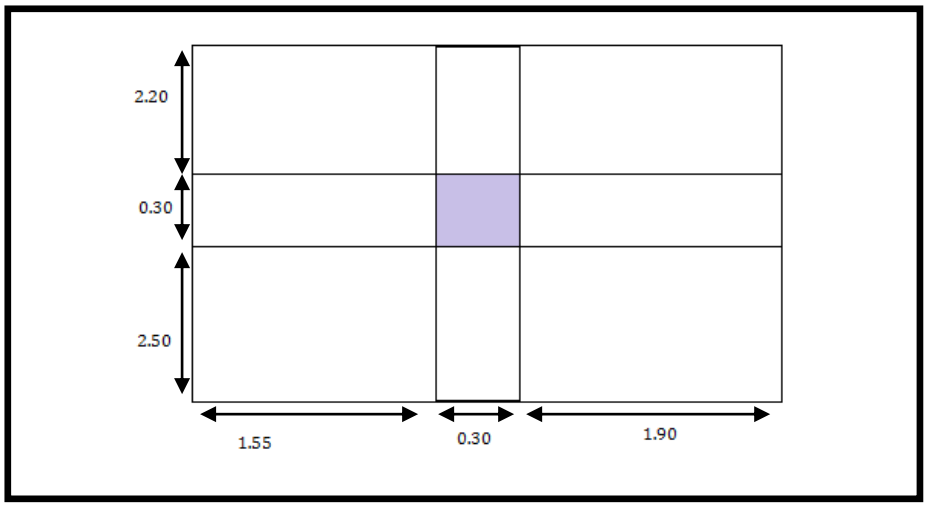


Figure II.11. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

On a :
La surface complète du plancher seulement : sp= ((1.70+2.05)-0.3) + ((2.65+2.35)-0.3)
Sp=16.21m²
Donc finalement : st=18.75m² ; sp=16.21m²

5.5. Descente des charges :[3]►► [Art 6.3] ◄◄

5.5. a. Charges d'exploitation:

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

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

Tableau II.8. Détermination des charges d'exploitations

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5eme étage	1	Q0	18.750		18.750
4emeétage	1.5	Q1	28.125	1	46.875
3eme étage	1.5	Q2	28.125	0.95	72.187
2eme étage	1.5	Q3	28.125	0.9	94.687
1ieretage	1.5	Q4	28.125	0.85	114.375
RDC	5	Q5	93.750	0.8	183.750
entre- sol	2.5	Q6	46.875	0.75	208.593

5.5. b.Charges permanentes et Nu :

Tableau II.9.Vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$)

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1Nu \leq \overline{N}_u$
5eme étage	Poutre P	14.100	136.436	136.436	18.750	212.313	233.544	1134.31	Oui
	Poutre S	9.056							
	Poteau	7.267							
	Plancher	106.013							
4eme étage	Poutre P	14.100	127.683	264.119	46.875	426.873	469.560	1134.31	Oui
	Poutre S	9.056							
	Poteau	7.267							
	Plancher	97.260							
3eme étage	Poutre P	13.950	130.028	394.147	72.187	640.378	704.416	1617.97	Oui
	Poutre S	8.925							
	Poteau	9.891							
	Plancher	97.260							
2eme étage	Poutre P	13.950	130.028	524.175	94.687	849.666	934.633	1617.97	Oui
	Poutre S	8.925							
	Poteau	9.891							
	Plancher	97.260							
1 ier étage	Poutre P	13.950	130.028	654.203	114.375	1054.73	1160.21	1617.97	Oui
	Poutre S	8.925							
	Poteau	9.891							
	Plancher	97.260							
le RDC	Poutre P	13.800	134.813	789.016	183.750	1340.79	1476.876	2140.65	Oui
	Poutre S	8.793							
	Poteau	14.960							
	Plancher	97.260							
Entre- sol	Poutre P	13.800	134.813	932.829	208.593	1572.20	1729.429	2140.65	Oui
	Poutre S	8.793							
	Poteau	14.960							
	Plancher	97.260							

5.6. Vérification selon le RPA99version 2003►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

D'après le RPA99version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.10.vérifications de coffrage des poteaux

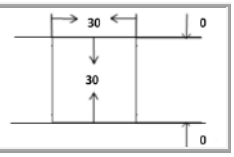
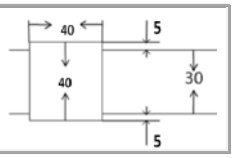
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b1, h1) ≥ 25cm	Min (b1, h1) = 30cm ≥ 25 cm		C.V
Min (b1, h1) ≥ he /20	Etages courants	Min (b1, h1) =30cm≥ (he/20) = (3.23-0.40)/20=13.30 cm	C.V
	s sol ; RDC	Min (b1, h1) =30cm≥ (he/20) = (3.74-0.40)/20=16.70 cm	
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25 ≤ (b1/h1)=1 ≤ 4		C.V

5.7.Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.11.Vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	30	40	40	Oui	5	20.0	Oui

II.6.Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

Le **RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄**, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

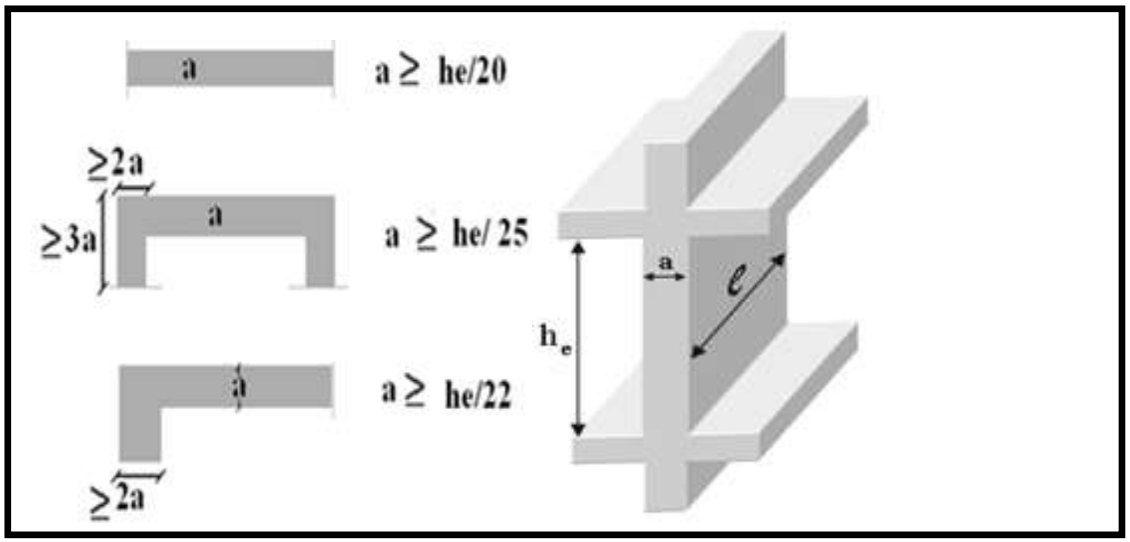


Figure II.12.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22)

Donc : $a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{22}\right\}$

Tableau II.12.Pré dimensionnement des voiles

niveau	h_e (cm)	a (cm)
5	288	17
4	2.88	17
3	288	17
2	288	17
1	288	17
RDC	339	17
entre-sol	339	17

Remarque :

- ✓ l'entre- sol et RDC ayant une épaisseur de voile de 17 cm
- ✓ les étages courants ayant une épaisseur de voile de 17 cm

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III .1- L'ACROTÈRE:

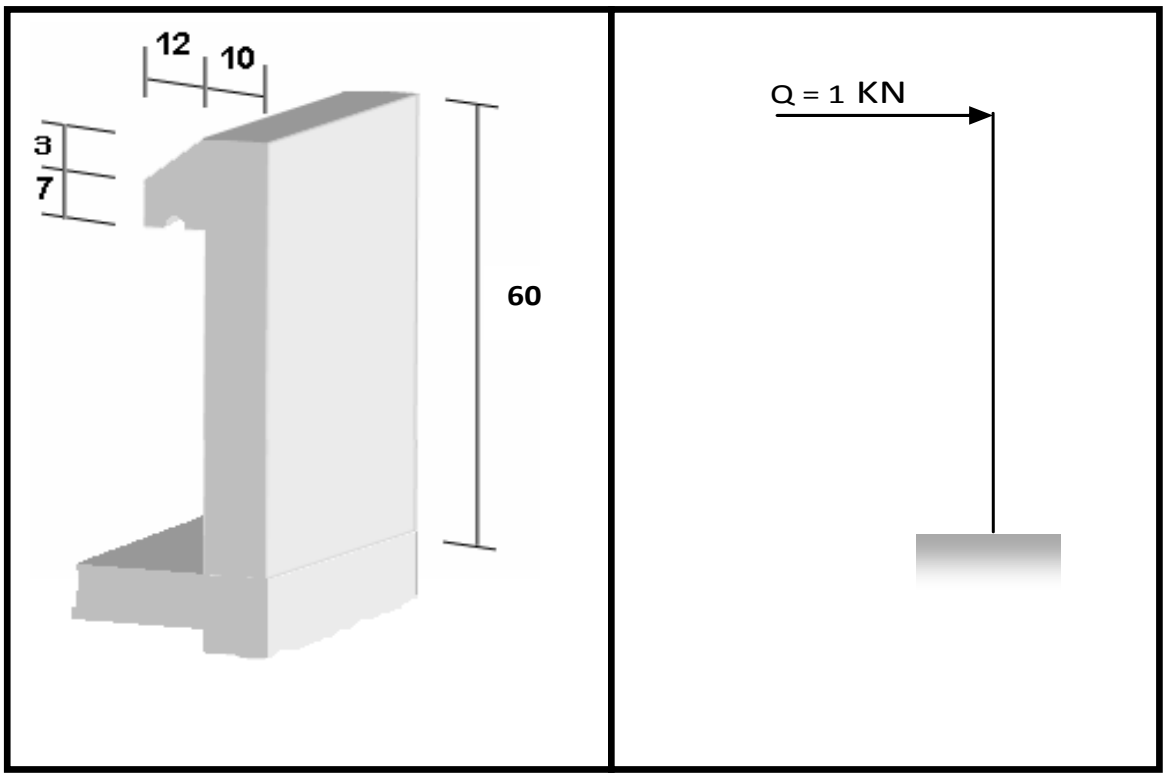
L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.
Le calcul se fait par une bande de 1m.

III- 1-1- Charges et surcharges:

- Poids propre : 0,1 x 0,6 x 25 = 1,50 kN/ml.
- Revêtement : 2(0,015x0, 6x18) = 0,324 kN/ml.

G = 1,824 kN/ml

- Main courante **: Q = 1kN/m**



a/ Schéma de l'acrotère **b/** Schéma statique de l'acrotère

Figure. III.1. L'acrotère

III- 1-2- Calcul des efforts:

- A l'E.L.U:

- Effort normal : $Nu = 1,35 \times 1,824 = 2,46$ kN.
- Moment d'encastrement : $Mu = 1,5xQxh = 0,90$kN.m
- Effort tranchant : $Tu = 1,5xQ = 1,5$ kN.

- A l'E.L.S:

- Effort normal : $Ns = G = 1,82$ kN.
- Moment d'encastrement $Ms = Q \times h = 0,60$ kN.m

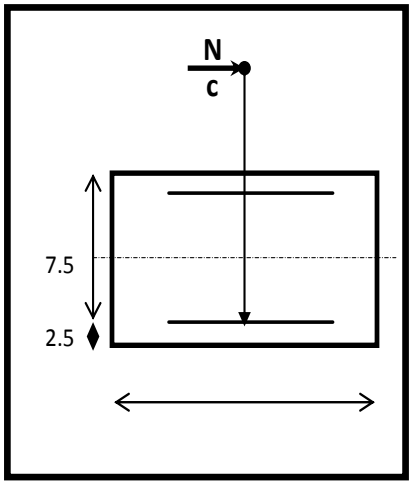


Figure. .III.2.Section de B.A à l'ELU

III. 1.3. Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

A l'E.L.U: Données: $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa

Fe = 400 MPa, $\sigma_b = 14,2$ MPa , $\sigma_s = 348$MPa .

b = 100 cm, h = 10cm, d= 7,5cm et c = c' = 25 cm

Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,46} \Rightarrow, e_0 = 36,60\text{cm}$$

Où l'en robage est: $c = c_1 = 2,5$ cm

On a $e_0 = 36.60$ cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors ", on a une section partiellement comprimée.

Calcul du moment de flexion :

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

$\mathbf{e} = e_0 + (h/2\text{-}c) \Rightarrow \mathbf{e} = 0,391$ m.

$M_1 = N \times \mathbf{e} \Rightarrow M_1 = 0,962$kN.m

Calcul des armatures verticales:

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A_1 = 0.$$

Donc : ß = 0,994

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_1 = 0{,}371 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.30 \text{ cm}^2$

Et $A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$.

Donc: $\begin{cases} A = 0.30 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

Condition de non fragilité: [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.30 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00 \text{ cm}^2$

On adoptera : $A_1 = 5$ HA 8 $= 2.31 \text{ cm}^2$.

Armatures de répartition:

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$

Donc, on prendra : $A_r = 4$ HA 6 $= 1.13 \text{ cm}^2$

Espacement: [1]

$$S_t = 20 \text{ cm} \le S_{min} = \min[3h = 36 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

$$S_{tr} = 15 \text{ cm} \le S_{min\,r} = \min[4h = 48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}.$$

III. 1.4. Vérification à l'E.L.S:

Données: $N_{ser} = 1.82$ kN ; $M_{ser} = 0.6$ kN.m.

Calcul de l'excentricité:

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.82} = 32.97 cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 32.97\,cm$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ **$B_o = 1034{,}65\ cm^2$.**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] \Rightarrow$ **$\upsilon_1 = 5{,}084$ cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **$\upsilon_2 = 4{,}916$ cm.**

$I = \frac{b}{3}\,(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **$I = 8542.60\ cm^2$.**

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} =$ **1,680 cm.** Donc :

$e_0 =$ **32,89 cm.** $\geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} =$ **1,680 cm** $\Rightarrow$ Alors, on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$.....**"*"** Tels que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **$p = -2259.98\ cm^2$**

et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 \Rightarrow$ **$q = 40784.74\ cm^2$.**

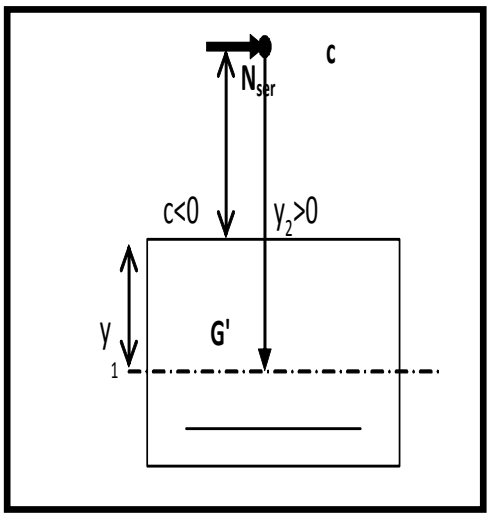


Figure.III.3.Section de B.A à l'ELS

Où: **c**: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **$c = h/2 - e = -27.89\ cm < 0$**".

D'où l'équation "*" devient : **$y_2^3 + (-2259.98)\,y_2 + 40784.74 = 0$**

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y_2' = 30.04$ cm

$y_2'' = 24.70$ cm rejetée comme valeur($y_2+c< 0$)

$y_2''' = -54.30$ cm rejetée comme valeur(< 0)

D'où alors : $\mathbf{0<y_1}=30.04 + (-27.89) = \mathbf{2.15\ cm}<\mathbf{h} = 10$ cm

Donc on prend :$\mathbf{y_2 = 30,04\ cm.}$

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s\,(y_1 - c') - A_s\,(d - y_1)]$.$\Rightarrow \mathbf{S_{xx}=45.75\ cm^3}$

D'où alors : $k = 1820/45750$ $\Rightarrow \mathbf{k=39.78 \times 10^{-3} N/mm^3}$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (39.78 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \mathbf{\sigma_b = 0.85\ MPa}$

Et : $\sigma_s = 15\,k\,(d-y_1) = 15 \times 39.78 \times 10^{-3}(75 - 21.5) \Rightarrow \mathbf{\sigma_s = 31.92\ MPa}$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.85$ Map$\leq \overline{\sigma}_b = 0,6\,f_{c28} = 15$ Map**(cv).**

σ_s=31.92MPa$\leq \overline{\sigma}_s = \mathrm{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\,\mathrm{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\mathrm{MPa}\right] = 201.633\,\mathrm{MPa}$ **(cv)**

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III. 1.5. Vérification de l'effort tranchant: [1]

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

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: **[1]**

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}$ telles que:.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,MPa$$

Et : $\overline{\tau} = \min [0{,}15\ \frac{fc28}{\gamma b}\ ; 4\ Mpa] = 2{,}5\ Mpa$ (la fissuration est préjudiciable)

D'où alors : $\tau_u = 0.02\,MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 1.6. Vérification de l'acrotère au séisme: [2]

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme:

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

$F_p = 4AC_pW_p$ **[1]►►Art [6.2.3] ◄◄**

A: coefficient d'accélération;

A = 0,15[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage2, zone II_a)]

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0,8[1]►► Tab [6.1] ◄◄:

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1,880 kN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0{,}15 \times 0{,}8 \times 1{,}880 \Rightarrow F_p = 0{,}902\ kN < 1{,}5Q = 1{,}5kN$ (C.V)

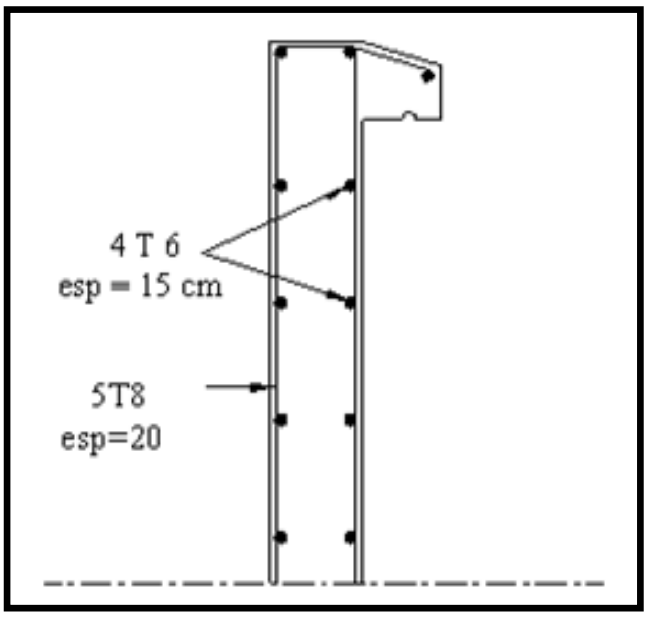


Figure. III.4: Ferraillage de l'acrotère

III.2. Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.2.1.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

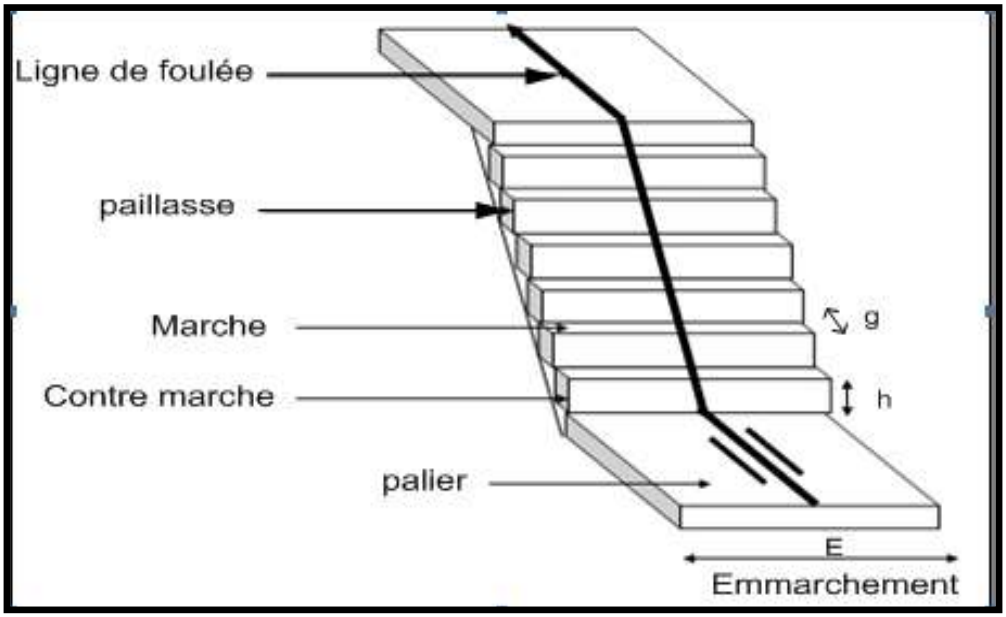


Figure .III.5. Représentation d'un escalier

III.2.2. Dimensionnement:

Le type d'escalier est droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

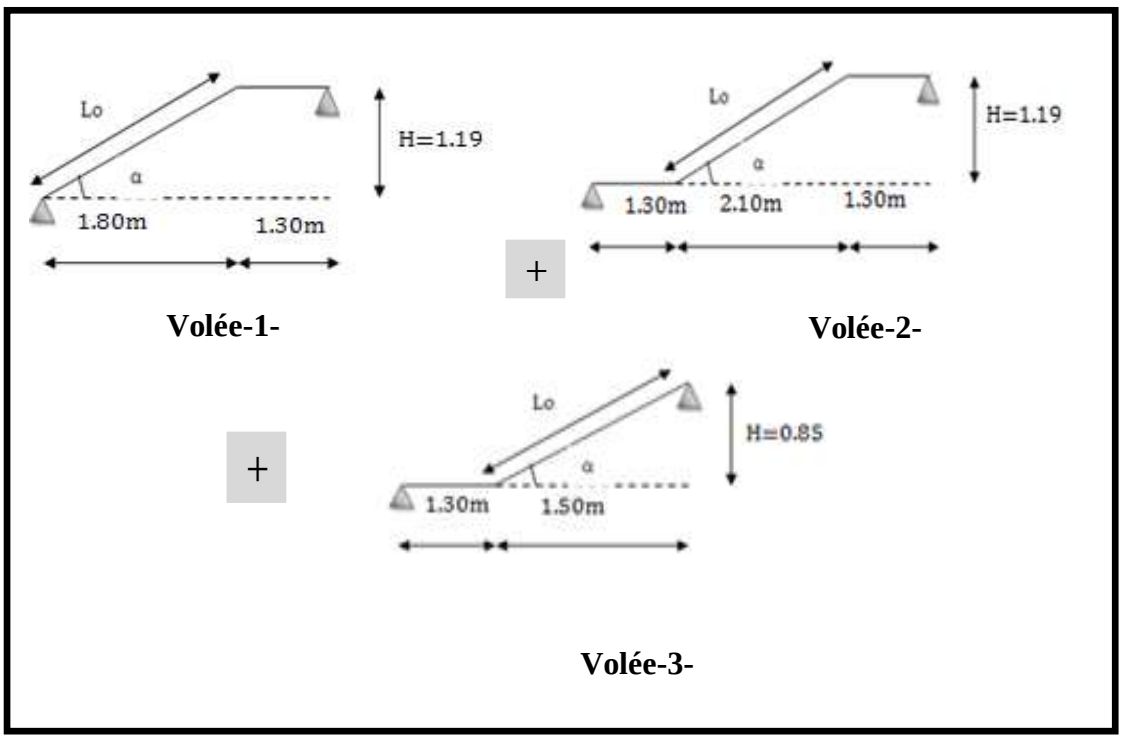


Figure .III.6. Dimensions de l'escalier

Pour des raisons d'économie on va étudier seulement le 1ier et le 2ème volée car le 1ier et le 3ème volée sont les mêmes.

Après on prend le moment maximum entre 1ier et le 2èmevolée pour ferrailler.

❖ **Volée -1-**

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 33.46^0$$

- **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{\text{Sin}\alpha} \Rightarrow L_0 = 2.15\text{m}$$

✓ **Détermination de n, g, h :**

On utilisant la **formule de Blondel [4] ►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$59\text{cm} \le g + 2h \le 66\text{cm}$,

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

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \le 66 \\ \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \ge 59 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -66n^2 + (66 + 2 \cdot H + L)n - 2 \cdot H \le 0 \\ -59n^2 + (59 + 2 \cdot H + L)n - 2 \cdot H \ge 0 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1.36m , L= 2.00m)

Donc

$$\begin{cases} -66n^2 + 538n - 272 \le 0 \\ -59n^2 + 531n - 272 \ge 0 \end{cases}$$

$6.80 < n < 7.55$

Donc on prend : n=7

Nombre de marches $n - 1 = 6$

Nombre de contremarches $n = 7$

Hauteur de la contremarche $h = 17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1}$ $g \Longrightarrow 30cm$

On prend g=30 cm

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 8.851 \le e \le 10.33cm$

On prendra: $e = 18\text{cm}$

❖ **Volée -2-**

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 30.75^0$

- **Longueur de la paillasse :**

$L_0 = \frac{H}{\text{Sin}\alpha} \Rightarrow L_0 = 2.32\text{m}$

✓ **Détermination de n, g, h :**

Et puisque (H= 0.51m , L= 0.60m)

Donc

$$\begin{cases} -66n^2 + 228n - 102 \le 0 \\ -59n^2 + 221n - 102 \ge 0 \end{cases}$$

7.29<n<8.09

Donc on prend : n=8

Nombre de marches $n - 1 = 7$

Nombre de contremarches $n = 8$

Hauteur de la contremarche $h = 17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \Longrightarrow g = 30cm$

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 13.42 \le e \le 15.33cm$, On prendra: $e = 18\text{cm}$

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.2.3.a. Charges permanents:

Tableau III.1. Charge permanente de la paillasse de l'escalier– Volée 1

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	0.18/cosα	25	5.39
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				9.225

Tableau III.2. Charge permanente de la paillasse de l'escalier –Volée 2

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (km/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	0.18/cosα	25	5.23
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				9.095

La charge permanente du palier de repos de l'escalier est la même :

Tableau III.3. Charge permanente du palier de repos de l'escalier

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.24

III.2.3.b. Surcharge d'exploitation:

- **Le palier:** $Q = 2.5kN/m^2$
- **La paillasse:** $Q = 2.5kN/m^2$

III.3. Détermination des sollicitations:

- **E.L.U:** $P_u = 1.35G + 1.5Q$
- **E.L.S :** $P_{Ser} = G + Q$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III.4.Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier -Volée1-

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	6.24	2.5	12.17	8.74
Paillasse	9.225	2.5	16.20	11.725

Tableau III. 5. Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier -Volée2-

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	6.24	2.5	12.17	8.74
Paillasse	9.095	2.5	16.02	9.645

III.4.Détermination des efforts:

Volée -1- :

- **A l'E.L.U:**

$\sum F = 0$

$R_a + R_b = (16.20 \times 1.8) + (12.17 \times 1.30) = 44.98kN$

$R_a + R_b = 44.98kN$

$\sum M/B = 0$

R_a. 3,1- 16.20. 1.80.2.2 + 12.17. 1,30. 0,65= 0

$R_a = 24.01kN$ et $R_b = 20.97kN$

$(0 \leq x \leq 1.80)$

Moment fléchissant : $M(x) = 24.01x - 16.20x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = -16.20x + 24.01$

$M(0) = 0$ kN.m ; $T(0) = 24.01kN$

$M(1.80) = 16.97kN.m$; $T(1.80) = -5.15kN$

$T(x)=0$; $x=1.48$; $M_{max} = 17.19$;

M_{umax} (en travée) = 15.12KN.m

M_{umax} (en appui) = 8.89KN.m

$(0 \leq x \leq 1.30)$

Moment fléchissant : $M(x) = 20.97 x - 12.17x^2/2$

Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -12.17x + 20.97$

$M(0) = 0kN.m$; $T(0) = 20.97kN.m$

$M(1.3) = 16.97kN.m$; $T(1.3) = 5.15kN.m$

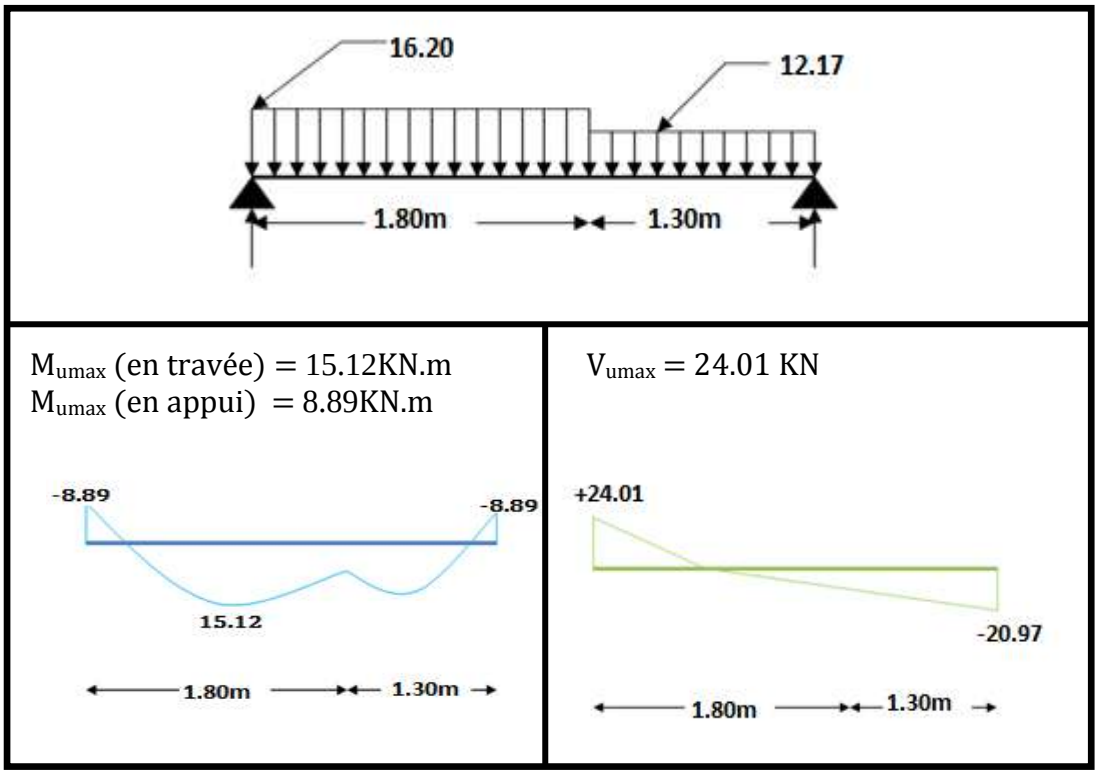


Figure .III.7. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

- **A l'E.L.S :**

$\sum F = 0$

$R_a + R_b = (11.725 \times 1.80) + (8.74 \times 1.30) = 32.46kN$

$R_a + R_b = 32.46kN$

$\sum M/B = 0$

$R_a . 3,1 - 11.725.1.80.2.20 + 8.74.1,30.0,65 = 0$

$R_a = 17.36kN$ et $R_b = 15.10kN$

$(0 \leq x \leq 1.80)$

Moment fléchissant : $M(x) = 17.36x - 11.725x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = -11.725x + 17.36$

$M(0) = 0$ kN.m ; $T(0) = 17.36kN$

$M(1.8) = 12.25$kN.m ; $T(1.80) = -3.74$Kn

$T(x)=0$; $x=1.48$; $M_{max} = 12.85$;

M_{umax} (en travée) = 10.92KN.m

M_{umax} (en appui) = 6.42KN.m

$(0 \leq x \leq 1.30)$

Moment fléchissant : $M(x) = 15.1x - 8.74x^2/2$

Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = -8.74x + 15.10$

$M(0) = 0$kN.m; $T(0) = 15.10kN$

$M(1.30) = 12.25$kN.m; $T(1.3) = 3.74kN$

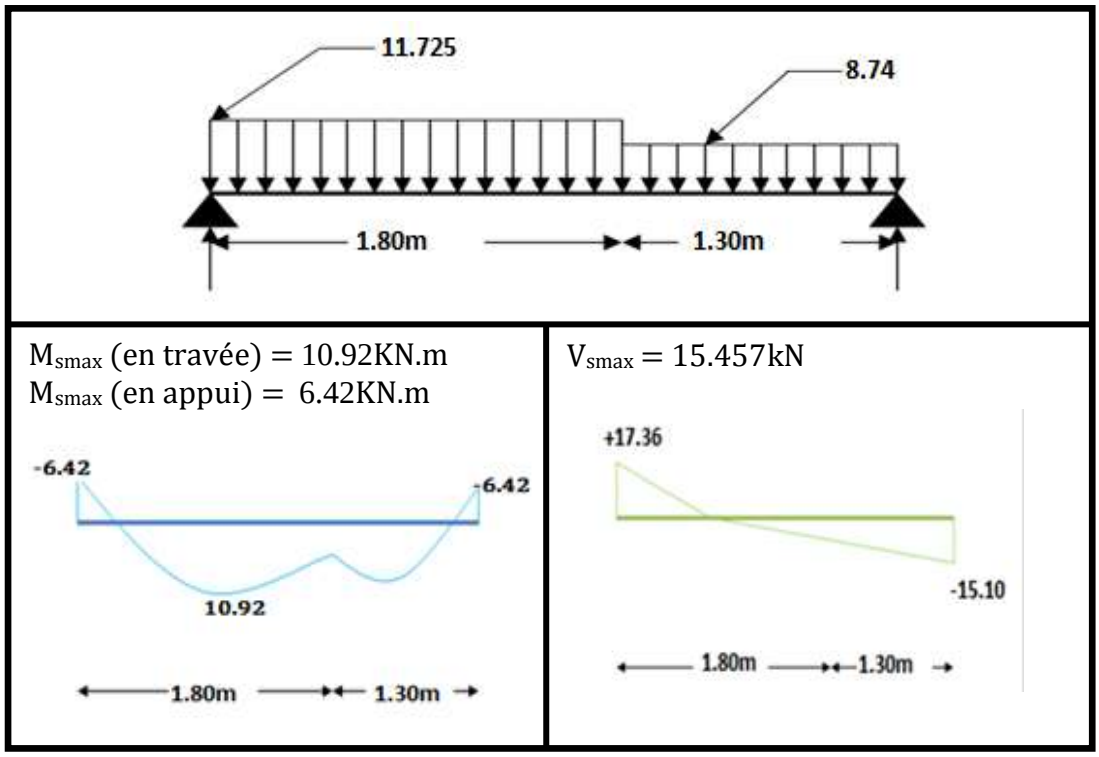


Figure .III.8. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

Volée -2-

- **A l'E.L.U:**

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (12.17x 1.30) + (16.02x 2.1) + (12.17 x 1.30)

R_a+R_b= 65.28KN

$\sum M/A = 0$

R_b. 4.70-(12.17)(1,30) (0.65) – (16.02)(2.1)(1.3+2.1/2)-(12.17)(1.3)(0.65+3.4)= 0

R_a = 32.64kN et R_b = 32.64kN

(0 ≤ x ≤ 1.30)

Moment fléchissant : $M(x) = 32.64x – 12.17x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = 32.64-12.17x

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 32.64kN

M (1.30) =32.14kN.m ; T (1.30) =16.81kN

(1.30 ≤ x ≤ 3.40)

Moment fléchissant : $M(x) = 32.64x-12.17(1.3)(x-1.3/2)-16..02(x-1.3)^2/2$

Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x)=32.64-12.17\ (1.3)-16.02(x-1.3)$

M (1.30) = 32.14kN.m; T (1.30) = 16.81kN

M (3.40) =31.09kN.m; T (3.40) =-16.82kN

T(x)=0 ; x=2.35; M_{max} =40.45KN.m ;

M_{umax} (en travée) = 34.38 KN.m ; M_{umax} (en appui) =22.20 KN.m

$(0 \leq x \leq 1.30)$

Moment fléchissant : $M(x) = 32.24x - 12.17x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = 32.64-12.17 x

M (0) = 0 kN.m ; T (0) = -32.14kN

M (1.30) = 32.14kN.m ; T (1.30) =-16.81KN

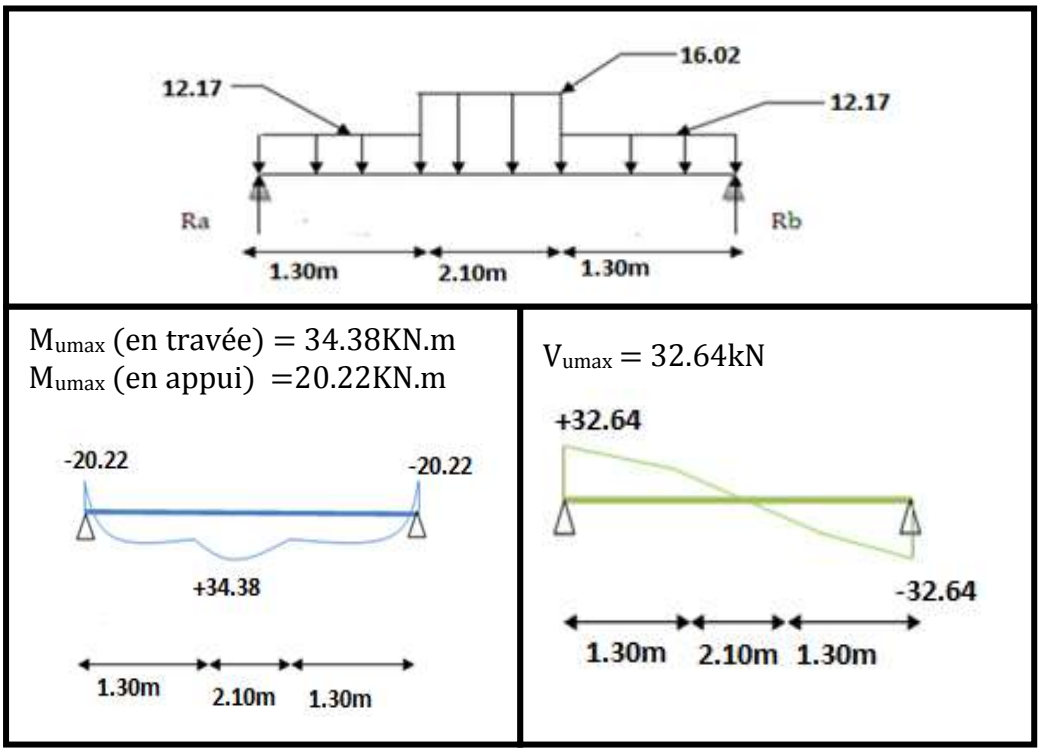


Figure .III.9. Figure Schéma statique des efforts du l'escalier l'E.L.U

- **A l'E.L.S :**

$\sum F = 0$

$R_a+R_b= (8.740 \times 1.30) + (11.59\times 2.1) + (8.740\times 1.3)$

$R_a+R_b= 47.06KN$

$\sum M/A = 0$

$R_b. 4.70-(8.740)(1,30) (0.65) – (11.59)(2.1)(1.3+2.1/2)-(8.740)(1.3)(0.65+3.4)= 0$

$R_a = 23.53kN$ et $R_b = 23.53kN$

$(0 \leq x \leq 1.30)$

Moment fléchissant : $M(x) = 23.53x – 8.74x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = 23.53-8.74 x$

$M (0) = 0$ kN.m ; $T (0) = 23.53kN$

$M (1.30) = 23.20kN.m$; $T (1.30) =12.16kN$

$(1.30 \leq x \leq 3.40)$

Moment fléchissant **:** $M(x) = 23.53x-8.740(1.3)(x-1.3/2)-11.59(x-1.3)^2/2$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 23.53-8.740(1.3)-11.59(x-1.3)$

$M (1.30) = 23.20kN.m$; $T (1.30) = 12.17kN$

$M (3.40) =34.92kN.m$; $T (3.40) =-12.17kN$

$T(x)=0$; $x=2.35$; $M_{max} =29.06$;

M_{umax} (en travée) = 24.70 KN.m ; M_{umax} (en appui) =14.53 KN.

$(0 \leq x \leq 1.30)$

Moment fléchissant : $M(x) = 23.53x – 8.74x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = 23.53-8.74 x$

$M (0) = 0$ KN.m ; $T (0) =-23.53kN$

$M (1.30) = 19.32kN.m$; $T (1.30) =-12.17KN.m$

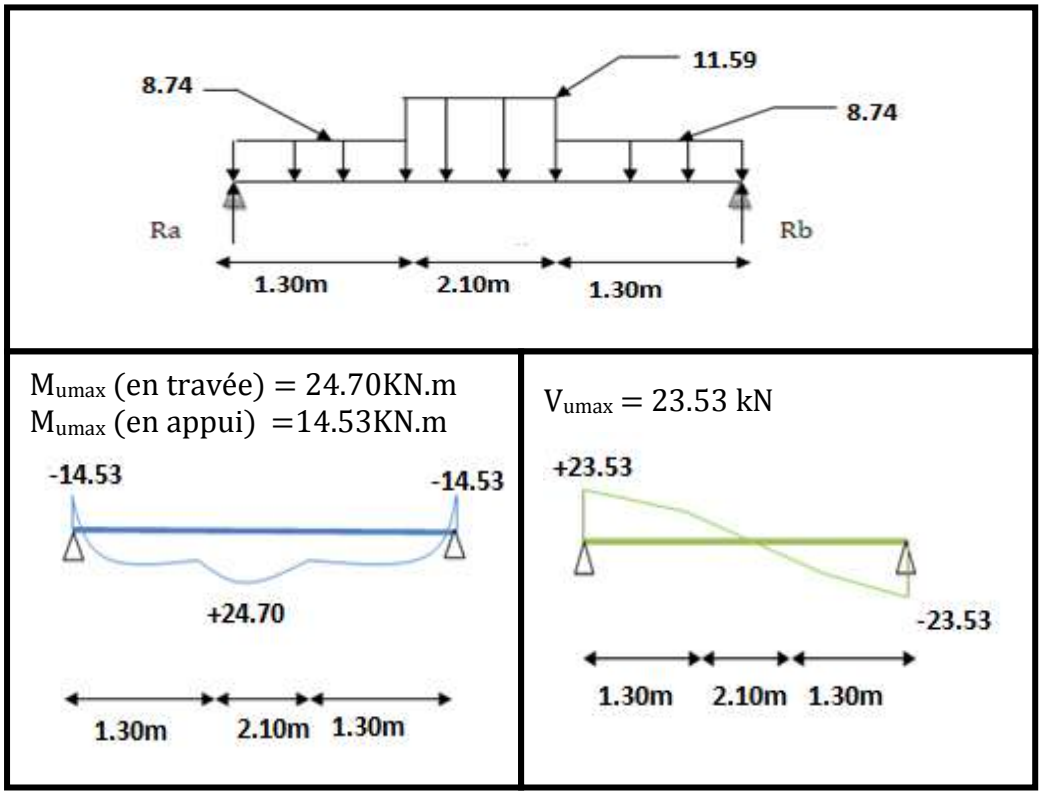


Figure .III.10. Schéma statique des efforts du l'escalier A l'E.L.S

On remarque que les moments de 2ème volée sont plus grands que les moments de la 1er et volée, alors on adopte les moments du2ème volée pour ferrailler.

III.5.Ferraillage des escaliers:

Tableau III.6. Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 18 cm	d=15.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.7. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	B	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	34.85	0.100	0.947	6.73	0	6HA14= 9.23
En appuis	20.22	0.059	0.969	3.86	0	4HA12= 4.52

III.5.A. Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 9.23\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 10}{1000} = 1.00\,cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 10}{1000} = 1.00\,cm^2$ (C.V)

III.5.B. Les armatures de répartition :

Tableau III.8. Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30$	3Ø 10= 2.35 cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	3 Ø 8 = 1.50 cm^2

III.5.C. Vérification de l'espacement:

Tableau III.9. Vérification de l'espacement des armatures

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm≤min[3h=54cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=30cm;33cm]=30cm
En appuis	St=20cm≤min[4h=72cm;45cm]=40cm	St=25cm≤min[4h=40cm;45cm]=40cm

III.5.D. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$

Tableau III.10. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	9.23	4.52
M_{ser} (kN.m)	24.70	14.53
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 5.31$	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3.95$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 19366.81$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 11098.99$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 6.77$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.17$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

III.5.E. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{32.64\times10^3}{1000\times155} = 0.210\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.210\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa\,(C.V)$$

III.6.F. Vérification de la flèche [2] :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{10}{340} = 0.038 \geq 0.042 \qquad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{100\times15.5} = 0.0061 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C.N.V)$$

✓ Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.11. Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ%	σs (MPa)	M	y (cm)	I_0 (cm^4)
9.23	24.89	0.93	115.86	0,451	10.89	59978.17
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
$3.37.10^4$	$4.77.10^4$	5.06	10.74	5.76	9.4	Oui

III.6. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.6.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =4.70m

L/15 ≤ h ≤ L/10 ; 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

L = 4.7 m => 31.33 ≤ h ≤ 47 => h = 45 cm

L = 4.7 m => 13.5 ≤ b ≤ 31.5 => b = 30 cm

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:**

b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

h =45cm ≥ 30cm. (C.V)

h/b = 1.5< 4 (C.V)

III.6.2. Charges revenants à la poutre:

R_u = 29.13kN; Rser = 20.93kN

Poids propre de la poutre: 0,45 x 0,30 x 25 = 3.375kN/ml.

Poids de la double cloison : 1,64 x 2,52 = 4.13kN/ml

G_T =7.50kN

Donc: P_u = 1.35 x G_T + R = 1,35x 7.50+ 29.13 = 39.26kN/ml

P_{ser}= G + R= 7.50+20.93 = 28.437kN/ml.

III.6.3. Calcul des efforts:

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul les réactions (R_A,R_B) avec la méthode de RDM.

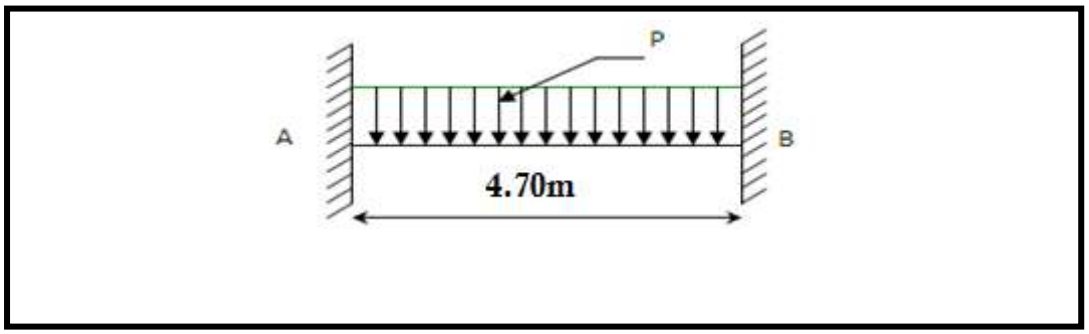


Figure.III.11. Schéma statique de la poutre

- $R_A = R_B = PL/2$

M_{max} (Appuis) = $M_A = M_B = PL^2/12$

M_{max} (Travée) = $PL^2/24$

A .L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 92.26kN$

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 92.26kN$

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) =36.13KN.m et M_{max} (Appuis) =72.27kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 66.82kN$

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 66.82kN$

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 26.17kN.m et M_{max} (Appuis) = 52.34kN.m

III.6.4. Ferraillage de la poutre palière:

- **Armatures longitudinales:**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

b=30cm, h=45cm, d=42.5cm, c=2.5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III.12. Ferraillage de la poutre

	M(kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min}(cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	36.13	0.046	0.976	2.50	0.9	**3HA12**	3.39
En appuis	72.27	0.093	0.951	5.13	0.9	**5HA12**	5.65

III.6.5. Vérifications:

a) **à L'ELS :**

Tableau III.13. Vérification à l'ELS de la poutre palière

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm³)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	26.17	3.39	72830.64	0.030	11.19	4.22	C.V
appuis	52.13	5.65	87011.62	0.060	12.29	7.39	C.V

b) **RPA99Version2003►►Art [7.5.2.1] ◄◄**

$A_{min} = 0{,}5\%\ bh$

$A_{max} = 4\%\ bh$ zone courante

$A_{max} = 6\%\ bh$ zone de recouvrement

Tableau III.14. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre

	A(cm^2)	A min=6.75cm²	A max=54cm²	Correction
Travée	3.39	C.N.V	C.V	**4HA12=**4.52cm²
appuis	5.65	C.N.V	C.V	**4HA14=**6.15cm²

c. **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{23.13.10^3}{300.425} = 0{,}228\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$\tau_u = 0{,}228\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ (C.V)

c.1 .Vérification des armatures longitudinales :

$A_l \geq (\gamma_s . Vu/f_e) \Rightarrow 4.52\ cm^2 \geq 2.65 cm^2$ (C.V)

C.2. Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$$

$$a = Min\left[b - c - 2 ; 0.9d\right] = 25\,cm$$

$V_u = 29.13kN < 500kN$ (C.V)

d. <u>Armatures transversales</u>:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 12.85\ ; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 14\right] = 12.85mm$$

$$\varphi_t = 8\,mm,\ a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5024cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$ ($n_t = 4$).

$A_t = 2{,}009\ cm^2$, $At = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0{,}9d ; 40cm] = 38.25\,cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9A_t .(f_e / \gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1.15)}{30(0{,}228 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq -30.65\ cm$$

$S_t = S_t = 20$ cm

d.1.<u>Section minimale d'armatures transversales</u>:

$$A_t = 2{,}01cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 250}{235} = 1{,}24cm^2$$ (C.V)

d.2.<u>Vérification vis-à-vis RPA99Version2003</u>►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$S_t \leq [h/4;\ 12Ø_l]$

$S_t \leq$ Min [11.25; 9.6] $= 9.6cm$ en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 22.5cm$ en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- $S_t = 10cm$ (zone nodale)

- $S_t = 20cm$ (zone courante)

$A_{t\,min} = 0{,}003.\ S_t.b \leq A_t$

$0,\ 003.20.30 = 1.8\ cm^2 < 2.01\ cm^2$ (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{470} = 0{,}0957 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}0957 \geq \frac{M_t}{M_0} = 0.033 \,\text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4{,}52}{30 \times 42.5} = 0.00354 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{(C.V)}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.7.Plancher corps creux :

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.7.1. La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a2 \leq 33$ cm

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_\perp \geq \quad 200/fe\ (MPa) & \text{si } L \leq 50\ cm \\ A_\perp \geq 0.02.L.\dfrac{200}{f_e} = \dfrac{4.L}{f_e} & \text{si } 50 \leq L \leq 80\ cm \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 m dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.
- $A_\perp$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50\text{cm} \leq (L=65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} = 0.5\ \text{cm}^2/\text{ml}$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98\,\text{cm}^2$, esp = 20 cm.

$A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78\,\text{cm}^2$, esp = 25 cm

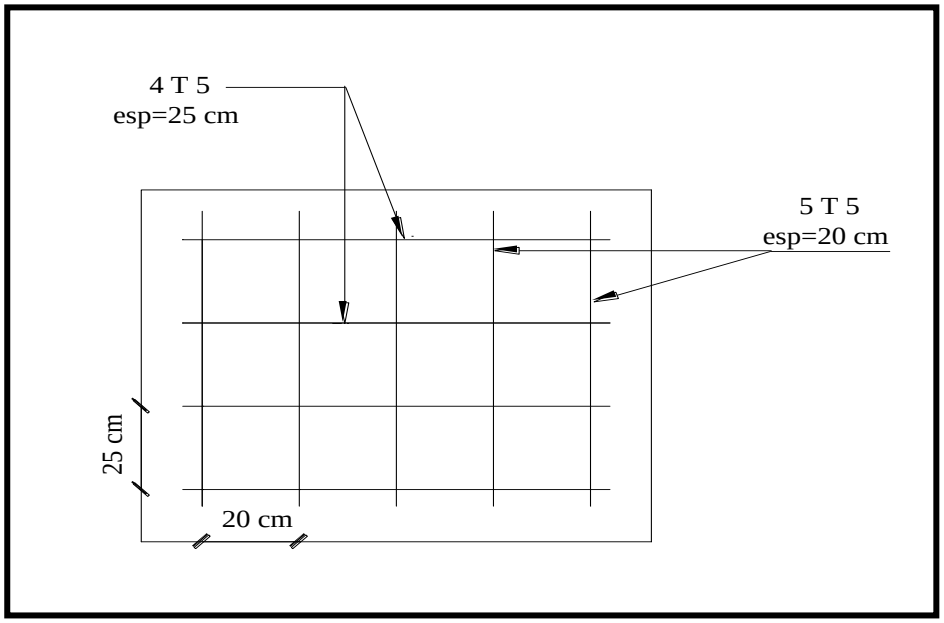


Figure III.12. Disposition des armatures de la table de compression

III.7.2.Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sous les sollicitations permanente et exploitation (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, et le calcul se fait en deux étapes :

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

a. Avant coulage :

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

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).

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

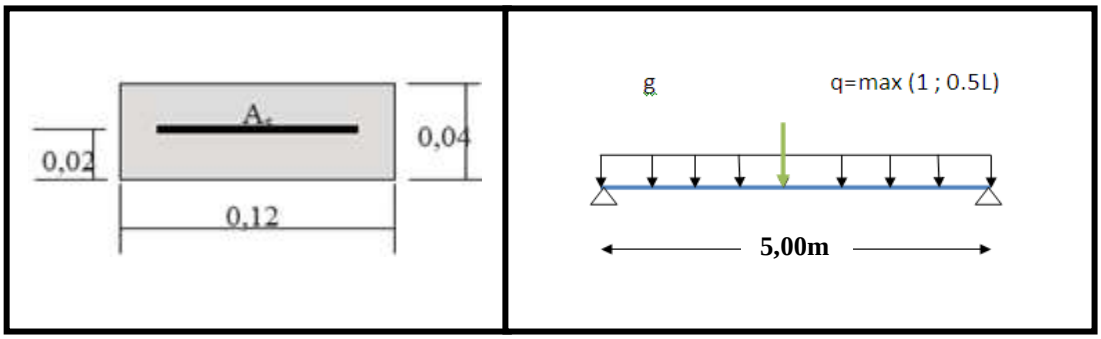


Figure III.13. Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm^2 :

Tableau III.15. les charges de la poutrelle avant

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
5.00	2.50	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.16. Calcul des moments

M_G (kN.m)	M_Q (kN.m)	M_U (kN.m)
$\frac{GL^2}{8} = 2.406$	$\frac{QL}{4} = 3.125$	1.35MG+1.5MQ=7.933

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{7.933 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 2^2} = 1.16 > \mu L = 0.372$$

Conclusion :

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression

- **Calcul des étaiements:**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "**μ**" pour la comparer avec "μ_l", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

- Pour un seul étai au milieu :

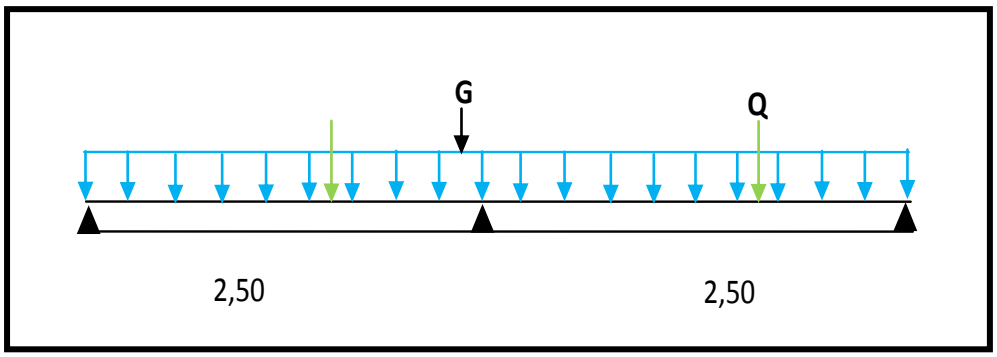


Figure III.14. Travée avec un seul étai au milieu

$G = 0.77\ (kN/ml)$

$Q = Max\ [1\ kN\ ;\ 1.25kN] = 1.25(kN)$

$M_G = 0.601(kN.m)$

$M_Q = 0.781\,(kN.m)$

$M_u = 1.982\ (kN.m)$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{1.982 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 2^2} = 0.290 > \mu L = 0.372\ (C.V)$$

On ajoute un autre étaiement.

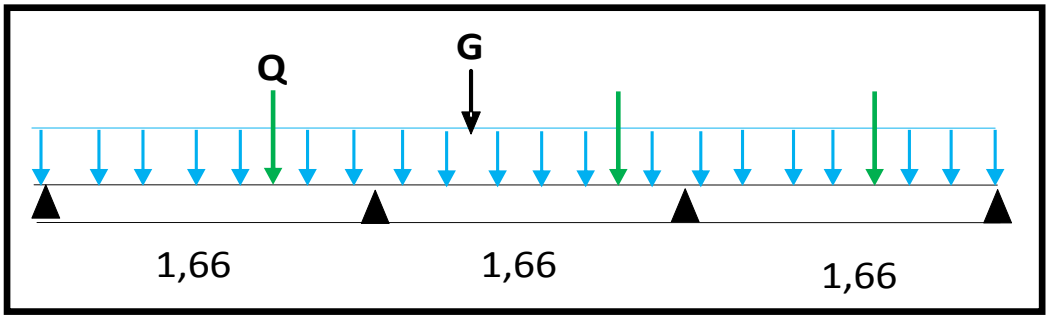


Figure III.15. Travée avec deux étais espacés de 1.66m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.830kN] = 1.00(kN)

$M_G = 0.265$ (kN.m)

$M_Q = 0.415$ (kN.m)

$M_u = 0.990$ (kN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{0.990 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 2^2} = 0.145 > \mu L = 0.372$$

On ajoute un autre étaiement.

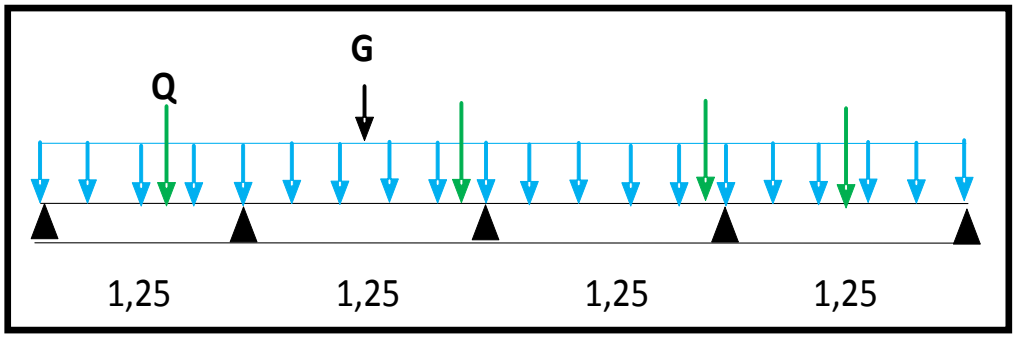


Figure III.16. Travée avec trois étais espacés de 1.25 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.625kN] = 1.00(kN)

$M_G = 0.150$ (kN.m)

$M_Q = 0.312$(kN.m)

$M_u = 0.670$ (kN.m)

On ajoute un autre étaiement :

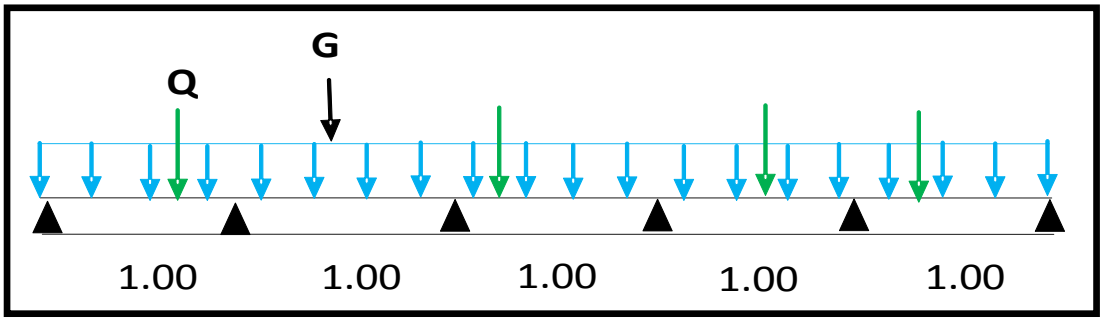


Figure III.17.Travée avec trois étais espacés de 1.00 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.50kN] = 1.00(kN)

$M_G = 0.096$(kN.m)

$M_Q = 0.250$(kN.m)

$M_u = 0.504$ (kN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{0.504 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 2^2} = 0.073 > \mu L = 0.372$$

(C.V)

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 1.00m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage :

Pour plancher terrasse:

- G = poids du plancher (16+4)= 6.54*0.65= 4.25 (kN/ml)
- Q =1*0.65=0.65 (kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=6.712 (kN/ml)

Pour plancher étage courant (usage Habitation): :

- G = poids du plancher (16+4)= 6.00*0.65= 3.90 (kN/ml)
- Q =1.5*0.65=0.975(kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=6.727 (kN/ml)

Pour plancher étage courant (usage commercial):

- G = poids du plancher (16+4)= 6.00*0.65= 3.90 (kN/ml)
- Q =5*0.65=3.23(kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=10.14 (kN/ml

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Deux types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 5 travées.
- Poutrelle à 2 travées.

III.7.3. Méthode de calcul :

Le calcul s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

conditions d'application :

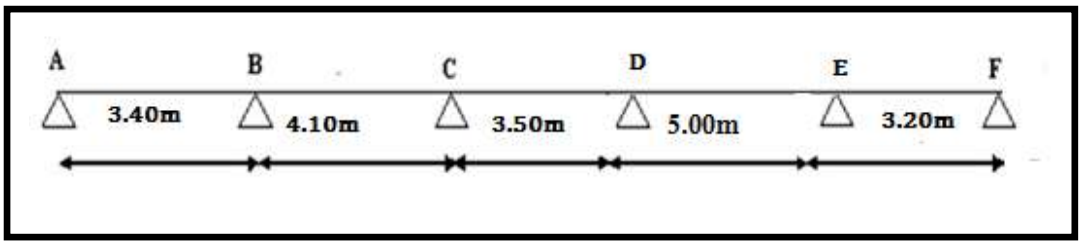
1- $Q \leq Min\begin{cases} 2.G \\ 5\,kN/m^2 \end{cases}$ (C.V)

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)

3-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". (C.N.V)

4- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

Type1-Poutrelle à 5 travées :



Type2-Poutrelle à 2 travées

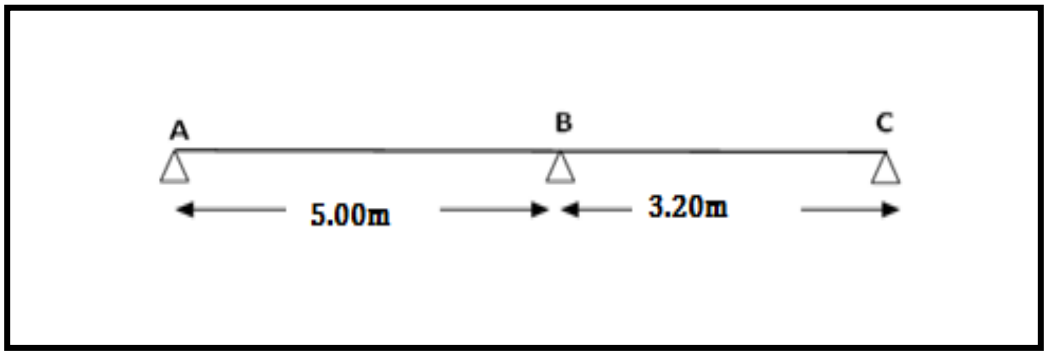


Tableau III.17. Méthode CAQUOT

Moment isostatique Mo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$\frac{ql^2}{2} - \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2) + ((M_w - M_e)/l)$
	Te	$-\left(\frac{ql}{2}\right) + ((M_w - M_e)/l)$

Avec :

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

Tableau III.18. Evaluation des charges et surcharges

	G kN/m²	Q kN/m²	P_ukN/m	P_{ser}kN/m
Plancher terrasse	6.54x0.65 = 4.25	1x0, 65 = 0,65	6.720	4.90
Plancher courant	6.00x0, 65 = 3.90	1.5x0, 65=0.975	6.727	4.875
Plancher RDC (cou)	6.00x0.65=3.90	5x0.65 =3.25	10.14	7.15

Pour plancher terrasse:

1ertype (E.L.U) :

Tableau III.19. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.U

Travées	M_o(k.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w(kN)
A – B	9.71	6.79	1.94	4.855	12.28	-10.56
B – C	14.12	8.47	7.06	5.64	13.43	-14.12
C – D	14.12	9.17	5.64	5.64	13.77	-13.77
D – E	21	12.88	8.40	10.50	17.22	-16.38
E – F	8.60	6.02	4.30	1.72	9.94	-11.58

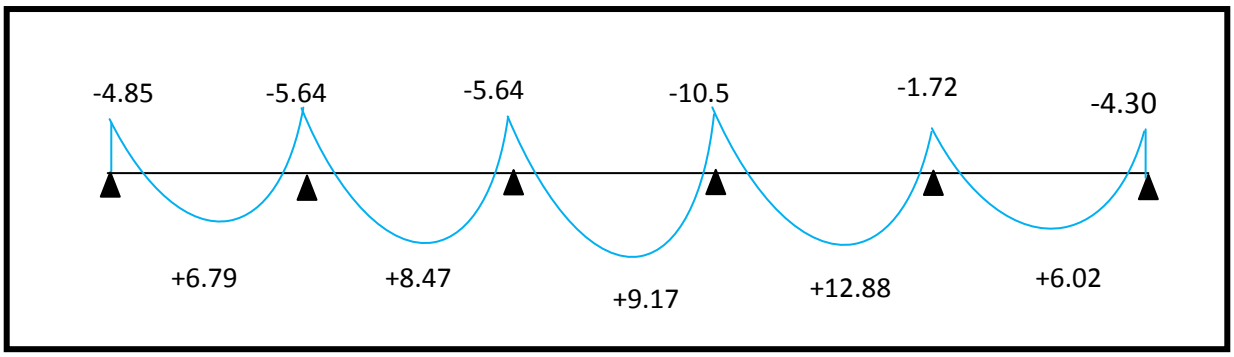


Figure III.18. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

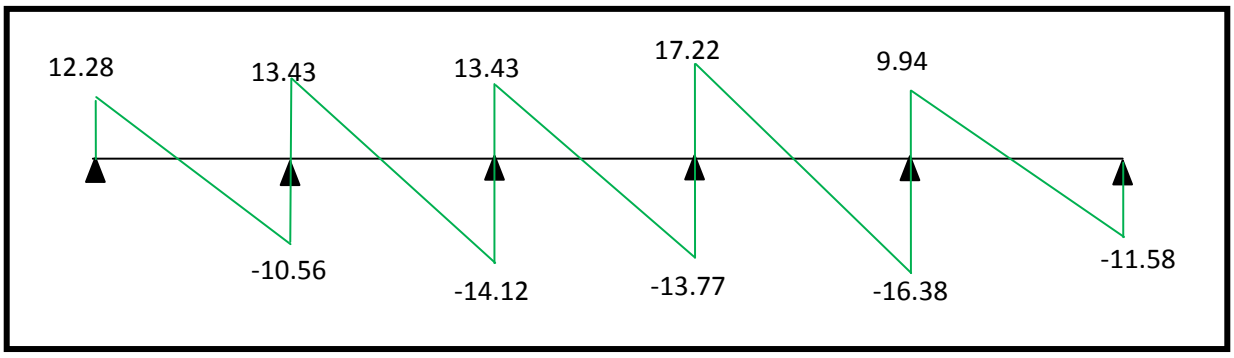


Figure III.19.Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

ELS:

Tableau III.20. Moments fléchissant de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S

Travées	M_o (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A – B	7.08	5.45	1.41	3.54
B – C	10.29	6.89	5.14	4.11
C – D	10.29	7.41	4.11	4.11
D – E	15.31	10.25	6.12	7.65
E – F	6.27	4.82	3.13	1.25

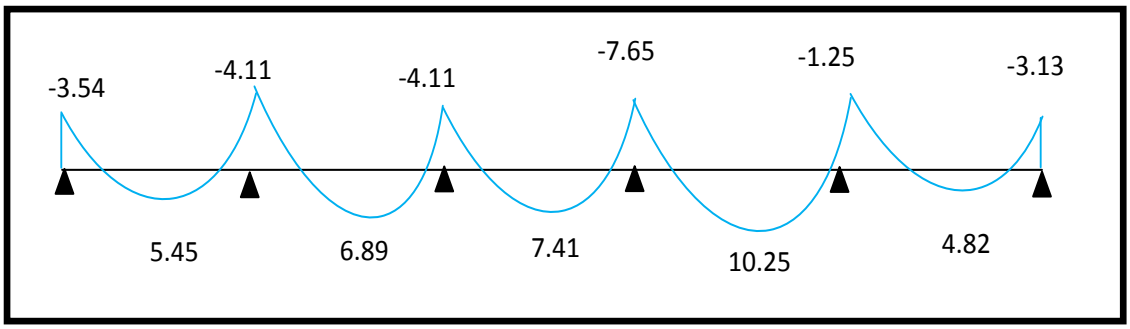


Figure III.20. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

2ème type (E.L.U) :

Tableau III.21. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U

Travées	M_o(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w (kN)
A – B	17.75	9.39	13.17	3.55	15.43	-16.20
B – C	8.59	1.14	1.71	13.17	11.27	-10.73

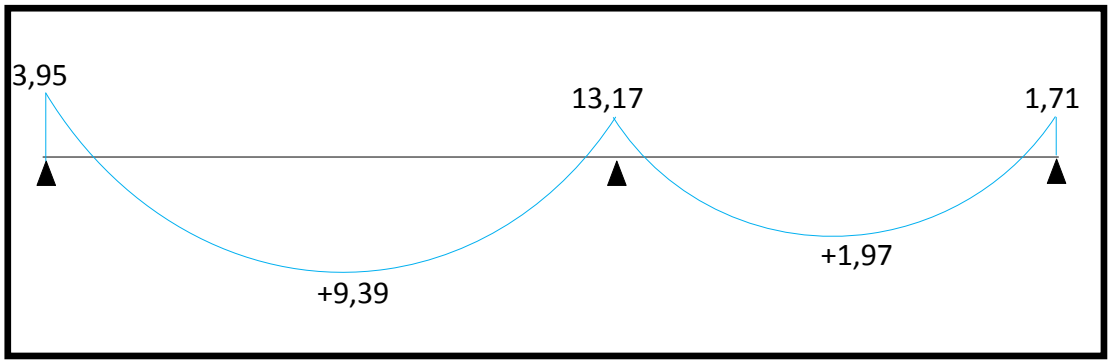


Figure III.21.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

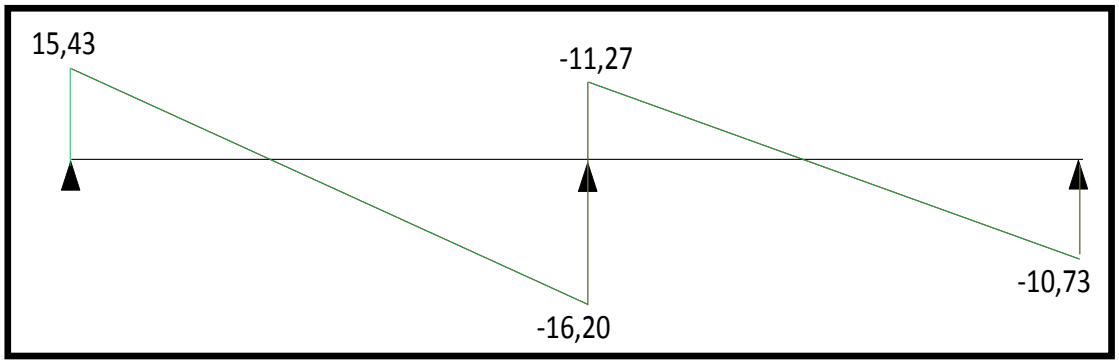


Figure.III.21. Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles à l'ELU

E.L.S

Tableau III.22. : Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S

Travées	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)
A – B	12.96	6.85	9.61	2.59
B – C	6.27	0.83	1.25	9.61

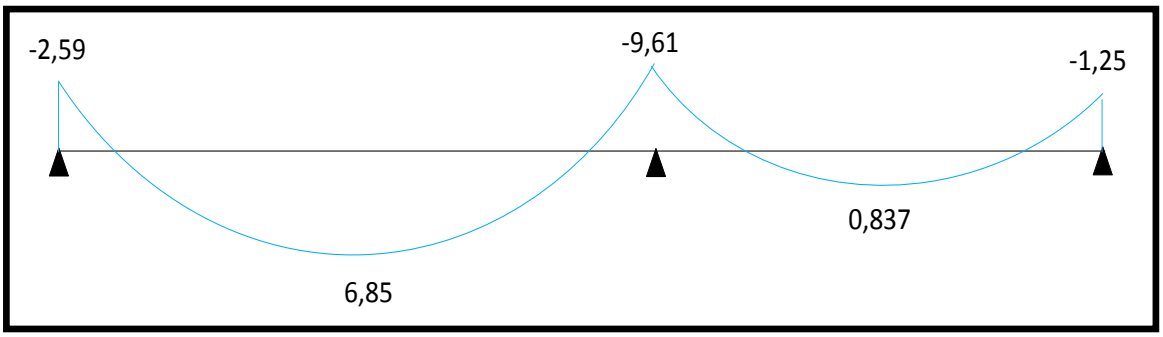


Figure III.22.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

Pour plancher courant:

1ertype (E.L.U) :

Tableau III.23. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.U

Travées	M_o(k.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w(kN)
A – B	9.72	6.79	1.94	4.85	12.28	-10.56
B – C	14.13	8.47	7.06	5.64	13.43	-14.12
C – D	14.13	9.17	5.64	5.64	13.77	-13.77
D – E	16.27	12.88	8.440	10.50	16.05	-15.64
E – F	8.61	6.02	4.30	1.72	9.94	-11.55

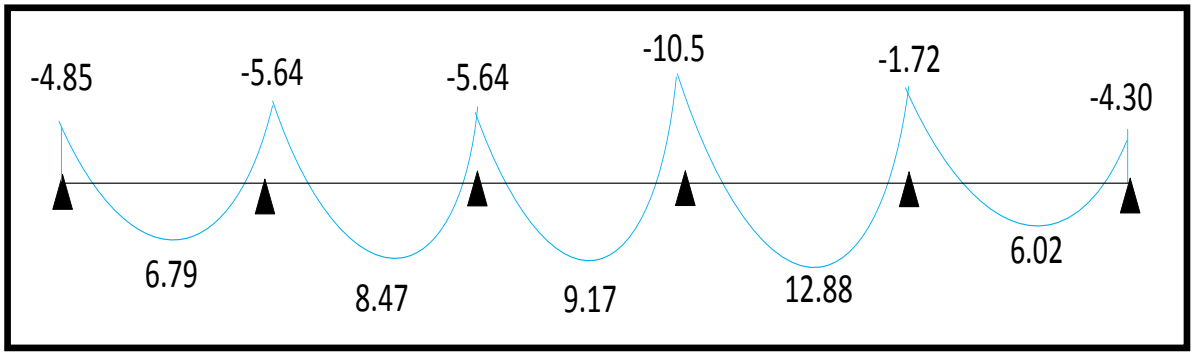


Figure III.23. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

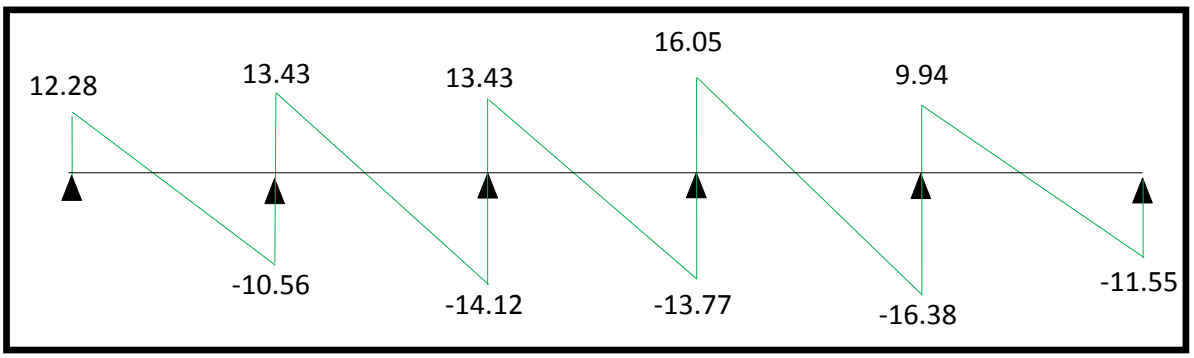


Figure III.24.Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles à l'ELU

ELS:

Tableau III.24. Moments fléchissant de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S

Travées	M_o (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A – B	7.04	5.42	1.40	3.52
B – C	10.24	6.86	5.12	4.09
C – D	10.24	7.37	4.09	4.09
D – E	15.25	10.20	6.09	7.61
E – F	6.24	4.80	3.12	1.24

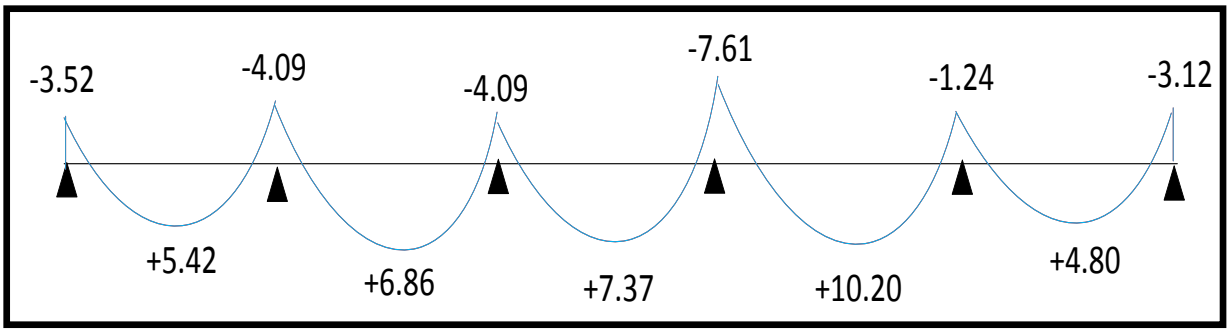


Figure III.25.Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

2ème type (E.L.U) :

Tableau III.25. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U

Travées	M_o(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w (kN)
A – B	17.79	9.419	13.20	3.55	15.47	-16.24
B – C	8.61	1.147	1.72	13.20	11.30	-10.76

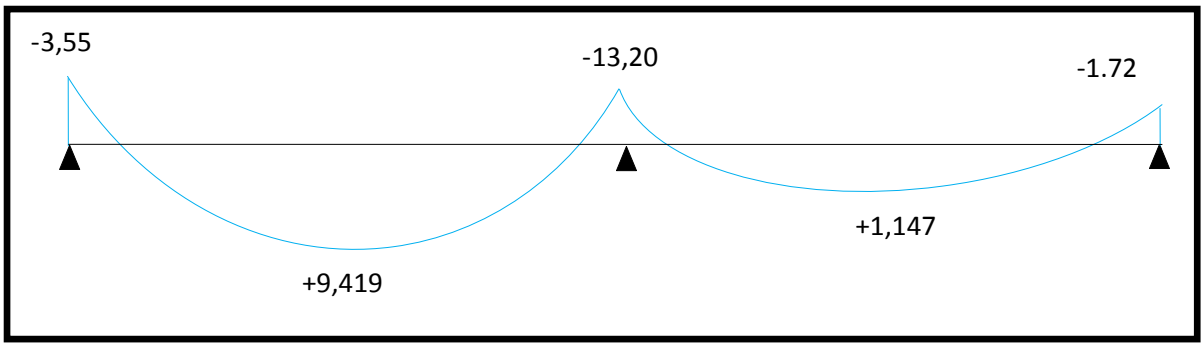


Figure III.26.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

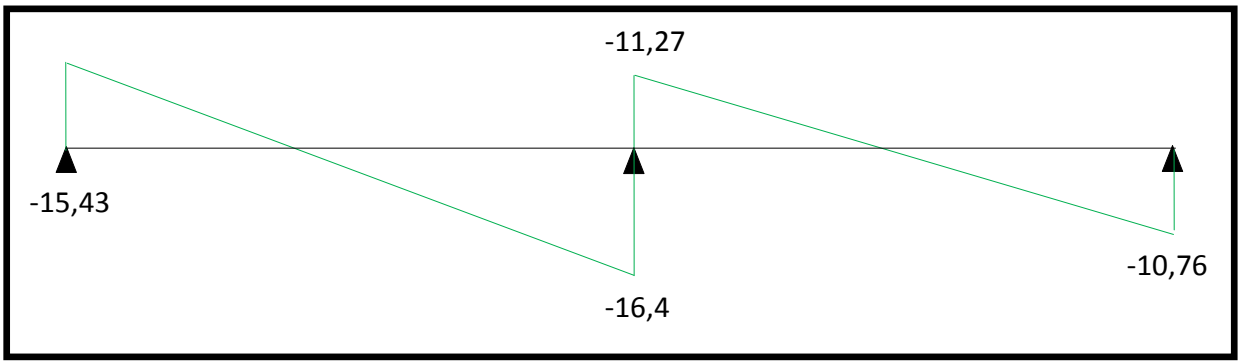


Figure III.26.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

E.L.S

Tableau III.26. : Moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S

Travées	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)
A – B	12.89	6.82	9.56	2.57
B – C	6.24	0.83	1.24	9.56

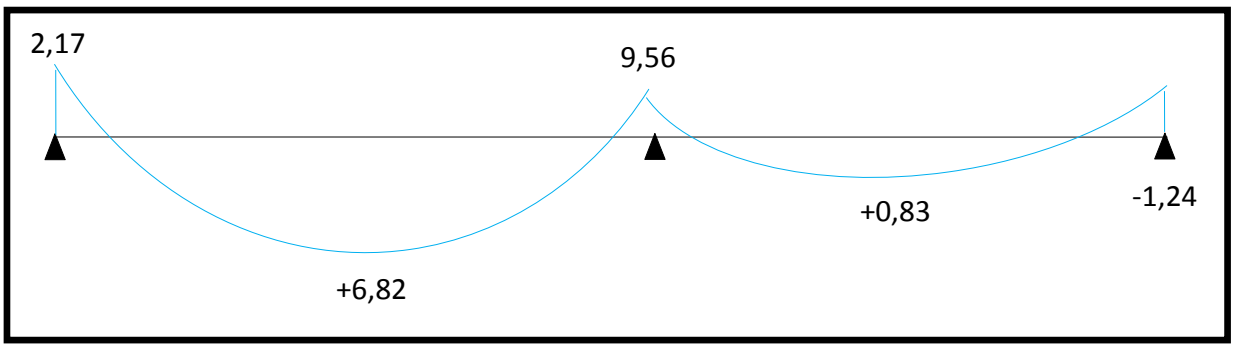


Figure III.28.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

Pour plancher RDC :

1ertype (E.L.U) :

Tableau III.27. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.U

Travées	M_o(k.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w(kN)
A – B	14.65	6.52	2.93	13.32	20.29	-14.18
B – C	21.30	9.03	13.32	11.23	20.27	-21.29
C – D	21.30	2.37	11.23	15.07	18.84	-16.64
D – E	31.68	16.13	15.07	16.03	25.54	-25.15
E – F	12.97	3.66	16.03	2.59	12.02	-20.42

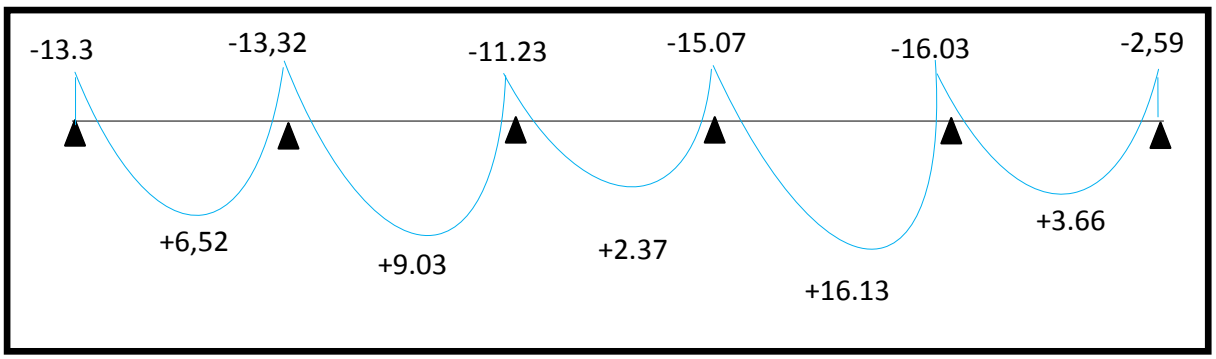


Figure III.29. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

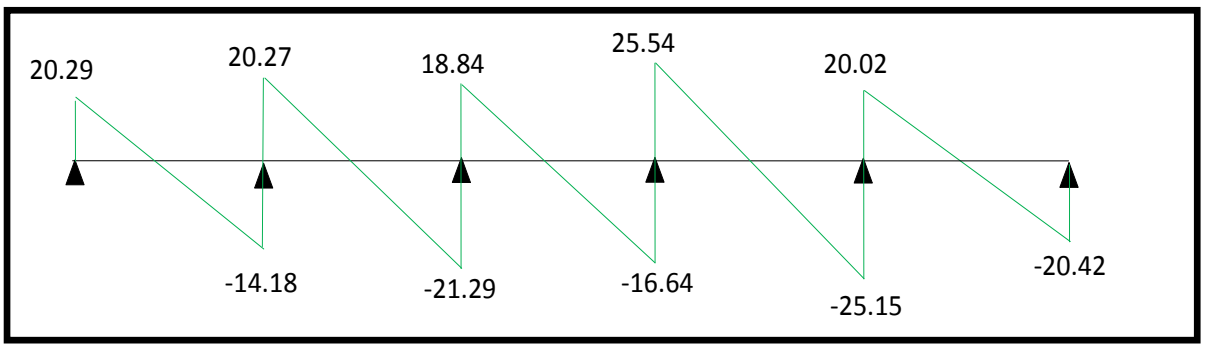


Figure III.30.Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles à l'ELU

ELS:

Tableau III.28. Moments fléchissant de la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S

Travées	M_o (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A – B	10.33	4.60	2.06	9.39
B – C	15.02	6.36	9.39	7.91
C – D	10.94	1.67	7.91	10.63
D – E	22.34	11.37	10.63	11.30
E – F	9.15	2.58	11.30	1.83

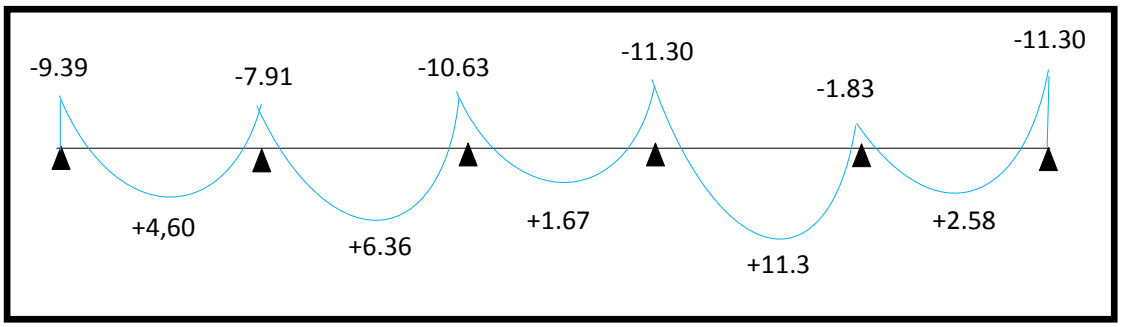


Figure III.31.Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

2ème type (E.L.U) :

Tableau III.29. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.U

Travées	M_o(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_e(kN)	T_w (kN)
A – B	26.82	14.18	19.89	5.36	23.32	-24.48
B – C	12.97	1.73	2.59	19.89	17.03	-16.22

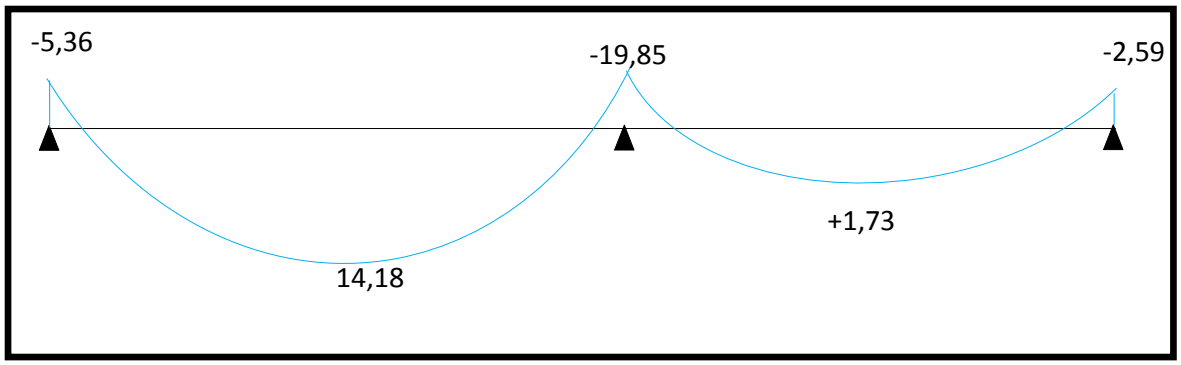


Figure III.32.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

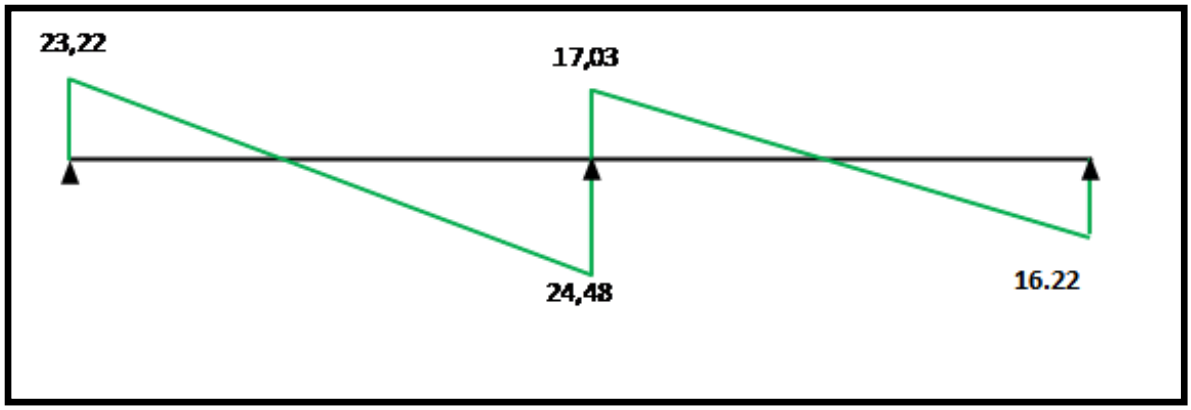


Figure III.33.Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles à l'ELU

E.L.S

Tableau III.30.moment fléchissant de la poutrelle à 2 travées à l'E.L.S

Travées	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)
A – B	18.91	10.05	14.03	3.78
B – C	9.15	1.22	1.83	14.03

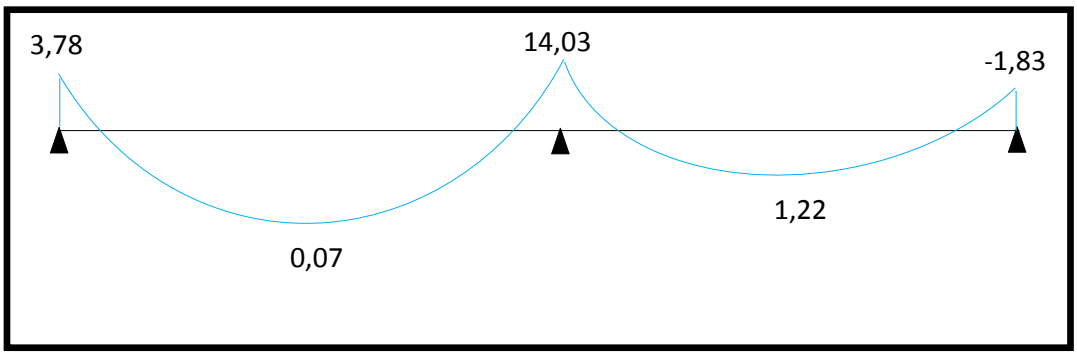


Figure III.34.Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

III.7.4. Récapitulations

Pour étage terrasse et courant :

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

Tableau III.31. Récapitulations des efforts

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	13.20	9.41	16.24	9.61	6.85
référence	Type-2-	Type-1-	Type-1-	Type-2-	Type-1-

III.7.5.Calcul du ferraillage :

- <u>Armatures longitudinales :</u>

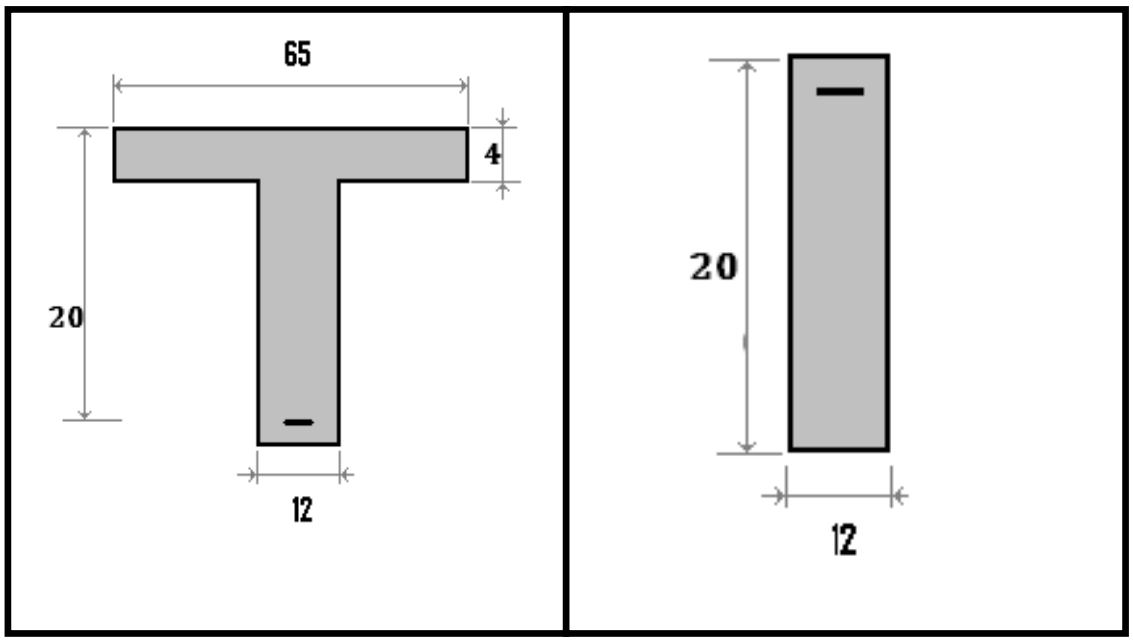


Figure III.35.Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

Tableau III.32. Calcul et vérification des armatures

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	9.41	13.20
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho.σb $_{adm}$.(d-ho/2)=65.10^{-2}.40.14,2.(180-40/2) =59.072(kN.m)	
		$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.043	0.044
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.971	0.978
	A'(cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2.11	2.15
	Amin (cm^2)	1.30	0.24
	Le chois	3HA10=2.35	2HA12=2.26
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	10.25	9.61
	σ_{badm}(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.91	5.73
	I_G (cm^4)	8293.28	10948.32
	K (N/cm^3)	123.59	87.77
	σ_b (MPa)	3.22	5.03
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

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

Tableau III.33. Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10=2.35	Aa=2HA12=2.26

✓ Pour les appuis des poutrelles en utilisent les armatures de montage de barre de ϕ 8

- **Armatures transversales :**

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6.30; 12; 14]$

On adopte: $\phi_t = 6\text{mm}$. $a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}28\text{cm}^2$; $n_t = 2.A_t = a_t.n_t = 0{,}56\text{cm}^2$

- **Espacement:**

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\,40\,\text{cm}] = 18\text{cm}$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ **RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 15.83\,\text{cm}$, on adopte: $S_t = 16\text{cm}$.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{0.56\times10^2}{120\times160} = 0.00291 \geq \frac{1.15(0.751-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0{,}00038$ (C.V)

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.16}{400} = 0.19cm^2$

$A_t = 0{,}56\text{cm}^2 \geq A_{tmin} = 0{,}19\text{cm}^2$ (C.V)

Tableau III.34. Les armatures transversales dans les poutrelles et espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	16cm

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{16.24*10^3}{120*200} = 0.751\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

- **vérification au voisinage de l'appui**:

Appui de rive: $M_u = 13.20kN.m > 0{,}9V_u d = 2.92kN.m$(C.V)

- **vérification de la compression dans la bielle de béton**:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min\left[b-c-2;0.9d\right] = Min\left[65-2-2;0.9\times18\right] = 16.2cm$$

$$\Rightarrow V_u = 26.24kN \leq 0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times120\times162 = 151{,}2\ kN \quad (C.V)$$

- **vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis**:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times26.24\times10^3}{120\times162} = 2{,}369MPa < 1.3\times\frac{25}{1.5} = 21.667\ MPa \quad (C.V)$$

$$A = 3{,}08\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times26.24\times10^3}{400} = 0.75cm^2 \ (C.V)$$

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

Tableau III.35. .vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 5.00 = 0.040 Mt/(15 Mo)= 9.41/(15*17.79)=0.035	ρ=At/ (bo*d)=2.35 / (12*18)=0.0108 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
C.N.V	C.N.V

✓ Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Tableau III.36. Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles

M_{ser}(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	P	ß1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
10.25	2.35	10.21	0.002	0.878	275.98	0.148	10.45	1.17
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
45529.77	$1.9*10^4$	$3.0*10^4$	5.00	4.06	7.74	3.67	10	**C.V**

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10$ mm.

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

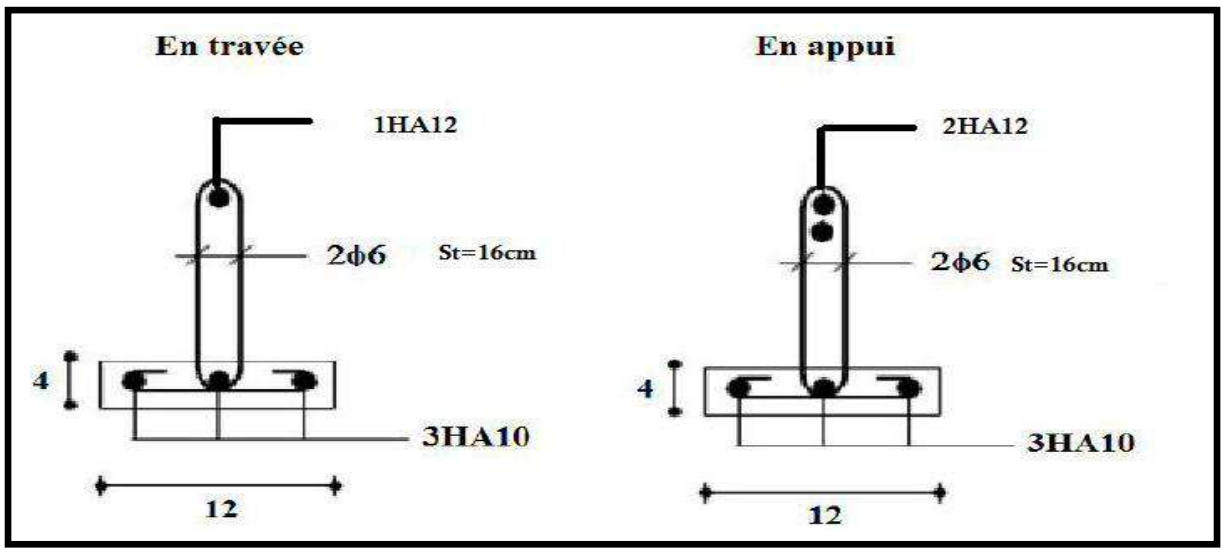


Figure III.36.ferraillage des poutrelles en zone d'appui et travée

III.7.6.Récapitulations :

Pour étage RDC

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

Tableau III.37.Récapitulations des efforts

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	16.03	16.13	25.54	11.30	11.37
référence	Type-1-	Type-1-	Type-1-	Type-1-	Type-1-

III.7.7.Calcul du ferraillage :

POUR ETAGE TERRASE ET COURNT

- **Armatures longitudinales :**

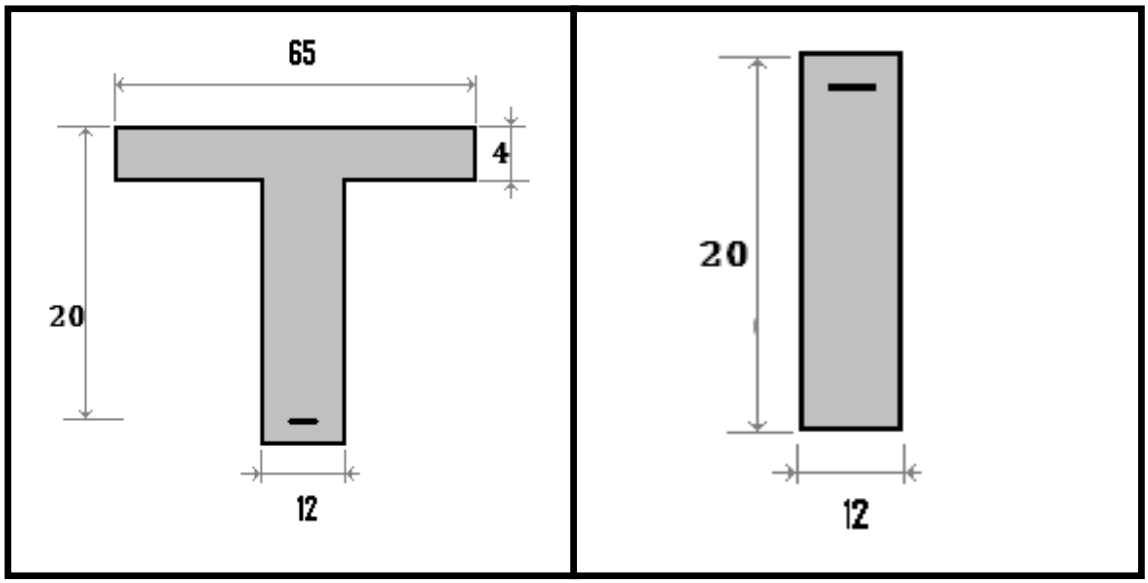


Figure III.37.Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

Tableau III.38. Calcul et vérification des armatures

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	16.13	16.03
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho.σb $_{adm}$.(d-ho/2)=65.10^{-2}.40.14,2.(180-40/2) =59.072(kN.m)	
		$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.0525	0.0522
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.979	0.979
	A'(cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2.63	2.61
	Amin (cm^2)	1.30	0.24
	Le chois	3HA12=3.39	2HA14=3.08
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	11.37	11.30
	σ_{badm}(MPa)	15	
	y_1 (cm)	4.61	5.73
	I_G (cm^4)	11235.72	10948.32
	K (N/cm^3)	101.19	103.21
	σ_b (MPa)	4.66	5.92
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

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

Tableau III.39.Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA12=3.39	Aa=2HA14=3.08

✓ Pour les appuis des poutrelles en utilisent les armatures de montage de barre de ϕ 8

- **Armatures transversales :**

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6.30; 12; 14]$

On adopte: $\phi_t = 6\text{mm}$. $a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}28\text{cm}^2$; $n_t = 2.A_t = a_t.n_t = 0{,}56\text{cm}^2$

- **Espacement:**

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\,40\,\text{cm}] = 18\text{cm}$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ **RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 15.83\,\text{cm}$, on adopte: $S_t = 16\text{cm}$.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{0.56\times10^2}{120\times160} = 0.00291 \geq \frac{1.15(1.18-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0{,}0017$ (C.V)

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.16}{400} = 0.19cm^2$

$A_t = 0{,}56\text{cm}^2 \geq A_{tmin} = 0{,}19\text{cm}^2$ (C.V)

Tableau III.40. Les armatures transversales dans les poutrelles et espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	16cm

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau u = \frac{T}{b * d} = \frac{25.54 * 10^3}{120 * 180} = 1.18\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

- **vérification au voisinage de l'appui**:

Appui de rive: $M_u = 11.30 kN.m > 0{,}9 V_u d = 4.13 kN.m$ (C.V)

- **vérification de la compression dans la bielle de béton**:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = Min\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 16.2 cm$$

$$\Rightarrow V_u = 25.54 kN \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 151{,}2\ kN \quad \text{(C.V)}$$

- **vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis**:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 25.54 \times 10^3}{120 \times 162} = 2{,}627 MPa < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\ MPa \quad \text{(C.V)}$$

$$A = 3{,}08\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 25.54 \times 10^3}{400} = 0.73 cm^2 \quad \text{(C.V)}$$

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

Tableau III.41. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq Mt/(15\ Mo)$	$\rho \leq 3.6/fe$
$h/L = 0.20/5.00 = 0.040$ $Mt/(15\ Mo) = 11.37/(15*23.43) = 0.032$	$\rho = At/(bo*d) = 2.35/(12*18) = 0.0108$ $3.6/fe = 3.6/400 = 0.009$
C.N.V	C.N.V

✓ Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Tableau III.42. Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles

M_{ser}(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	P	ß1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
11.37	3.39	10.30	0.028	0.878	212.22	0.194	7.24	1.17
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
46465.22	$2.1*10^4$	$3.2*10^4$	5.00	4.16	8.10	3.94	10	**C.V**

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10mm.$

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

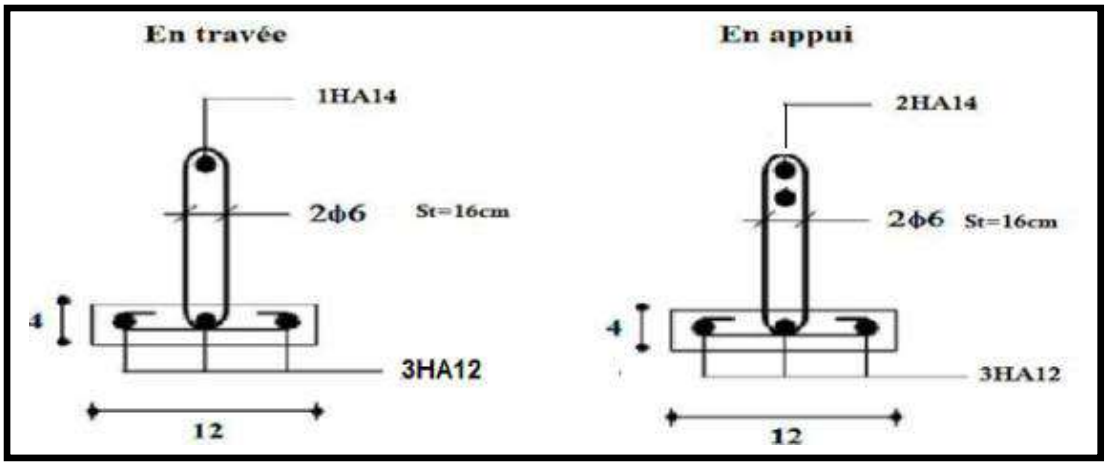


Figure III.38. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui et travée

III.8.1. DALLE PLEINE :

Les balcons de notre bâtiment sont réalisées en dalles pleines en béton armé ,le calcule se fait pour une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation

III.8.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LE BALCON :

a)Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

❖ Charge permanente :

Pour une bande de 1 m :

$G \times 1m = 6{,}95 \times 1 = 6{,}95 kN/m$

❖ Charge d'exploitation

$Q = 3{,}5$ kN/m ; pour une bande de 1m

b).Combinaison des charges :

$qu=1.35G+1.5Q=1.35(6.95)+1.5(3.5)=14.63kN/ml$

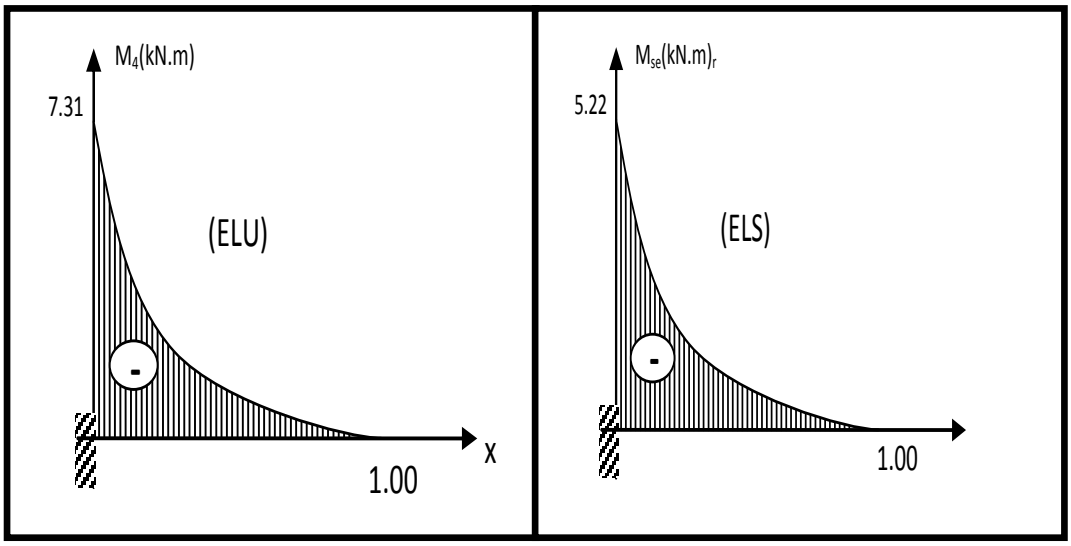
$qs=G+Q=6.95+3.5=10.45$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{2} = 5.22 \text{ kN.m}$$

c). Calcul des efforts internes :

$M(x) = q\,x^2/2$
$T(x) = q\,x$

d). diagramme des efforts internes :



e). CALCUL DE FERRAILLAGE :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 15) cm²

Données : f_{c28}= 25 MPa ; f_{t28}= 2,1 MPa ; f_{bc}= 14,2 MPa ; d= 14,4 cm ; f_e= 400 MPa.

Tableau III.43. Ferraillage du Balcon.

Mu (kN.m)	μ	$\mu<\mu_R$	B	As (cm^2)	le choix	As (cm^2)	esp (cm)
7.30	0,032	OUI	0,984	1.70	4HA10	3.14	15

$S_t \leq \min$ { (33 et 3h) pour une charge répartie ; (22 et 2h) pour une charge concentrée

$$\left.\begin{array}{l}33\text{ cm}\\ S_t \le \min\\ 22\text{ cm}\end{array}\right\} \Rightarrow S_t = 25\text{ cm Espacement vérifié}$$

❖ **ARMATURES DE REPARTITION**

$As/4 \le A_r \Rightarrow \quad 0{,}785 \le A_r$

On adopte $4T8 = 2{,}01\ cm^2$ avec espacement de 25 cm.

f). VÉRIFICATIONS

Condition de non fragilité

$$As\ min = 0{,}23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0{,}23 \times 100 \times 12.5 \times (2{,}1/400)$$

$As\ min = 1{,}50\ cm^2$

Alors : As choisit> As min 3.14>1.5 Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$\tau_u^{max} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u^{max} = \frac{Tu^{max}}{bd} = \frac{14.61 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.11MPa$$

$\tau_u = \bar{m}in\ (0{,}1 f_{c28}\ ;\ 3\ MPa) = 2{,}5\ MPa.$

Alors : $\tau_u^{max} < \bar{\tau}_u$ C$\bar{o}$ndition vérifiée.

A. **Vérification vis-à-vis de l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y \le \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_S = 15\frac{Mser}{I}(d - y) \le \bar{\sigma}_S$$

$$Avec : \bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{C28} = 15MPa.$$

$$\bar{\sigma}_S = \min(\frac{2}{3}\, fe; 150\eta) = 240MPa$$

$$\left.\begin{array}{l}\text{Avec : } n = 15\\ \eta = 1{,}6\ \text{(H.A)}\end{array}\right.$$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2.y^2 + n\ A_S'\ (y - c') - n\ A_S\ (d - y) = 0$

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3\ y^3 + n\ As'\ (y - c')^2 + n\ As\ (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.44. Vérification des contraintes

M_{ser} (kNm)	As (cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$	σ_S (Mpa)	$\sigma_S < \overline{\sigma}_S$
5.22	3.14	2.96	5151.11	3.00	vérifié	12.5	OK

Vérification de la flèche [3]

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow$ 0,150> 0,0625 vérifier
2. $\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Leftrightarrow$ 0,0025≤ 0,0105 vérifier
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow$ 0,150≥ 0,1 vérifier.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction :

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

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

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

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

IV.2.1.Centre de masse :

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

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

$$\begin{cases} XG = \dfrac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ YG = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

- **Vue 3D :**

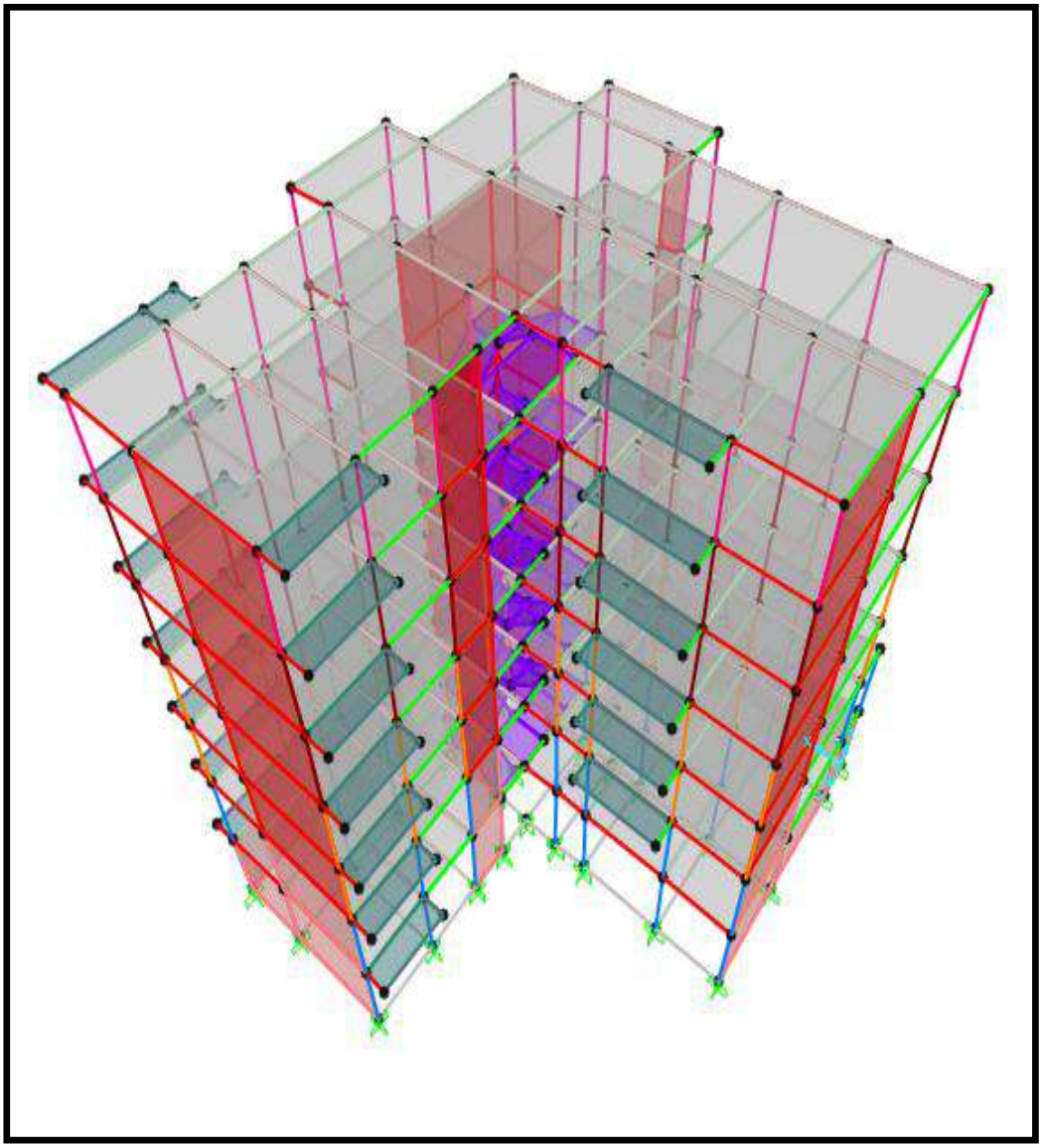


Figure .IV. 1. Vue de la Structure en 3D

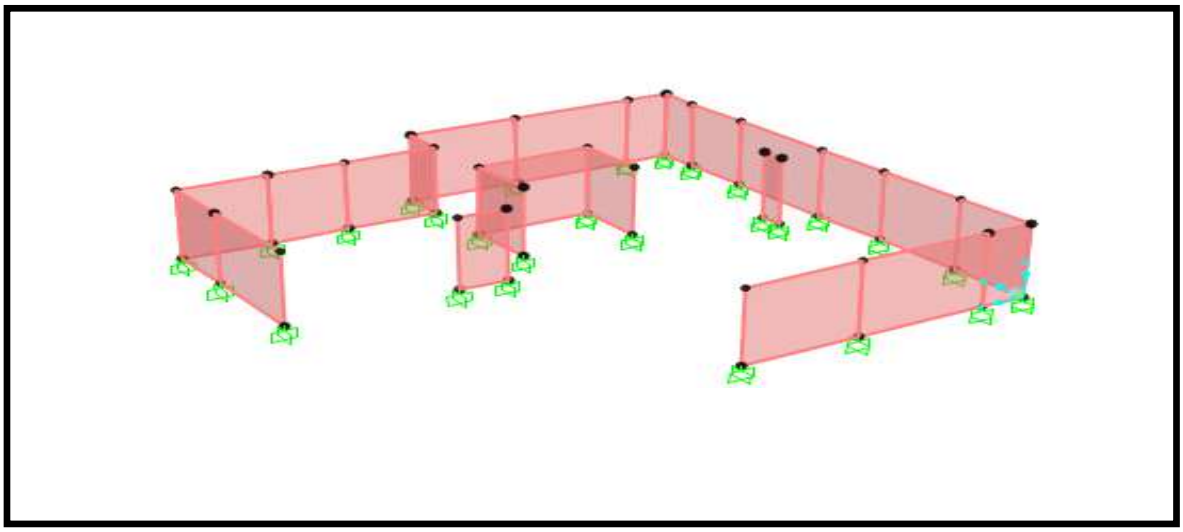


Figure IV.2. Disposition des voiles de s. Sol

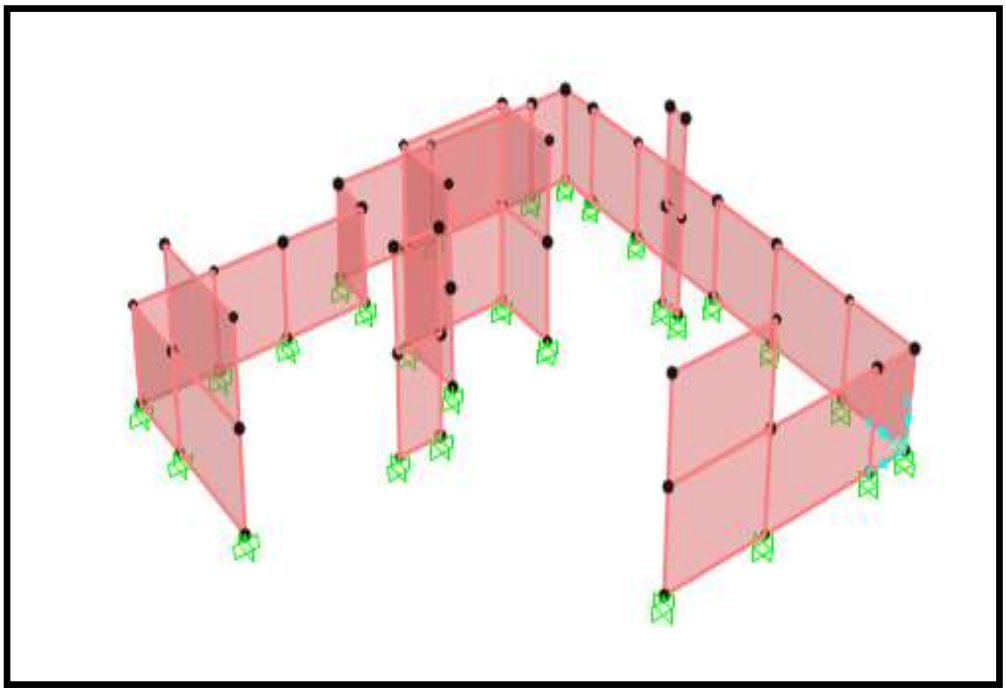


Figure IV.3.disposition des voiles au S.SOL+ RDC

Lx= 21.10 m

Ly= 22.25 m

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
23.63	3035.97	35369.05	30693.65	11.65	10.11
20.40	3235.28	37561.60	33032.20	11.61	10.21
17.17	329.28	38200.15	33626.66	11.61	10.22
+13.49	3343.50	38851.47	34170.57	11.62	10.22
+10.71	3397.35	39511.18	34720.91	11.63	10.22
+7.48	4165.76	48489.44	38366.64	11.64	9.21
+3.74	4798.15	57337.89	43687.38	11.95	8.98

IV.2.2.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

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

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.
  - Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
    - ♦ Pour les poteaux: $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
    - ♦ pour les voiles plein : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

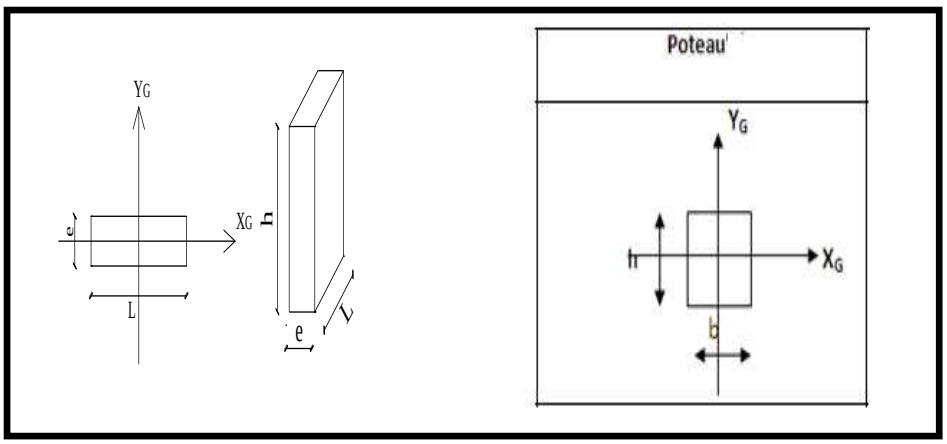


Figure IV.4.dimension des voiles et poteaux

Tableau IV.2.Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
23.63	37070	2854000	31593780	377372.60	11.07	10.18
20.40	76750	814300	9299306	904115	11.42	11.78
17.17	130200	954000	11028240	1678278	11.56	12.89
+13.49	224500	1208000	14109440	2943195	11.68	13.11
+10.71	395900	2052000	237662160	5249634	11.58	13.26
+7.48	925500	4892000	55915560	11217060	11.43	12.12
+3.74	14030000	47150000	654442000	83618800	13.88	5.96

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

Tableau IV.3.Calcul de l'excentricité statique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
23.63	11.65	11.07	0.58	10.11	10.18	0.07
20.40	11.61	11.42	0.19	10.21	11.78	1.57
17.17	11.61	11.56	0.05	10.22	12.89	2.67
+13.49	11.62	11.68	0.06	10.22	13.11	2.89
+10.71	11.63	11.58	0.05	10.22	13.26	3.04
+7.48	11.64	11.43	0.21	9.21	12.12	2.91
+3.74	11.95	13.88	1.93	8.98	5.96	3.02

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

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

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

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
23.63	21.10	22.25	1.05	1.11
20.40	21.10	22.25	1.05	1.11
17.17	21.10	22.25	1.05	1.11
+13.49	21.10	22.25	1.05	1.11
+10.71	21.10.	22.25	1.05	1.11
+7.48	21.10	22.25	1.05	1.11
+3.74	21.10	22.25	1.05	1.11

IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

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

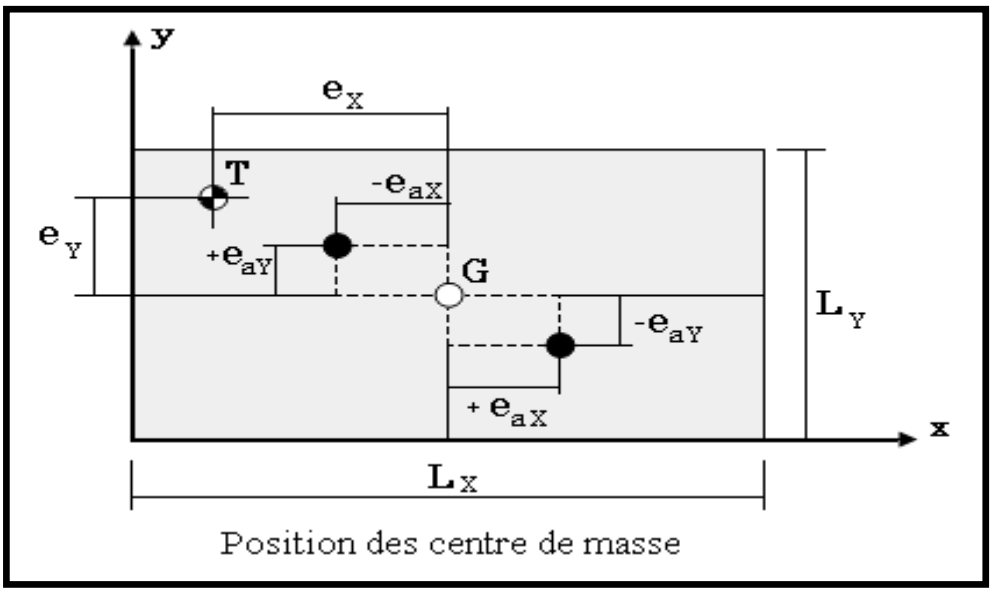


Tableau IV.5.Calcul de l'excentricité totale

	centre de masse		centre de torsion		excentricité accidentelle 5% L		excentricité finale	
	X_G	Y_G	X_T	Y_T	$\pm e_{x\,acc}$	$\pm e_{y\,acc}$	$(e_x + e_{x\,ac})$	$(e_y + e_{y\,ac})$
Terrasse	11.65	10.11	11.07	10.18	1.05	1.11	1.63	1.18
4	11.61	10.21	11.42	11.78	1.05	1.11	1.24	2.67
3	11.61	10.22	11.56	12.89	1.05	1.11	1.10	3.77
2	11.62	10.22	11.68	13.11	1.05	1.11	1.11	3.99
1	11.63	10.22	11.58	13.26	1.05	1.11	1.10	4.14
RDC	11.64	9.21	11.43	12.12	1.05	1.11	1.26	4.01
l'entre sol	11.95	8.98	13.88	5.96	1.05	1.11	2.98	4.12

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

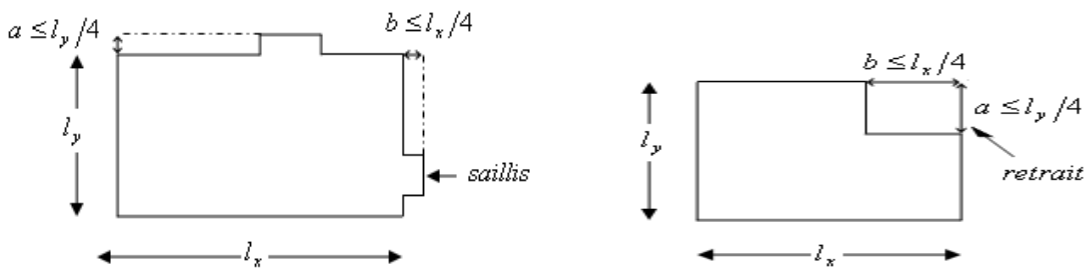
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

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

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

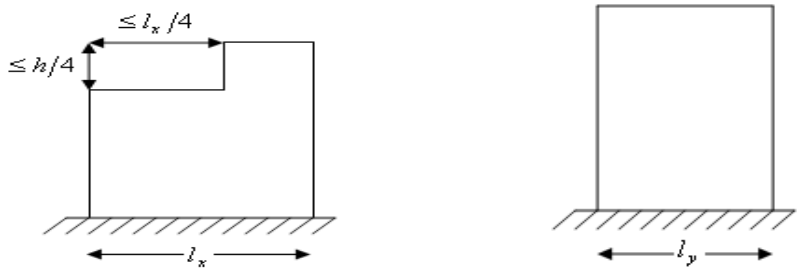
1. En zone IIa le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 65m (C.V)

a)Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(C.N.V)**.

b) Régularité en élévation :



- **(C.V)** car on n'a pas des retrait en élévation

2. La configuration étudiée est irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2, Ht=23.63 m≤ 23 m **(C.N.V))**

✓ Donc selon **[1]: ►► [Art 4.1.2] ◄◄**, les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.
La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'sap2000'version 17**.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

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

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le sap2000 est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

a. <u>Coefficient d'accélération A :</u> [1] ►► [Tab4.1] ◄◄

Tableau IV.6.Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone	groupe 1A	groupe 1B	**groupe 2**	groupe 3
IIa	0.25	0.20	**0.15**	0.10

b. <u>facteur de correction d'amortissement η:</u>

$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi=7\ \%$ **[1] ►► [Tab4.2] ◄◄**

Avec remplissage dense → $\eta=0{,}882$

c. coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◄◄ [1]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier
les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques

Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les Voiles reprennent 100% de l'effort tranchant d'etage dues aux charges horizontales, (Tx,Ty)

Donc : R =4 On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**sap2000**) qui sont données ci-après.

Suivant x:

Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
23.63	3018.677	2513.714	504.963	530.040	261.616	268.424
20.40	6253.846	5200.613	1053.233	793.871	316.381	477.490
17.17	9529.125	7901.856	1627.269	1031.198	297.583	733.615
13.94	13033.285	10960.995	2072.290	1236.942	367.009	869.933
10.71	16457.295	13847.227	2610.068	1400.943	359.010	1041.987
7.48	21423.721	18124.369	3299.352	1583.021	429.135	1153.886
3.74	23768.198	17852.446	5915.752	3378.779	183.840	3194.939

Valeurs en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
23.63	100 %	83.272 %	16.728 %	100 %	49.358 %	50.642 %
20.40	100 %	83.159 %	16.841 %	100 %	39.853 %	60.147 %
17.17	100 %	82.923 %	17.077 %	100 %	28.858 %	71.142 %
13.94	100 %	84.100 %	15.900 %	100 %	29.671 %	70.329 %
10.71	100 %	84.140 %	15.860 %	100 %	25.626 %	74.374 %
7.48	100 %	84.600 %	15.400 %	100 %	27.109 %	72.891 %
3.74	100 %	75.111 %	24.889 %	100 %	5.441 %	94.559 %

Suivant y:

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

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
23.63	3047.476	2513.714	533.762	488.665	200.620	288.050
20.40	6157.728	5200.613	957.115	737.300	199.861	537.439
17.17	9334.490	7901.856	1432.634	958.168	310.925	647.252
13.94	12740.739	10960.995	1779.744	1143.768	350.451	793.317
10.71	16066.007	13847.227	2218.780	1285.229	370.652	914.581
7.48	20964.523	18124.369	2840.154	1430.249	261.712	969.794
3.74	24416.271	17852.446	6563.825	2509.404	103.973	2405.431

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
23.63	100 %	82.485 %	17.515 %	100 %	41.054 %	58.946 %
20.40	100 %	84.457 %	15.543 %	100 %	27.107 %	72.893 %
17.17	100 %	84.652 %	15.348 %	100 %	32.449 %	67.551 %
13.94	100 %	86.031 %	13.969 %	100 %	30.640 %	69.360 %
10.71	100 %	86.190 %	13.810 %	100 %	28.839 %	71.161 %
7.48	100 %	86.453 %	13.547 %	100 %	32.194 %	67.806 %
3.74	100 %	73.117 %	26.883 %	100 %	4.143 %	95.857 %

d. facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.9.détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$
$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$

e. périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est

requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

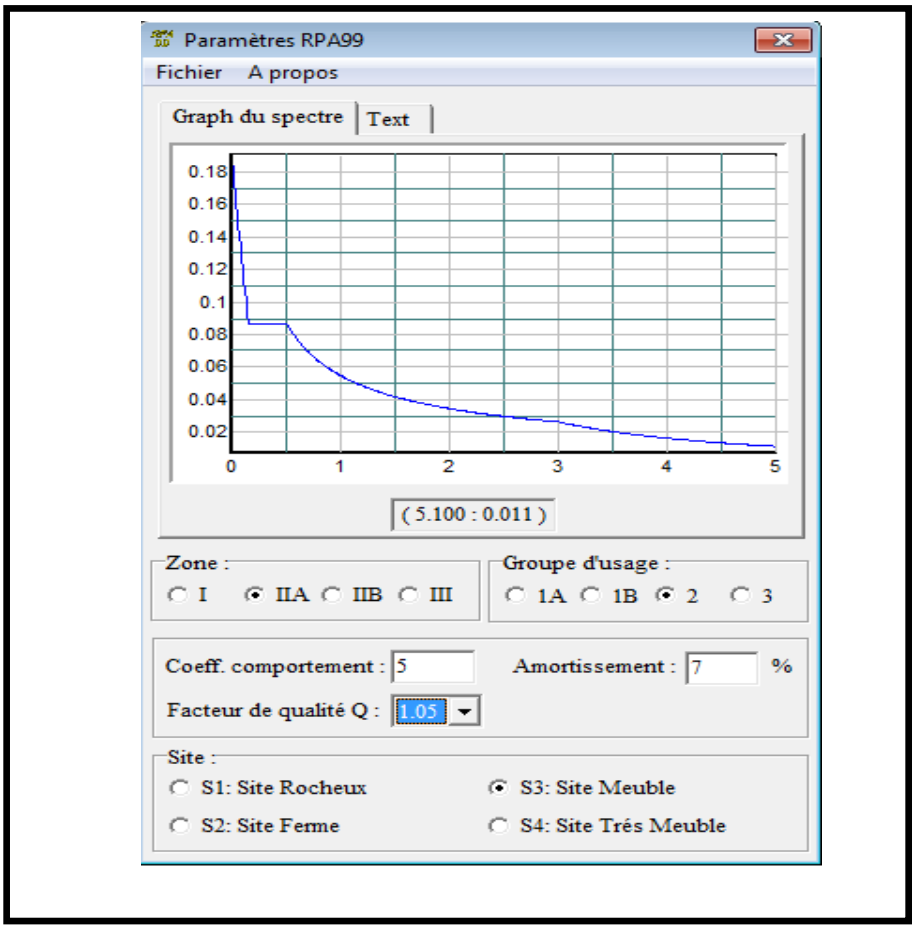


Figure IV.5.Spectres de réponse

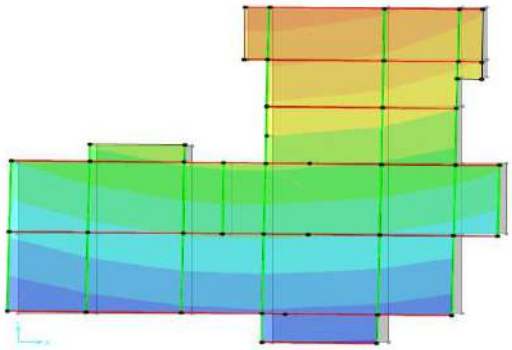
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

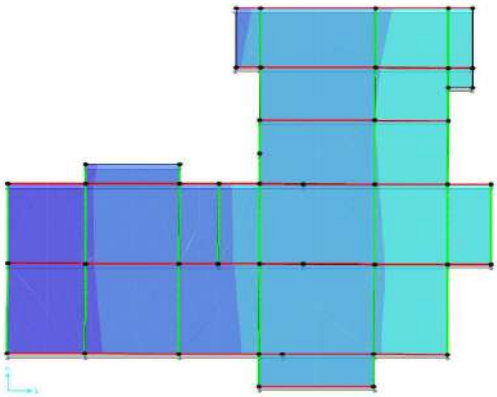
- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.
- Justification de la largeur du joint sismique.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

Mode 1



Mode 2



Mode 3

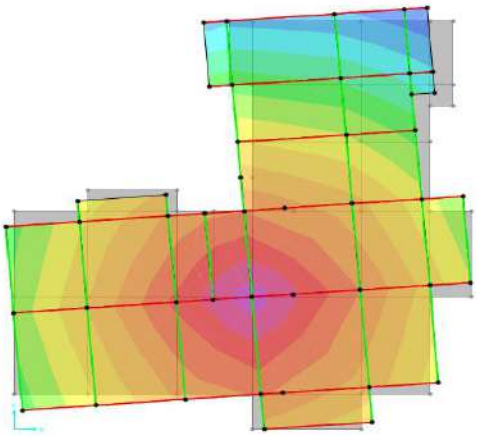


Figure IV.6.Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	52.50	0.10	5.60
Mode 2	0.00	60.35	0.66
Mode 3	8.20	0.59	50.21

Tableau IV.10.Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant X	translation suivant Y	rotation autour de Z

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: **[1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄**

Tableau IV.11.Coefficient de participation

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.52	52.50	0.10	0
2	0.40	52.50	60.46	0
3	0.32	60.72	61.05	0
4	0.13	75.18	61.31	0
5	0.10	75.56	79.35	0.04
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
67	0.02	90.38	89.93	81.52
68	0.02	90.38	89.93	81 .55
69	0.02	90.38	89.94	82.26
70	0.02	90.38	89.94	82.73
71	0.02	90.38	89.99	82.90
72	0.02	90.85	90.04	82.92

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 37ème mode alors :

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ [1] le nombre minimal de modes (K) à Retenir doit être tel que :
$K \geq 3\sqrt{N}$ et $TK \leq 0.20$ sec
Où :
N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK
La période du mode K.
$TK = 0.020\ s < 0.20\ s$..... C V.
$K = 72 > 3\sqrt{N} = 7.34$ .....C V.

Constatation :

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 72éme mode.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄◄

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

<u>Calcul de la force sismique totale</u> [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

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

- <u>D : facteur d'amplification dynamique moyen :</u>

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s [1]: ►► [Tab4.7] ◄◄

(Avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % [1]: ►► [Tab4.2] ◄◄

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

$C_T=0.05 \rightarrow Tx=Ty= (0.05)*(23.63)^{3/4} = 0.536$ s

2/ $T=0{,}09.h_N/D^{1/2}$ [1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄

$$\begin{cases} T_X = 0.463\ s \\ T_y = 0.451\ s \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$$\begin{cases} TX = 0.463\ s \\ \quad \epsilon \quad (0;\ 0.5\ s) \\ Ty = 0.451\ s \end{cases}$$

Alors : Dx=Dy=2.5**η**

Donc

$$\begin{cases} Dx=2.205 \\ Dy=2.205 \end{cases}$$

- W : poids total de la structure :

$$W=\sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$ **[1]: ►► [Tab4.5] ◄◄**

W=27573.73 kN

Tableau IV.12.Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.15	2.205	2.205	5	1.05	1.05	27573.73	1915.20	1915.20

Tableau IV.13.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V(kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t > 0.8*V$
X	19153.20	1178.85	1532.16	C.N.V
Y	1915.20	1385.12	1532.16	C.N.V

Pour les deux directions x et y la condition $V_t < 0.80$ V n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).

$$\frac{0.8V}{Vt} = 0.8 * \frac{1915.20}{1178.85} = 1.30$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.30 ».

- Pour la direction de y on a :

$$\frac{0.8V}{Vt} = 0.8 * \frac{1915.20}{1385.12} = 1.12$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.12 ».

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} Mt_x = Y_G . Wi \\ Mt_y = X_G . Wi \end{cases}$$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

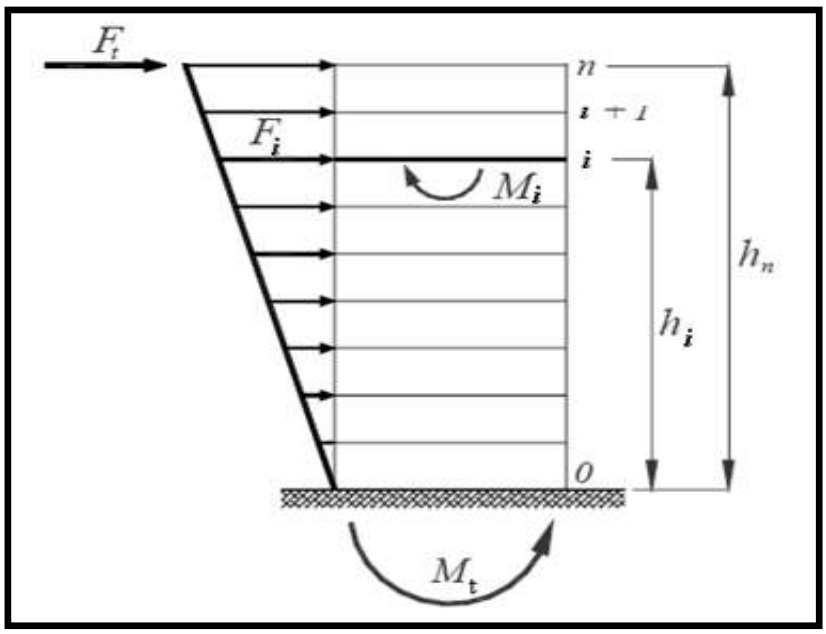


Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ **:**

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a:

- Tx = 0.52 s → Ft = 0
- Ty = 0.40 s → Ft = 0

Tableau IV.14.Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	F_{ix} (kN)
23.63	3035.97	71739.97	339.49
20.40	3235.28	65999.71	313.33
17.17	3290.28	566494.11	267.35
+13.49	3343.50	46608.39	220.56
+10.71	3397.35	36385.62	172.19
+7.48	4165.76	31159.88	147.46
+3.74	4798.15	17945.08	84.92
SOMME		326332.76	1544.30

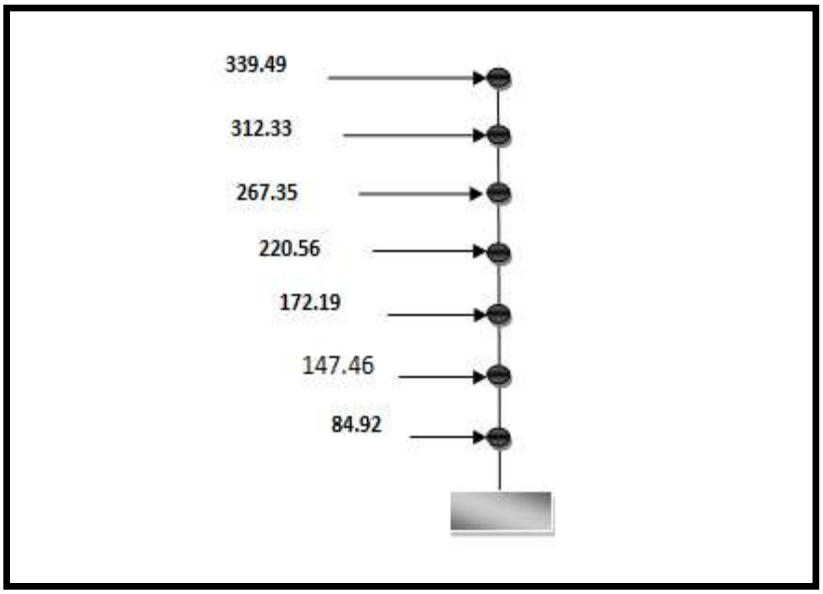


Figure IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Tableau IV.15. Forces sismiques selon la hauteur

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	F_{iy} (kN)
+23.63	3035.97	71739.97	341.04
+20.40	3235.28	65999.71	313.75
17.17	3290.28	566494.11	268.56
+13.49	3343.50	46608.39	221.57
+10.71	3397.35	36385.62	172.97
+7.48	4165.76	31159.88	148.13
+3.74	4798.15	17945.08	85.31
SOMME		326332.76	1551.33

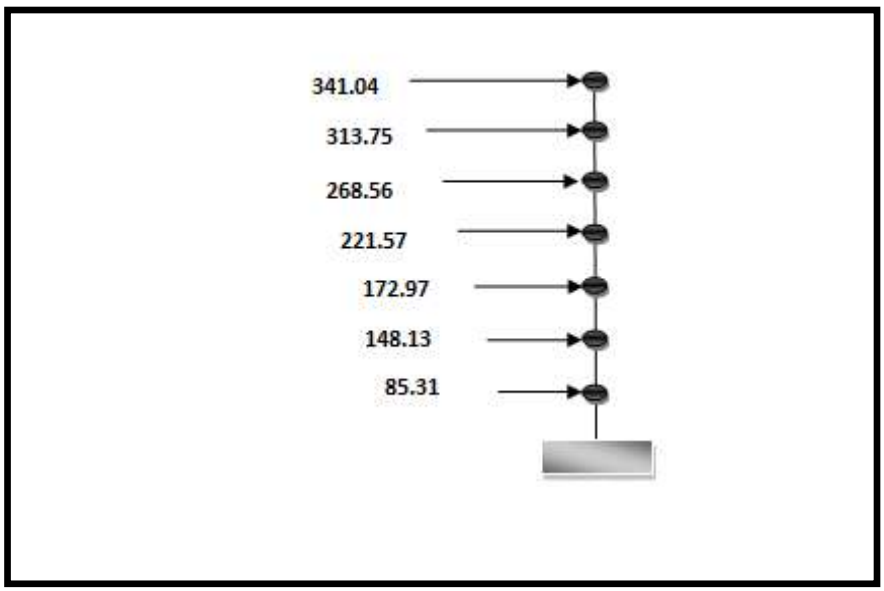


Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.4.2.Moment de renversement :

Tableau IV.16.calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
23.63	339.49	341.04	8022.22	8058.81
20.40	312.33	313.75	6371.51	6400.56
17.17	267.35	268.56	4590.32	4611.26
+13.49	220.56	221.57	3074.66	3088.68
+10.71	172.19	172.97	1844.12	1852.53
+7.48	147.46	148.13	1102.98	1108.01
+3.74	84.92	85.31	317.60	319.05
		∑Mo	25323.41	25438.90

IV.4.4.3.Moment stabilisant :

Tableau IV.17.calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
23.63	3035.97	11.65	10.11	30693.65	35369.05
20.40	3235.28	11.61	10.21	33032.20	37561.60
17.17	3290.28	11.61	10.22	33626.66	38200.15
+13.49	3343.50	11.62	10.22	34170.57	38851.47
+10.71	3397.35	11.63	10.22	34720.91	36113.83
+7.48	4165.76	11.64	9.21	38366.64	48489.44
+3.74	4798.15	11.95	8.98	43087.38	57337.89
		∑Mt		247698.01	2919223.43

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ **[5]**

Tableau IV.18.Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
247698.01	291923.43	25323.41	25430.90	9.78	11.47	C.V

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

IV.4.5.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad \textbf{[1] ►► [Art4.4.3] ◄◄}$$

- ➢ δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.

- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

Selon **[1]: ►► [Art5.10] ◄◄**: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * \text{ he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.19. Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+23.63	1.25	6.25			
			1.10	3.23	Oui
+20.40	1.03	5.15			
			1.20	3.23	Oui
+17.17	0.79	3.95			
			1.15	3.23	Oui
+13.94	0.56	2.80			
			1.15	3.23	Oui
+10.71	0.33	1.65			
			0.90	3.23	Oui
+7.48	0.15	0.75			
			0.70	3.23	Oui
+3.74	0.01	0.05			
			0.05	3.74	Oui
+0.00	0.00	0.00			

Tableau IV.20.Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+23.63	0.59	2.95			
			0.55	3.23	Oui
+20.40	0.48	2.40			
			0.55	3.23	Oui
+17.17	0.37	1.85			
			0.60	3.23	Oui
+13.94	0.25	1.25			
			0.50	3.23	Oui
+10.71	0.15	0.75			
			0.40	3.23	Oui
+7.48	0.07	0.35			
			0.30	3.23	Oui
+3.74	0.01	0.05			
			0.05	3.74	Oui
+0.00	0.00	0.00			

IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \Delta_k \ / \ V_k * h_k \quad \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

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

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

Tableau IV.21.Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta\leq 0.10$
23.63	3035.97	339.49	530.04	1.10	-	-
20.40	3235.28	312.33	793.87	1.20	$2.39*10^{-3}$	C.V
17.17	3290.28	267.35	1031.19	1.15	$2.13*10^{-3}$	C.V
+13.49	3343.50	220.56	1236.94	1.15	$2.22*10^{-3}$	C.V
+10.71	3397.35	172.19	1400.94	0.90	$2.03*10^{-3}$	C.V
+7.48	4165.76	147.46	1583.02	0.70	$2.46*10^{-3}$	C.V
+3.74	4798.15	84.92	3378.77	0.05	$0.18*10^{-3}$	C.V

Tableau IV.22.Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
23.63	3035.97	341.04	488.66	0.55	-	-
20.40	3235.28	313.75	737.30	0.55	$1.18*10^{-3}$	C.V
17.17	3290.28	268.56	958.16	0.60	$1.19*10^{-3}$	C.V
+13.49	3343.50	221.57	1143.76	0.50	$1.04*10^{-3}$	C.V
+10.71	3397.35	172.97	1285.22	0.40	$0.98*10^{-3}$	C.V
+7.48	4165.76	148.13	1430.24	0.30	$1.16*10^{-3}$	C.V
+3.74	4798.15	85.31	2509.40	0.05	$0.25*10^{-3}$	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.4.7.Vérification des sollicitations normales : [1]►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.23. vérifications des sollicitations

	Comb	N_d (KN)	B_c (mm^2)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
S. sol	G+Q+Ex	1562.59	230400	25	0.271	CV
	G+Q+Ey	1378.97	230400	25	0.239	CV

Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de La structure contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct

Chapitre V

Ferraillage des éléments Structuraux

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q

- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►►Art [5.2]◄◄**
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1. Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50MPa	σ_s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales [1] ►►Art [7.5.2.1]◄◄ :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - o 4% en Zone courante.
  - o 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.
- ✓ A Travée et appui≥ Amin CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1]►►Art [7.5.2.2]◄◄ :

- ✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par : $At = 0{,}003.\ St.b$
  - o b : largeur de la poutre.
  - o St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq h/2 & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4\ ;\ 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

➢ Ferraillage longitudinal des poutres principales :

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$(cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	66.05	1.35G+1.5Q	0	5.30	**6HA12**= 6.78
		Appui	-108.54	1.35G+1.5Q	0	9.20	**6HA14**= 9.23
	Etages (RDC.1.2.3.4 .5)	Travée	62.74	1.35G+1.5Q	0	5.00	**6HA12**= 6.78
		Appui	-98.92	1.35G+1.5Q	0	8.30	**6HA14**=9.23
	Entre sol	Travée	87.03	1.35G+1.5Q	0	7.10	**6HA14** =9.23
		Appui	-124.79	1.35G+1.5Q	0	10.60	**6HA12+ 3HA14=** 11.40
Rive	Terrasse	Travée	34.51	1.35G+1.5Q	0	2.70	**3HA12**= 3.39
		Appui	-61.83	G+Q+Ey	0	5.00	**3HA14+1HA12=** 5 .75
	Etages	Travée	33.39	1.35G+1.5Q	0	2.50	**3HA12**= 3.39
		Appui	-60.69	G+Q+Ey	0	4.90	**4HA14**= 6.16

➢ Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	49 .92	G+Q+Ey	0	4.00	**4HA12**=4.52
		Appui	-32.67	G+Q+Ey	0	2.60	**4HA12**=4.52
	Etages	Travée	65. 97	G+Q+Ex	0	5.30	**6HA12**=6.78
		Appui	-53.90	G+Q+Ex	0	4.81	**6HA12**=6.78
Rive	Terrasse	Travée	45.20	ELU	0	3 .60	**4HA12**=4.52
		Appui	-31.68	G+Q+Ex	0	1.91	**4HA12**=4.52
	Etages	Travée	37 .04	G+Q+Ex	0	2.90	**4HA14**=4.52
		Appui	-39.6	G+Q+Ex	0	3.20	**3HA12**=3.39

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser}(KN.m)	Combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	48.27	G+Q	6.78	7.50	-	C.V	-
		Appui	-79.31	G+Q	9.23	11.10	-	C.V	-
	Etages	Travée	44.95	G+Q	6.78	7.00	199.70	C.V	C.V
		Appui	-70.17	G+Q	9.23	9.90	-	C.V	-
	Entresol	Travée	61.52	G+Q	9.23	8.60	-	C.V	-
		Appui	-88.32	G+Q	13.44	11.10	-	C.V	-
Rive	Terrasse	Travée	25.29	G+Q	3.39	1.98	98.06	C.V	C.V
		Appui	-41.90	G+Q	5 .75	6.50	186.20	C.V	C.V
	Etages	Travée	22.81	G+Q	3.39	1 .74	101.30	C.V	C.V
		Appui	37.00	G+Q	6.16	3.10	110.00	C.V	C.V

Tableau V.5.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	34.10	G+Q	4.52	6 .70	175.60	C.V	C.V
		Appui	-40.24	G+Q	4.52	7.20	155.70	C.V	C.V
	Etages	Travée	21.83	G+Q	6.78	4.30	111.70	C.V	C.V
		Appui	-36.68	G+Q	6.78	6.60	142.80	C.V	C.V

Rive	Terrasse	Travée	33.05	G+Q	4.52	6 .50	170.70	C.V	C.V
		Appui	-15.59	G+Q	4 .52	3.10	80.50	C.V	C.V
	Etages	Travée	23.04	G+Q	4 .52	4 .50	119 .00	C.V	C.V
		Appui	23.43	G+Q	3 .39	4.60	121.00	C.V	C.V

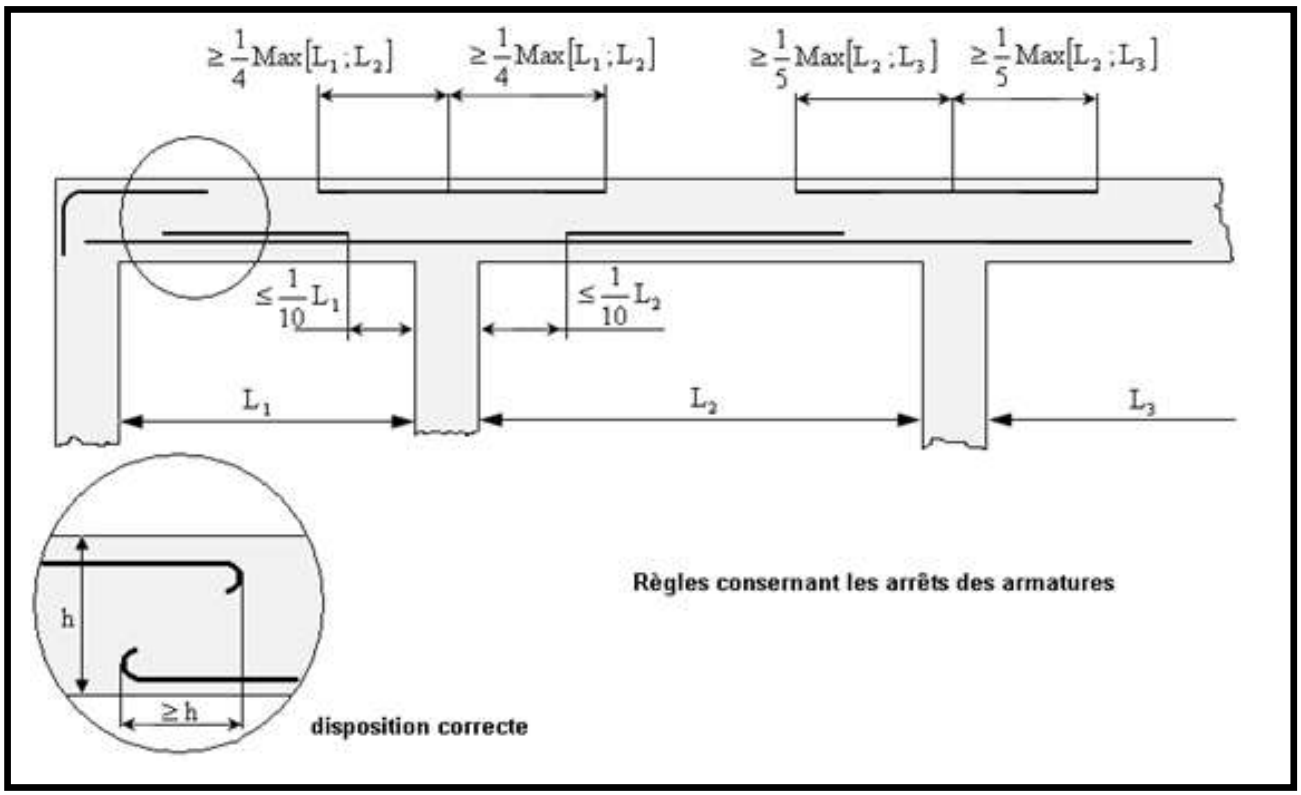
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min}CBA =1.20cm^2	A_{min}RPA =6.00cm^2	$A_{max\ T}$ RPA =48cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =72cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA12**
		Travée	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
	Etages, RDC	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA12**
		Travée	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
	entresol	Appui	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
		Travée	11.40	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA12+ 3HA14**
Rive	Terrasse	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 1HA12**
	Etages	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	**4HA1**

Tableau V.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	A_{calcul} (cm^2)	A_{min}CBA =1.20cm^2	A_{min}RPA =6.00cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =72cm^2	correction
Inter	Terrasse	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	**4HA12**
		Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	**4HA12**
	Etages	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	**6HA12**
		Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	**6HA12**
Rive	Terrasse	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	**4HA12**
		Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	**4HA12**
	Etages	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	**4HA12**
		Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	**3HA12**



FigureV.1.Disposition des armatures pour les poutres

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau V.8.Calcul de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.34\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	120.92	1.35G+1.5Q	1.07	3.34	C.V
	Etages	114.1	1.35G+1.5Q	1.02	3.34	C.V
	RDC	168.31	1.35G+1.5Q	1.49	3.34	C.V
Rive	Terrasse	58.53	G+Q+Ey	0.52	3.26	C.V
	Etages	63.06	G+Q+Ey	0.6	3.26	C.V

Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	82.21	G+Q+Ex	0.84	4.34	C.V
	Etages	82.21	G+Q+Ex	0.84	4.34	C.V
Rive	Terrasse	45.66	1.35G+1.5Q	0.46	2.50	C.V
	Etages	37.33	G+Q+Ex	0.39	3.26	C.V

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
30x40	1.49	33.75	1.72	9.60	20	1.8	10	15	**4Ø8**
30x40	0.78	944.7	1.49	8.75	15	1.35	10	15	**4Ø8**

V.2.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.85$
-

Tableau V.12.Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.075	0.062	C.V	0.075	0.085	C.N.V	0.0018	0.0105	C..V
PS	0.070	0.062	C.V	0.070	0.085	C.N.V	0.0021	0.0105	C.V

- ✓ Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire pour les poutres principales.

- **<u>Évaluation détaillée de la flèche pour les poutres principales</u> :**
- Flimite=L/500 +0,5 = 5300 /500+ 0,5 = 11 .1 mm

Tableau V.13. Vérification de la flèche des poutres principales.

M (kN.m)	A(cm²)	y (cm)	P	ß1	σs(MPa)	M	λi	λv
88.32	12.06	22.29	0.0107	0.878	222.42	0.684	1.958	1.17
I (cm⁴)	Ifi (cm⁴)	Ifv (cm⁴)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
208143.06	9.78*104	14.9*104	5.30	7.88	15.52	7.64	11.1	C.V

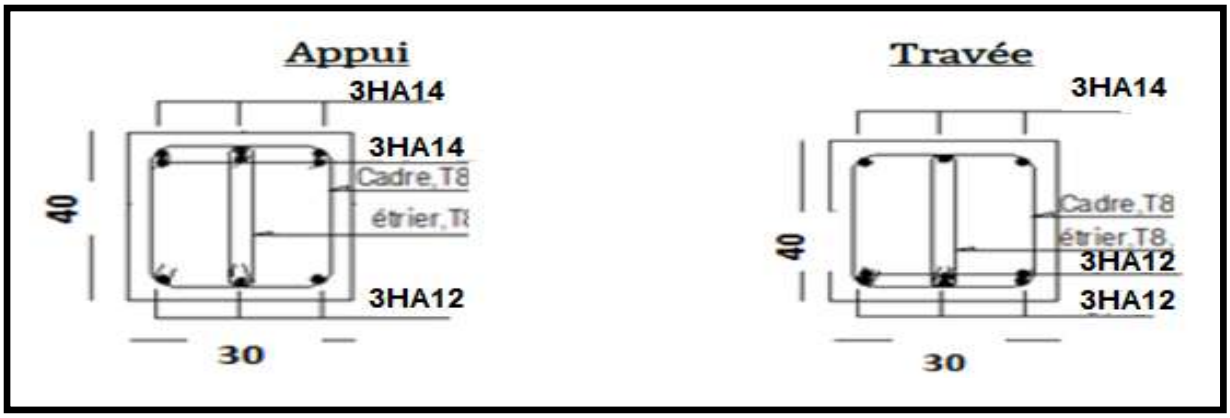
- ✓ Donc, On garde h=40cm et b=30cm

- **Évaluation détaillée de la flèche pour les poutres secondaires :**
- Flimite= $\frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10.00$ mm

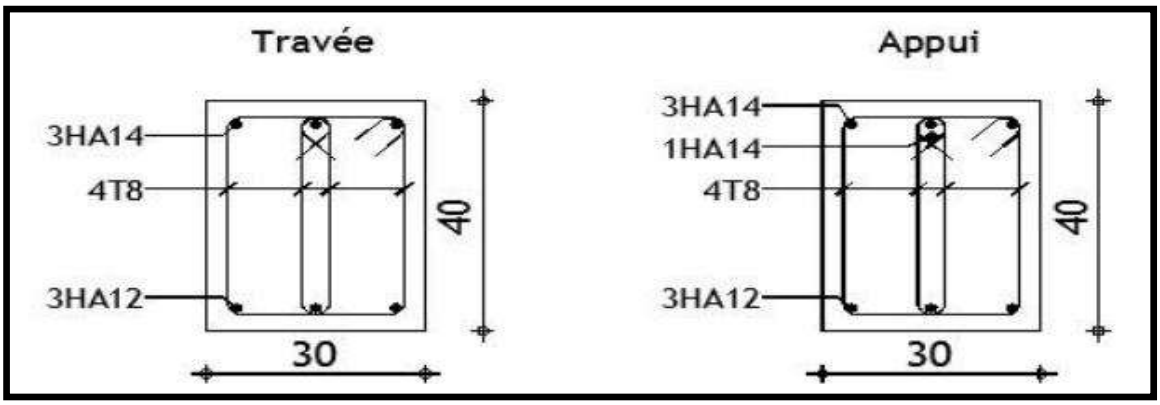
Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres secondaires.

M (kN.m)	A (cm²)	y (cm)	P	ß1	σs (MPa)	M	λi	λv
21.69	6.78	21.36	0.0060	0.878	97.163	0.172	3.48	1.17
I (cm⁴)	Ifi(cm⁴)	Ifv (cm⁴)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
188712.26	12.9588* 10⁴	16.7305* 10⁴	5.00	1.30	3.022	1.72	10	C.V

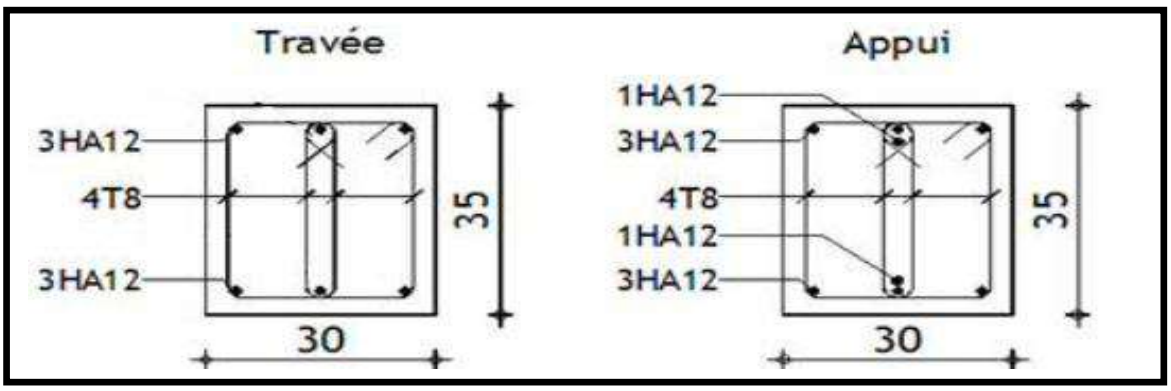
✓ Donc, On garde h=35cm et b=30cm



FigureV.2. Ferraillage des poutres principales d'intermédiaires (30* 40)



FigureV.3. Ferraillage des poutres principales de rive (30*40)



FigureV.4. Ferraillage des poutres secondaires rive

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ;

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

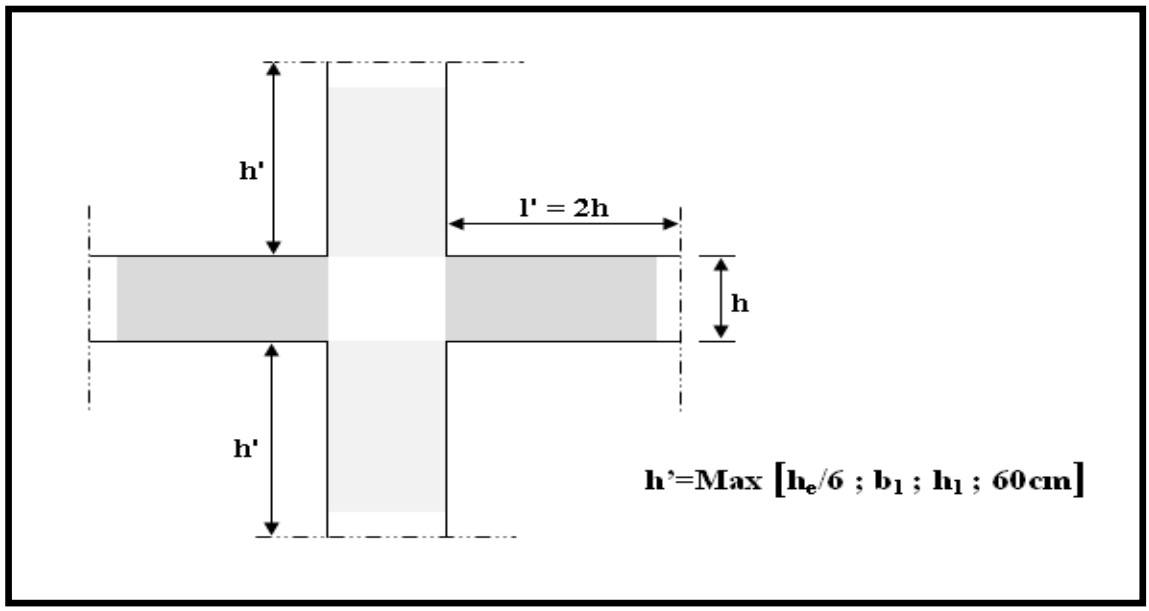
$$A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 ►►[Art 7.4.2.1]◄◄:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.



FigureV.5.Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

$$0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 4\% \text{ : En zone courante}$$

$$0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\% \text{ : En zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone IIa.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b.Sollicitations extrêmes de ferraillage :

- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►►Art [5.2]◄◄**
  - ✓ $G + Q \pm E$
  - ✓ $0{,}8G \pm E$
  - ✓ $G + Q \pm 1{,}2\ E$

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- M_{max} et son N_{corr}.
- N_{max} et son M_{corr}.
- N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c.Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2 eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MuG}{Mu}$
- ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- ➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

- ➢ on doit vérifier que :

$$\frac{lf}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

Détermination des armatures a l'ELU de résistance

- ➢ Situation durable:

Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.20$MPa.

Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- ➢ Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b = 1.50$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.20$MPa.

Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$MPa.

Tableau V.15.Les armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)		Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	A (cm^2)	Amin (cm^2)	Achoisi (cm^2)
5	35*35	Nmax Mcorr	1.35G+1.5Q	257.46	11.55	1.8	9.80	**8HA14**=12.31
		Mmax Ncorr	G+Q+Edx	131.61	51.97	0.6	9.80	**8HA14**=12.31
		Nmin Mcorr	0.8G+Edx	-5.45	2.76	1.1	9.80	**8HA14**=12.31
4	40*40	Nmax Mcorr	1.35G+1.5Q	497.88	13.29	2.0	12.80	**6HA14+2HA16** =13.25
		Mmax Ncorr	G+Q+Edx	189.41	70.44	0.9	12.80	**6HA14+2HA16** =13.25
		Nmin Mcorr	0.8G+Edx	-17.97	1.27	1.6	12.80	**6HA14+2HA16** =13.25
3	40*40	Nmax Mcorr	1.35G+1.5Q	739.27	11.17	2.0	12.80	**6HA14+2HA16** =13.25
		Mmax Ncorr	G+Q+Edx	243.19	60.28	0.8	12.80	**6HA14+2HA16** =13.25
		Nmin Mcorr	0.8G+Edx	-62.21	2.42	1.6	12.80	**6HA14+2HA16** =13.25
2	45*45	Nmax Mcorr	1.35G+1.5Q	984.38	13.19	2.3	16.20	**12HA16**=24.13
		Mmax Ncorr	G+Q+Edx	300.89	75.11	0.9	16.20	**12HA16**=24.13
		Nmin Mcorr	0.8G+Edx	-137.54	3.32	1.8	16.20	**12HA16**=24.13
1	45*45	Nmax Mcorr	1.35G+1.5Q	1229.64	16.49	2.3	16.20	**12HA16**=24.13
		Mmax Ncorr	G+Q+Edx	369.19	61.13	2.3	16.20	**12HA16**=24.13
		Nmin Mcorr	0.8G+Edx	-241.31	7.08	1.8	16.20	**12HA16**=24.13
RDC	50x50	Nmax Mcorr	1.35G+1.5Q	1588.32	19.14	2.	20.00	**12HA16**=24.13
		Mmax Ncorr	G+Q+Edx	49.74	56.94	0.20	20.00	**12HA16**=24.13
		Nmin Mcorr	0.8G+Edx	-376.34	7.17	2.4	20.00	**12HA16**=24.13
SSOL	50x50	Nmax Mcorr	1.35G+1.5Q	1878.85	5.45	2.5	20.00	**12HA16**=24.13
		Mmax Ncorr	G+Q+Edx	-109.00	29.65	1.9	20.00	**12HA16**=24.13
		Nmin Mcorr	0.8G+Edx	-300.55	5.46	2.0	20.00	**12HA16**=24.13

V.3.4. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables,.L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous. Poteaux à l'ELU

Tableaux V.16. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

	A_{minCBA} (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A_{maxRPA} (cm^2)	A_{maxRPA} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
			Nodale	Courante	
5	1.22	9.80	73.5	49	**8HA14**=12.31
4	1.60	12.80	96	64	**6HA14+2HA16**=13.25
3	1.60	12.80	96	64	**6HA14+2HA16**=13.25
2	2.02	16.20	121.5	81	**12HA16**=24.13
1	2.02	16.20	121.5	81	**12HA16**=24.13
RDC	2.50	20.00	150	100	**12HA16**=24.13
S.SOL	2.50	20.00	150	100	**12HA16**=24.13

V.3.5.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.v_1}{I'_G}\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$\sigma_b = k.y_1$; $\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$

Tableau V.17.Vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveau (m)	Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
5	35*35	G+Q	188.57	8.39	-4.23	1.90	26.70	15.00	201.63
		G+Q	168.48	7.25	20.24	3.00	40.30	15.00	201.63
		G+Q	25.75	2.56	0.87	0.40	5.50	15.00	201.63
4	40*40	G+Q	363.67	9.63	-4.74	2.30	33.00	15.00	201.63
		G+Q	293.71	12.28	24.31	3.20	44.00	15.00	201.63
		G+Q	57.33	0.76	-6.46	0.60	8.60	15.00	201.63
3	40*40	G+Q	539.50	8.08	-4.21	2.90	42.50	15.00	201.63
		G+Q	424.63	9.95	18.32	3.30	46.00	15.00	201.63
		G+Q	89.98	0.57	-5.34	0.70	9.60	15.00	201.63
2	45*45	G+Q	718.08	9.60	-5.14	2.80	41.70	15.00	201.63
		G+Q	565.65	11.76	20.98	3.00	42.50	15.00	201.63
		G+Q	144.73	0.85	-6.38	0.70	10.30	15.00	201.63
1	45*45	G+Q	896.81	11.69	-6.52	3.50	52.10	15.00	201.63
		G+Q	712.64	15.68	17.26	3.50	49.90	15.00	201.63
		G+Q	180.04	0.95	-4.62	0.80	11.20	15.00	201.63
RDC	50x50	G+Q	1152.00	13.68	-8.22	3.50	51.20	15.00	201.63
		G+Q	73.53	-12.63	-1.36	3.50	8.00	15.00	201.63
		G+Q	206.22	0.78	-4.55	0.60	9.60	15.00	201.63
S.SOL	50x50	G+Q	1362.03	3.94	-1.93	3.60	53.80	15.00	201.63
		G+Q	343.19	0.98	-2.07	0.90	14.00	15.00	201.63
		G+Q	278.67	0.02	-1.03	0.70	10.90	15.00	201.63

V.3.6.Détermination des armatures transversales

V.3.6.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V.3.6.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites ($\alpha = 90°$)
Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidental le}\end{cases}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 :►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$
$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.6.c.Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau V.18.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Comb	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA(MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	G+Q+Ex	40.40	0.36	22.35	0.075	1.875	4.34	C.V
40x40	G+Q+Ex	51.05	0.34	19.55	0.075	1.875	4.34	C.V
45x45	G+Q+Ex	54.93	0.29	22.64	0.075	1.875	4.34	C.V
50x50	G+Q+Ex.	58.92	0.25	18.11	0.075	1.875	4.34	C.V

V.3.6.d.Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3]◄◄:**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :►► [Art 7.4.2.2]◄◄ :**

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

Avec:

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau
- $\lambda_g = \ell_f / a$

$\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ dans les cas contraires

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq$ Min ($10\phi_l$, 15 cm) en zone IIa

- Dans la zone courante: $St \leq 15\phi_l$ en zone IIa

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

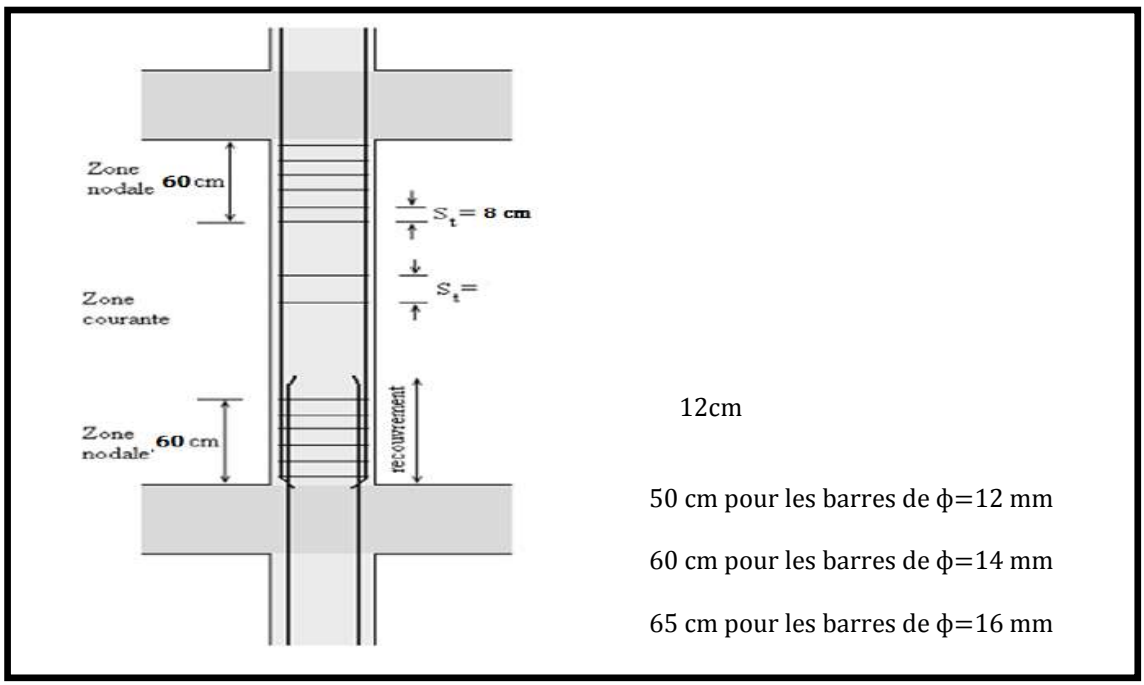
Tableau V.19.Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	$St_{cal\ RPA}$ (cm)	Zone	St_{RPA}	St_{CBA}	St_{finale}	Choix
35x35	40.40	2.01	6.46	2.5	15.10	cour	21	28.8	12cm	4Ø8
						nod	14	28.8	8 cm	4Ø8
40x40	51.05	2.01	5.65	2.5	11.95	cour	21	33.3	12cm	4Ø8
						nod	14	33.3	8 cm	4Ø8
45x45	54.93	2.01	5.81	2.5	11.11	cour	21	37.8	12 cm	4Ø8
						nod	14	37.8	8 cm	4Ø8
50x50	58.92	2.01	6.54	2.5	11.90	cour	24	42.3	12cm	4Ø8
						nod	16	42.3	8 cm	4Ø8

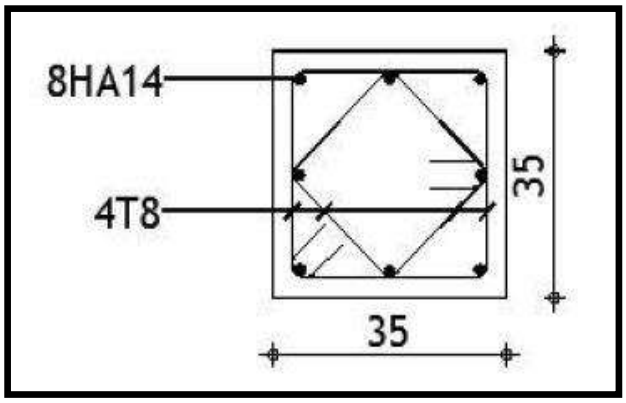
❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1]►► [Art 7.4.2.2]◄◄:**

Tableau V.20.Vérification de la quantité d'armatures transversales

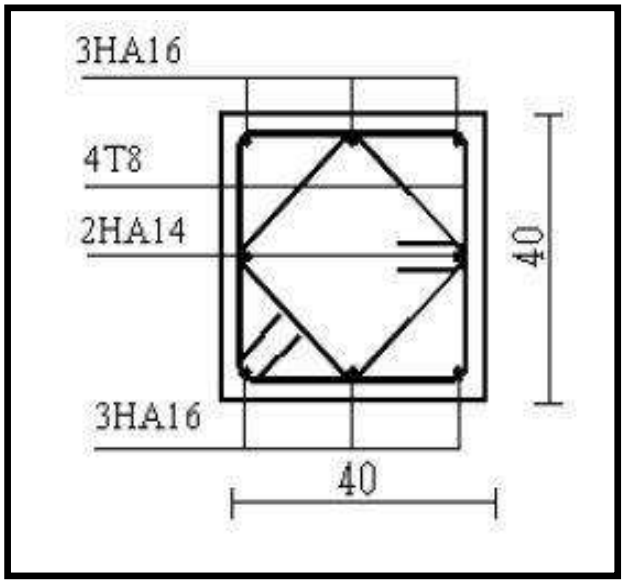
Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
35x35	Cour	0.47	C.V
	Nod	0.71	C.V
40x40	Cour	0.41	C.V
	Nod	0.62	C.V
45x45	Cour	0.37	C.V
	Nod	0.55	C.V
50x50	Cour	0.33	C.V
	Nod	0.50	C.V



FigureV.6 . Disposition des armatures dans les poteaux



FigureV.7 .Ferraillage des poteaux carré



FigureV 8.Ferraillage des poteaux carré (40×40)

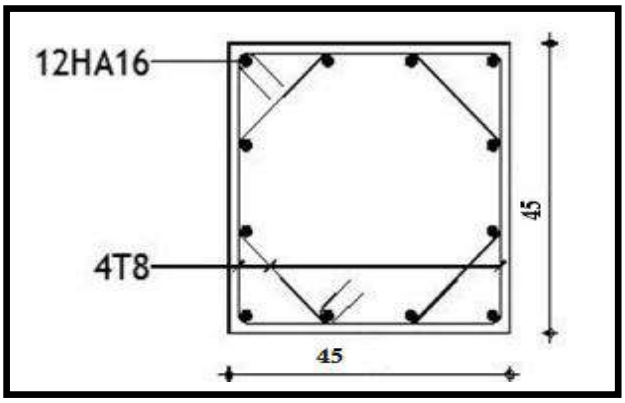


Figure. V. 9 .Ferraillage des poteaux carré (45×45)

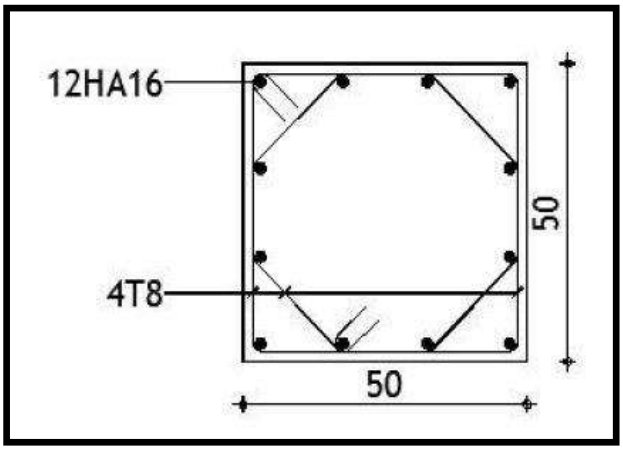


Figure. 10 .Ferraillage des poteaux carré (50×50)

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

A.Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$
$0.8G \pm E$

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1.Aciers verticaux :[1]►►[Art 7.7.4.1]◄◄

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux :[1]►►[Art 7.7.4.2]◄◄

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1] ►►[Art 7.7.4.3]◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1{,}5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones D'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

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 au moins de quatre par mètre carrée.

B.Calcul du ferraillage vertical :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

- e=20cm
- e=15 cm

V.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$Sv \leq \min [1.8a ; 30cm]$

Sv (zone courante)

Sv = Sv/2(zone d'extrémité) L/10

(zone d'extrémité)10

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

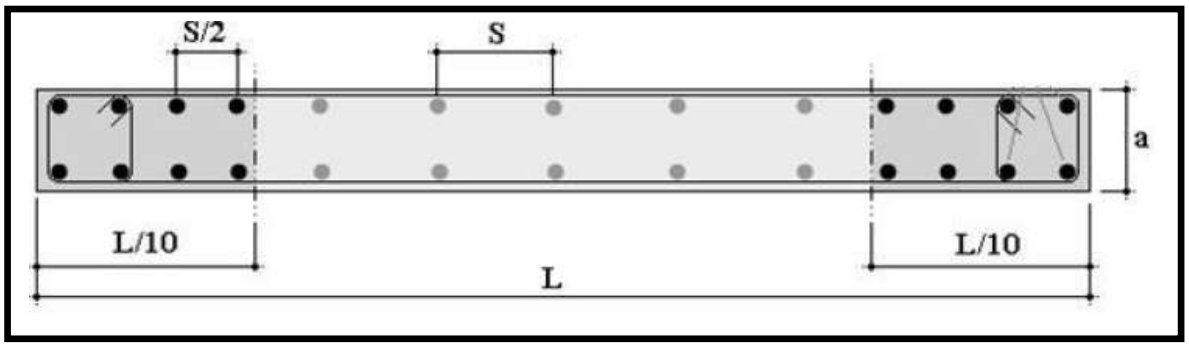


Figure .11. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.3.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.3.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$ MPa. ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.20$MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$ MPa. ; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.50$ MPa. ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.20$MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.00$ MPa. ; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$MPa.

Tableau .21. Calcul des armatures verticales des voiles

Niveau (m)	Section	N (kN)	M (kN.m)	comb	A_{cal} (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Amin CBA (cm^2)	St (cm)	Achoisi (cm^2)
5	15*195	81.33	41.27	ACC	7.00	3.60	2.40	20	**2× (4HA12+4HA10 =7.66)**
	15*470	207.75	335.83	ACC	18.00	9.78	6.52	20	**2× (16HA12=18.10)**
	15*310	165.39	119.05	ACC	11.60	6.18	4.12	20	**2× (16HA10=12.56)**
	15*500	182.35	209.89	ACC	19.20	10.46	6.97	20	**12× (6HA16=32.17)**
	15*100	80.07	40.57	ACC	3.90	1.85	1.23	20	**2× (4HA12+4HA10 =7.66**
4+3	15*195	216.80	108.76	ACC	6.80	3.48	2.32	20	**4HA12+4HA10 =7.66)**
	15*470	554.80	1651.23	ACC	17.00	9.67	6.45	20	**2× (16HA12=18.10)**
	15*310	578.60	528.92	ACC	11.40	6.07	4.05	20	**2× (16HA10=12.56)**
	15*500	522.49	801.07	ACC	19.00	10.35	6.90	20	**2× (16HA16=32.17)**
	15*100	241.46	63.46	ACC	3.70	1.80	1.20	20	**2× (4HA12+4HA10 =7.66)**
1+2	15*195	429.99	172.30	ACC	6.60	3.37	2.25	20	**2× (4HA12+4HA10 =7.66)**
	15*470	844.29	1651.23	ACC	17.00	9.56	6.37	20	**2× (16HA12=18.10)**
	15*310	1547.04	1160.53	ACC	11.20	5.96	3.97	20	**2×(16HA10=12.56)**
	15*500	609.20	1494.43	ACC	18.80	10.23	6.82	20	**2× (16HA12=18.10)**
	15*100	282.02	56.76	ACC	3.60	1.74	1.16	20	**2× (4HA12+4HA10 =7.66)**
RDC	20*195	402.34	289.59	ACC	6.40	4.35	2.90	20	**2×(4HA12+4HA10 =7.66)**
	20*470	751.47	2255.67	ACC	17.60	12.60	12.60	20	**2× (16HA12=18.10)**
	20*310	2160.10	1521.08	ACC	11.20	7.80	5.20	20	**2× (16HA10=12.56)**
	20*500	1026.00	2173.78	ACC	18.80	13.50	9.00	20	**2× (16HA16=32.17)**
	20*100	516.74	148.20	ACC	3.80	2.25	1.5	20	**2× (4HA12+4HA10 =7.66)**
s.sol	20*530	111.45	2930.20	ACC	24.0	14.4	9.60	20	**2× (16HA16=32.17)**

B. Vérification des armatures à ELS :

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

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule: σ_b =0,6 fc28=15 Mpa,

et on doit vérifier que : $\leq \sigma_b$ (MPa)

- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,\text{MPa}; 201.63\,\text{MPa}\right] = 201.63\,\text{MPa},$$

et on doit vérifier que : σ_s (MPa)

Tableau .22.Vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau (m)	Section	N (kN)	M (kN.m)	Aadoptée (cm2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
5	15*195	99.86	22.71	7.66	0.7	15	9.80	201.63	c.v
	15*470	179.25	26.47	18.10	0.3		4.50		
	15*310	125.97	84.35	12.56	0.6		9.40		
	15*500	174.31	39.05	32.17	0.3		4.30		
	15*100	85.73	10.13	7.66	1		14.40		
4+3	15*195	180.58	17.94	7.66	0.9	15	14.00	201.63	c.v
	15*470	335.79	22.81	18.10	0.5		7.80		
	15*310	344.97	89.22	12.56	1.1		16.90		
	15*500	330.63	61.43	32.17	0.5		7.90		
	15*100	157.60	4.47	7.66	1.30		19.10		
1+2	15*195	321.62	18.48	7.66	1.60	15	23.10	201.63	c.v
	15*470	623.99	7.66	18.10	0.90		13.70		
	15*310	705.80	48.63	12.56	1.80		27.50		
	15*500	618.77	84.19	32.17	1.00		14.30		
	15*100	323.21	5.81	7.66	2.60		38.40		
RDC	20*195	515.74	20.03	7.66	1.90	15	28.10	**201.63**	c.v
	20*470	015.86	176.48	18.10	1.40		20.80		
	20*310	1133.96	75.43	12.56	2.30		34.60		
	20*500	982.81	41.04	32.17	1.10	15	16.00	**201.63**	c.v
	200*100	25.63	25.63	7.66	3.10		44.90		
s.sol	20*530	38.08	64.70	25.95	0.40	15	6.50	**201.63**	c.v

C.Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures(épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

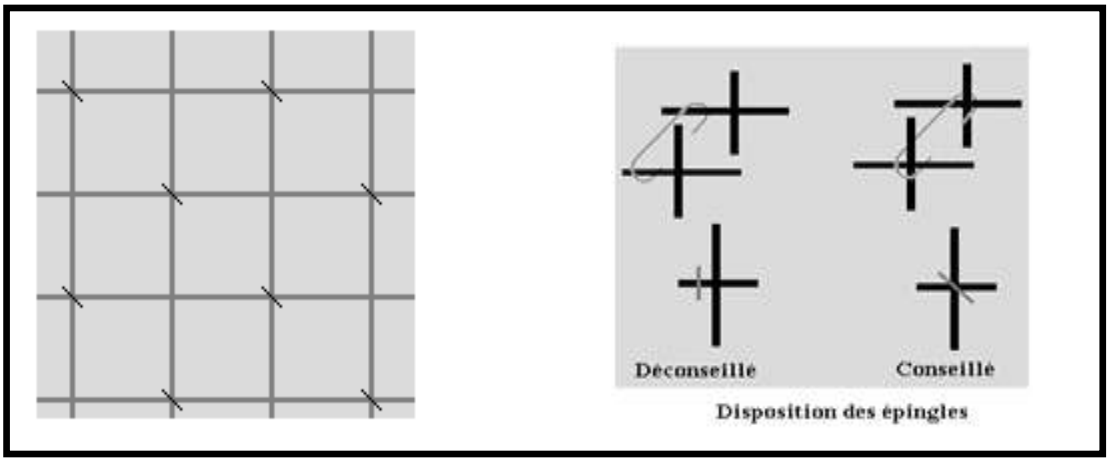


Figure V.12. Les armatures transversales et les épingles

Pour les deux blocs A et B, toutes les longueurs de recouvrement sont :Lr=40ϕ=65

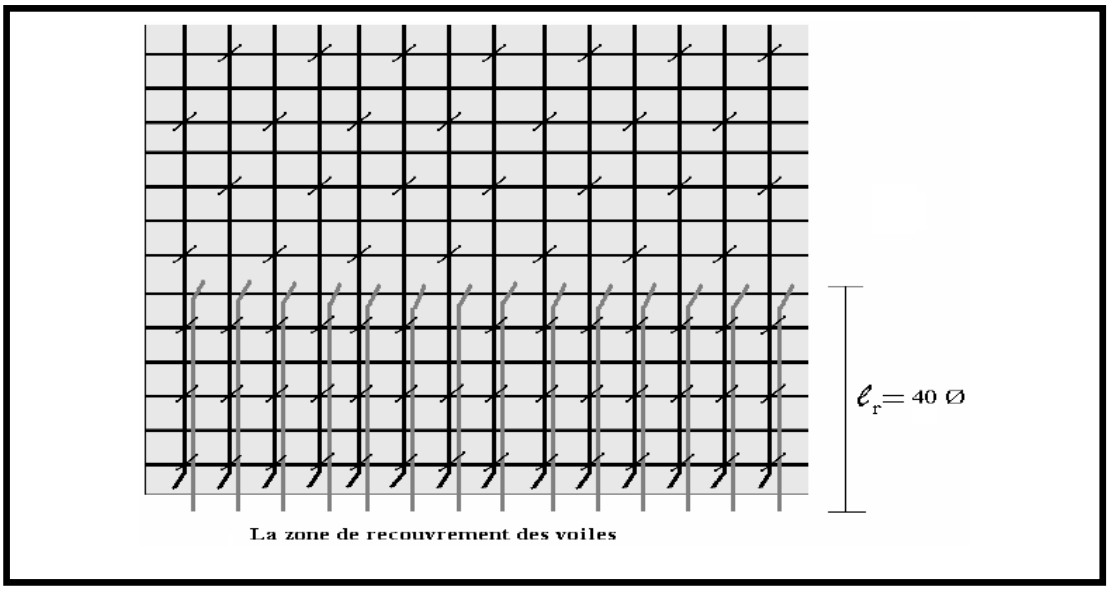


Figure.13 .La zone de recouvrement des voiles

Vérification des voiles à l'effort tranchant :[1]►►[Art 7.7.4.3]◄◄

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

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2\, f_{c28}$, Il faut vérifier la condition suivante :

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

Tableau .23.Vérification a l'effort tranchant des voiles

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	20	95.70	0.22	5	C.V
	15	90.32	0.33	5	C.V
V2	20	553.82	1.28	5	C.V
	15	431.85	1.58	5	C.V
V3	20	257.63	0.59	5	C.V
	15	173.20	0.63	5	C.V
V4	20	364.92	0.83	5	C.V
	15	347.52	1.25	5	C.V
V5	20	58.84	0.13	5	C.V
	15	37.05	0.13	5	C.V

D.Ferraillage horizontal :

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, $\phi t=8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$

- K=1+3(σ_{cm}/ f_{cj}) en flexion composée avec compression.
- K=1-10($_{\sigma tm}$/ $_{fcj}$) en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma tm=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression: effort normal de tractionB=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)
  Et on doit vérifier que : $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] **[2]**

  St ≤ min (1,5a, 30cm) **[1]►►[Art 7.7.4.3]◄◄**

Tableau.24.Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep (cm)	H(m)	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15⁰/ ₀B	Ah≥ Amin
V1	20	3.74	30.06	30	20	**2(2Ø8)**=20.11	10.02	C.V
	15	3.23	25.47	22.5	20	**2(2Ø8)**=20.11	6.36	C.V
V2	20	3.74	30.06	30	20	**2(2Ø8)**=20.11	10.02	C.V
	15	3.23	25.47	22.5	20	**2(2Ø8)**=20.11	6.36	C.V
V3	20	3.74	30 .51	30	20	**2(2Ø8)**=20.11	10.02	C.V
	15	3.23	25 .93	22.5	20	**2(2Ø8)**=20.11	6.36	C.V
V4	20	3.74	30.06	30	20	**2(2Ø8)**=20.11	10.02	C.V
	15	3.23	25.47	22.5	20	**2(2Ø8)**=20.11	6.36	C.V
V5	20	3.74	30.06	30	20	**2(2Ø8)**=20.11	10.02	C.V
	15	3.23	25.47	22.5	20	**2(2Ø8)**=20.11	6.36	C.V

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- ❖ Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- ❖ Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

- Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

Les schémas suivants montrent la disposition initiale des semelles :

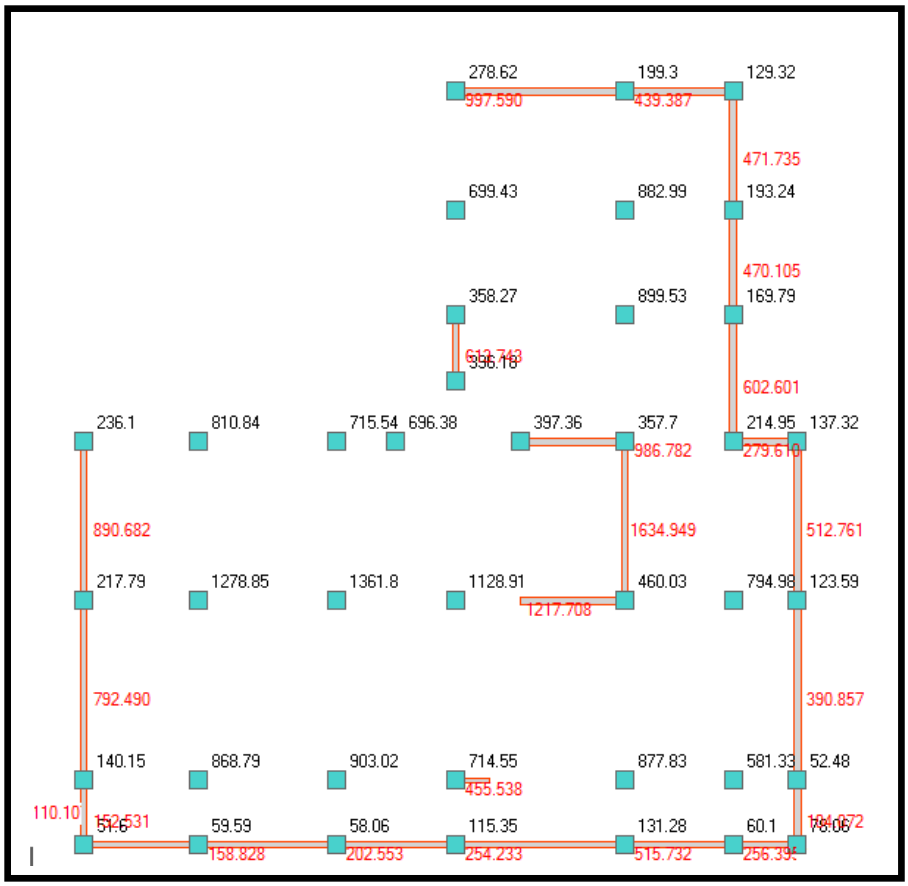


Figure VI.1.Représentation des semelles

VI.2.Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

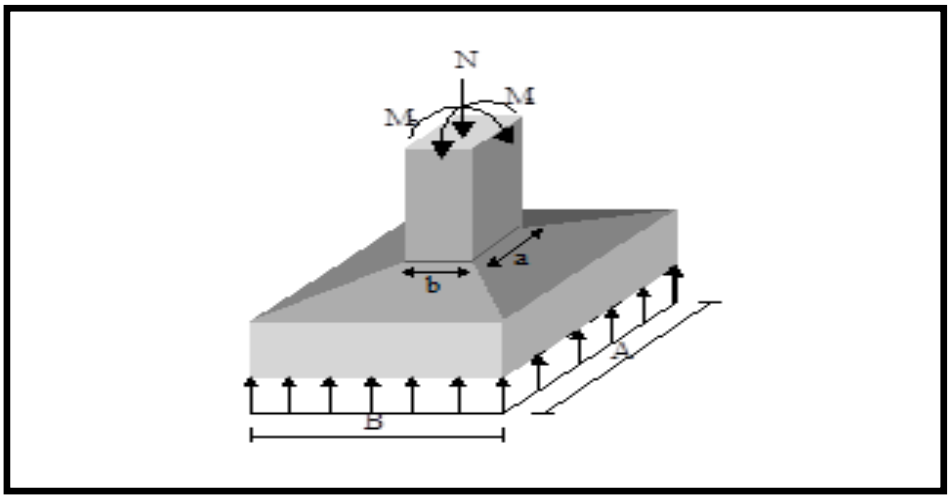


Figure VI.2.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

✓ **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$\begin{cases} d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow \ da_{adp} = h_{adp}-e-\frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{aadp}-\frac{\phi a+\phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

✓ **Si M≠0 :**

On procèdecomme suit:

Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><th colspan="3">Repartition trapézoïdale</th><th colspan="3">Repartition triangulaire</th></tr>
<tr><td colspan="6">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="3">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$</td><td colspan="3">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="3">$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$(1)</td><td colspan="3">$\frac{1.995a}{b}\sigma s.B^2 - (3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma s)B - 2.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td colspan="2">$\Rightarrow B \Rightarrow A$</td><td colspan="3" rowspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0</td><td colspan="2">$\frac{b}{a}\sigma s.A^3 - N.A - 3.e_{0a}.N \geq 0$(2)</td></tr>
<tr><td colspan="6">Ferraillage des semelles</td></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq B/18$</td><td colspan="2">$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\ \sigma s})$</td><td colspan="3">$M_{1b}=A\ (B/2-0.35b)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Ab= M_{1b}/\beta.db.\sigma s$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td colspan="2">$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td><td>Ma=0</td><td colspan="2">$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0 et
$e_{0a} \leq A/18$</td><td colspan="2">$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td><td>Ma≠0</td><td colspan="2">$M_{1b}=B\ (A/2-0.35a)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Aa= M_{1a}/\beta.da.\sigma s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $Sa=\frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau VI.2.Dimensionnement des semelles isolées S_1, S2, S3, S4, à l'ELS

	N_{ELS} (KN)	M_{XELS} (KN.m)	$M_{Y\ ELS}$ (KN.m)	A(m)	B(m)	h(cm)	d_a(cm)	d_b(cm)	e(cm)
S1	822.99	1.72	3.01	2.50	2.00	55	49.40	48.20	15
S2	899.53	0.42	3.28	2.50	2.00	55	49.40	48.20	15
S3	581.33	1.68	5.19	2.50	2.00	55	49.40	48.20	15
S4	877.83	13.21	4.52	2.50	2.00	60	54.40	53.20	15

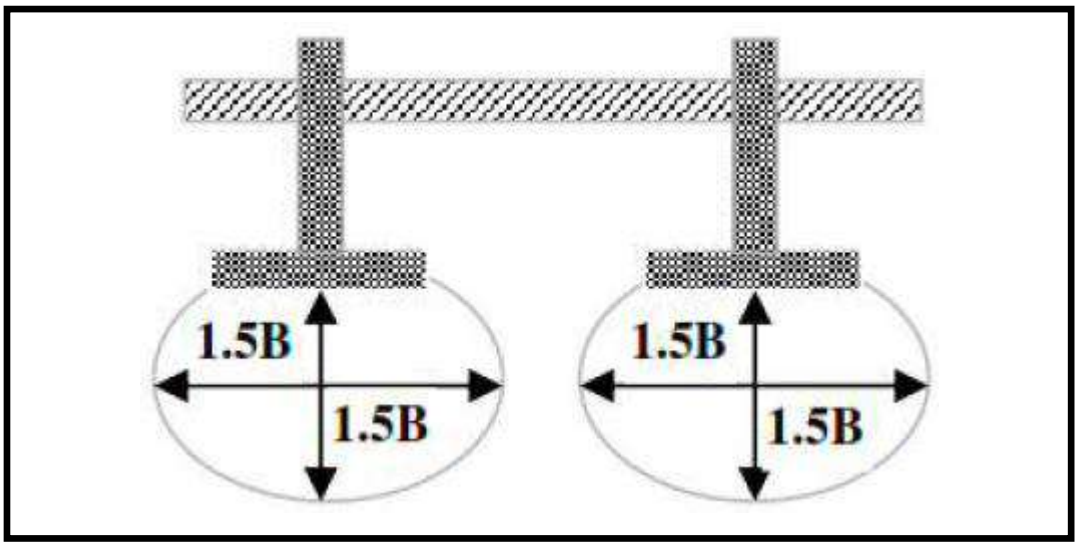


Figure .VI.3. Les bulles de pression.

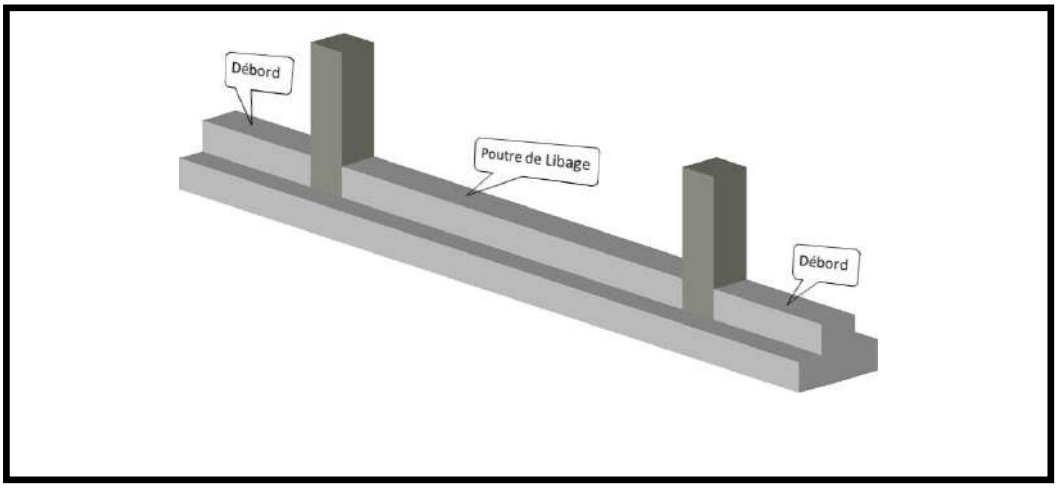
Remarque:

D'après le tableau avent (Tableau VI.2) nous avons remarqué des chevauchements entre les semelles **S1, et S2, S3 et S4**. Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

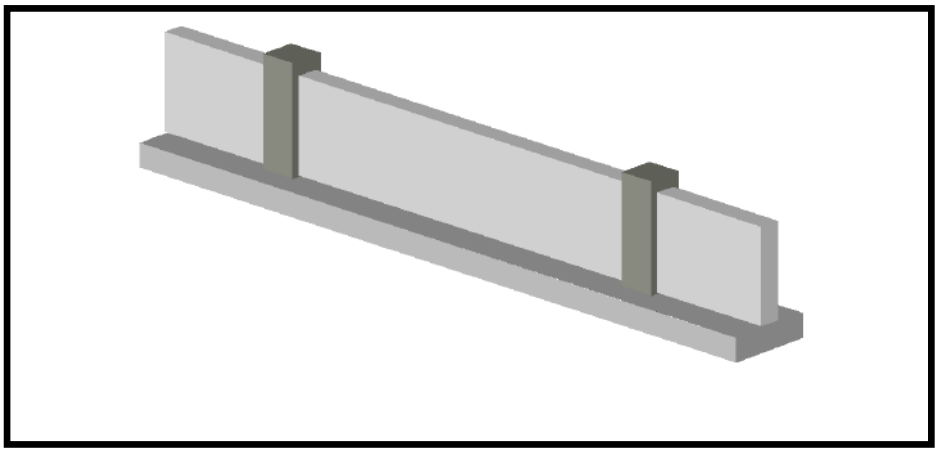
VI.3.Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ; Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement;



FigureVI. 3.Schéma d'une semelle filante sous poteaux



FigureVI. 5.Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.3.1. Semelles filantes sous voile et sous poteaux :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N :est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3.dimensionnement des semelles filantes SF1àSF11 sous voiles sous poteaux

	L(m)	Nser (KN)	Nser/ml (KN/ml)	Mser/ml (KN)	B(m)	Bchoisie(m)	H(m)	db(m)	e(m)
SF1	8.5	1740.58	204.77	3.28	1.02	1.20	0.30	0.25	0.15
SF2	12.95	2427.87	187.48	1.62	0.93				
SF3	12.20	1203.41	98.64	3.77	0.49				
SF4	11.90	1350.02	110.50	3.28	0.55				
SF5	9.50	715.03	75.26	2.02	0.37				
SF6	12.20	2158.52	76.92	3.77	0.88				
SF7	21.40	4041.52	188.87	2.94	0.94				
SF8	21.40	6182.29	288.92	2.02	1.44	1.50			
SF9	21.40	5768.76	269.56	2.83	1.34				
SF10	10.65	2061.01	193.52	1.62	0.96	1.20			
SF11	10.65	1977.84	185.71	1.35	0.92				

VI.3. 2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Tableau VI.4.vérifications des contraintes des semelles filantes.

	L(m)	Nser (KN)	Mser/ml (KN)	Sf (m^2)	σ (MPA)	σ <σsol
SF1	8.5	1740.58	3.28	10.20	0.171	c.v
SF2	12.95	2427.87	1.62	15.54	0.156	c.v
SF3	12.20	1203.41	3.77	14.64	0.082	c.v
SF4	11.90	1350.02	3.28	14.28	0.095	c.v
SF5	9.50	715.03	2.02	11.40	0.063	c.v
SF6	12.20	2158.52	3.77	14.64	0.147	c.v
SF7	21.40	4041.52	2.94	25.68	0.157	c.v
SF8	21.40	6182.29	2.02	32.10	0.193	c.v
SF9	21.40	5768.76	2.83	32.10	0.180	c.v
SF10	10.65	2061.01	1.62	12.78	0.161	c.v
SF11	10.65	1977.84	1.35	12.78	0.155	c.v

b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

- Armatures de répartition : $Arép = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.5.Armatures principales des semelles filantes.

	Nu/ml (KNl)	Nu (KN/ml)	Acalculée(cm^2)	Achoisie(cm^2)	ESP (cm)
SF1	1829.37	215.22	3.18	8HA12=9.04 (cm2)	15
SF2	3476.03	268.42	3.97		
SF3	1500.60	123.00	1.82		
SF4	147.20	147.20	2.17		
SF5	782.42	82.36	1.25		
SF6	3135.03	256.97	3.8		
SF7	6197.44	289.60	4.28		
SF8	8542.88	399.39	5.16	10HA12= 11.3 (cm2)	
SF9	7900.80	369.20	4.77		
SF10	2818.09	264.61	3.91	8HA12=9.04 (cm2)	
SF11	2773.47	260.42	3.85		

- Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}; ESP = \frac{B - 2e - \emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

- [σ s]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- [σ s] = 202MPa à l'ELS

Tableau VI.6.Armatures de répartition de la semelle filante .

semelle	Arépartition(cm^2)	ESP(cm)
SF (1à7)	8HA12=9.04	15
SF (8et9)	10HA12=11.3	15
SF (10et11)	8HA12=9.04	15

VI.3.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : ls= $\frac{\emptyset fe}{4.\tau s}$.

- ls ≥ B/4 : ancrage courbe.
- B/8 ≤ ls ≤B/4 : ancrage courbe ou rectiligne.
- ls ≤B/8 : on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueurde 0.71B.

Tableau VI.7.Vérification des longueurs de scellement des semelles

semelle	Ø (mm)	Ls(cm)	B/8(cm)	B/4(cm)	Ancrage
SF(1 à 7)	12	42.40	15.00	30.00	courbe
SF(8 à 9)			18.75	37.50	
SF(10à11)			15.00	30.00	

Commentaire :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.5. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►►[Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste

à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.8.Vérification de la stabilité au renversement

	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN))	e0(m)	B(m)	B/4(m)	e0≤ B/4
SF1	215.22	4.43	0.020	1.20	0.30	c.v
SF2	268.42	2.18	0.075			c.v
SF3	123.00	5.09	0.041			c.v
SF4	147.20	4.43	0.030			c.v
SF5	82.36	2.73	0.033			c.v
SF6	256.97	5.09	0.019			c.v
SF7	289.60	3.97	0.013			c.v
SF8	289.70	2.71	0.009	1.50	0.37	c.v
SF9	302.45	3.82	0.012			c.v
SF10	264.61	2.18	0.008	1.20	0.30	c.v
SF11	260.42	4.13				c.v

VI.4. Ferraillage des poutres de libage :

VI.4.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion.
La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la
théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer
une répartition uniforme de la contrainte du sol.
Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$le \leq \frac{\pi}{2le}; le = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- I : Moment d'inertie de la semelle = $I = \frac{b\,hp^3}{12}$
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$hp = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.k}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1 , PL2 , PL3) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF7 ,SF8,SF11).

- ✓ Dimensionnement de la poutre de libage

Tableau VI.9.Dimensionnement de la poutre de libage

	B(m)	L(m)	H(m)	I(cm^2)	$\frac{\pi}{2le}$	$le \leq \frac{\pi}{2le}$
PL1	0.5	5.00	0.90	3037500	9.59	Oui
PL2	0.5	4.10	0.90	3037500	9.59	Oui
PL3	0.5	3.10	0.90	3037500	9.59	Oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction
du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- Ni la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs deq sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.10.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N(ELU)\ KN$	$\sum N(ELU)\ KN$	L(m)	qu (KN/m^2)	qs (KN/m^2)
PL1	2209.86	1592.38	21.40	215.46	159.60
PL2	3642.80	2640.65	21.40	259.42	192.16
PL3	1467.78	1057.70	10.65	87.99	65.18

VI.4.2.Calcul des moments :

Aux appuis :

À l'ELU: $$Ma = -\frac{qu*(lw'^{2+}\ \gamma le'^{2})}{8.5(1+\gamma)}$$

À l'ELS : $$Ma = -\frac{qser*(lw'^{2+}\ \gamma le'^{2})}{8.5(1+\gamma)}$$

En travées :

À l'ELU: $$Mt = M_0 - \frac{Me+Mw}{2}$$

À l'ELS : $$Mt = M_0 - \frac{Me+Mw}{2}$$

Tableau VI.11.Détermination des moments de la poutre

Poutre de libage	ELU		ELS	
	Ma(KN.m)	Mt KN.m)	Ma(KN.m)	Mt KN.m)
PL1	448.84	224.43	332.50	166.25
PL2	363.40	174.97	269.18	269.18
PL3	70.46	33.07	52.19	24.50

VI.4.3.Armatures longitudinales :

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$\tau u = \frac{Tu}{bd}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \quad ;\mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	μ	β	Acl (cm^2)	Achoisie (cm^2)
PL1	Travée	224.43	87.5	0.041	0.979	7.52	**6HA14**=9.23
	appui	448.87	87.5	0.082	0.957	15.40	**11HA14**=16.93
PL2	Travée	174.97	87.5	0.032	0.984	5.83	**6HA14**=9.23
	appui	363.40	87.5	0.066	0.966	12.35	**11HA14**=16.93
PL3	Travée	33.07	87.5	0.060	0.969	1.12	**6HA14**=9.23
	appui	70.04	87.5	0.012	0.994	2.32	**6HA14**=9.23

Vérification des contraintes à l'ELS :

- Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa ;[σs]= 201.6Mpa.

Tableau VI.13.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre

élément		AELU (cm^2)	Mser (KN.m)	σb (MPA)	σb (MPA)	σb≤ [σb]
PL1	Travée	9.23	166.25	4.20	222.30	NON
	appui	16.93	332.50	9.00	335.70	NON
PL2	Travée	9.23	129.60	3.30	173.30	OUI
	appui	16.93	269.13	5.40	201.00	OUI
PL3	Travée	9.23	24.50	0.6	32.80	OUI
	appui	9.23	52.19	1.30	70.00	OUI

On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

- **Calcul à l'ELS:**

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	μ	β	Acl (cm^2)	Achoisie (cm^2)
PL1	Travée	166.25	87.5	0.061	0.968	11.28	**8HA14**=12.32
	appui	332.50	87.5	0.030	0.985	5.54	**6HA14**=9.23
PL2	Travée	129.60	87.5	0.049	0.974	9.07	**6HA14**=9.23
	appui	269.18	87.5	0.023	0.988	4.30	**6HA14**=9.23
PL3	Travée	24.50	87.5	0.009	0.995	1.72	**6HA14**=9.23
	appui	52.19	87.5	0.004	0.998	0.80	**6HA14**=9.23

VI.4.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois $3cm^2/m.l$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*0.9 = 2.7 cm^2, donc on adopte 6HA12=6.79cm^2.

VI.4.5.Armatures transversales :

$$Tw = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}; \qquad Te = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\tau u = \frac{Tu}{bd}$$

Tableau VI.15.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Poutre de libage	Vu(KN)	τu	$[\tau u]$	At(cm^2)	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	538.65	1.23	2.50	**6HA8**=3.02	10	15
PL2	531.81	1.21	2.50	**6HA8**=3.02	10	15
PL3	136.38	0.31	2.50	**6HA8**=3.02	10	15

VI.5. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.1. Pré dimensionnement :[1]:►►[Art 10.1.1.b]◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 30 x 30cm^2

VI.5.2. Sollicitations :[1]►►[Art 10.1.1.b]◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.16.Valeurs de α

site	zone I	zoneIIa	zone IIb et III
S_3	15	12	10

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1879}{12} = 156.58\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1362.13}{12} = 113.51\ kN$$

VI.5.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. <u>à l'état limite ultime :</u>
Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : $F_u = 156.58kN$

Alors: $A_u = \frac{156.58*10^3}{348} = 4.49cm^2$

a. <u>condition de non fragilité :</u>

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors pour les deux blocs **A** et **B** on a : $A \geq \frac{(30*30)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.72cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

b. <u>vérification des contraintes à l'ELS :</u>

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$F_{ser} = 113.51kN$

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{113.51 * 10^3}{678} = 167.41 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa (C.V)}$$

Le ferraillage minimum donne ''RPA V2003''doit être de 0,6 % de la section B:
[1]:►►[Art 10.1.1.b]◄◄

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*30}{100} = 5.40cm^2$$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78 cm²**

a. <u>Armatures transversales</u> :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1]:►►[Art 10.1.1.b]◄◄**qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

d.1. <u>section :</u>

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4.00mm$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,mm$

$A_t = 4\phi 8 = 2.01\ cm^2$

d.2. Espacement:

$$S_t \leq \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ; 18cm\right]$$

On adopte: $S_t = 15\ cm.$

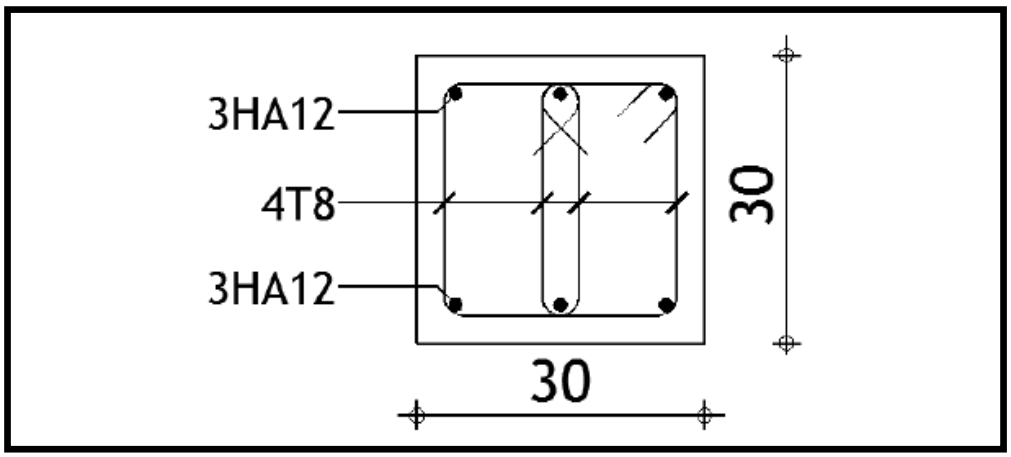


Figure VI.6.Ferraillage des longrines

Conclusion générale

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une Conception optimale, touts en assurant l'économie et sur tous la sécurité des Usagers.

La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour L'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, Néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas

Nécessaires à ce stade de l'étude.

- L'analyse 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 (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)

- La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour

Connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type De fondation (superficielle ou profonde)

- Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du Volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel "Sap2000V17. " permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, La Fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances Acquises durant notre cycle universitaire, de les améliorer Surtout dans la Conception et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueurs

Bibliographie

Bibliographie

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- SAP2000 version17
- ROBOT EXPERT
- AUTO CAD 2014