

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJDE BOUIRA**



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

**Bouchouka Rachid
Daddi Abdelhalim**

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

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème :

Etude d'un bâtiment (R +6 +2ES) à usage multiple conterverté par des voiles porteurs en béton armé, avec une etude bibliographique sur la sécurité d'un bâtiment à usage d'habitation

Devant le jury composé de :

Mr Amrane.B	Grade	UAMOB	Président
Mme ait ahmed .F	Grade	UAMOB	Encadreur
Mme Mohammadi.S	Grade	UAMOB	Examinatrice

Année Universitaire 2018/2019

[Tapez ici]



Remerciements

*En achevant ce modeste travail nous remercions **DIEU** qui nous a permis d'arriver à ce jour.*

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudes et notre profonde reconnaissance à notre promotrice **M^{me}.AIT AHMED FATIHA** pour son aide, ses conseils et sa disponibilité permanente, nous lui souhaitons une très bonne santé.*

Nos plus vifs remerciements vont à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation, ainsi que les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

*Sans oublier tout le personnel du bureau **Techno-Bat** qui nous ont apporté leur aide et leur soutien, sans citer leurs noms, nous tenons à leurs présenter nos remerciements les plus sincères*

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil.





Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont donné confiance en soi et surmonté tous les obstacles de ma vie qui a devenu un paradis en leurs présence avec ses tendres paroles.

*A ma mère **Malika** et mon père **Amrer** que je leurs souhaite une longue vie.*

*A mes adorables sœurs **Saida, Amel, Sara et Shahinez.***

*A toute la famille **Bouchouka** (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils et filles).*

A mes amis que je les considère comme mes frères:

Ferhat, Sofiane, Mohamed, Hamid, Abdelhak, Mehdi, Mouh, Fouad, Said, Mounther, Sofiane, Nassim, Rafik et Yelena.

Rachid





Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont donné confiance en moi-même et surmonté tous les obstacles de ma vie qui a devenue un paradis en leurs présence avec ses tendres paroles.

*A mes chers frères **Hamidouche, Aomar.***

A mes grands-parents que je les souhaite une longue vie.

*A toute la famille **Daddi** (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils et filles)*

*A mes amis que je les considère comme mes frères: **Hamid, Abdelhak, Bemkacem, Mehdi, Mouh, Fouad, Said, Rafik et Nassim.***

Abdelhalim



ملخص:

طوابق + طابقين 6 يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + حسب القواعد الجزائرية المضادة **IIa** سفليين وعلية , يتم انجازها بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (RPA99 version 2003 للزلازل) .
مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة .
(ETABS v9.7) الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي
تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر
modifier99) (RPA 99 version 2003, BAEL 91.
Socotec) للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج آلي متطور
دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع، نوع الأساس المختار عبارة عن طوف عام

Résumé :

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 6 étages +2 entre sol et grenier, qui sera implanté dans la wilaya de Bouira, classé en zone **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte portiques/voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS v9.7).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet, Le type de fondation choisi est un radier général.

Abstact :

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 6 stages + 2 between ground and attic which will be established in the wilaya of Bouira, classified in zone IIa according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

A mixed bracing system frame/shear walls ensure the stability of the structure. The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003). For the checking of reinforcement, we used software (Socotec).

Sommaire

Partie 1 : Etude d'un bâtiment (R +6) à usage d'habitation + 2ES commercial contreventé par des voiles porteurs en BA.

Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul	
Introduction	03
I.1.Présentation de l'ouvrage.....	03
I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	03
I.3. Eléments de l'ouvrage	04
I.4. Caractéristiques géométrique du sol	05
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	05
I.5.Hypothèse de calcul	12
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge	
Introduction.....	12
II.1.1.Les charges	14
II.2. Les planchers	14
II.3.Les poutrelles.....	16
II.4.Les balcons	17
II.5.L'acrotère	17
II.6.Les escaliers	18
II.7.Pré dimensionnement des éléments porteurs	24
II.8.Charges et sur charges	26
II.9.Pré dimensionnement des poteaux	30
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1.Calcul des escaliers	37
III.2.Etude de la poutre brisée	56
III.3. Etude de la salle de machine	67
III.4.Etude de l'acrotère	74
[Tapez ici]	

III.5.Calcul des debalcons	80
III.6.Calcul du plancher.....	85
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
Introduction.....	111
IV.1. Objectif de l'étude dynamique.....	111
IV.2. Modélisation de la structure	114
IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul	114
IV.4. Choix de la méthode du calcul	120
IV.5. Classification de l'ouvrage	116
IV.6. Etude sismique	120
IV.7. Etude dynamique.....	121
Chapitre V: Etude des éléments structuraux	
Introduction	134
V.1.Ferraillage des poteaux.....	134
V.2.Ferraillage des poutres.....	146
V.3.Ferraillage des voiles.....	164
Chapitre VI: Etude de l'infrastructure	
<i>Introduction</i>	177
VI.1.Etude de sol	177
VI.2. Choix du type de fondation.....	177
VI.3.Etude du radier général	178
VI.4. Ferraillage du radier	186
VI.5. Voile périphérique.....	192
Conclusion générale	199
<u>Partie 2</u> : Etude bibliographique sur la sécurité d'un bâtiment d'habitation en B.A	
Introduction	200
1.Lasécurité	201

2. La sécurité et la conception du bâtiment	203
3. Normes et règlements des bâtiments	205
3.1. L'activité	120
3.2. Sécurité anti-incendie	205
3.3. Sécurité des personnes	209
3.4. Sécurité électrique	210
3.5. Le risque lié au gaz (CO ₂ , CO, gaz explosif, ...)	211
3.6. Sécurité dans l'entretien et la maintenance	213
3.7. Sécurité contre l'intrusion et le vandalisme	214
Conclusion	215

Liste des tableaux

Chapitre II :	
Tableau II.1. les section des poutres principales et poutres secondaires.....	25
Tableau II.2. les charges permanentes de toiture.....	27
Tableau II.3. Charges du plancher corps creux (terrasse accessible).....	28
Tableau II.4. Charges du plancher corps creux RDC, EC et ES.....	28
Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.....	28
Tableau II.6. Charges permanentes d'extérieur.....	29
Tableau II.7. Charges permanentes d'extérieur.....	29
Tableau II.8. Charges permanentes de palier.....	29
Tableau II.9. Charges permanentes de paillasse.....	30
Tableau II.10. Charges permanentes de balcon.....	30
Tableau II.11. Choix de la section des poteaux.....	35
Tableau II.12. vérification la section des poteaux selon l'RPA.....	35
Tableau II.13. Vérification au flambement.....	36
Chapitre III :	
Tableau. III.1. des charges et surcharges.....	37
Tableau. III.2. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	40
Tableau. III.3. hypothèse de calcule	42
Tableau. III.4. les récapitulatifs de calcul des armatures de volée (a)et(c).....	41
Tableau. III.5. les réparations de calcul des armatures de volée (a)et (c).....	42
Tableau. III.6. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.....	43
Tableau. III.7. .moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	45
Tableau. III.8. les récapitulatifs de calcul des armatures de volée (a)et(c).....	47
Tableau III.9. les réparations de calcul des armatures de volée (a)et (c).....	46
Tableau III.10. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.....	47
Tableau III.11. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	50
Tableau III.12. les récapitulatifs de calcul des armatures de volée(a)et(c).....	50
Tableau III.13. les réparations de calcul des armatures de volée (a)et (c).....	50
Tableau III.14. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.....	51
Tableau III.15. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	54
Tableau III.16. les récapitulatifs de calcul des armatures de volée(a)et (c).....	54
Tableau III.17. les réparations de calcul des armatures de volée (a)et (c).....	54

Tableau III.18. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.....	55
Tableau III.19. Moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	59
Tableau III.20. Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.....	59
Tableau III.21. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.....	59
Tableau III.22. Moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	64
Tableau III.23. Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.....	64
Tableau III.24. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.....	65
Tableau III.25. moments a l'ELU.....	70
Tableau III.26. Moments a l'ELS	71
Tableau III.27. Ferrailage à l'ELU.....	73
Tableau III .28. vérification a l'ELS selon X-X et Y-Y.....	74
Tableau III.29. <i>Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon</i>	85
Tableau.III 30. Evaluation des charges de la poutrelle.....	88
Tableau.III 31. charges de la poutrelle.....	89
Tableau III.32. des sollicitations à l'ELU	94
Tableau III.33. des sollicitations à l'ELS.....	96
Tableau III.34. des sollicitations à l'ELU.....	98
Tableau III.35. des sollicitations à l'ELS.....	100
Tableau III.36. des sollicitations à l' ELU.....	101
Tableau III.37. des sollicitations à l'ELS.....	102
Tableau III.38. des sollicitations à l'ELU.....	103
Tableau III.39. des sollicitations à l' ELS.....	103
Tableau III.40. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	104
Tableau III.41. hypothèse de calcul.....	104
Tableau III.42. Les armatures longitudinales choisies (en travée).....	105
Tableau III.43. Les armatures longitudinales choisies (en travée).....	106
Tableau III.44. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.....	109
Tableau III.45. Résultats de calcul de la flèche.....	110
ChapitreIV:	
Tableau IV.1. Pénalités en fonction de critère de qualité.....	119
Tableau IV.2. Les valeurs obtenues.....	120
Tableau IV.3. La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	121
Tableau IV.4. Périodes, modes et facteurs de participation massique.....	122
Tableau IV.5. L'effort tranchant (Sens longitudinal et transversal).....	125

Tableau IV.6. Valeurs des rapports T_i/T_j	126
Tableau IV.7. Valeurs des effort tranchant calculer par ETABS.....	126
Tableau IV.8. Centre de masse et Centre de rigidité.....	127
Tableau IV.9. Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....	128
Tableau IV.10. Reprise des charges horizontale par les voiles et les portiques.....	129
Tableau IV.11. Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	129
Tableau IV.12. Déplacement inter-étage.....	130
Tableau IV.13. Justification de l'effet (P- Δ).....	131
Tableau IV.14. Vérification de renversement.....	132
Tableau IV.15. Vérification de l'effort normal réduit.....	133
ChapitreV:	
Tableau V.1. Caractéristiques mécanique des matériaux.....	135
Tableau V.2. Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique(S.A).....	136
Tableau V.3. Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique(S.D).....	136
Tableau V.4. Armatures maximales et minimales pour chaque zone.....	138
Tableau V.5. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.....	140
Tableau V.6. Ferrailage transversal adopté pour les poteaux.....	143
Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	144
Tableau V.8. Combinaisons de charges.....	147
Tableau V.9. Caractéristiques des poutres.....	148
Tableau V.10. Résultats des moments et efforts tranchants donnés par ETABS.....	149
Tableau V.11. Ferrailage des poutres principales	152
Tableau V.12. Ferrailage des poutres principales liées avec les voiles.....	154
Tableau V.13. Ferailage des poutres secondaires.....	154
Tableau V.14. Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles	154
Tableau V.15 . Ferrailages final des poutres secondaires et principales.....	155
Tableau V.16. La longueur minimale de recouvrement.....	158
Tableau V.17. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres.....	159
Tableau V.18. Vérification de contrainte dans le béton des PP	159
Tableau V.19. Vérification de contrainte dans le béton des PS	160
Tableau V.20. Vérification la section d'armatures.....	160
Tableau V.21. Vérification de la contraint de compression du béton des PP et PS.....	160
Tableau V.22. Vérification de contrainte d'adhérence des PP et PS.....	161
	162

Tableau V.23. Vérification de la flèche des PP.....	
Tableau V.24. Vérification de la flèche des PS.....	163
Tableau V.25. Sollicitations et contraintesdu voile type (a).....	171
Tableau V.26. Ferraillage et vérification	172
Tableau V.27. Sollicitations et contraintesdu voile type(b).....	172
Tableau V.28. Ferraillage et vérification du voile type (b).....	173
Tableau V.29. Sollicitations et contraintes du voile type(b).....	173
Tableau V.30. Ferraillage et vérification du voile type (b).....	174
Tableau V.31. Ferraillage et vérification du voile type (c).....	175
Tableau V.32. Ferraillage et vérification du voile type(c).....	176
Tableau V.33. Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	176
ChapitreVI:	
Tableau VI.1 .Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	186
Tableau VI.2 .Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	187
Tableau VI.3 .Récapitulatif des moments de la dalle de radier.....	189
Tableau VI.4 .Calcul des armatures de radier a l'ELU.....	190
Tableau VI .5 . Calcul des armatures de radier a l'ELS.....	190
Tableau VI .6 Calcul des armatures de débord de radier a ELU.....	192
Tableau VI.7. Calcul des armatures de débord de radier a ELS.....	192
Tableau VI.8. Ferraillage du voile périphérique.....	196
Tableau VI.9. Vérifications des contraintes sens X-X.....	198
Tableau VI.10. Vérifications des contraintes sens Y-Y.....	199

Liste des figures

PARTIE I :	
Chapitre I	
Figure I.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	04
Figure I.2. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L’ELU.....	08
Figure I.3. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L’ELS.....	09
Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de l’acier.....	09
Figure I.5. Diagramme contrainte déformation de calcul	10
Figure I.6. Diagramme des déformations limites de la section.....	12
Chapitre II	
Figure II.1. Coupe transversale d’un plancher à corps creux	14
Figure II.2. Plancher dalle pleine.....	16
Figure II.3. Image d’une poutrelle.....	16
Figure II.4. Dimensions des poutrelles	17
Figure II.5. Image de balcon.....	17
Figure II.6. Coupe du l’acrotère en plan.....	18
Figure II.7. Schéma d’un escalier	19
Figure II.8. Une volée de hauteur H	19
Figure II.9. Distribution des charges sur les poutres.....	24
Figure II.10. Dimensions d’une poutre.....	24
Figure II.11. Coupe de voile en élévation	26
Figure II.12. Coupe du voile en plan.....	26
Figure II.13. Image de la toiture	27
Figure II.14. Plancher corps creux (terrasse accessible).....	27
Figure II.15. Coupe plancher étage courant.....	28
Figure II.16. Composants d’un plancher terrasse en dalle pleine.....	28
Figure II.17. Mur extérieur.....	30
Figure II.18. Section réduite du poteau.....	30
Figure II.19. Majoration la surface offerte aux poteaux.....	32
Figure II.20. La section du plancher pour le poteau central.....	33
Figure II.21. inclination du grenier.....	33
Chapitre III	
Figure III.01. présentation d’escalier de premier type1	37
Figure III.02. <i>Schéma statique ELU</i>	38

Figure III.03. <i>Schéma statique ELS</i>	39
Figure III.04. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU.....	40
Figure III.05. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU	40
Figure III.06. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS.....	40
Figure III.07. La section du calcul de l'escalier.....	41
Figure III.08. Schéma de ferrailage d'escaliers volés (a) et (c)	44
Figure III.09. Schéma statique volés (b)	44
Figure III.10. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU.....	45
Figure III.11. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.....	45
Figure III.12. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS	45
Figure III.13. <i>Schéma du ferrailage de la (2^{ème} volée)</i>	48
Figure III.14. <i>Schéma des escaliers type 2</i>	48
Figure III.15. <i>Schéma statique à l'ELU</i>	48
Figure III.16. <i>Schéma statique à l'ELS</i>	49
Figure III.17. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU	49
Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.....	49
Figure III.19. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS.....	49
Figure III.20. <i>Schéma du ferrailage de volée(a)</i>	52
Figure III.21. <i>Schéma statique à l' ELU (2^{ème} type)</i>	52
Figure III.22. <i>Schéma statique à l' ELS (2^{ème} type)</i>	53
Figure III.23. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU	53
Figure III.24. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.....	53
Figure III.25. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS	53
Figure III.26. <i>Schéma du ferrailage de volée (b)</i>	56
Figure III.27. Poutre brisée	56
Figure III.28. Schémas statique de la poutre brisée.....	57
Figure III.29. Diagramme de l'effort tranchant de la poutre brisée à l'ELU.....	58
Figure III.30. Diagramme de moment isostatique de la poutre brisée à l'ELU.....	58
Figure III.31. Diagramme de l'effort tranchant de la poutre brisée à l'ELS.....	58
Figure III.32. Diagramme de moment isostatique de la poutre brisée à l'ELS.....	58
Figure III.33. Poutre brisée.....	62
Figure III.34. Schémas statique de la poutre brisée.....	63
Figure III.35. Diagramme de l'effort tranchant de la poutre brisée à l'ELU.....	63
Figure III.36. Diagramme de moment isostatique de la poutre brisée à l'ELU.....	63

Figure III.37. Diagramme de l'effort tranchant de la poutre brisée à l'ELS.....	64
Figure III.38. Diagramme de moment isostatique de la poutre brisée à l'ELS	64
Figure III.39. Schéma de ferrailage pour Les deux poutres brisées	67
Figure III.40. Schéma d'ascenseur.....	68
Figure III.41. Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	68
Figure III.42. Diagrammes des moments à L'ELU.....	72
Figure III.43. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.....	72
Figure III.44. Schéma de ferrailage de la dalle machine	74
Figure III.45. Schéma statique de l'acrotère.....	75
Figure III.46. <i>Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère</i>	76
Figure III.47. Section du calcul de l'acrotère.....	76
Figure III.48. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	80
Figure III.49. Schema statique de la dalle pleine à l'ELU	81
Figure III.50. Schema statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.....	82
Figure III.51. Section de balcon	82
Figure III.52. Schéma de ferrailage de balcon.....	85
Figure III.53. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	87
Figure III.54. Dimensions des poutrelles.....	88
Figure III.55. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	93
Figure III.56. Diagramme des moments à L 'ELU.....	94
Figure III.57. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	69
Figure III.58. Diagramme des moments à L 'ELS	96
Figure III.59. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	98
Figure III.60. Diagramme des moments à L 'ELU.....	99
Figure III.61. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS	100
Figure III.62. Diagramme des moments à L 'ELS.....	100
Figure III.63. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	101
Figure III.64. Diagramme des moments à L 'ELU.....	101
Figure.III.65. Diagrammes Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	102
Figure.III.66. Diagramme des moments à L 'ELS.....	
Figure III.67. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	102
Figure III.68. Diagramme des moments à L 'ELU.....	103
Figure III.69. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	103
Figure III.70. Diagramme des moments à L 'ELS.....	103

Figure III.71. La section du calcul de poutrelle	104
Figure III.72. L'ancrage des barres.....	105
Figure III.73. Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).....	108
Chapitre IV	
Figure IV.1. Vue en 3D	110
Figure IV.2. Disposition des voiles pour les ES	112
Figure IV.3. Disposition des voiles pour les EC et RDC.....	113
Figure IV.4. Spectre de réponse.....	114
Figure IV.5. 1 ^{er} mode (translation suivant X).....	122
Figure IV.6. 1 ^{er} mode (translation suivant Y).....	123
Figure IV.7. 1 ^{er} mode (translation suivant Y).....	124
Figure IV.8. Présentation de l'effet P- Δ sur la structure	124
Figure IV.9. Moment de renversement.....	130
Chapitre V	
Figure V.1. Zone nodale des poteaux.....	132
Figure V.2. Section du poteau.....	137
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.....	138
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres.....	146
Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans le voile.....	163
Figure V.6. Diagramme des contraintes des voiles	165
Figure V.7. Section entièrement tendue.....	166
Figure V.8. ferrailage de voile type 1 pour la zone 2	168
Figure V.9. Ferrailage de voile type 2 pour la zone 2	171
Figure V.10. Ferrailage de voile type 3 pour la zone 2.....	174
Chapitre VI	
Figure VI.1. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	176
Figure VI.2. <i>Schéma de transmission des charges</i>	182
Figure VI.3. <i>Le panneau le plus sollicité</i>	182
Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier	187
Figure VI.5. Schéma statique de débord de radier.....	190
Figure VI.6. Le voile périphérique.....	190
Figure VI.7. Schéma statique.....	192
Figure VI.8. Répartition des contraintes sur le voile.....	192
	194

Figure VI.9. Ferrailage du voile périphérique.....	198
PARTIE II : Etude bibliographique sur la sécurité d'un bâtiment d'habitation en béton armé	
Figure .I.1. Evacuation des flammes dans le bâtiment.....	206
Figure .I.2. Exutoire.....	206
Figure .I.3. Equipement d'exutoire.....	207
Figure .I.4. Extincteur.....	208
Figure .I.5. Bouches d'incendie.....	208
Figure .I.6. Sprinkler.....	209
Figure .I.7. Détecteurs d'incendie intelligents.....	209
Figure .I.8. Fusible et disjoncteur.....	210
Figure .I.9. le principe de la mise à la terre.....	211
Figure .I.10. Un détecteur de monoxyde de carbone.....	212
Figure .I.11. Système d'aération.....	213
Figure .I.12. Sécurité dans l'entretien et la maintenance.....	213
Figure .I.13. Les appareils de sécurité contre l'intrusion et le vandalisme.....	213

LISTE DES SYMBOLES

- ✓ $\bar{\sigma}$: La contrainte admissible du sol.
- ✓ G: Charge permanentes.
- ✓ Q: Charge d'exploitation.
- ✓ E: Charge accidentelles.
- ✓ E.L.U : Etat limite ultime.
- ✓ E.L.S : Etat limite service.
- ✓ f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- ✓ f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- ✓ F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- ✓ E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- ✓ E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- ✓ E : Module d'élasticité de l'acier.
- ✓ ν : Coefficient de poisson.
- ✓ f_{bu} : Contrainte de béton a 28 jours
- ✓ $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- ✓ σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- ✓ σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- ✓ γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- ✓ τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- ✓ τ : Contrainte tangentielle.
- ✓ $\bar{\tau}_u$: contrainte admissible de cisaillement
- ✓ b_0 : largeur de nerver
- ✓ F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- ✓ ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier
- ✓ E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- ✓ η : Coefficient de fissuration
- ✓ σ_r : Résistance à la rupture..
- ✓ ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- ✓ ϵ_r : Allongement à la rupture.
- ✓ σ_e : Limite d'élasticité.

[Tapez ici]

- ✓ E_b : Module de déformation du béton.
- ✓ E_s : Module de déformation de l'acier.
- ✓ e : Epaisseur, Indice des vides
- ✓ f : Flèche.
- ✓ \bar{f} : Flèche admissible.
- ✓ D : Fiche d'ancrage.
- ✓ L : Longueur ou portée
- ✓ F : Force concentrée.
- ✓ q : charge uniformément répartie
- ✓ I_b : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion
- ✓ h_0 : hauteur de la table de compression.
- ✓ N_u : effort normal ultime (compression)
- ✓ α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ λ : Elancement.
- ✓ l_f : longueur de flambement
- ✓ i : rayon de giration
- ✓ I : Moment d'inertie.
- ✓ B : Aire d'une section de béton.
- ✓ A_s : section d'acier comprimée.
- ✓ A'_s : section d'acier tendu.
- ✓ B_r : section réduite d'un poteau
- ✓ N_{ser} : effort normal à l'ELS
- ✓ σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.
- ✓ F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone
- ✓ C_p : Facteur de force horizontale
- ✓ W_p : Poids propre de l'acrotère
- ✓ M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- ✓ T_{ser} : Effort tranchant à l'état limite de service
- ✓ c et c' : Enrobage
- ✓ d : Hauteur utile.
- ✓ ψ_1 : Coefficient de seulement.
- ✓ M_f : moment fictif.

[Tapez ici]

- ✓ ε_{bc} : Déformation de béton
- ✓ ε_{se} : Déformation de l'acier
- ✓ Z_b : Le bras de le vais
- ✓ A_{st} : Section d'armature.
- ✓ V_u : l'effort tranchant à l'ELU
- ✓ Y : Position de l'axe neutre.
- ✓ φ : Angle de frottement.
- ✓ μ_{bu} :Moment réduit.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ M_a : Moment sur appuis.
- ✓ M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base
- ✓ \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- ✓ f_i : La flèche due aux charges instantanées.
- ✓ f_v : La flèche due aux charges différée «longues durée».
- ✓ I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- ✓ R_u : Réaction à l'ELU
- ✓ R_s : Réaction à l'ELS
- ✓ ω : Fréquence de vibration.
- ✓ M : Moment, Masse.
- ✓ T : Effort tranchant, Période.
- ✓ C_T : coefficient qui est fonction du système
- ✓ β : Coefficient de pondération.
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- ✓ D : facture d'amplification dynamique moyen.
- ✓ W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ ξ : Pourcentage d'amortissement critique
- ✓ δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique
- ✓ δ_k :Le déplacement relatif
- ✓ T_u : Effort tranchant ultime
- ✓ M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
- ✓ M_r : moment de renversement.
- ✓ Θ : L'effet P-Delta

[Tapez ici]

- ✓ Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"
- ✓ L_r : longueur de recouvrement
- ✓ N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture
- ✓ t : l'espacement des cadres
- ✓ ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinal
- ✓ A_{vj} : Armatures de coutures
- ✓ A_v : Armatures verticale
- ✓ A_H : Armatures horizontales
- ✓ σ_{sol} : Contrainte admissible du sol
- ✓ K : Coefficient de raideur de sol.
- ✓ u_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.
- ✓ X_G, Y_G : coordonné de centre de gravité
- ✓ σ_m : Contrainte moyenne.
- ✓ K_0 : Coefficient de poussée de terres au repos.
- ✓ γ : poids volumique

Introduction générale

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques ; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et par la suite la réalisation d'ouvrages.

De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventements) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficace pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions en portique :

- Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismique des éléments non structuraux (les escaliers, les balcons,...).

- Lors de nombreux séisme modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants de l'immeuble.

- L'utilisation du système constructif à voiles peut apporter aussi des avantages économiques, puisqu'ils permettent grâce à leurs masses élevées d'assurer un bon isolement acoustique. De plus la bonne capacité du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.

La réglementation parasismique algérienne, comme toute réglementation n'a pas un caractère définitif ni scientifique absolument exact mais représente la réunion d'un consensus (accord) technique traduisant l'état des connaissances scientifiques et d'un consensus sociétal traduisant les limites de la protection parasismique définies comme acceptables. Elle énonce l'obligation de construire parasismique. En effet deux injonctions peuvent être adressées à un maître d'ouvrage : l'obligation d'appliquer les règles parasismiques (caractère normatif) ou la démonstration du caractère parasismique de sa construction (caractère exigeante).

Introduction générale

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment **deux entre sol + R+6 + GR** à contreventement mixte, la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003**, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ETABS 9.7**.

Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91/99, CBA93 et RPA99/version2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I. Présentation et description de l'ouvrage :**I.1 Description de l'ouvrage :**

La structure étudiée est composée d'un seul bloc de **(2ES+RDC+6 étages +G.A)** d'importance moyenne (**groupe 2**), à usage d'habitation, bureaux et commercial. Réalisé sur un sol meuble (**catégorie S3**) ; il est implanté à Bouira centre. Classé selon le **(RPA99version2003)** comme une zone de sismicité élevée (**Zone IIa**).

I.2 Caractéristiques géométriques :

- hauteur totale du bâtiment 33,31m
- largeur totale du bâtiment 14,75m
- longueur totale du bâtiment 22,65m
- hauteur de rez de chaussée 3,23m
- hauteur de la toiture 4,31m
- hauteur de RDC 3,23m
- L'entre sol comporte deux niveaux :
 - Hauteur du 1^{ier} niveau 3,06m
 - Hauteur du 2^{eme} niveau 3,06m

Chaque niveau comporte deux appartements

L'accès aux étages supérieurs est assuré par ascenseur et escalier.

Notre bâtiment présente un décrochement en élévation à partir de 3eme niveau.

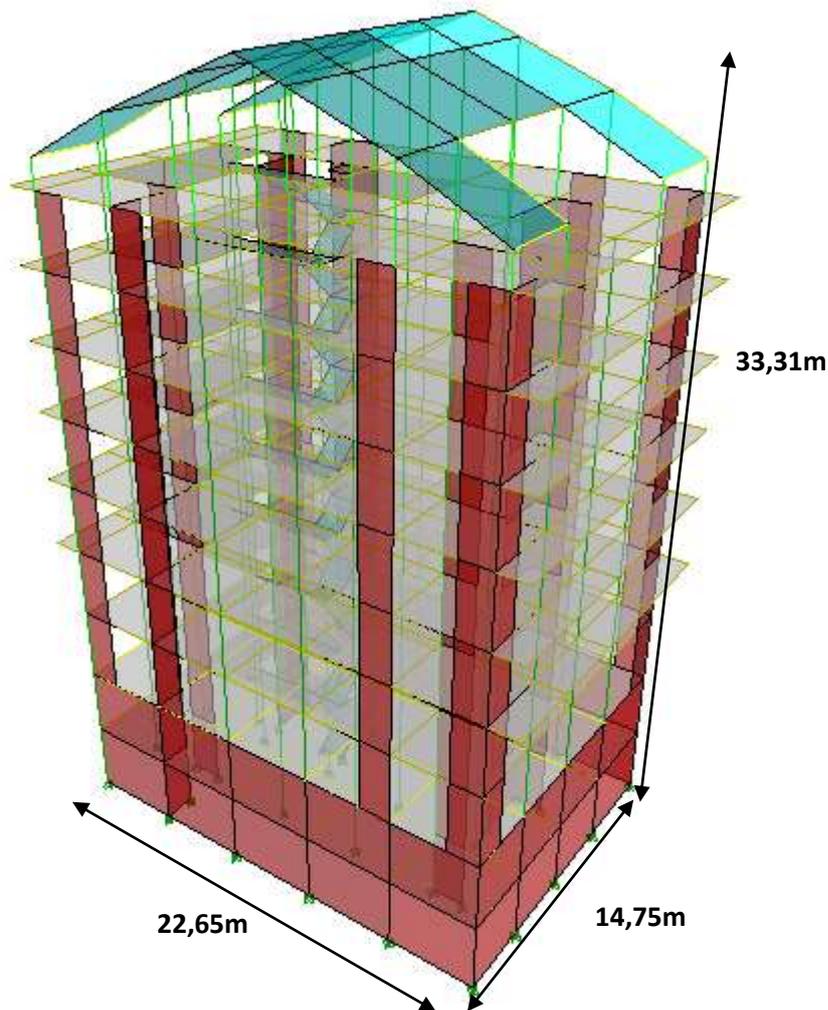


Figure.I.1 caractéristiques géométriques du bâtiment

I-3 Eléments de l'ouvrage :

- **Système de contreventement :**

Le bâtiment en question dépasse quatre niveaux (14 mètres) et il est situé en zone IIa . En respectant les règles RPA99/version2003, on a choisi un système de contreventement mixte (voiles et portiques).

- **Planchers :**

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens transversal.

- **Maçonnerie :**

Le bâtiment est réalisé d'un remplissage en maçonnerie non rigide.

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse

- **Murs extérieurs :** à double cloison

- Brique creuse de 10 cm
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur

- Brique creuse de 10cm

- **Murs intérieurs :**

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

- **Revêtement :**

- Céramique pour salle d'eau et cuisine
- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs
- Mortier de ciment pour les façades extérieures

- **Escaliers :** l'ouvrage est muni d'une seule cage d'escalier droit à trois volées adjacentes pour les étages courants et de même pour le R.D.C.

Ainsi que L'accès aux étages supérieurs est assuré par ascenseur.

- **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

- **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4.Caractéristiques mécanique du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5$ bars.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1 Le béton :

Le béton est préparé en mélangeant granulats, ciment, et d'eau ; le mélange est une pâte qui durcit rapidement.

- **Le ciment :**

Le ciment est liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présent sous la forme d'une poudre minérale fine, le " cru ", s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base de béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

- **Les granulats :**

Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories

Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories :

- **les sables :** grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm.
- **les gravillons :** grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **les cailloux :** grains de dimensions supérieurs à 25mm.
- **L'eau :**

Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mère. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

La masse volumique des bétons est comprise entre **2200 et 2400 kg/ m³** s'il est armé, en considère une masse volumique de **2500Kg/m³**.

I.5.1.1.Composition du béton :

Un béton courant est composé de :

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

I.5.1.2.Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie :** le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de Compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes :** elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques :** elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu :** le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des Incendies.

- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.5.1.3. Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93 Art A-2-1-1) :

Pour $j < 28$, f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$

I.5.1.4. Résistance du béton à la traction : (Art 2-3-3-1 BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c28} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.5.1.5. Déformation longitudinale du béton :

- **Module d'élasticité longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de Déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours noté E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

Dans notre cas : $E_t = 32164,2 \text{ MPa}$

- **Module d'élasticité différée :**

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vi} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

$$E_{vi} = 11000 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité transversale :**

$$G = E / 2 (1+\nu) \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

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

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \begin{cases} \nu = 0 & \text{si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{cases}$$

• **Contraintes limites :**

- **Contrainte limite à la compression :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.3})$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

Sachant que :

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,

On obtient :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T}$$

$$f_{bu} = 21,74 \text{ MPa S.A}$$

- **Contrainte limite de cisaillement** (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

✓ Pour la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

✓ Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Contraintes de service à la compression : (BAEL91) :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Diagramme contraintes déformations (A.4.3.4.1CBA93) :**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **L'état limite ultime :**

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent a la parabole à son sommet.

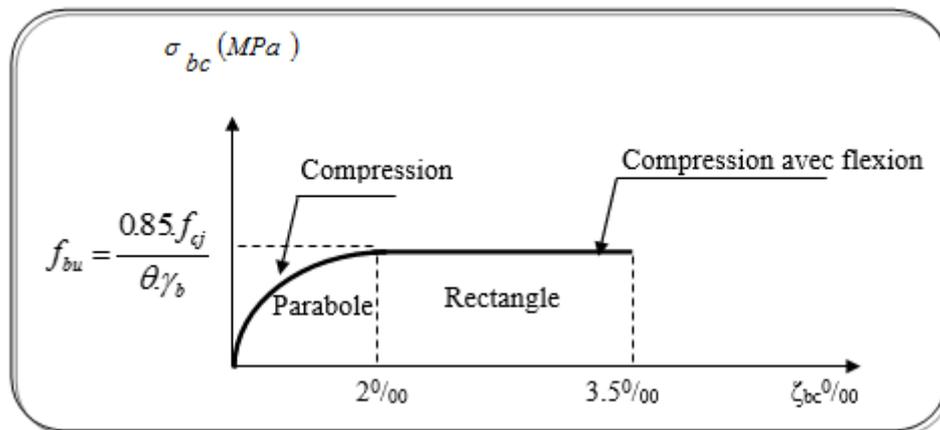


Figure I.2.Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELU.

- **L'état limite de service**

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte

Limite est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

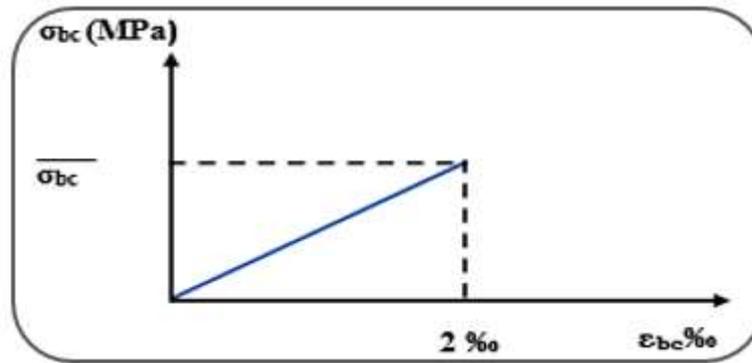


Figure I.3. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à l'ELS.

- **Le retrait :**

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède 3 ‰

I.5.2 Les aciers :

• **Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse (RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa.

• **Diagramme contrainte déformation :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

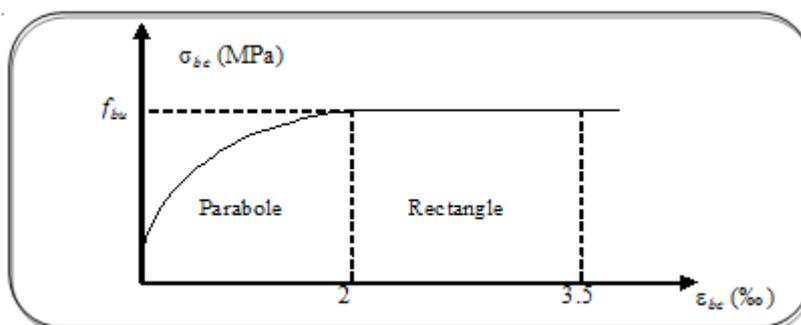


Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de béton

• **Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :**

- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

• **Diagramme contrainte déformation de calcul :**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

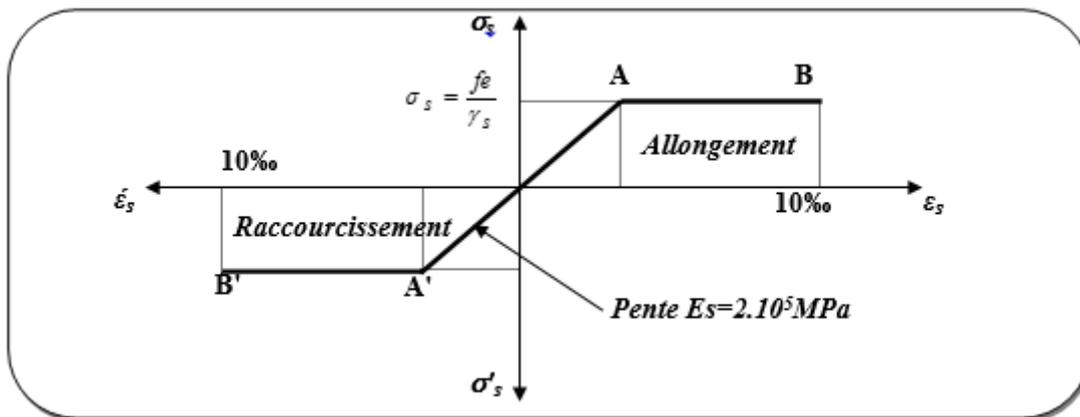


Figure I.5. Diagramme contrainte déformation de calcul

• **Limite d'élasticité à L'ELU :**

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

E_s : Est défini par la pente de la droite passant par l'origine

On prend :

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité

Sachant que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{en S.D.T} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$$

• **Etat limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 202 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{ MPa}$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

- **Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91) :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

$C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

$C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

1.6 Hypothèse de calcul :

➤ Calcul aux états limites de service (E.L.S) :

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

$$(n = \frac{\sigma_s}{E_s} = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence}$$

➤ Calcul aux états limites ultime (E.L.U) :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure ci-dessous

Tel que :

A : traction simple ou composée, flexion avec état-limite ultime atteint dans l'acier.

B : flexion avec état-limite ultime atteint dans le béton.

C : compression simple ou composée.

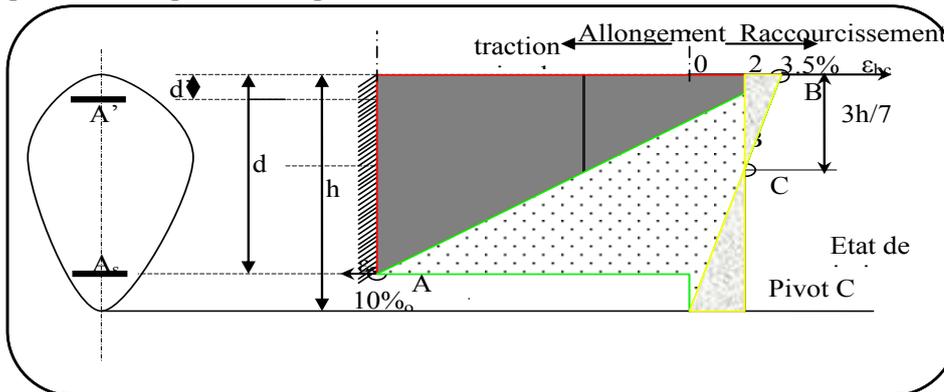


Figure.I.6. Diagramme des déformations limites de la section

1-7 Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- **Combinaison de RPA99 /V2003**

ELA : $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

- **Combinaison du BAEL 91 :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutre, voile....) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes(**G**) et les surcharges(**Q**).
- Sollicitations horizontales concernant le séisme. (**Fa**).

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles (**BAEL91**), (**RPA99 version 2003**) et (**CBA93**).

II.1.Les charges :

- **Les charges permanentes G :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (**D.T.R B.C. 2.2**) des charges permanentes et charges d'exploitations.

- **Les charges d'exploitation Q :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Règlementaire (**D.T.R B.C. 2.2**) des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2. les planche :

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leurs transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations.

Notre structure comporte deux types de planches :

- plancher en dalle pleine.
- plancher en corps creux.

II.2.1.Plancher en corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés des 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

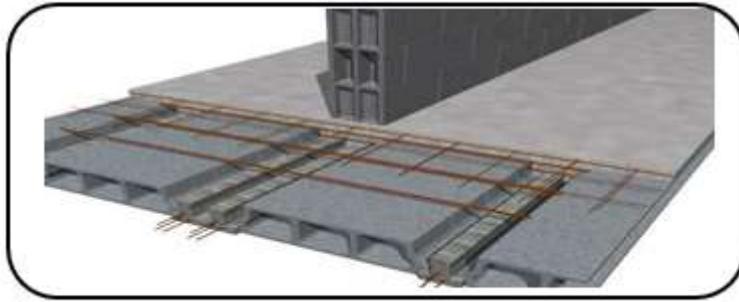


Figure. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

- **Résistance au feu :**

Selon (CBA93) cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

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

Soit : $e = 15\text{cm}$

- **Condition acoustique :**

Selon les règles du BAEL 91/99 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e = 15\text{cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon (CBA93) pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm.

Soit : $e = 1\text{cm}$

- **condition de résistance à la flexion :**

Selon RPA 99 version 2003 la résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}})}{22.5}$$

e : Epaisseur de la dalle.

L : Longueur max entre nus d'appuis.

$$L_{x,\text{max}} = 400 - 45 \Rightarrow L_{x,\text{max}} = 355 \text{ cm}$$

$$L_{y,max} = 395 - 45 \Rightarrow L_{y,max} = 350 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(L_{x,max}, L_{y,max}) = \text{Min}(355, 350) = 350 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } e \geq \frac{350}{22.5} = 15.55 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

En tenant compte des conditions précédentes l'épaisseur du plancher corps ceux est : **e = 20 cm** composés d'un hourdis de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

II.2.2. plancher en dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux

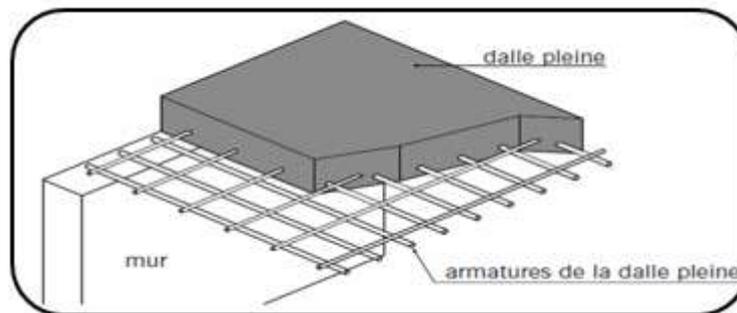


Figure II.2. Plancher dalle pleine

II.3. Poutrelle :



Figure. II.3. une poutrelle

Dimensionnement de la poutrelle : (Selon le B.A.E.L 83) :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnées comme suite : $b_1 = \text{Min} \left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{x,max}}{10}; [6h_0, 8h_0] \right)$

$$L_n = 65 \text{ cm la distance entre axes des poutrelles } b_0 = L_n - 2b_1$$

h_0 : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x,Max}$: la portée maximale de la poutrelle = 4.3 m.

$$\text{D'où } b_1 = \text{Min} (32.5 ; 40 ; [24,32])$$

$$\text{Donc : } 24 < b_1 < 32$$

$$\text{On prend : } b_1 = 26 \text{ cm.}$$

Donc : $b_0 = L_n - 2b_1 \Rightarrow b_0 = 13 \text{ cm}$

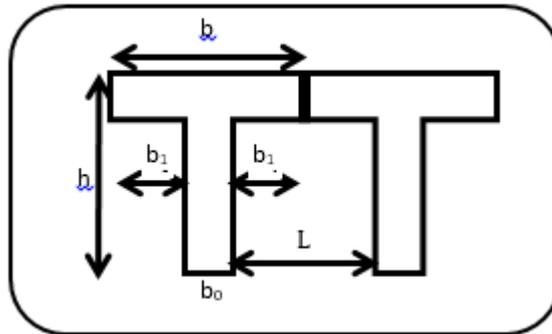


Figure. II. 4. Dimensions des poutrelles

II.4.Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.



Figure. II.5. Image de balcon.

- Selon le **BAEL /91** : $e \geq \frac{L}{10}$

Avec :

L : largeur de balcon.

$$e \geq \frac{130}{10} \Rightarrow e \geq 13 \text{ cm}$$

On prend $\Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

II.5. L'acrotère :

Le calcul se fait pour 1m de largeur

Le poids propre de l'acrotère $G = \rho * S$

ρ : Le poids volumique du béton =25kN/m³

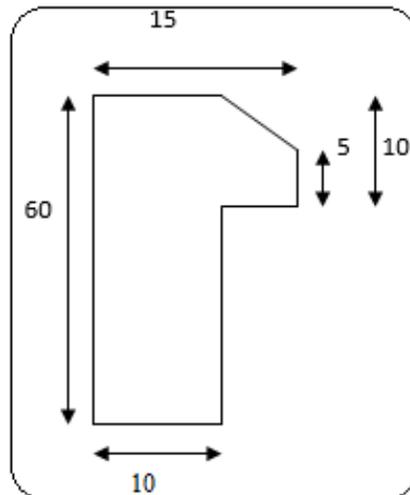


Figure .II.6. Coupe du l'acrotère en plan.

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = 0,06375 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{G_{TOTAL} = 160 \text{ kg/ml}}$$

II.6. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent d'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les charges dues aux différents accès, équipements ...) ces différents charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adapté.

II.6.1. terminologie :

- **La volée** : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **-La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement** : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

- **La ligne de foulée** : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'embranchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'embranchement.

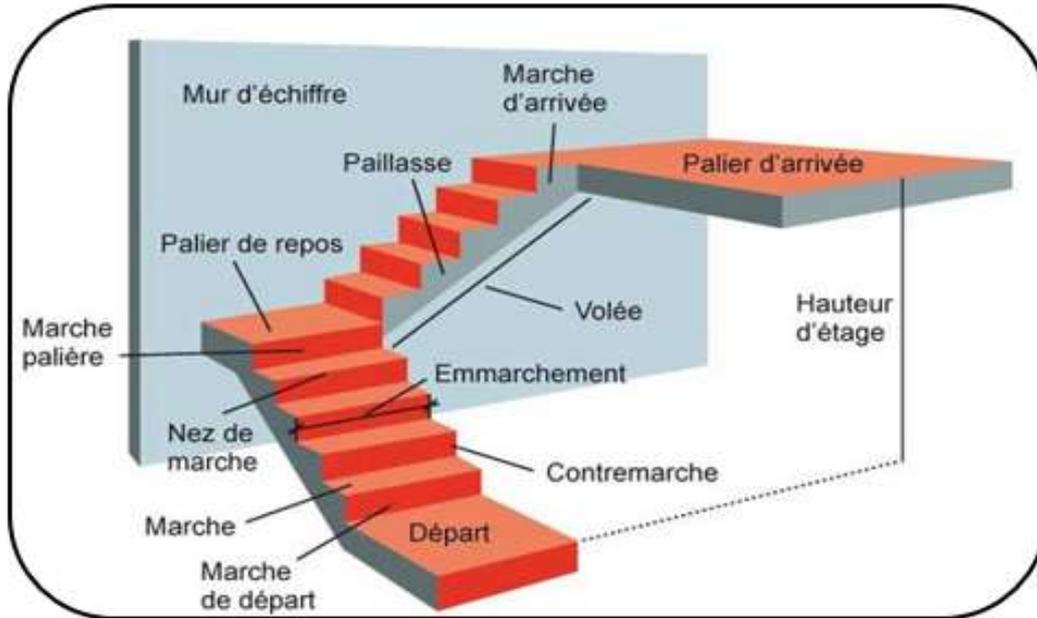


Figure II.7. Schéma d'un escalier.

II.6.2. Caractéristiques géométriques

Pour le RDC on a un seul type

Pour EC et ES on a aussi un seul type

➤ **Dimensionnement des marches :**

- **Schéma statique :**

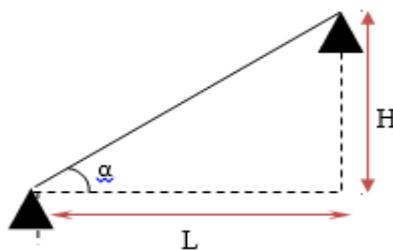


Figure II.8. Une volée de hauteur H

➤ **On utilise la formule de « Blondel » avec :**

- **h** : la hauteur de la contre marche.
- **g** : la largeur de la marche « Giron ».

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide des formules suivantes :

$$60cm \leq g + 2h \leq 65cm$$

$$16,5 \leq h \leq 17,5.$$

- la hauteur de la contre marche : $h = 17 \text{ cm}$
- la largeur de la marche « Giron » : $g = 30 \text{ cm}$

➤ **Pour les ES et les étages**

courants :

- **1^{er} et 3^{eme} volée :**

- **Le nombre des marches (n) :**

On à :

$$L = g(n - 1) \Rightarrow n = \frac{L}{g} + 1 \Rightarrow n = \frac{140}{30} + 1 = 5.66$$

On prend :

$$n = 6 \quad \text{et} \quad (n - 1) = 5$$

Avec :

L : la longueur de paillasse.

n : nombre de contre marche.

(n - 1) : nombre des marches.

- **La hauteur de paillasse :**

$$H = n \times h = 6 \times 17 = 102 \text{ cm}$$

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{102}{140} = 0.73 \Rightarrow \alpha = 36.07^\circ$$

- **La longueur de paillasse (Lp) :**

On a :

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

$$L_p = \sqrt{(102)^2 + (140)^2}$$

$$L_p = 1,73 \text{ m}$$

- **La largeur de paillasse (lp) :**

$$l_p = 1.25 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de paillasse (e) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \max(10 \text{ cm}; e') \\ \frac{L_t}{30} \leq e' \leq \frac{L_t}{20} \\ L_t = L_v + L_p \end{array} \right.$$

Avec :

L_v : longueur de la volé

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

A.N :

$$L_t = 173 + 120 = 293$$

$$\frac{293}{30} \leq e' \leq \frac{293}{20} \Rightarrow 9.77 \leq e' \leq 14.65$$

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

$$e = \max (10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

✓ **Pour le 2^{ème} volée :**

- Le nombre des marches (n) :

On à : $L = g (n - 1)$

$$n = \frac{L}{g} + 1 \quad ; \quad n = \frac{115}{30} + 1 = 3.83$$

On prend :

$$n = 4$$

$$(n - 1) = 3$$

- **La hauteur de pailleasse :**

$$H = n \times h = 4 \times 17 = 68 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la pailleasse :

$$\text{tg} (\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{68}{115} = 0.59$$

$$\alpha = 30.6^\circ$$

- **La longueur de pailleasse (Lp) :**

On a :

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

$$L_p = \sqrt{(68)^2 + (115)^2}$$

$$L_p = 1,33\text{m}$$

- **La largeur de pailleasse (lp) :**

$$l_p = 1.2 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de pailleasse (e) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \max (10 \text{ cm} ; e') \\ \frac{L_t}{30} \leq e' \leq \frac{L_t}{20} \end{array} \right.$$

$$L_t = L_v + L_p$$

A.N :

$$L_t = 125 + 135 + 133 = 393$$

$$\frac{393}{30} \leq e \leq \frac{393}{20}$$

$$13.1 \leq e \leq 19.65$$

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

$$e = \max (10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

Donc : $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Pour RDC :**

✓ **le 1^{er} volée :**

- **Le nombre des marches (n) :**

On à :

$$L = g (n - 1) \Rightarrow n = \frac{L}{g} + 1 \Rightarrow n = \frac{292}{30} + 1 = 9,73$$

On prend :

$$n = 10 \quad \text{et} \quad (n - 1) = 9$$

Avec :

L : la longueur de paillasse.

n : nombre de contre marche.

(n - 1) : nombre des marches.

- **La hauteur de paillasse :**

$$H = n \times h = 10 \times 17 = 170 \text{ cm}$$

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg} (\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{170}{292} = 0,58 \Rightarrow \alpha = 30,2^\circ$$

- **La longueur de paillasse (Lp) :**

On a :

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

$$L_p = \sqrt{(292)^2 + (170)^2}$$

$$L_p = 3,37 \text{ m}$$

- **La largeur de paillasse (lp) :**

$$l_p = 1.55 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de paillasse (e) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \max (10 \text{ cm} ; e') \\ \frac{L_t}{30} \leq e' \leq \frac{L_t}{20} \\ L_t = L_v + L_p \end{array} \right.$$

Avec :

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

A.N :

$$L_t = 337 + 135 = 432 \text{ cm}$$

$$\frac{432}{30} \leq e' \leq \frac{472}{20} \Rightarrow 14,4 \leq e' \leq 23,6$$

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

$$e = \max (10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

✓ **le 2^{eme} volée :**

- **Le nombre des marches (n) :**

On à :

$$L = g (n - 1) \Rightarrow n = \frac{L}{g} + 1 \Rightarrow n = \frac{200}{30} + 1 = 6,67$$

On prend :

$$n = 7 \quad \text{et} \quad (n - 1) = 6$$

- **La hauteur de paillasse :**

$$H = n \times h = 7 \times 17 = 119 \text{ cm}$$

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg} (\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{119}{200} = 0,595 \Rightarrow \alpha = 30,75^\circ$$

- **La longueur de paillasse (L_p) :**

On a :

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

$$L_p = \sqrt{(200)^2 + (119)^2}$$

$$L_p = 2,32 \text{ m}$$

- **La largeur de paillasse (l_p) :**

$$l_p = 1.35 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de paillasse (e) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \max (10 \text{ cm} ; e') \\ \frac{L_t}{30} \leq e' \leq \frac{L_t}{20} \\ L_t = L_v + L_p \end{array} \right.$$

Avec :

L_v : longueur de la volé

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

A.N :

$$L_t = 232 + 155 = 387\text{cm}$$

$$\frac{387}{30} \leq e' \leq \frac{387}{20} \Rightarrow 12,9 \leq e' \leq 20$$

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

$$e = \max(10\text{ cm} ; 15\text{ cm}) \Rightarrow e = 15\text{ cm}$$

II.7.Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.7.1.Les poutres :

Structure porteuse horizontale en **béton armé**, destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui. Il reçoit en général des charges verticales qu'il transmet sur ses appuis. Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont en essentiellement des charges verticales (poids propre et surcharges d'exploitation).Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.



Figure. II.9.Distribution des charges sur les poutres.

On destins deux types des poutres :

II.7.1.1.Poutres principale :

- Elles reçoivent les charges transmise par les plancher a partir des poutrelles, et les transmettes aux poteaux.
- Elles relient les poteaux.

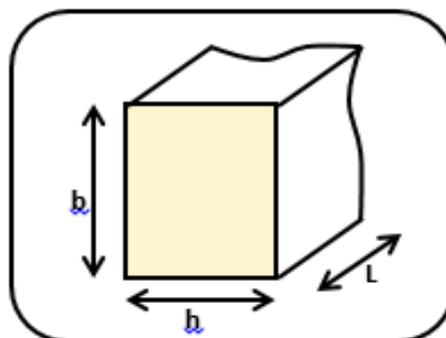


Figure .II.10.Dimensions d'une poutre.

Avec :

L : la distance entre les axe des poteaux et on choisit la plus grande portée.

b : la largeur de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

- **Selon BAEL/91 (Critère de rigidité)**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,7h \end{cases}$$

$$L = 400cm \Rightarrow \begin{cases} 26,66 \leq h \leq 40 \rightarrow h = 40 cm. \\ 16 < b \leq 28 \rightarrow b = 20 cm. \end{cases}$$

- **Condition du R.P.A 99**

$$\begin{cases} h \geq 30 cm \\ b \geq 20 cm \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 cm.....CV \\ b = 30 \geq 20 cm.....CV \\ (40/20) = 2 \leq 4...CV \end{cases}$$

II.7.1.2.Les poutres secondaires

- Elles relient les portiques pour ne pas d'écarté.

- **Selon BAEL/91 (Critère de rigidité)**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,7h \end{cases}$$

$$L = 395cm \Rightarrow \begin{cases} 26,33 \leq h \leq 39,5 \rightarrow h = 35cm. \\ 14 < b \leq 24,5) \rightarrow b = 20 cm. \end{cases}$$

- **Condition du R.P.A 99**

$$\begin{cases} h \geq 30 cm \\ b \geq 20 cm \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 cm.....CV \\ b = 30 \geq 20 cm.....CV \\ (h/b) = 1,16 \leq 4....CV \end{cases}$$

Tableau.II.1.les section des PP et PS

Etages	deux ES, RDC et les EC
PP	40x30
PS	35x30

II.7.2.Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99/V2003. (Article 7.7.1)**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges (**G et Q**).
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent(**Fa**).

D'après le **RPA99 /V2003 (article 7.7.1)**

- les éléments satisfaisants la condition : $(L \geq 4e)$.
- l'épaisseur minimale doit être de 15cm : $(e \geq 15\text{cm})$.
- $e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure si dessus.

En élévation :

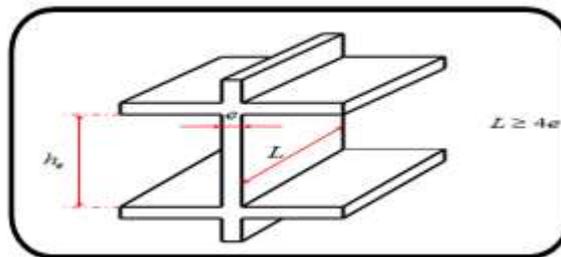


Figure. II.11.Coupe de voile en élévation

En plan :

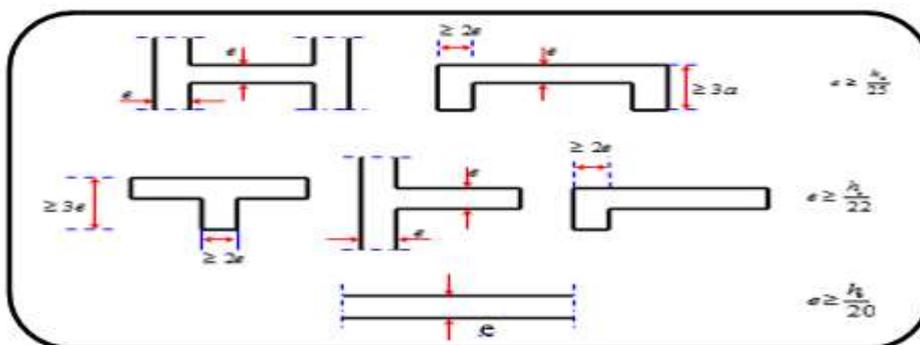


Figure. II.12. Coupe du voile en plan

$$h_e = 306 - 30 = 276\text{cm.}$$

$$e \geq \text{Max} \left(15\text{cm}, \frac{276}{25}, \frac{276}{22}, \frac{276}{20} \right) \Rightarrow e \geq \text{Max} (15\text{cm} ; 11.04 ; 12.54 ; 13.8\text{cm}).$$

Soit : e = 15cm

❖ Conclusion partiel :

Pour facilite la mise en œuvre en adopte un voile d'épaisseur (20cm), pour RDC et les étage courant.

II.8.Charges et sur charges :

II.8.1.La toiture :



Figure. II.13.la toiture.

Tableau- II.2 les charges permanentes de toiture.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
tuiles mécaniques à emboîtement	/	/	0,4
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	16	2500	400
6-Enduit plâtre	2	1000	20
			G=7,86

II.8.2.Les Planchers :

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants, RDC et ES sont en corps creux. La figure .14montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

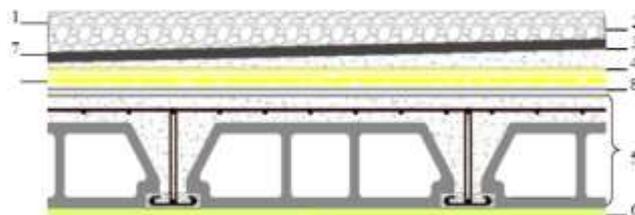


Figure .II.14. Plancher corps creux (terrasse accessible).

Tableau- II.3.Charges du plancher corps creux (terrasse accessible).

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
1-carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lit de sable	0.2	18	0.36
Forme en pente en béton armé	0.8	22	1.76
5-Par vapeur	0.01	1	0.01
6-Isolation thermique	0.02	6	0.16
7-Dalle en corps creux	(16+4cm)	/	
8-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			G = 6,13 kN/m²

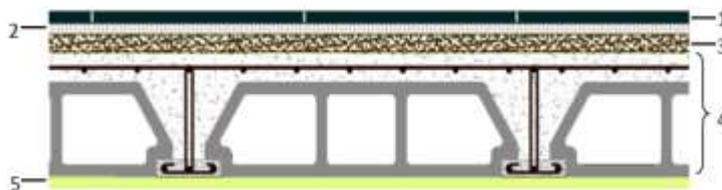


Figure II.15. Coupe plancher étage courant

Tableau- II.4.Charges du plancher corps creux RDC, EC et ES

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Chape de mortier	0.02	20	0.4
3-lit de sable	0.03	18	0.36
4-Dalle en corps creux	(1.6+0.4)	/	2.8
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-Cloison de séparation	/	/	1
			G= 5,16

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	16	2500	400
6-Enduit plâtre	2	1000	20
			G=7,46

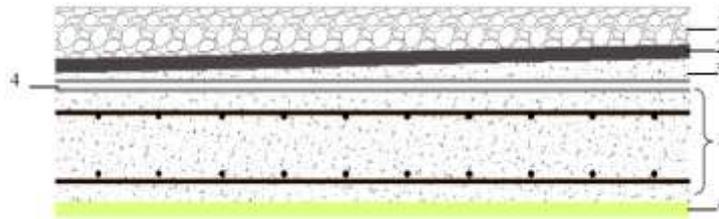


Figure II.16. Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

II.8.3.Maçonnerie :

- Mur extérieur :

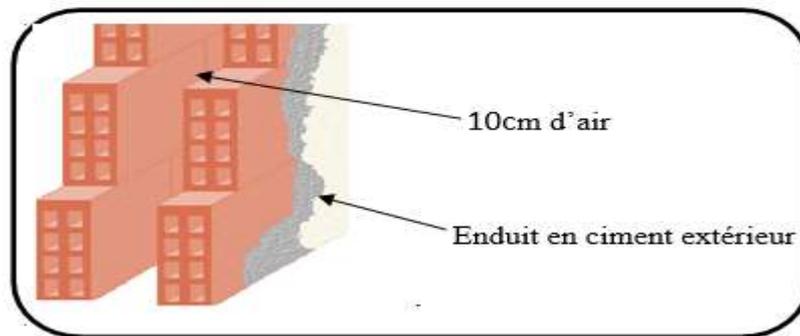


Figure II.17. Mur extérieur.

Tableau- II.6.Charges permanentes d'extérieur

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Charges (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse extérieur.	0.1	/	0.9
âme d'are	0.1	0	0
brique creuse intérieure	0.1	/	0.9
Enduit en plâtre	0.02	14	0.2
G=2,4			

- Mur intérieurs :

Tableau- II.7.Charges permanentes d'extérieur

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique(kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit en ciment intérieur	0.02	14	0.28
G=1,58			

II.8.4.Palier :

Tableau- II.8.Charges permanentes de palier.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en béton	0.15	25	3.75
Revêtement de ciment	0.02	18	0.36
			G = 5,49

II.8.5.Paillasse :

Tableau- II.9.Charges permanentes de paillasse.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	20	3.55
Revêtement de ciment	0.02	18	0.36
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
			G = 7,37

II.8.6.Les balcons :

Tableau- II.10.Charges permanentes de paillasse.

Eléments constituants	Masse volumique(KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m ²)
1-Enduit de ciment.	18	0.02	0.36
2-Poids propre de la dalle en B.A.	25	0.16	4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Chape de ciment	20	0.02	0.4
Carrelage en granito.	22	0.02	0.44
Garde corps.	/	/	1
			G=6,74

II.9.Pré dimensionnement des poteaux :

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

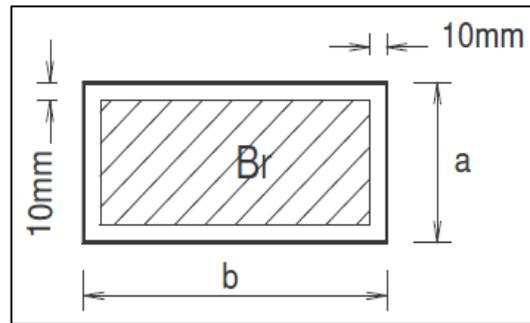


Figure- II.18. Section réduite du poteau.

II.9.1.Principe de calcul :

Les poteaux sont pré dimensionné en compression simple. Nous choisissons les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

- **Étapes de pré dimensionnement (calcul)**

Les étapes de calcul :

- On considère les poteaux les plus sollicités.
- On calcule les surfaces reprises par chaque poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent à chaque poteau.
- La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du béton selon le « **BAEL 91 modifié 99** ».

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » [2].

La formule générale : de la section réduite :(**ART5-5BAEL**)

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\frac{fbu}{0.9} + \frac{0.85}{100} fed}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 90 \text{ jours} \\ k = 1.20 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 28 \text{ jours} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \\ f_{c28} \text{ est remplacer par } f_{c_j} \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 28 \text{ jours} \\ Br: \text{ section réduite du poteau (cm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

- f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$;
 - f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPA}$;
 - γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que
 - $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
 - $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle
 - γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que
 - $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
 - $\gamma_s = 1$ situation accidentelle
 - θ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :
 - $\theta = 1$ $\left\{ \begin{array}{l} : T > 24\text{h} \\ : 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ : T < 1\text{h} \end{array} \right.$
 - $\theta = 0.9$
 - $\theta = 0.85$
- $$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots \text{si } \lambda \leq 50 \quad ; \quad \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : la plus petite cote.

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

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$B_r \geq \frac{1 \times 1.2 \times N_u \times 10^3}{1 \times \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \times 348} = 0,64 \text{ Nu (cm}^2\text{)}$$

On adopte un poteau carré :

$$B_r = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

• **Remarque :**

Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorée la surface offerte aux poteaux intérieurs de 10%.

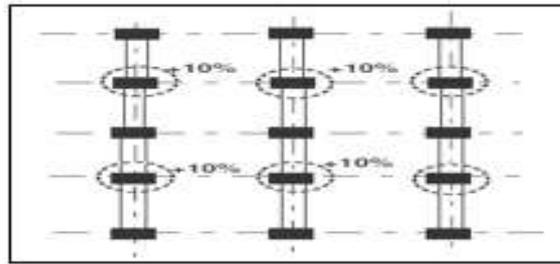


Figure. II.19. Majoration la surface offerte aux poteaux.

Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres en doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10 %.

II.9.2.Calcul des surfaces et charges et surcharges revenant aux poteaux :

Le poteau le plus sollicité de cette structure c'est celui qui a la plus grandes surface d'influence.

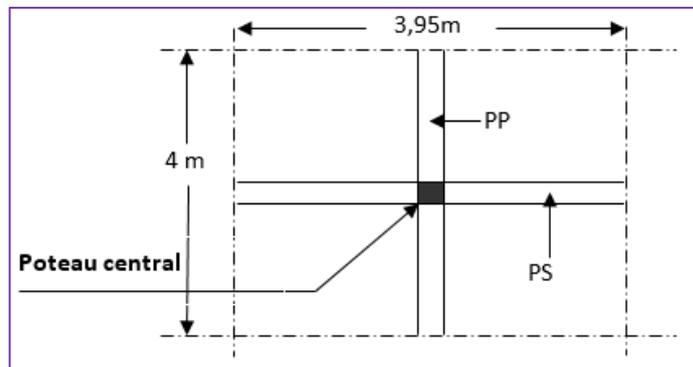


Figure .II.20.La section du plancher pour le poteau central

Surface majoré :

- Pour les plancher autour de poteau considère :

$$S = \left(\frac{3.45}{2} + \frac{3.95}{2} \right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} \right) = 14,8m^2.$$

$$S' = s \times 1.1 = 14,8 \times 1.1 = 16,28m^2$$

- Pour les poutres qui sont aeteur de poteau considère :

$$S_{pp} = 0.3 * \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} \right) = 1.2m^2.$$

$$S_{ps} = 0.3 * \left(\frac{3.45}{2} + \frac{3.95}{2} \right) = 1.18m^2.$$

- Pour la GR :

On calcul la distance X :

$$\text{Tan } \alpha = \frac{4.31}{4}; \quad \alpha=20.82^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{4}{X} \quad \mathbf{X=4.28m}$$

$$\text{Alors } S = 4.28 \times 3.95 = 16.9m^2$$

$$\text{Section majeure : } S' = 16.9 * 1.1 = 18.6m^2$$

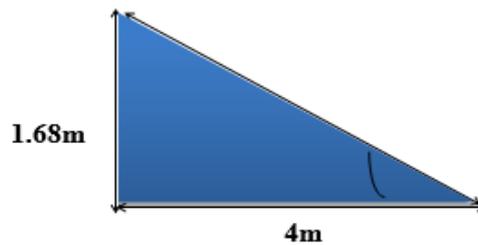


Figure .II.21 inclinaison du grenier

II.9.3.Charges et sur charges :

➤ Les charges d'exploitations :

• Loi de dégression :

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

D'après le DTRBC 2.2 5 :

$$Q_0 = \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n).$$

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, ..., Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

$$\text{GR : } Q = Q_0 = 1 \times 16.9 = 16.9 \text{ KN}$$

$$\text{Sous terrasse : } Q = Q_0 = 16.9 + 1.5 \times 18.6 = 44.8 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 6(N1) : } Q = Q_0 + Q_1 = 44.8 + (1.5 \times 16.28) = 69.22 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 5(N2) : } Q = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 44.8 + (0.95 \times 1.5 \times 2 \times 16.28) = 91.2 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 4(N3) : } Q = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 44.8 + (0.9 \times 1.5 \times 3 \times 16.28) = 110.73 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 3(N4) : } Q = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 44.8 + (0.85 \times 1.5 \times 4 \times 16.28) = 127 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 2(N5) : } Q = Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 44.8 + (0.8 \times 1.5 \times 5 \times 16.28) = 142 \text{ KN}$$

$$\text{Étage 1(N6) : } Q = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 44.8 + (0.75 \times 1.5 \times 6 \times 16.28) = 154,69 \text{ KN}$$

$$\text{RDC(N7) : } Q = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 44.8 + 0,714 ((1.5 \times 16.28 \times 6) + (2,5 \times 16.28)) = 178,48 \text{ KN}$$

$$\text{2^{ème} ES(N8) : } Q = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 44.8 + 0,69 ((1.5 \times 16.28 \times 6) + (2.5 \times 2 \times 16.28)) = 202,02 \text{ KN}$$

1^{er} ES(N9) : $Q = Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=44.8+0,66((1.5 \times 16.28 \times 6) + (2.5 \times 3 \times 16.28))= 222\text{KN}$

➤ **Les charges permanentes :**

• **GR:**

$G_{total} = 1.49 \times 18,6 = 27,7 \text{ KN}$

• **La terrasse :**

$G_{p,p} = 0.35 \times 0,3 \times 4 \times 25 = 10.5 \text{ KN.}$

$G_{p,s} = 0,3 \times 0,3 \times 3,95 \times 25 = 8.89 \text{ KN} \Rightarrow G_{total} = 110.19\text{KN}$

$G_{terrasse} = 6.13 \times 16,28 = 90,8 \text{ KN}$

• **RDC et EC :**

$G_{p,p} = 0.45 \times 0,3 \times 4 \times 25 = 13,5 \text{ KN}$

$G_{p,s} = 0,3 \times 0,4 \times 3,95 \times 25 = 11,85 \text{ KN} \Rightarrow G_{total} = 109.35\text{KN}$

$G_{terrasse} = 5,16 \times 16,28 = 84 \text{ KN}$

Les deux ES:

$G_{p,p} = 0.45 \times 0,3 \times 4 \times 25 = 13,5 \text{ KN}$

$G_{p,s} = 0,3 \times 0,4 \times 3,95 \times 25 = 11,85 \text{ KN.} \Rightarrow G_{total} = 108.95\text{KN}$

$G_{terrasse} = 5,16 \times 16,28 = 84 \text{ KN.}$

Les résultats de calcul et la détermination des sections des poteaux seront résumés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau- II.11 choix de la section des poteaux

étage	Gcumulée (KN)	Qcumulée (KN)	Nu	Br Calcul (cm)	a (cm)	a×b	RPA	Abs	
GR	27,7	16,9	62.75	9.92	/	/	/	/	
Terrasse	137.89	44,8	253.35	17.91	20	20x20	30x30	C.V	
6	247.24	69,22	437.6	22.92	25	25x25	35x35	C.V	
5	356.59	91,2	618.2	26.86	30	30x30	35x35	C.V	
4	465.94	110,73	795.11	30.2	35	35x35	40x40	C.V	
3	575.25	127,83	968.33	33.12	35	35x35	40x40	C.V	
2	684.64	142,48	1137.98	35.73	40	40x40	45x45	C.V	
1	793.99	154,69	1303.92	38.1	40	40x40	45x45	C.V	
RDC	903.34	178.84	1487.77	40.57	45	45x45	50x50	C.V	
ES	N2	1012.3	202.02	1669.64	42.86	45	45x45	50x50	C.V
	N1	1121.2	222	1846.62	44.97	45	45x45	50x50	C.V

II.9.4. Les vérification :

a) **vérification de l’RPA :**

L’article 7.4.1 du RPA 99 n’exige que les dimensions des sections transversales des poteaux Pour la zone IIa on a :

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

Tableau. II.12. vérification de l’RPA

	Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
6 ^{ème} et 5 ^{ème} Etages et GR (35*35)	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq 306/20 = 15.3\text{cm}$	Oui
	$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (30/30) = 1 \leq 4$	Oui
4 ^{er} et 3 ^{ème} Etage (40*40)	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq 306/20 = 15.3\text{cm}$	Oui
	$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (40/40) = 1 \leq 4$	Oui
2 ^{er} et 1 ^{ème} Etage (40*40)	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq 306/20 = 15.3\text{cm}$	Oui
	$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (40/40) = 1 \leq 4$	Oui
RDC : (45*45)	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} \geq 323/20 = 16,156\text{cm}$	Oui
	$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (45/45) = 1 \leq 4$	Oui
les deux entre sol : (50*50)	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 50\text{cm} \geq 306/20 = 15.3\text{cm}$	Oui
	$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (50/50) = 1 \leq 4$	Oui

b) Vérification au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

- $L_f = 0.7l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = L_f/i$ (l’élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).
- avec: $I = \frac{bh^3}{12}$, $B = b \times h$

Tableau- II.13. Vérification au flambement

Niveau	La section (cm ²)	L _f (m)	I (m ⁴)	i(m)	λ	λ ≤ 50
5 ^{ème} et 6 ^{ème} et GR	(30×30)	3,06×0.7=2.1	1,25x10 ⁻³	0.10	21	Oui
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	(35×35)	3,06×0.7=2.1	2,13x10 ⁻³	0,115	18,28	Oui
1 ^{er} et 2 ^{ème}	(40×40)	3,06×0.7=2.1	3,42x10 ⁻³	0.125	16.8	Oui
RDC	(45×45)	3,23×0.7=2.3	5,2x10 ⁻³	0.144	14.58	Oui
Les deux entre sols	(50×50)	3,06×0.7=2,1	5,2x10 ⁻³	0.159	13.2	Oui

Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont :

les escaliers, l'acrotère, le balcon, la salle machine ...etc.

III.1.Calcul des escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Notre bâtiment comporte plusieurs types d'escaliers.

On a deux types d'escalier :

- **Type 1** : escalier de à 3 volée
- **Type 2** : escalier de à 2 volée

➤ **Charge et surcharge :**

La paillasse : $\begin{cases} G = 7,37 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G = 5,49 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

➤ **Combinaisons des charges :**

ELU $\Rightarrow q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1m \text{ KN/ml}$

ELS $\Rightarrow q_{ser} = (G + Q) \times 1m \text{ KN/ml}$

Tableau. III.01. des charges et surcharges.

Les charges	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Paillasse	7.37	2.5	13.7	9.87
Palier	5.49	2.5	11.16	8

➤ **Calcul des sollicitations :**

III.1.1. escalier type 1 (ES et EC) :

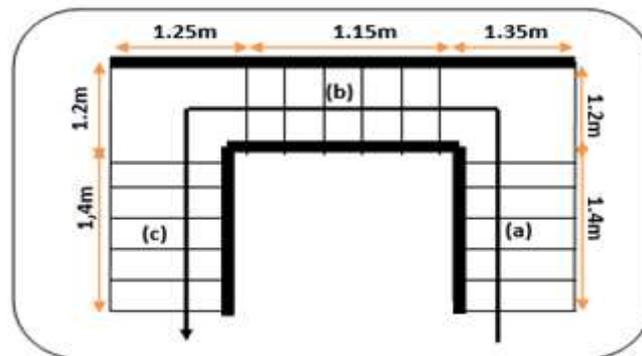


Figure III.01.Schéma des escaliers type 1

III.1.1.1 Volée (a) et (c) :

✓ à ELU :

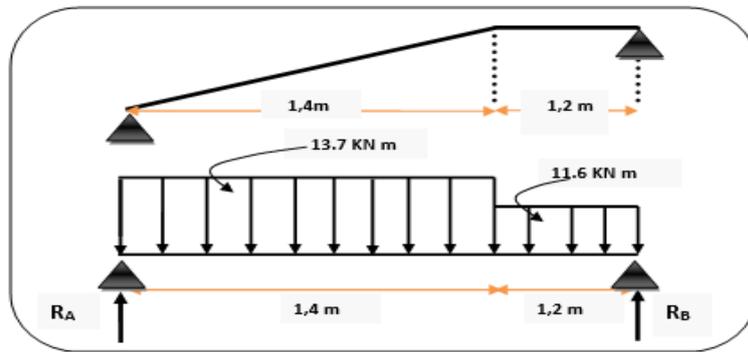
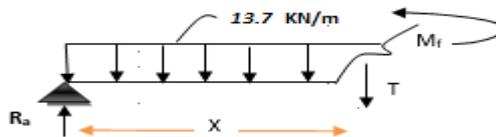


Figure III.02.Schéma statique a ELU

➤ Les réactions

$$\begin{cases} \sum F(y) = 0 \\ \sum M/(A) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - P_1 - P_2 = 0 \\ R_A = 17,11KN \\ R_B = 15,47KN \end{cases}$$

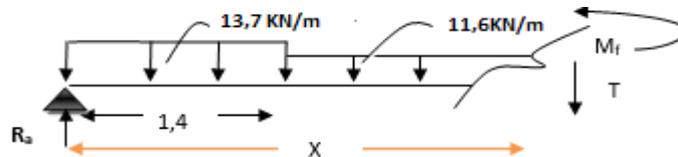
• Tronçon : $0 \leq x \leq 1.73m$:



$$\begin{cases} R_A - T - P_1(x) = 0 \\ T(x) = 17,11 - 13.7(x) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0m) = -17,11KN \\ T(1,4m) = 2,07KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = R_A(x) - P_2 \frac{x^2}{2} \\ M_u = 117,11(x) - 13.7 \frac{x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u(0m) = 0KN.m \\ M_u(1,4) = -10,52KN.m \end{cases}$$

• Tronçon : $1,4 \leq x \leq 2,6m$:



$$\begin{cases} -T + R_A + P_1 L_1 + P_2(x - L_1) = 0 \\ T(x) = -13.7 \times 1.4 - 11.16 \times (x - 1,4) + 17,11 = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(1.4m) = 2,07KN \\ T(2.6m) = 15,47KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u + R_A(x) - P_1 L_1(x - \frac{L_1}{2}) - P_2(x - L_1)(x - \frac{L_2}{2}) = 0 \\ M_u = 17,11(x) - 13.7 \times 1.4(x) - 11.16(x - 1.4) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u(1.4m) = -10,52KN.m \\ M_u(2,6m) = 0KN.m \end{cases}$$

T(x)=0 X=1.25 Mu(x) = -10,68KN.m

- ELS :

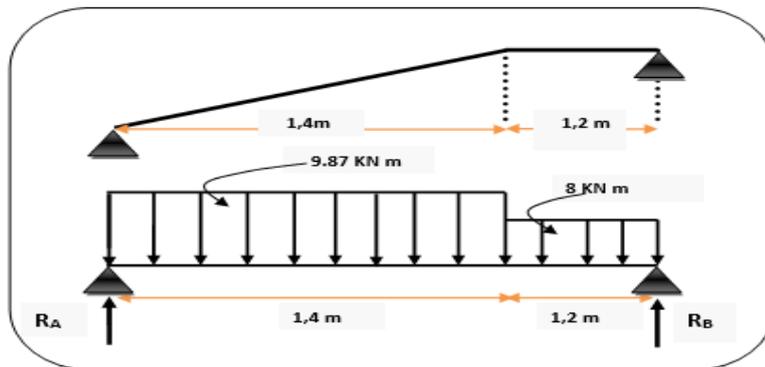
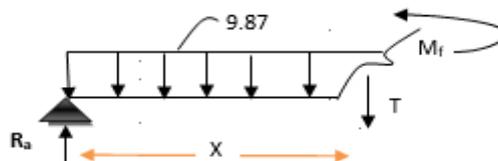


Figure III.03. Schéma statique à ELS

➤ Les réactions

$$\begin{cases} \sum F(y) = 0 \\ \sum M/(A) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - P_1 - P_2 = 0 \\ R_A = 12,31 \text{ KN} \\ R_B = 11,1 \text{ KN} \end{cases}$$

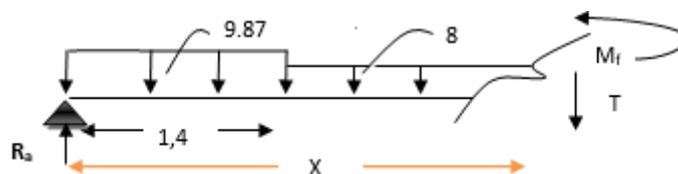
- Tronçon : $0 \leq x < 1,4\text{m}$:



$$\begin{cases} R_A - T - P_1(x) = 0 \\ T(x) = 12,31 - 9,87(x) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0\text{m}) = -12,31 \text{ KN} \\ T(1,4\text{m}) = 1,5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = R_A(x) - P_2 \frac{x^2}{2} \\ M_u = 12,31(x) - 9,87 \frac{x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u(0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ M_u(1,4) = -7,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Tronçon : $1,4 \leq x \leq 2,6\text{m}$:



$$\begin{cases} -T + R_A + P_1 L_1 + P_2(x - L_1) = 0 \\ T(x) = -9,87 \times 1,73 - 8 \times (x - 1,73) + 12,31 = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(1,4\text{m}) = 1,5 \text{ KN} \\ T(2,6\text{m}) = 11,1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u + R_A(x) - P_1 L_1(x - \frac{L_1}{2}) - P_2(x - L_1)(x - \frac{L_2}{2}) = 0 \\ M_u = 12,31(x) - 9,87 \times 1,4(x) - 8(x - 1,4) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u(1,4\text{m}) = -7,57 \text{ KN.m} \\ M_u(2,6) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

T(x) = 0 X = 1.25 Mu(x) = -7,68 KN.m

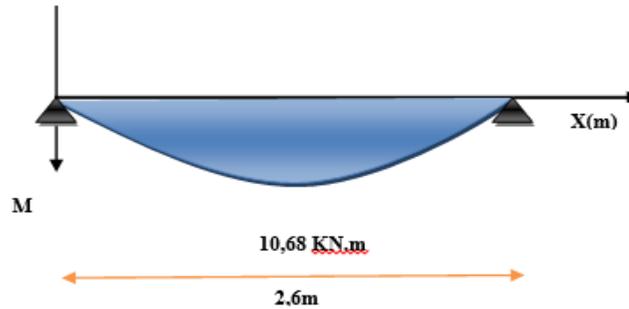


Figure.III.4. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU

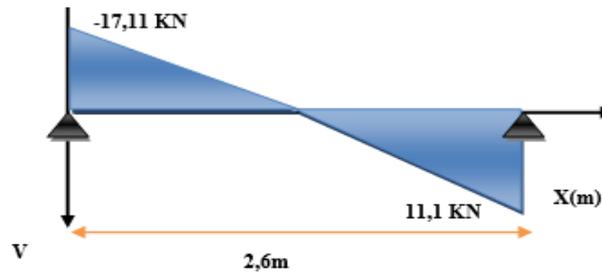


Figure.III.5. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU

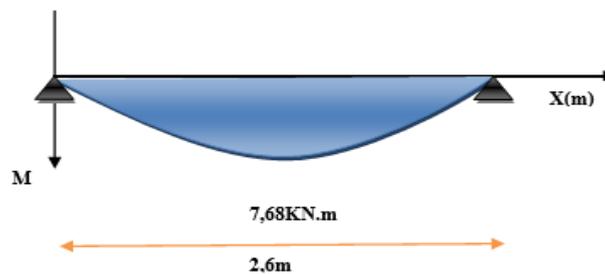


Figure.III.6. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS

➤ calcul de ferrailrages :

✓ Calcul des armatures longitudinales :

- ELU :

- Sur appuis $\Rightarrow M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 10.68 = 5.34 \text{ KN/m}$
- Sur travers $\Rightarrow M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 10.68 = 9.08 \text{ KN/m}$

- ELS :

- Sur appuis $\Rightarrow M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 7.68 = 3.84 \text{ KN/m}$
- Sur travers $\Rightarrow M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 7.68 = 6.53 \text{ KN/m}$

Tableau.III.2. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	M(kN. m)	M _{travée} (kN. m)	M _{appui} (kN. m)	V(kN)
ELU	10.68	9.08	5.34	17.11
ELS	7.68	6.53	3.84	/

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml. La fissuration est considérée comme peu nuisible

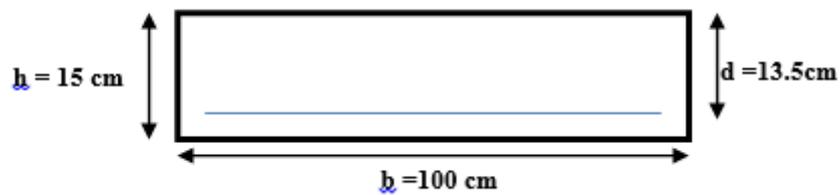


Figure.III.7.La section du calcul de l'escalier

Tableau.III.3.hypothèse de calcul.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$	$c = 3 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_c = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{9.08 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 135^2} = 0.0350 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0350)}) = 0.0446$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 135[1 - 0.4(0.0446)] = 132.57 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d} \Rightarrow A_s = \frac{9.0810^6}{348 \times 132.57} = 197 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.97 \text{ cm}^2$$

On adopte $\Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T12$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{5.34 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 135^2} = 0.0206 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0206)}) = 0.0260$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 135[1 - 0.4(0.026)] = 132.57 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d} \Rightarrow A_s = \frac{5.34 \times 10^6}{348 \times 132.57} = 115.49 \text{ mm}^2$$

On adopte $\Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T12$

Tableau.III.4.les récapitulatifs de calcul des armatures de volée (a) et (c)

	M_u [kN.m]	μ	α	Z (cm)	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{choisit} (cm ²)	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm ²)	ST(cm)
En travées	9.08	0.0350	0.0446	13.25	0	1.97	(5T12)	5.65	20
Sur appuis	5.34	0.0206	0.0260	13.35	0	1.15	(5T12)	5.65	20

- ✓ Armature de répartition :

- Aux appuis :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte $\Rightarrow A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T10$

- En travée :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte $\Rightarrow A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T10$

Tableau.III.5.les réparation de calcul des armatures de volée (a)et (c)

	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_t^{\text{choisit}}(\text{cm}^2)$	$A_t^{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	ST(cm)
En travées	1.41	(5T10)	3.93	20
Sur appuis	1.41	(5T10)	3.93	20

➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99 :

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

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Vérification à l'ELU :

➤ Vérification des espacements des barres (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99) :

- Armature longitudinal :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(17.11 + \frac{5.34}{0.9 \times 0.135} \right) \times 10 = 1.75 \text{ cm}^2$$

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

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 5.34 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 810 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Vérification de la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e$$

Avec :

Le : longueur de scellement droit des barres

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} \quad \text{et} \quad \Psi = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence : $L_r = 0,4 L_s$

L_r : longueur d'ancrage

$$L_r = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL 91) :**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{max} = 17,11 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_s : \text{Coefficient de seulement } (\Psi_s = 1,5 \text{ acier Fe400 haute adhérence}). \\ \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\tau_{ser} = \frac{17 \times 11 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,4} = 0,75 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres

- **Vérfications à ELS :**

- **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

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

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

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

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

Tableau.III.6. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier

	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	6.53	3.98	9660.06	2.69	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	3.84	3.98	9660.06	1.58	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99 :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.1 > 0.0625) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.1 > 0.072) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0042 < 0.00105) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Schéma de ferrailage :

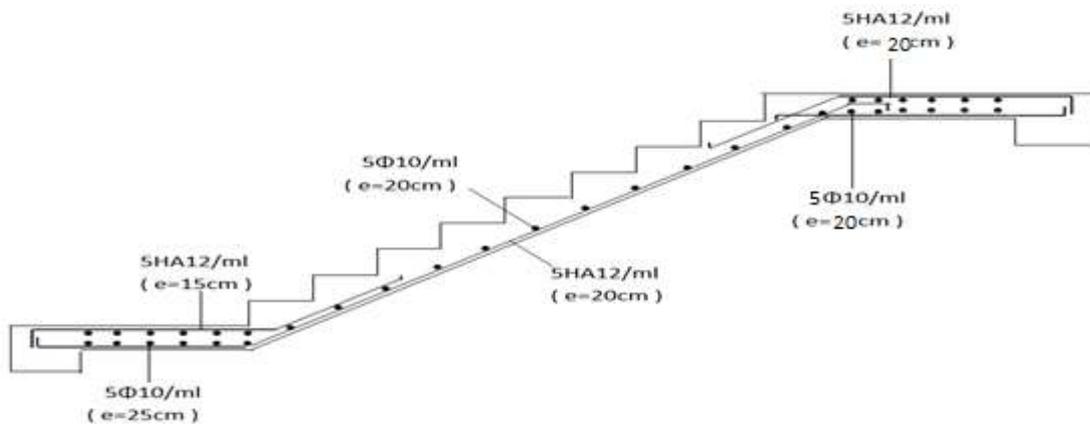


Figure .III.8. Schéma de ferrailage d'escaliers volés (a) et (c)

III.1.1.2 volée (b) :

Ce type se calcule comme une console.

h=15cm b=1m

$$\left. \begin{array}{l} q_{uP} = 13,7 \text{ kN/ml} \\ q_{sp} = 9,87 \text{ kN/ml} \Rightarrow q_u = 15,7 \text{ kN/ml} ; q_s = 11,87 \text{ kN/ml} \\ q_{uG} = 2 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$$

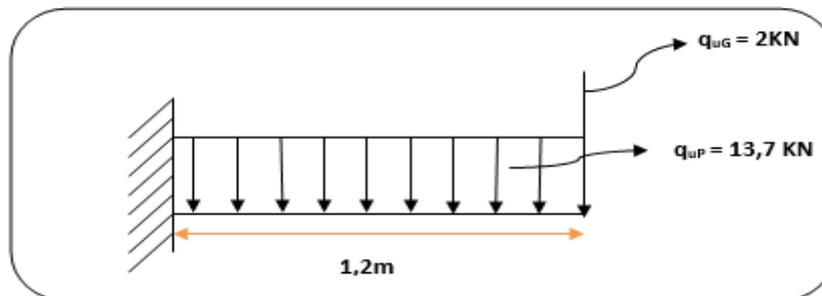


Figure.III.9.Schéma statique

➤ Calcul des moments :

- A P'ELU:

$$M_U = \frac{q_U L^2}{2} = \frac{15,7(1,2^2)}{2} = 11,3 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} = \frac{11,87(1,2^2)}{2} = 8,55 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des efforts : A l'ELU :

$$T_U = q_U \times L = 15,7 \times 1,2 = 18,84 \text{ kN}$$

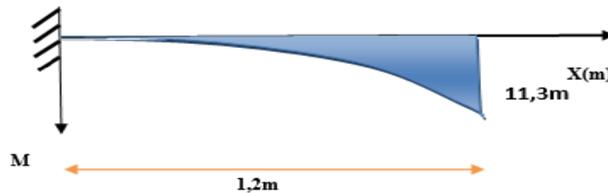


Figure.III.10. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU

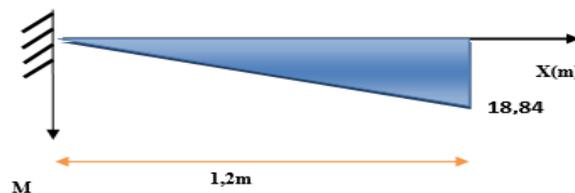


Figure.III.11. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU

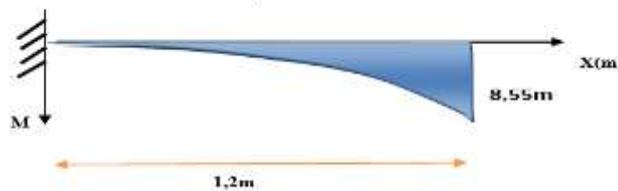


Figure.III.12. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS

➤ ELU :

- Sur appuis $\Rightarrow M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 11.3 = 3.39 \text{ KN/m}$
- Sur travers $\Rightarrow M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 11.3 = 9.6 \text{ KN/m}$

➤ ELS :

- Sur appuis $\Rightarrow M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 8.55 = 2.57 \text{ KN/m}$
- Sur travers $\Rightarrow M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 8.55 = 9.61 \text{ KN/m}$

Tableau.III.7. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	M(kN. m)	M _{travée} (kN. m)	M _{appui} (kN. m)	V (kN)
ELU	11.3	9.6	3.39	18.84
ELS	8.55	7.27	2.57	/

Tableau.III.8. les récapitulatifs de calcul des armatures de volée (a) et (c)

	M _U [kN.m]	μ	α	Z (cm)	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{choisit} (cm ²)	A _s ^{adopté} (cm ²)	ST(cm)
En travées	9.6	0.0372	0.047	13.25	0	2.08	(5T12)	5.65	20
Sur appuis	3.39	0.013	0.016	13.41	0	1.14	(5T12)	5.65	20

Tableau.III.9.les réparation de calcul des armatures de volée (a)et (c)

	A _t (cm ²)	A _t ^{choisit} (cm ²)	A _t ^{adopté} (cm ²)	ST(cm)
En travées	1.41	(5T10)	3.93	20
Sur appuis	1.41	(5T10)	3.93	20

➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99 :

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

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Vérification à l'ELU :

➤ Vérification des espacements des barres (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99) :

• Armature longitudinal :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(18.84 + \frac{3.39}{0.9 \times 0.135} \right) \times 10 = 1.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

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

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 18.84 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 810 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Vérification de la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e$$

Avec :

Le : longueur de scellement droit des barres

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28}; \Psi = 1,5 \text{ pour FeE400}; \tau_{su} = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence : $L_r = 0,4 L_s$

L_r : longueur d'ancrage

$$L_r = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL 91) :**

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{max} = 17,11 \text{ kN}$$

- Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1,5$ acier Fe400 haute adhérence).
- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.
- $\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$

$$\tau_{ser} = \frac{18,84 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,4} = 0,75 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres

- **Vérfications à ELS :**

- **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

Tableau.III.10. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier

	$M_{ser} \text{ (kN.m)}$	$y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	OBS
Travée	9,61	4,66	12985	3,45	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	2,57	4,66	12985	0,92	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99 :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,125 > 0,0625) \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,125 > 0,072) \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0042 < 0,00105) \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ Schéma de ferrailage :

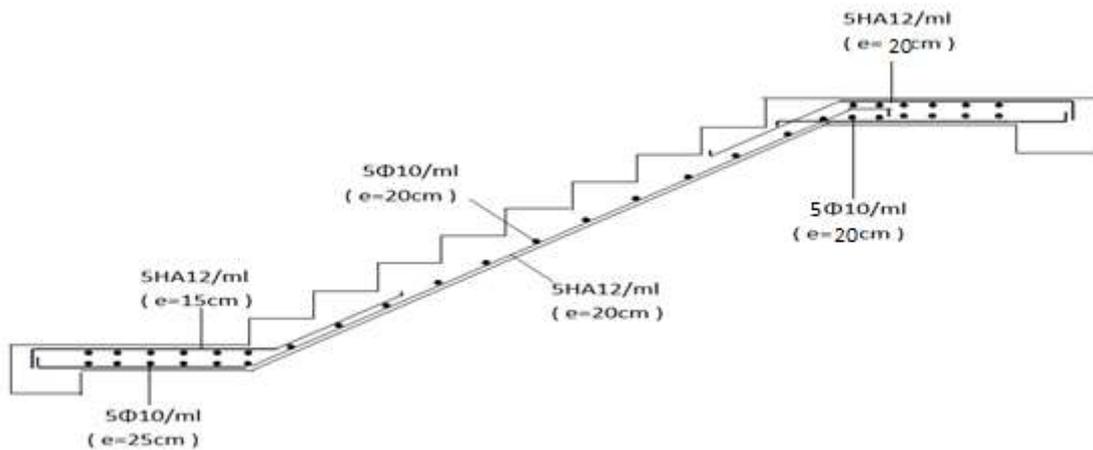


Figure III.13. Schéma de ferrailage d'escaliers volés (b)

III.1.2. escalier type 2 (RDC)

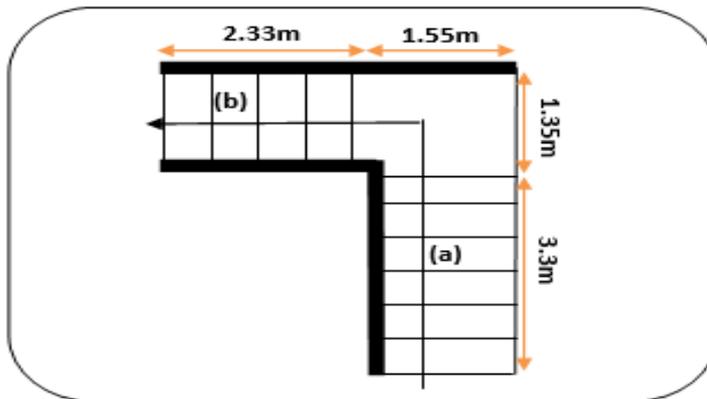


Figure III.14. Schéma des escaliers type 2

III.1.2.1. Volée (a) :

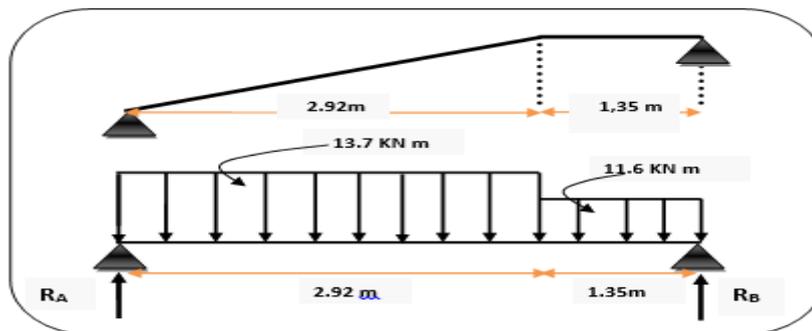


Figure III.15. Schéma statique à ELU

- Le moment max à ELU :

$T(x)=0$	$x=2.1$	$M_u(2.1) = -30,21 \text{ KN.m}$
----------	---------	----------------------------------

✓ ELS :

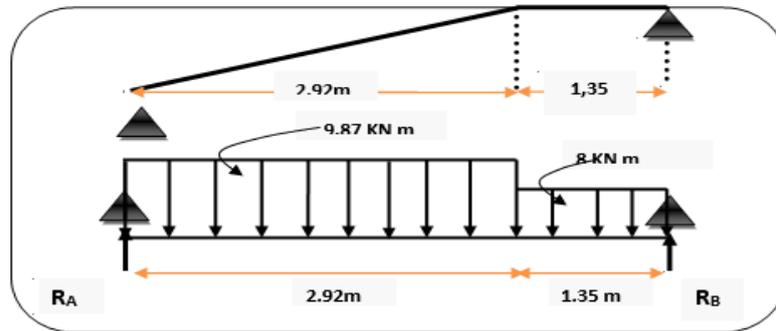


Figure III.16.Schéma statique a ELS

• Le moment max a ELS :

$T(x)=0$	$x=2.1$	$M_u (2.1) = -21,65 \text{ KN.m}$
----------	---------	-----------------------------------

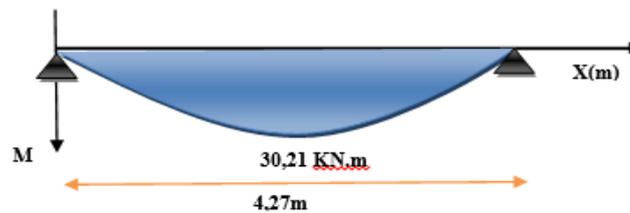


Figure.III.17.Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU

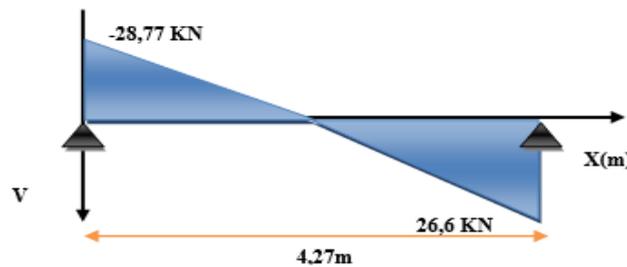


Figure.III.18.Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU

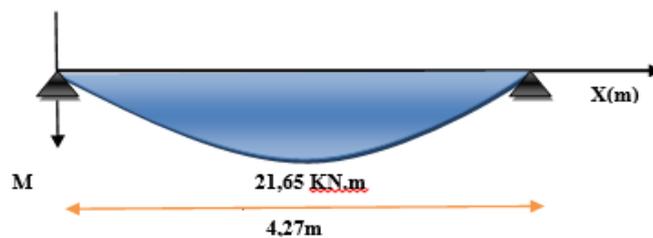


Figure.III.19.Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS

➤ calcul de ferrailages

✓ Calcul des armatures longitudinales :

➤ ELU :

- Sur appuis $\Rightarrow M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 30.21 = 15.1 \text{ KN/m}$
- Sur travers $\Rightarrow M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 30.21 = 25.68 \text{ KN/m}$

➤ ELS :

- Sur appuis ⇒ $M_a = 0.3 M_0 = 0.5 \times 21.65 = 10.83 \text{ KN/m}$
- Sur travers ⇒ $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 21.65 = 18.4 \text{ KN/m}$

Tableau.III.11.moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	M(kN. m)	M _{travée} (kN. m)	M _{appui} (kN. m)	V (kN)
ELU	30.21	25.68	15.1	28.77
ELS	21.65	18.4	10.82	/

Tableau.III.12.les récapitulatifs de calcul des armatures de volée a

	M _U [kN.m]	μ	α	Z (cm)	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{choisit} (cm ²)	A _s ^{adopté} (cm ²)	ST(cm)
En travées	25.67	0,0994	0,131	17.43	0	5,77	(5T14)	7,7	20
Sur appuis	15.1	0,0585	0,075	17.7	0	3,32	(5T12)	5,65	20

Tableau.III.13.les réparation de calcul des armatures de volée a

	A _t (cm ²)	A _t ^{choisit} (cm ²)	A _t ^{adopté} (cm ²)	ST(cm)
En travées	1,925	(5T10)	3,93	20
Sur appuis	1.41	(5T10)	3.93	20

➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99 :

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

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Vérification à l'ELU :

➤ Vérification des espacements des barres (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99) :

• Armature longitudinal :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(26,6 + \frac{15,1}{0.9 \times 0.135} \right) \times 10 = 4,33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

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

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 26,6 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 810 \text{ kN} \dots\dots \text{C.V}$$

- Vérification de la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e$$

Avec :

Le : longueur de scellement droit des barres

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28}; \Psi=1,5 \text{ pour FeE400}; \tau_{su} = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence : $L_r = 0,4 L_s$

L_r : longueur d'ancrage

$$L_r = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 20 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{max} = 17.11 \text{ kN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{18.84 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188,4} = 0,75 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres

III.4.2.2. Vérifications à ELS :

Tableau.III.14. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier

	$M_{ser} \text{ (kN.m)}$	$y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	OBS
Travée	18,4	4,66	12 985	6,61	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	10.83	4,66	12 985	3,89	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

III.4.2.4. Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99 :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.051 > 0.0625) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.05 > 10.072) \dots\dots\dots C.V$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0042 < 0.00105) \dots\dots\dots C.V$$

➤ Schéma de ferrailage :

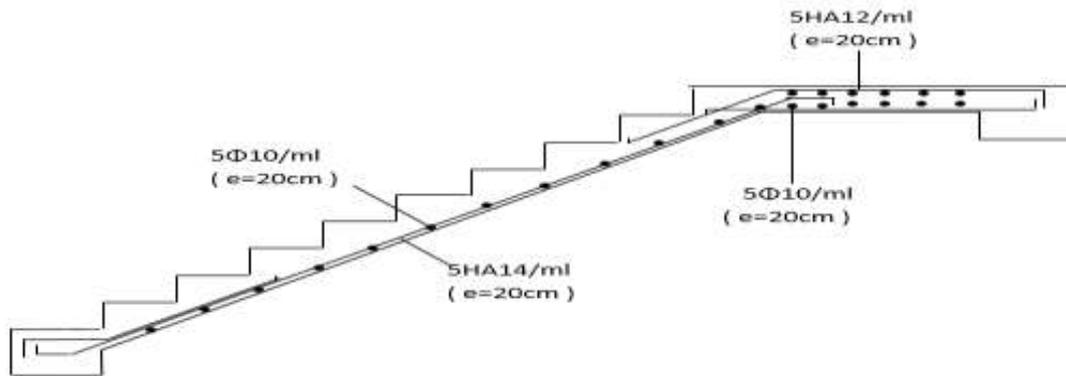


Figure III. 20. Schéma du ferrailage de volée a

III.1.2.1. Volée (b) :

✓ à ELU

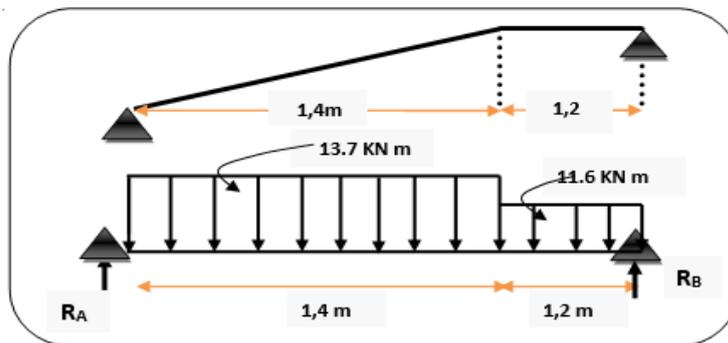


Figure III.21.Schéma statique : ELU

- Le moment max a ELU :

$T(x)=0$	$x=1,71$	$M_u(2.1) = -20,08 \text{ KN.m}$
----------	----------	----------------------------------

✓ à ELS :

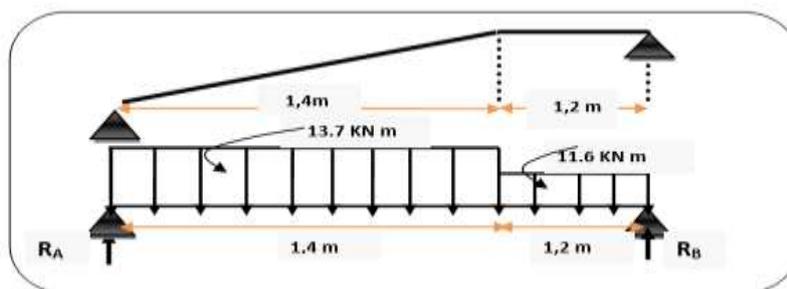


Figure III.22.Schéma statique : ELS

- Le moment max a ELS :

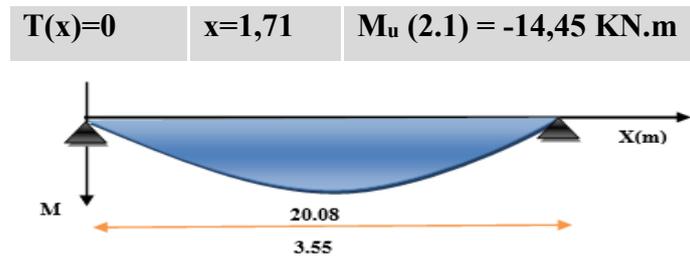


Figure.III.23. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU

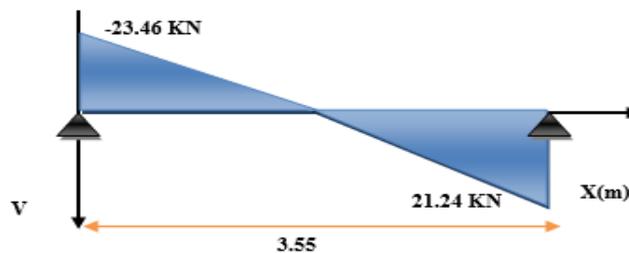


Figure.III.24. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU

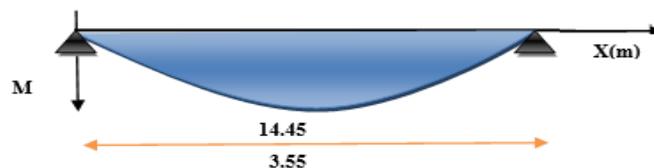


Figure.III.25. Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS

- Calcul des armatures longitudinales :

➤ ELU :

- Sur appuis $\Rightarrow M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 20,08 = 10,04 \text{ KN/m}$
- Sur travers $\Rightarrow M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 20,08 = 17,07 \text{ KN/m}$

➤ ELS :

- Sur appuis $\Rightarrow M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 14,45 = 7,23 \text{ KN/m}$
- Sur travers $\Rightarrow M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 14,45 = 12,28 \text{ KN/m}$

Tableau.III.15. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	M(kN. m)	$M_{travée}$ (kN. m)	M_{appui} (kN. m)	V(kN)
ELU	20,08	17,07	10,04	17,11
ELS	14,45	12,28	7,23	/

Tableau.III.16. les récapitulatifs de calcul des armatures de volée b

	M_u [kN.m]	μ	α	Z(cm)	$A_{s'}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{choisit}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adopté}}$ (cm ²)	ST(cm)
En travées	17,07	0,066	0,086	13,25	0	3,76	(5T12)	5,65	20
Sur appuis	10,04	0,039	0,05	13,35	0	2,18	(5T12)	5,65	20

Tableau.III.17.les réparation de calcul des armatures de volée b

	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_t^{\text{choisit}}(\text{cm}^2)$	$A_t^{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	ST(cm)
En travées	1.41	(5T10)	3.93	20
Sur appuis	1.41	(5T10)	3.93	20

➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99 :

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

$$A_l = 5.65 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Vérification à l'ELU :

➤ Vérification des espacements des barres (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99) :

• Armature longitudinal :

$$S_p = 20 \text{cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(17.11 + \frac{5.34}{0.9 \times 0.135} \right) \times 10 = 1.75 \text{ cm}^2$$

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

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 5.34 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 810 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Vérification de la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e$$

Avec :

Le : longueur de scellement droit des barres

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} \quad \text{et} \quad \Psi = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence

$$L_r = 0,4 L_s$$

Avec :

L_r : longueur d'ancrage

$$L_r = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 20 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{max} = 17,11 \text{ kN}$$

- Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1,5$ acier Fe400 haute adhérence).
- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.
- $\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$

$$\tau_{ser} = \frac{17 \times 11 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,4} = 0,75 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres

- Vérifications à ELS :

- Vérification des contraintes maximales dans le béton :

Tableau.III.18. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Travée	12,28	4,66	12 985	4,41	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	7,23	4,66	12 985	2,6	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

III.4.2.4. Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99 :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,10 > 0,0625) \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,10 > 0,072) \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0042 < 0,00105) \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ Schéma de ferrailage :

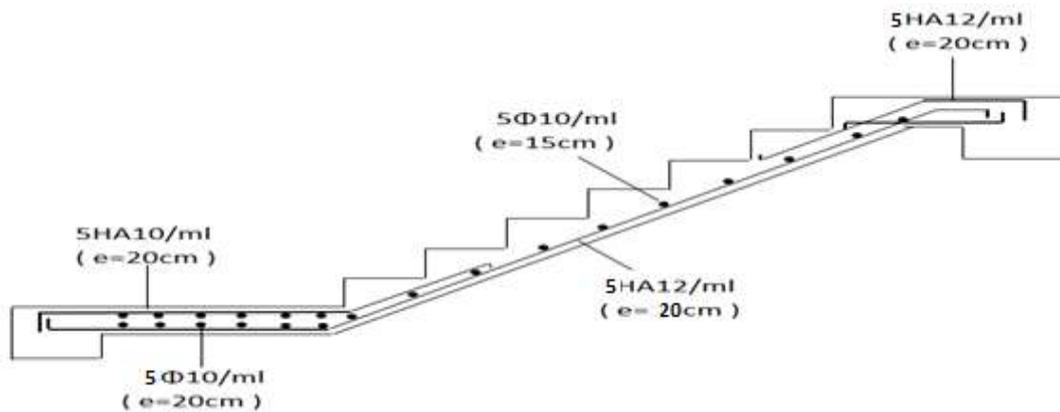


Figure III.26.Schéma du ferrailage de volée (b)

III.2.L'étude de la poutre brisée :

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

- On a deux types de la poutre brisée :

III.2.1. 1^{er} type :

➤ Dimensionnement :

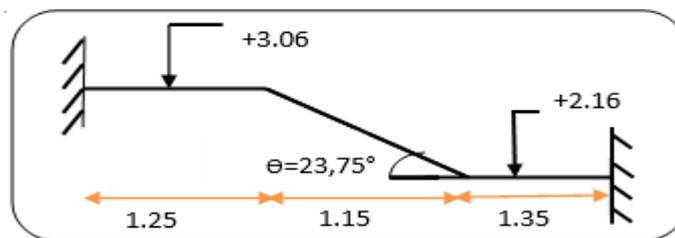


Fig.III.27 : Poutre brisée

$$L = 1,25 + \frac{1,15}{\cos 23,75^\circ} + 1,35 = 3,856 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{385,6}{15} \leq h \leq \frac{385,6}{10}$$

$$25,7\text{cm} \leq h \leq 38,56 \text{ cm}$$

Soit : h = 35 cm et b = 35 cm

➤ Vérification des conditions du RPA :

- b ≥ 20 cm CV
- b ≥ 20 cm CV
- b ≥ 20 cm CV

➤ Chargement repris par la poutre brisée :

$$g_0 = 0,35 \times 0,35 \times 25 = 3,06\text{KN/m}$$

$$g_1 = 25 \times \frac{0,35 \times 0,35}{\cos 23,75} = 3,45\text{KN/ml}$$

$$g = 2.4 \times (3.06 - 2.16) = 2,16 \text{ KN/ml}$$

$$R_b = 15,47 \text{ KN/ml}$$

- g : Le poids du mur extérieur,
- g₀ : poids propre de la partie horizontale
- g₁ : poids propre de la partie inclinée.
- Les charges transmises par l'escalier :
- R_b : Réaction au point B de le 2^{ème} volée

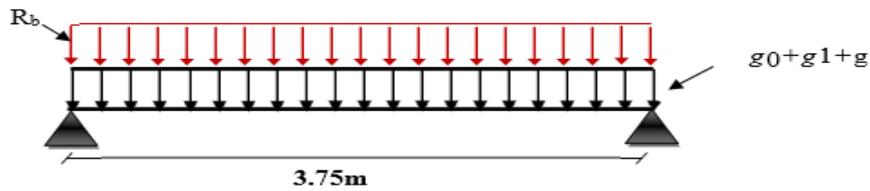


Figure III.28. Schémas statique de la poutre brisée

➤ Calcul des sollicitations :

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + R_b = 1.35 \times (3.06 + 3.45 + 2.16) + 15.47 = 27.17 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (g_0 + g_1 + g) + R_b = (3.06 + 3.45 + 2.16) + 15.78 = 24.45 \text{ KN/ml}$$

➤ ELU :

• Moment isostatique :

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{27.17(3.75)^2}{8} = 47.76 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{27.17(3.75)}{2} = 50.94 \text{ KN.m}$$

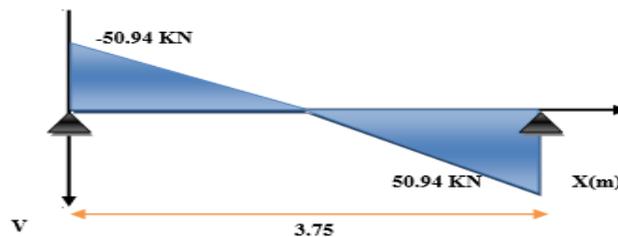


Figure III.29. Diagramme de l'effort tranchant de la poutre brisée à l'ELU

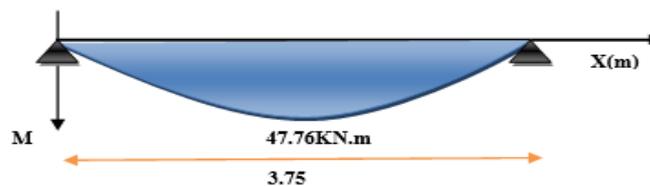


Figure III.30. Diagramme de moment isostatique de la poutre brisée à l'ELU

➤ Pour tenir compte de semi encastrement :

- Sur appuis $M_a = 0.3 M_0 = 0.5 \times 47.76 = 23.88 \text{KN/m}$
- Sur travers $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 47.76 = 40.6 \text{KN/m}$

➤ ELS :

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{24.45(3.75)^2}{8} = 43 \text{KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{24.45(3.75)}{2} = 45.84 \text{KN}$$

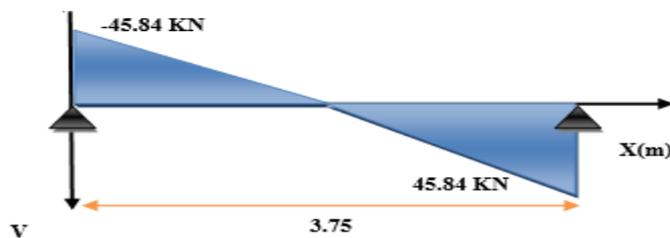


Figure.III.31. Diagramme de l'effort tranchant de la poutre brisée à l'ELS

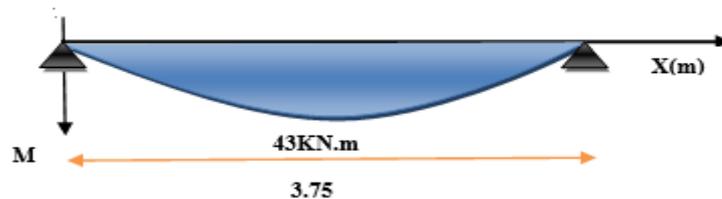


Figure.III.32. Diagramme de moment isostatique de la poutre brisée à l'ELS

➤ Pour tenir compte de semi encastrement :

- Sur appuis $M_a = 0.5 M_0 = 0.3 \times 43 = 21.5 \text{ KN/m}$
- Sur travers $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 43 = 36.55 \text{ KN/m}$

Tableau.III.19. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	M(kN.m)	M _{travée} (kN.m)	M _{appui} (kN.m)	V(kN)
ELU	47.76	40.6	23.88	50.94
ELS	43	36.55	21.5	45.84

- Ferrailage :

➤ Calcul du ferrailage à L'ELU :

Tableau III.20. Ferrailage de l'escalier en appui et en travée

	M _U [kN.m]	μ	α	Z [cm]	A _s ' [cm ²]	A _s [cm ²]	A _s choisit [cm ²]	A _s adopté [cm ²]	S _T cm
En travées	40.6	0,1573	0.215	31.34	0	4,06	(3T14)	4,62	25
Sur appuis	23.88	0.093	0.122	31.23	0	2,34	(3T12)	3,39	25

➤ **Armature de répartition :**

En travée :

$$\frac{A_s}{4} = A_r \Rightarrow 1,15 \text{ cm}^2 / \text{ml} = A_r$$

Soit : $A_r = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Sur appuis

$$\frac{A_s}{4} = A_r \Rightarrow 0,84 \text{ cm}^2 / \text{ml} = A_r$$

Soit : $A_r = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99 :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 31,5 \cdot \frac{2.1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Vérifications à ELS :**

Tableau.III.21. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	36,55	4,66	12985	3,3	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	21,5	4,66	12985	1,94	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **Vérification à l'ELU :**

1. Vérification des espacements des barres (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99):

✓ Armature longitudinal :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

✓ Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(45,84 + \frac{23,88}{0.9 \times 0.315} \times 10 \right) = 2,58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 45,84\text{kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 31.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1890 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

3. Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL 91) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$Vu = 45,84\text{KN}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188,4\text{mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{45,84 \times 10^3}{0.9 \times 315 \times 188,4} = 0.85\text{MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99 :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.093 > 0.0625) \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,093 > 0.085) \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0117 < 0.085) \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

➤ **Vérification de la torsion :**

$$\tau = \frac{Mt}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\emptyset = \min (b, h) = 35\text{cm}$$

$$M_{tor} = 6.44 \text{ KN.m;}$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5,83) \times (35 - 5,83) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{tor} = \frac{1.15 \times 100 \times M_{tor} \times \Omega}{2 \mu f_e} = \frac{1.15 \times 100 \times 6.44 \times 0.075 \times 10^{-2}}{2 \times 1.1 \times 400}$$

$$A_{tor} = 6.31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.31 \text{ cm}^2$$

a) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{utor} = \frac{0.01 \times M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{0.01 \times 6.44 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 8.58 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_{uTot} = \sqrt{\tau_{utor}^2 + \tau_u^2} = \sqrt{(8.58 \times 10^{-3})^2 + 0.5^2} = 0.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{uTot} = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Armatures transversales :

$$A_{trtor} = \frac{1.15 \times M_{tor} \times S_t}{2 \Omega f_e} = \frac{1.15 \times 6.44 \times 0.2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.246 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.246 \text{ cm}^2$$

Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

1) Ferrailage finale de la poutre brisée :

a) Armatures longitudinales :

• **En travée :**

$$A_S = A_t + \frac{A_{tor}}{2} = 4,62 + \frac{6,31}{2} = 7,71 \text{ cm}^2$$

Soit $= 9,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{T}14$

• **En appuis :**

$$A_S = A_a + \frac{A_{tor}}{2} = 3,39 + \frac{6,31}{2} = 6,54 \text{ cm}^2$$

Soit $= 8,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{T}14 + 3\text{T}12$

b) Armatures transversales :

$$A = A_{trtor} + A_t$$

- **La flexion simple :**

Soit un espacement $t = 20 \text{ cm}$

$$t = 20 \text{ cm} \min(0,9x_d ; 40 \text{ cm}) = \min(34,2 ; 40) \text{ cm} = 34,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 0,2}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{TOT}^T = 0,846 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit un cadre } \text{Ø}8 \text{ et un épingle } \text{Ø}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

III.2.2. 2^{eme} type :

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

➤ Dimensionnement :

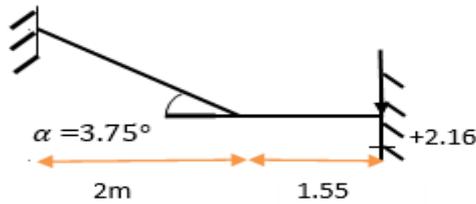


Fig.III.33 : Poutre brisée

$$L = \frac{2}{\cos 30,75^\circ} + 1.55 = 3.88 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{388}{15} \leq h \leq \frac{388}{10}$$

$$25.86 \text{ cm} \leq h \leq 38.8 \text{ cm}$$

Soite : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$

III.2.2.2.Vérification des conditions du RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.2.3.Chargement repris par la poutre brisée :

$$g_0 = 0,35 \times 0,35 \times 25 = 3.06 \text{ KN/m.}$$

$$g_1 = 25 \times \frac{0.35 \times 0.35}{\cos 30.75} = 3.56 \text{ KN/ml}$$

$$g = 2.4 \times (3.06 - 2.16) = 2,16 \text{ KN/ml}$$

g : Le poids du mur extérieur ,

g_0 : poids propre de la partie horizontale

g_1 : poids propre de la partie inclinée.

Les charges transmises par l'escalier :

$$R_b = 21.24 \text{ KN /ml}$$

R_b : Réaction au point B de le 2^{eme} volée.

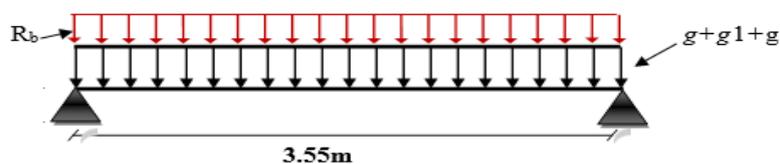


Fig.III.34. Schémas statique de la poutre brisée

➤ Calcul des sollicitations :

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + R_b = 1.35 \times (3.06 + 3.56 + 2.16) + 21.24 = 33.09 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (g_0 + g_1 + g) + R_b = (3.06 + 3.56 + 2.16) + 21.24 = 30.02 \text{ KN/ml}$$

- ELU :

Moment isostatique :

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{33.09(3.55)^2}{8} = 52.13 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{33.02(3.55)}{2} = 58.73 \text{ KN}$$

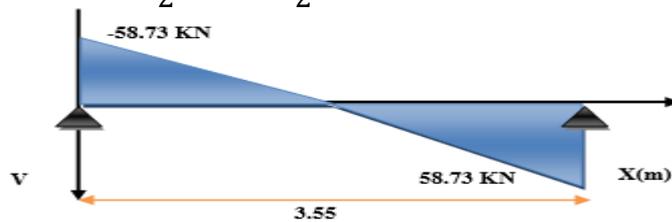


Figure.III.35. Diagramme de l'effort tranchant de la poutre brisée à l'ELU

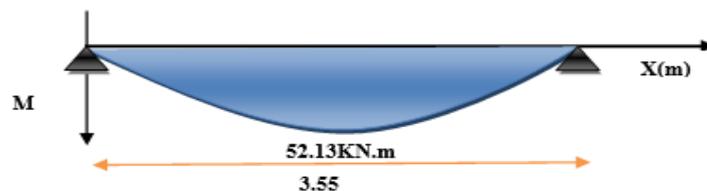


Figure.III.36. Diagramme de moment isostatique de la poutre brisée à l'ELU

Sur appuis : $M_a = 0.3 M_0 = 0.5 \times 52.13 = 26.07 \text{ KN.m}$

Sur travers : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 52.13 = 44.31 \text{ KN.m}$

- ELS :

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{30.02(3.55)^2}{8} = 47.29 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{30.02(3.55)}{2} = 53.29 \text{ KN}$$

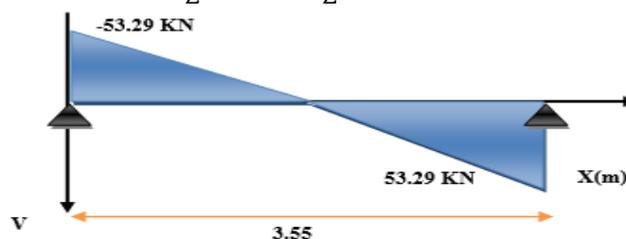


Figure.III.37. Diagramme de l'effort tranchant de la poutre brisée à l'ELS

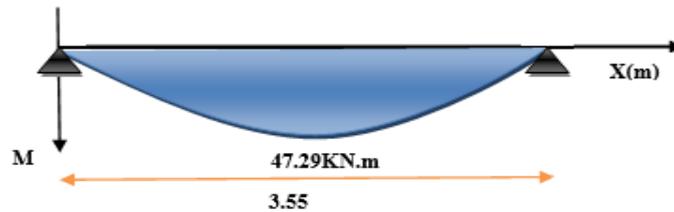


Figure.III.38. Diagramme de moment isostatique de la poutre brisée à l'ELS

Pour tenir compte de semi encastrement :

Sur appuis : $M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 47.29 = 23.65 \text{ KN/m}$

Sur travers : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 47.29 = 40.2 \text{ KN/m}$

Tableau.III.22. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	M(kN. m)	M _{travée} (kN. m)	M _{appui} (kN. m)	V(kN)
ELU	52.13	44.31	26.07	58.73
ELS	47.29	40.2	23.65	53.92

• Ferrailage :

➤ Calcul du ferrailage à L'ELU :

Tableau III.23. Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.

	M _U [kN.m]	μ	α	Z [cm]	A _s ' [cm ²]	A _s [cm ²]	A _s ^{choisit} [cm ²]	A _s ^{adopté} [cm ²]	S _T (cm)
En travées	44.31	0.1716	0.237	31	0	4,45	(3T14)	4,62	25
Sur appuis	26.07	0.1	0.133	31.23	0	2,57	(3T12)	3,39	25

➤ Armature de répartition :

• En travée :

$$\frac{A_s}{4} = A_r \Rightarrow 1,15.cm^2 / ml = A_r$$

Soit : $A_r = 3T10 = 2,36cm^2$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

• Sur appuis :

$$\frac{A_s}{4} = A_r \Rightarrow 0,85.cm^2 / ml = A_r$$

Soit : $A_r = 3T10 = 2,36cm^2$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99:

$$A_{min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23.100.31.5 \frac{2.1}{400} = 3.8cm^2$$

$$A_t = 4.52cm^2 \geq A_{min} = 3.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_a = 4.52cm^2 \geq A_{min} = 3.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérifications à ELS :

Tableau.III.24.Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	M _{ser} (kN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Travée	40.2	6.24	51360	3,63	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Appui	23.65	6.24	51360	2.13	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}

➤ Vérification à l'ELU :

1. Vérification des espacements des barres (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99):

✓ Armature longitudinal :

$$S_p = 20\text{cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

✓ Armature transversal :

$$S_s = 20\text{cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(53.29 + \frac{52,13}{0.9 \times 0.315} \times 10 \right) = 4.89 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 53.29\text{kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 31.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1890 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

Il faut vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$V_u = 53.29\text{KN}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement (Ψ_s =1.5 acier Fe400 haute adhérence).

∑U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 14 = 175,84\text{mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{53,29 \times 10^3}{0.9 \times 315 \times 175,84} = 1,068\text{MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99 :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,098 < 0.0625) \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,098 < 0.085) \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0117 < 0.085) \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la torsion :**

$$\tau = \frac{Mt}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\emptyset = \min (b, h) = 35\text{cm}$$

$$M_{tor} = 9,2 \text{ KN.m};$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5,83) \times (35 - 5,83) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{tor} = \frac{1.15 \times 100 \times M_{tor} \times \Omega}{2\mu f_e} = \frac{1.15 \times 100 \times 9,2 \times 0.075 \times 10^{-2}}{2 \times 1.1 \times 400}$$

$$A_{tor} = 9,3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,3 \text{ cm}^2$$

c) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{utor} = \frac{0.01 \times M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{0.01 \times 9,2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 11,4 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_{uTot} = \sqrt{\tau_{utor}^2 + \tau_u^2} = \sqrt{(11,4 \times 10^{-3})^2 + 0.5^2} = 0,89 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{uTot} = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

d) Armatures transversales :

$$A_{tr tor} = \frac{1.15 \times M_{tor} \times S_t}{2\Omega f_e} = \frac{1.15 \times 9,2 \times 0.2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 400} = 0,44 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,44 \text{ cm}^2$$

Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

2) Ferrailage finale de la poutre brisée:

c) Armatures longitudinales :

• **En travée :**

$$A_S = A_t + \frac{A_{tor}}{2} = 4,62 + \frac{9,2}{2} = 9,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_S = 9,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{6T14}$$

• En appuis :

$$A_S = A_a + \frac{A_{tor}}{2} = 3,39 + \frac{9,2}{2} = 7,99 \text{ cm}^2$$

Soit = 8,01 cm² ⇒ 3T14+3T12

d) Armatures transversals:

$$A = A_{tr\ tor} + A_t$$

- La flexion simple :

Soit un espacement t = 20cm

$$t = 20 \text{ cm} \min (0,9x_d ; 40\text{cm}) = \min (34,2 ; 40) \text{ cm} = 34,2\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 0,2}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{TOT}^T = 1,04\text{cm}^2 \Rightarrow \text{soit un cadre } \varnothing 8 \text{ et un épingle } \varnothing 8 = 1,51\text{cm}^2$$

III.2.3. Schéma de ferrailage :

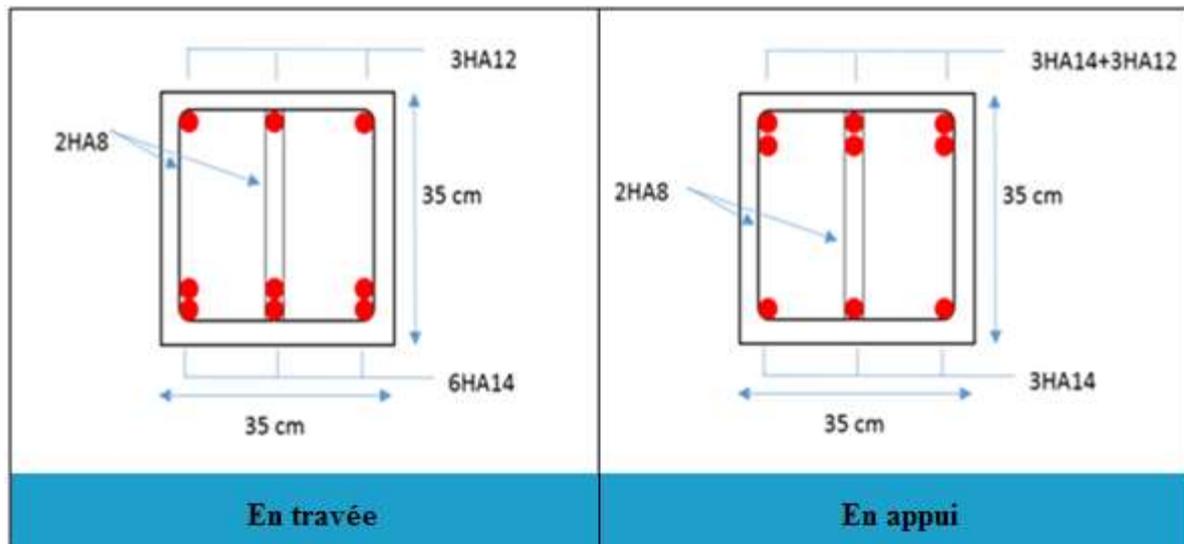


Figure.III.39. Schéma de ferrailage pour Les deux poutres brisées

III.3. Etude de la salle des machines :

III.3.1. Définition :

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(2,30 \times 1,30) \text{ m}^2$ pouvant charger huit (08) personnes. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

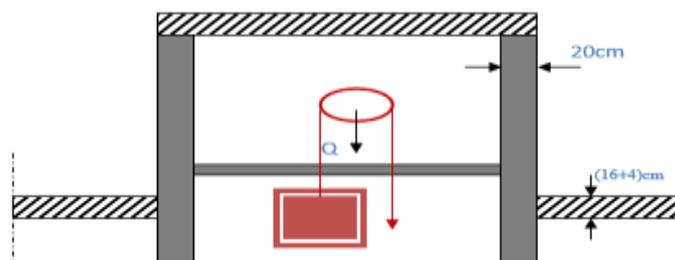


Figure III.40.Schéma d'ascenseur.

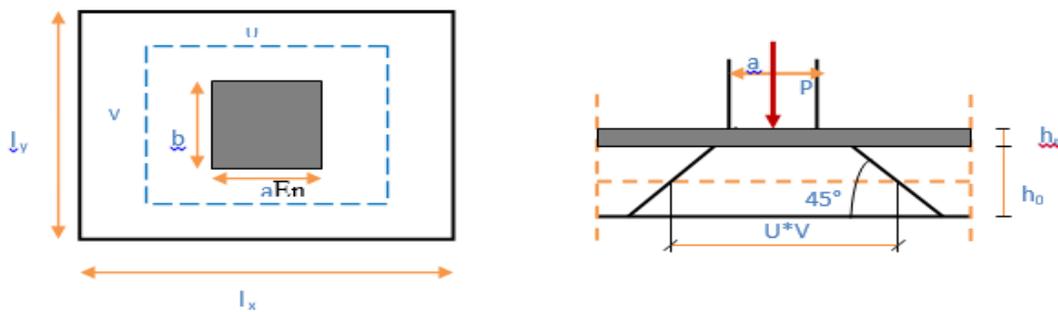


Figure III.41. Répartition de la charge localisée sur la dalle.

III.3.2. Dimensionnement de la dalle :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{2,30} = 0,56 > 0,4$$

La dalle porte sur les deux sens, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

➤ Pour un panneau isolé :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4,33\text{cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_0 = 15 \text{ cm}$

La dalle encastree sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

- h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)
- e : Epaisseur du revêtement ($e=5\text{cm}$)
- p : la charge concentrée
- $k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.
- $a = b=100\text{cm}$
- ν : coefficient de poisson

On aura :

$$U = V = 125\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} U = a+2k.e+h_0 = 100+2 \times 5+15 = 125 \text{ cm} \\ V = b+2k.e+h_0 = 100+2 \times 5+15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

III.3.3. Calcule des sollicitations :

➤ À L'ELU : ($\nu = 0$)

- Système de levage $\Rightarrow q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN}$

- Dalle en béton armé $\Rightarrow q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) = 8,05 \text{ KN/m}$.

$$Q = 1 \text{ KN} \quad G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}$$

➤ À L'ELS : ($\nu = 0,2$)

- Système de levage : $q_{\text{ser}} = 57 \text{ KN}$.
- Dalle en béton armé : $q_{\text{ser}} = (4,85 + 1) = 5,85 \text{ KN}$.

III.3.4. Principe de calcul :

➤ Calcul des moments dus au système de levage :

$$M_1, M_2 : \text{coefficients donnés en fonction de } \left(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y} \right).$$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2$$

➤ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \nu = 0,2 \Rightarrow \text{à L'ELS} \\ \nu = 0 \Rightarrow \text{à L'ELU} \end{cases}$$

Avec: coefficient de poisson

➤ À L'ELU : ($\nu = 0$) :

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{2,30} = 0,56 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{125}{130} = 0,96 \Rightarrow \text{D'où} \quad M_1 = 0,068 ; M_2 = 0,019 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{\nu}{L_y} = \frac{125}{230} = 0,54 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec : $\nu = 0$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 76,95 \times 0,068 = 5,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 76,95 \times 0,019 = 1,46 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec : $v = 0$
 Pour : $\rho = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,09 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$

$M_{x2} = 0,0880 \times 8,05 \times (1,3)^2 = 1,197 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = 1,197 \times 0,25 = 0,30 \text{ KN.m}$

c) Superposition des moments :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,23 + 1,197 = 6,42 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1,49 + 0,30 = 1,79 \text{ KN.m}$

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30M_x & ; & M_{Y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x & ; & M_{Y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III .25. Moments à l'ELU.

Sens	Zone	Moments (KN.m)
X-X	Sur appuis	1,93
	En travée	5,45
Y-Y	Sur appuis	0,54
	En travée	1,52

➤ **À L'ELS : (v = 0,2)**

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{2,30} = 0,56 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{125}{130} = 0,96 \text{ D'où} \Rightarrow M_1 = 0,0688 ; M_2 = 0,019 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{v}{L_y} = \frac{125}{230} = 0,54 \end{cases}$$

$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + v M_2) = 57 \times (0,0688 + 0,2 \times 0,019) = 4,13 \text{ KN.m}$

$M_{y1} = q_s \cdot (M_2 + v M_1) = 57 \times (0,019 + 0,2 \times 0,0688) = 1,87 \text{ KN.m}$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec : $v = 0,2$

Pour : $\rho = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases}$

$$M_{x2} = 0,0923 \times 5,85 \times (1,30)^2 = 0,912 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,4254 \times 0,912 = 0,40 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,13 + 0,912 = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1,87 + 0,40 = 2,27 \text{ KN.m}$$

- **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30M_x & ; & M_{Y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x & ; & M_{Y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III .26. Moments à l'ELS.

Sens	Zone	Moments(KN.m)
X-X	sur appuis	1,61
	En travée	4,56
Y-Y	sur appuis	0,70
	En travée	1,92

III.3.5. Diagrammes des moments :

➤ **À L'ELU :**

(M_{TUX} et M_{TUY})

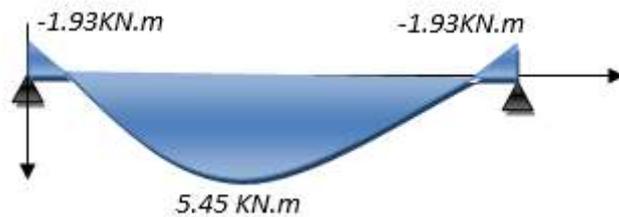


Figure.III.42. Diagrammes des moments à L'ELU.

➤ **À L'ELS :**

(M_{TsX} et M_{TsY})

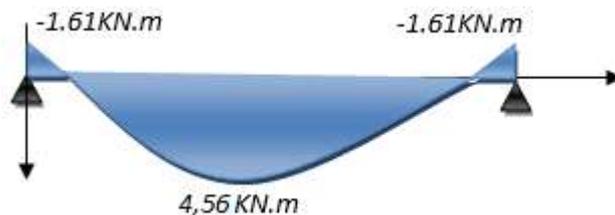


Figure.III.43. Diagrammes des moments à L'ELS.

III.3.6. Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1m.

$h = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13,5\text{cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; FeE400. $F_{ed} = 348\text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17\text{ MPa}$.

a. Ferrailage dans le sens x-x ; y-y : (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis $\Rightarrow M_a = 1,93\text{kN.m}$

En travée $\Rightarrow M_t = 5,45\text{kN.m}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.27.Ferrailage a l'ELU.

	M_U (KN.m)	A' (cm ²)	A_S (calculer) (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	1,93	0	0,41	1,6	3,14	4HA10	25
En travée	5,45	0	1,17	1,6	3,14	4HA10	25

III.3.7. Vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art : A.4.2.1. BAEL91) :

$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} (3 - \frac{L_x}{L_y})$ avec ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ; $\rho_0 = 0,8\%$

$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} (3 - \frac{130}{230}) = 1,5\text{cm}^2$

Aux appuis $A_{up} = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

En travée $A_{ut} = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,6\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,6\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$

➤ **Vérification des diamètres maximaux des barres :**

On doit vérifier que :

$\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$

$\phi_{max} = 8\text{ mm} \leq 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

➤ **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \dots\dots\dots \text{C.V}$

$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{C.V}$

➤ **Vérification au poinçonnement : (BAEL91/Art : A.5.2.42)**

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(125 + 125) = 5 \text{ m} \Rightarrow \mu_i = 5 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \leq 0,045 \times 5 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 562,5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$U = V \Rightarrow V = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{76,95}{2 \times 1,25 + 1,25} = 20,52 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{20,52 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,152 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ C.V

III.3.8. Vérifications à l'ELS : (La fissuration est peu nuisible)

➤ **Vérification de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$).

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} . y$$

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

$$I = \frac{100 \cdot 2,56^3}{3} + 15 \cdot [2,01(13,5 - 2,56)^2] = 4167,70 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 2,56 \text{ cm}$$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III. 28. vérification à l'ELS selon X-X et Y-Y.

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K(MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	1,61	2,01	4167,7	2,56	38,63	0,98	15	Vérifiée
travée	4,56	2,01	4167,7	2,56	133,41	3,41	15	Vérifiée

III.3.9.Schéma de ferrailage :

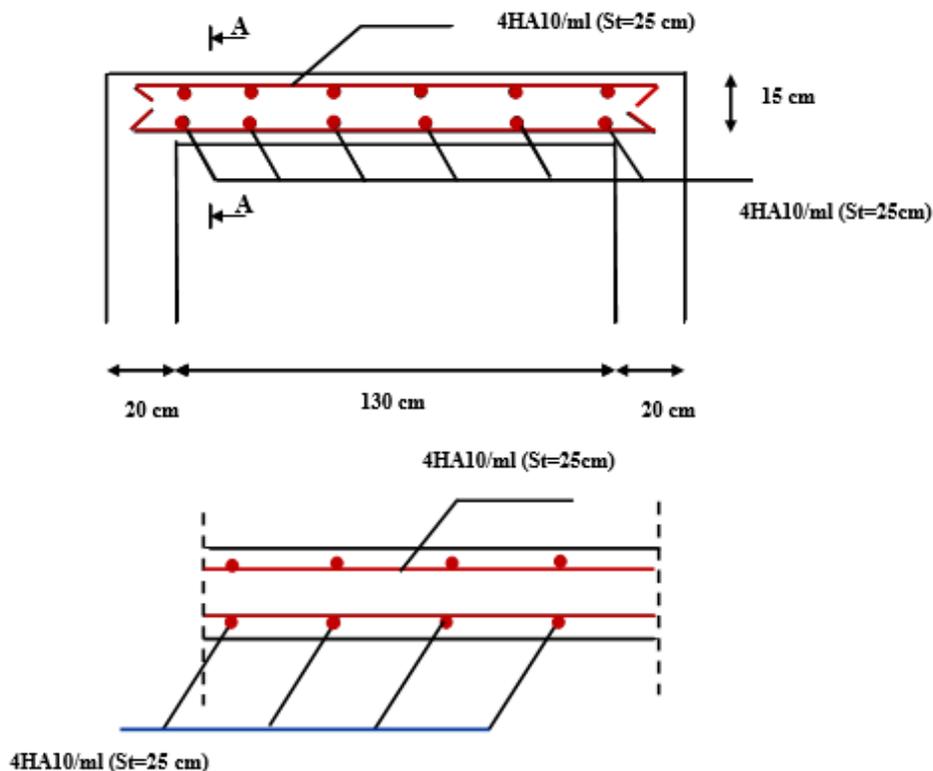


Figure III.44.schéma de ferrailage de la dalle machine.

III.4.Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme un élément de sécurité, pour protéger les gents d'entretien, d'étanchéité au niveau de la terrasse. il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (**G**) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale (**Q**) due aux actions sismiques non pondérée estimée à (1 Kn/ml) provoquant un moment de renversement **M_Q**.

Les deux sollicitations N_G et **M_Q**, provoquant le phénomène de la flexion composée. Donc le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire, et comme l'acrotère est directement au contact avec le milieu extérieur, la fissuration est considéré préjudiciable, et le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

Schéma statique de l'acrotère :

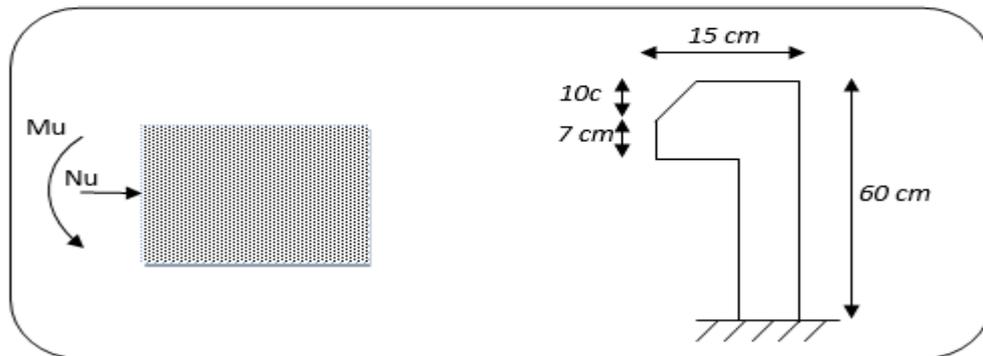


Figure III.45. Schéma statique de l'acrotère.

III.4.1. Calcul des sollicitations :

- Surface de l'acrotère : $S = 50 \times 10 + 10 \times 5 + (5 \times 5) / 2 = 562,5 \text{ cm}^2 = 0,05625 \text{ m}^2$.
- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S = 25 \times 0,05625 = 1,41 \text{ Kn/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ Kn/ml}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ Kn}$

Effort normal dû au poids propre G :

➤ $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,41 \text{ KN}$

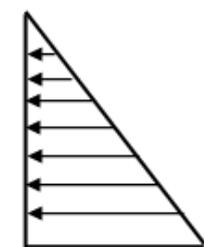
Moment de renversement M_Q dû à la surcharge Q :

➤ $M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ Kn.m}$

$M = Q \times h$ Avec : $0 \leq h \leq H$

$T = Q = 1$

$N = G = 1,41$



Moment fléchissant

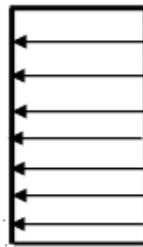


Diagramme des efforts



Diagramme des efforts

Figure III.46. Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.

III.4.2. Combinaison de charge :

✓ **ELU :**

$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,41 = 1,9 \text{ KN}$

$M_U = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

✓ **ELS :**

$N_{ser} = G = 1,41 \text{ KN}$

$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

III.4.3.Ferraillage :

Le ferraillage se faire a une section rectangulaire soumise à la flexion composée, avec des caractéristiques :

$h = 10 \text{ cm.} \quad b = 100 \text{ cm.}$

$d = h - d' = 8 \text{ cm.} \quad d' = 2 \text{ cm.}$

Avec:

h : Epaisseur de la section.

b : Largeur de la section.

d' : Enrobage.

d : la distance entre les armatures tendue et la fibre la plus comprimé.

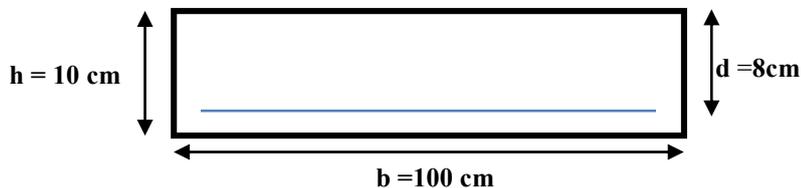


Figure III.47. Section du calcul de l'acrotère.

➤ **Calcul des armatures à L'E.L.U :**

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u = \frac{0,9}{1,9} = 0,47 \text{ m}$$

$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u = 47 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$\left\{ \begin{array}{l} N_U : \text{effort de comprission .} \\ e_U > \frac{h}{2} : \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.} \end{array} \right.$

Donc la section est partiellement comprimée, et le calcul des armatures se fera en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} puis on se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

Calcul du moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u (h/2 - C) = 0.9 + 1,9 \left(\frac{0,1}{2} - 0.01 \right) = 0,976 \text{ Kn.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{0,976 * 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.011$$

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

$$\gamma = \frac{Mu_f}{M_s} = \frac{0,976}{0.60} = 1.63$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 1.63 + 49 * 25 - 3050) * 10^{-4} = 0.378$$

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

$$\mu_{bu} = 0.011 < 0.378 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.6 * 0.011) = 0.079m$$

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

$$A_{sf} = \frac{Mu_f}{Z_b * f_{ed}} = \frac{0,976 * 10}{0.079 * 348} = 0.36cm^2$$

Avec :

A_{sf} : Section des armatures tendue.

Z : le bras de levier.

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.36 - \frac{1,41}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

III.4.3.1.Vérifications à l'E.L.U :

➤ **Condition de non fragilité :** (Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{min} = 0.23 (b * d) f_{t28} / f_{ed}$$

Avec :

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

$$A_{min} = 0.23 (1 * 0.08) * 2.1 / 400 = 0.9 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_s < A_{min} \Rightarrow A_s = A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

Donc en adopte : $A_s = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant** (BAEL 91 Art A 5.11) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5\text{Kn}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Conclusion partiel :**

En tant que la condition de l'effort tranchant est vérifié donc Y' a pas de risque de cisaillement alors en a pas besoin des armatures transversales.

➤ **Vérification d'adhérence des barres au cisaillement** :(BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend : } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.2\text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.4.3.2. Vérification à l'ELS :

Contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$$

On a :

$$\sigma_{bc} = y \cdot k$$

Avec : (y) : la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimé.

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

Avec : ($\bar{\sigma}_{bc}$) : Contrainte admissible de compression dans le béton

➤ La position de l'axe neutre :

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

➤ Moment d'inertie :

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

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$I = \frac{100 \times 1.91^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 1.91)^2 = 415.88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0.6 \times 10^5}{415.88} = 144.27 \text{ MN/m}^3$$

Y = 1.91 cm et **K = 144.27 MN/m³**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 144.27 \times 0.0191 = 2.75 \text{ Mpa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ C.V

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

On doit vérifier que :

- Fissuration préjudiciable
- $\eta = 1.6$ pour l'acier haut adhérence

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{266.66, 201.66\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y)$$

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

$$K = \frac{0.6 \times 10^5}{415.88} = 144.27 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 15 \times 144.27 \times (0.08 - 0.0191) = 131.8 \text{ Mpa}$$

$\overline{\sigma}_s > \sigma_s$ C.V

➤ **Vérification au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)**

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

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

C_p = 0.80 (élément en console)

W_p : poids de l'acrotère : **W_p = 1.41 KN/ml**

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.41 = 0.6768$ donc $\Rightarrow F_p = 0.6768 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p < Q$ C.V

➤ Calcul d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi \cdot Fe}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

Donc : La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

III.4.4. Schéma de ferrailage :

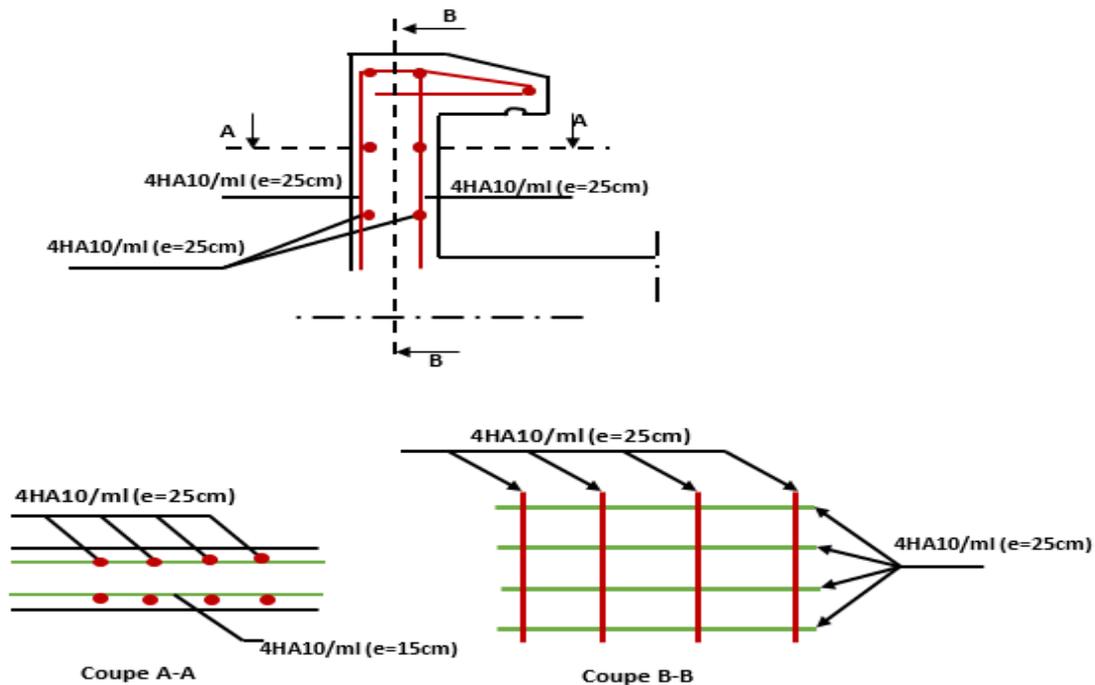


Figure III.48. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude de balcon :

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1.3\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastré à son extrémité.

III.5.1. Evaluation des charges :

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charge permanentes : $G_1 = 5.16 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$.
- Charge de garde-corps : $G_2 = 1 \text{ KN/ml}$.

III.5.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

➤ **Combinaison fondamentale :**

a) **L'ELU :**

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.16 + 1.5 \times 3.5 = 12.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 12.23 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.} \quad P_u = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

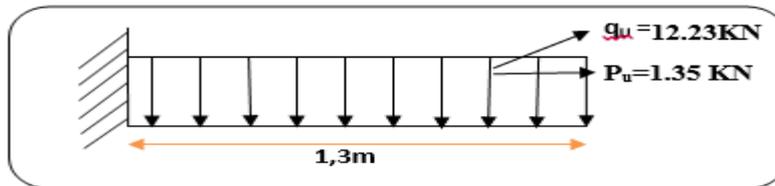


Figure III.49. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.

b) **L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 5.16 + 3.5 = 8.66 \text{ KN/ml.} \quad q_s = 8.66 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN/ml.} \quad P_s = 1 \text{ KN/ml}$$

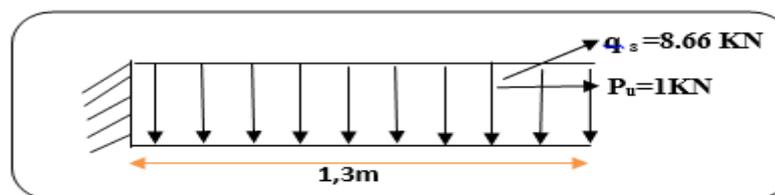


Figure III.50 Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.

➤ **Moment d'encastrement**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \cdot l = \frac{12.23 \times 1.3^2}{2} + 1.35 \times 1.3 = 12,09 \text{ KN. m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \cdot l = \frac{8.66 \times 1.3^2}{2} + 1 \times 1.3 = 8,62 \text{ KN. m}$$

III.5.3. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :

Le calcul du ferrillage se fait en flexion simple avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm} ; d' = C' = 2 \text{ cm}$$

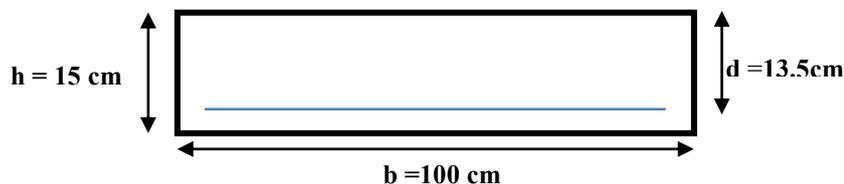


Figure III.51. section de balcon

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,09 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} \times 1000 \xi_s = 1.74^\circ/\infty$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_u = 0.392$, \Rightarrow **Donc** la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

a) Section d'armature :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que } : \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.046)}) = 0.059$$

$$\alpha = 0.059$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.976$$

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

$$A_s = \frac{10.46 \times 10^6}{0.96 \times 135 \times 348} = 231.92 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$, avec espacement de 20 cm

b) Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

III.5.4. Vérification à l'ELU :

a) Contrainte de cisaillement :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = q_u l + p_u = 17,25 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{17,25 \cdot 10^3}{100 \times 135} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 1,28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

b) Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a: } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1,5$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum u_i = n\pi\emptyset$: Somme du périmètre utile des barres

n: Nombre des barres.

∅: Diamètre des barres (∅=12mm)

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ **Calcul de l'ancrage :**

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = \mathbf{2,83 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{1}{4} \cdot \frac{400}{2,83} = \mathbf{35,33 \text{ cm}} > b = 30 \text{ cm}$$

Donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale.

III.5.5. Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **A = 5T10 = 3,93 cm²/ml**, avec espacement de 20 cm.

III.5.6. Vérification des espacements des barres :

a) Armature principale :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Armature transversal :**

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.5.7.Vérifications à ELS :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration)

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = y \cdot k$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : ($\overline{\sigma}_{bc}$): Contrainte admissible de compression dans le béton

➤ La position de l'axe neutre :

$$I = \frac{100 \times 2,61^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 2,61)^2 = 6178,34 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{8,62 \times 10^5}{6178,34} = 139,52 \text{ MN/m}^3$$

$$Y = 2,61 \text{ cm} \quad \text{et} \quad K = 139,52 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 139,52 \times 0.0261 = 3,64 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

On a :

- Fissuration préjudiciable
- $\eta = 1.6$ pour l'acier haut adhérence

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{266.66, 201.66\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y)$$

$$K = \frac{8,62 \times 10^5}{6178,34} = 139,52 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 15 \times 139,52 \times (0,08 - 0,0261) = 112,8 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s > \sigma_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau. III 29. Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
8,62	3.14	2,61	6178,34	139,52	3,64	15	112,8	202	C.V

III.5.8.Vérification de la flèche :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.115 > 0.0625) \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.115 \geq 0.10) \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0032 < 0.0105) \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

III.5.9. Schéma de Ferrailage :

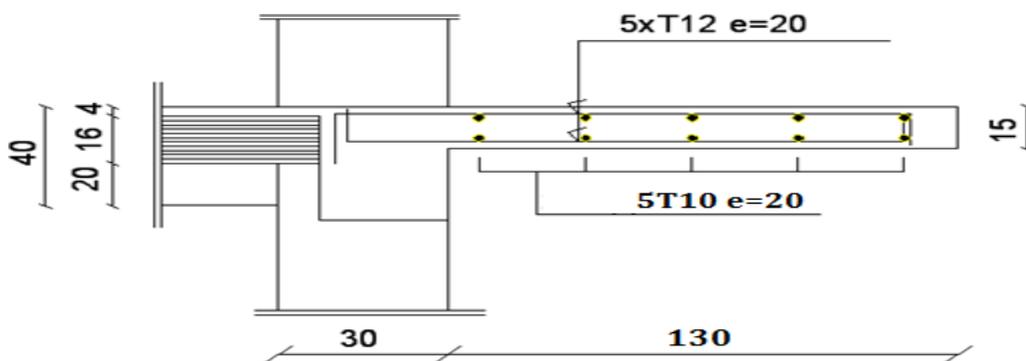


Figure III.52.Schéma de ferrailage de balcon

III.6.Etude des planchers :

➤ **Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

III.6.1.Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

➤ **Calcul des armatures :**

$$L1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ et } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \text{ en cm}^2 / \text{ml.}$$

$$50\text{cm} \leq L1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L1}{f_e} \text{ et } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \text{ en cm}^2 / \text{ml.}$$

50cm < L1 = 60 cm < 80cm

Avec :

A_{\perp} : La section des armatures perpendiculaires aux nervures.

$A_{//}$: La section des armatures parallèles aux nervures.

L1 : La distance entre axes des nervures.

f_e : La limite élastique (treillis soudé $\phi \leq 6$ mm).

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L1}{f_e} = 4 \times \frac{60}{235} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{//} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc en optent pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TS) de dimension (15x15) cm².

• **Schéma de ferrailage :**

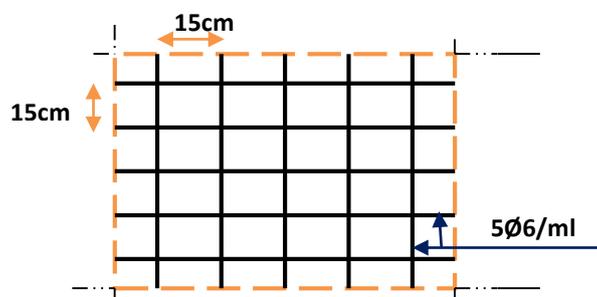


Figure III.53. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.6.2. Calcul des poutrelles :

Notre structure présente des planchers à chargements identiques. Le calcul de poutrelles se fera en deux étapes :

- 1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression.
- 2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression.

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression :

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.

- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

- Poids propre de poutrelle : $0.04 \times 0.13 \times 25 = 0.13 \text{ KN/ml}$
- Poids de corps creux d'épaisseur : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Donc :

G=0,75 KN/ml

➤ **Surcharge d'exploitation**

Q=1KN/ml

- **Combinassions des charges :**

- **ELU**

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 0.75 + 1.5 \times 1 = 2,51 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.51 \times 3.95^2}{8} = 4,9 \text{ KN.m}$$

Avec :

L c'est la longueur max dans le sence de poutrelles

- **L'effort tranchant**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.51 \times 3.95}{2} = 4,95 \text{ KN}$$

$$b_0 = 13 \text{ cm}, \quad d = 0.9 \times h = 3.6 \text{ cm},$$

$$h = 4 \text{ cm}, \quad F_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,9 \times 10^{-3}}{0.13 \times (0.036)^2 \times 14.2} = 2.04$$

$$U_{bu} > U_l = 0.392 \Rightarrow A_s \neq 0$$

NB:

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures, mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}, \quad h_0 = 4 \text{ cm},$$

$$b_0 = 13 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}$$

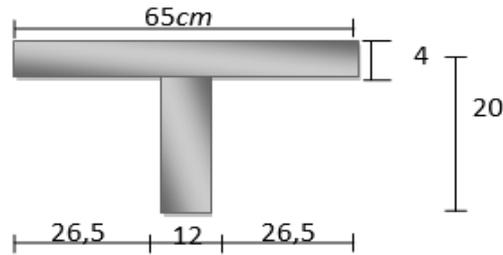


Figure III.54. Dimensions des poutrelles.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.30. Evaluation des charges de la poutrelle.

niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	0.65q _u (KN/m)	0.65q _s (KN/m)
Terrasse accessible	6,13	1,5	0.65	6.84	4,96
Les EC	5.16	1.5	0.65	6	4,33
RDC les 2 ES	5,16	2,5	0.65	6,97	4,98

III.6.2.1. Les types des poutrelles :

Pour les 2ES et RDC :

- a)-(4) travées avec une longueur de : L= (14m).
- b)- (2) travées avec une longueur de : L= (6,6m).
- c)- (1) travées avec une longueur de : L= (3,95m)

Pour les EC et terrasse (accessible) :

- a)- (4) travées avec une longueur de : L= (14m).
- b)- (2) travées avec une longueur de : L= (6,6m).
- c)- (1) travées avec une longueur de : L= (3,95m).

Pour terrasse (accessible) :

- a)- (4) travées avec une longueur de : L= (14m).
- b)- (2) travées avec une longueur de : L= (6,6m).
- c)- (1) travées avec une longueur de : L= (3,95m).
- d)- (1) travées avec une longueur de : L= (3,5m).

Remarque :

En calcul le cas le plus défavorable (ce lui qui a le plus grand chargement), pour les types qui ont la même longueur et en on généralisé le ferrailage pour toutes la structure pour un but de facilité les tache.

Les cas les plus défavorables :

Tableau III.31.charges de la poutrelle

Types	L(m)	0.65q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
1travées	3,95	6.84	4.96
4 travées	14	6,97	4,98
2 travées	6,6	6,97	4,98
1travée	3,25	6,97	4,98

III.6.2.2.Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des trois méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- La méthode des trois moments.

➤ **Méthode forfaitaire**

a) Principe de la méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M₀ dans la travée.

b) Condition d'application

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1- $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :
 - $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25.$
 - $0.8 \leq L_i / L_{i-1} \leq 1.25.$
- 4- Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions est vérifiée la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Vérification des conditions d'application**

- Pour le type de (4) travées :

- $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow 2,5 \leq \text{Max} (12,26 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10.6 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{ cv.}$
- $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ cv.}$
- $0.8 \leq L_i / L_{i-1} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ cv.}$
- Fissuration peu nuisible. cv.

• Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées **cv.**

• **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées ⇒ Alors cette méthode est applicable.

➤ **Exposé de la méthode :**

• Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

• M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Avec :

- (L) longueurs entre nus des appuis,
- M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche,
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite,
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W, M_e, M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_W + M_e}{2}$.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

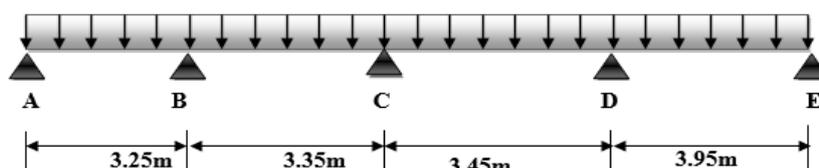
Remarque :

Les moments aux niveaux des appuis de rive sont nuls cependant le **BAEL**, exige de prévoir une quantité d'acier (au niveau de l'appui) équilibrant un moment de **(-0.15M₀)**

III.6.2.3. Calcul des moments et des efforts tranchant :

➤ **Type 1 :**

- **4 travées d'une longueur (14m) :**



✓ à ELU $\Rightarrow q_u = 6,97 \text{KN/m}$.

• **Moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,97(3,25)^2}{8} = 9,2 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,97(3,35)^2}{8} = 9,77 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,97(3,45)^2}{8} = 10,37 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,97(3,95)^2}{8} = 13,59 \text{KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_A = -0,15 M_{01} = -1,38 \text{KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max(M_{01}, M_{02}) = -0,5 M_{01} = -4,88 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \max(M_{02}, M_{03}) = -0,4 M_0 = -4,15 \text{KN.m}$$

$$M_D = -0,5 \max(M_{03}, M_{04}) = -6,79 \text{KN.m}$$

$$M_E = -0,15 M_{04} = -2,04 \text{KN.m}$$

• **Moment en travée :**

- **Travée de rive : (l=3,25m)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,16} = 0,33$$

$$M_{t1} = (0,6+0,15\alpha)M_{01} = 5,98 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1,05 M_{01}, (1+0,3\alpha)M_{01}\} - \frac{|M_A+M_B|}{2} = 6,98 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,98 \text{KN.m}$$

- **Travée intermédiaire : (l=3,35m)**

$$M_{t1} = (0,5+0,15\alpha)M_{02} = 5,36 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1,05 M_{02}, (1+0,3\alpha)M_{02}\} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 6,22 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,22 \text{KN.m}$$

- **Travée intermédiaire : (l=3,45m)**

$$M_{t1} = (0,5+0,15\alpha)M_{03} = 5,7 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1,05 M_{03}, (1+0,3\alpha)M_{03}\} - \frac{|M_C+M_D|}{2} = 5,93 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,93 \text{KN.m}$$

- **Travée de rive : (l=3,95m)**

$$M_{t1} = (0,6+0,15\alpha)M_{04} = 8,83 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{1.05 M_{04}, (1+0.3 \alpha)M_{04}\} - \frac{|M_D + M_E|}{2} = 10,54 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 10,54 \text{KN.m}$$

• Calcul d'effort tranchant

- Travée de rive : (l=3.25m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.25}{1 + \sqrt{\frac{4,88 + 6,98}{1,38 + 6,98}}} = 1,48 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.25 - 1,48 = 1,77 \text{m}$$

Avec :

a: la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,38 + 6,98}{1,48} = -11,3 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,88 + 6,98}{1,77} = 13,4 \text{KN}$$

- Travée intermédiaire : (l=3,35m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,35}{1 + \sqrt{\frac{4,15 + 6,22}{4,88 + 6,22}}} = 1,73 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,35 - 1,73 = 1,62 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,88 + 6,22}{1,73} = -12,83 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,15 + 6,22}{1,62} = 12,8 \text{KN}$$

- Travée intermédiaire : (l=3.45m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.45}{1 + \sqrt{\frac{6.79 + 5,93}{4,15 + 5,93}}} = 1,62 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.45 - 1.82 = 1.63 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,15 + 5,93}{1,62} = -12,44 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{6.79 + 5,93}{1.82} = 13,98 \text{KN}$$

- Travée de rive : (l=3.95m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.95}{1 + \sqrt{\frac{2,04 + 10,54}{6,79 + 10,54}}} = 2,13 \text{m}$$

$$b = L - a = 3.95 - 2,13 = 1.82 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{6,79 + 10,54}{2,13} = -16,27 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2,04 + 10,54}{1.82} = 13,82 \text{K}$$

Tableau III.32.des sollicitations a ELU

Travée	1	2	3	4	
l (m)	3.25	3.35	3.45	3.95	
M ₀ (KN.m)	9,2	9,77	10,37	13,59	
N° d'appuis	1	2	3	4	5
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0,4	0.5	0.15
Ma(KN.m)	-1,38	-4,88	-4,15	-6.79	-2,04
M _{t1} (kn. m)	5,98	5,36	5,7	8,83	
M _{t2} (kn. m)	6,98	6,22	5,93	10,54	
M _t = max(M _{t1} ,M _{t2})(kn. m)	6,98	6,22	5,93	10,54	
V _w (KN)	-11.3	-12.83	-12,44	-16.27	
V _e (KN)	13.4	13,98	13,98	13,82	
a (m)	1.81	1,73	1,62	2,13	
b (m)	2.18	1,62	1.83	1,82	

➤ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant

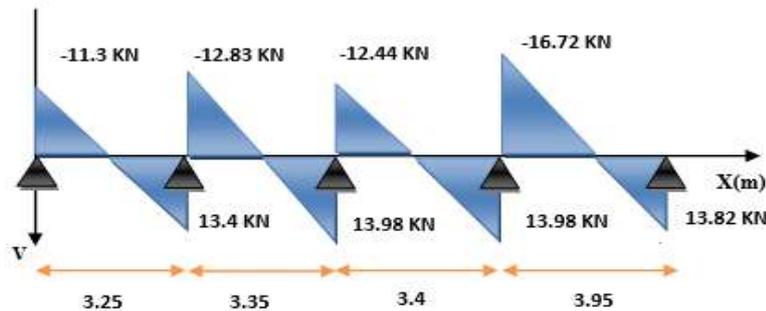


Figure.III.55.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

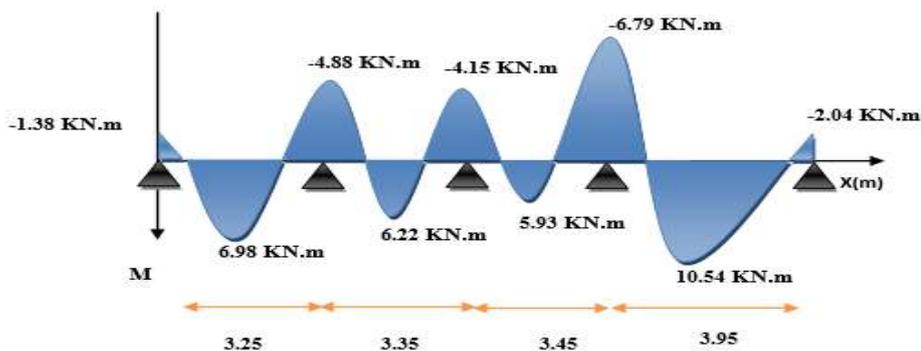


Figure.III.56.Diagramme des moments à L'ELU

✓ à ELS ⇒ q_s = 4,98 kN/m.

• Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,98(3.25)^2}{8} = 6,57\text{KN. m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,98(3,35)^2}{8} = 6,98\text{KN. m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,98(3.45)^2}{8} = 7,40\text{KN. m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,98(3,95)^2}{8} = 9,71 \text{KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_A = -0.15 M_{01} = -0,98 \text{KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{02} = -3,49 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{03} = -2,96 \text{KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \max (M_{03}, M_{04}) = -4,85 \text{KN.m}$$

$$M_E = -0.15 M_{04} = -1,45 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

- **Travée de rive : (l=3.25m)**

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha) M_{01} = 4,26 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1.05 M_{01}, (1 + 0.3\alpha) M_{01}\} - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 4,98 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,98 \text{KN.m}$$

- **Travée intermédiaire : (l=3,35m)**

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha) M_{02} = 3,83 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1.05 M_{02}, (1 + 0.3\alpha) M_{02}\} - \frac{|M_B + M_C|}{2} = 4,45 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,45 \text{KN.m}$$

- **Travée intermédiaire : (l=3.45m)**

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha) M_{03} = 4,06 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1.05 M_{03}, (1 + 0.3\alpha) M_{03}\} - \frac{|M_C + M_D|}{2} = 4,23 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,23 \text{KN.m}$$

- **Travée de rive : (l=3.95m)**

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha) M_{04} = 6,30 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{1.05 M_{04}, (1 + 0.3\alpha) M_{04}\} - \frac{|M_D + M_E|}{2} = 7,52 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 7,52 \text{KN.m}$$

- **Calcul d'effort tranchent :**

- **Travée de rive : (l=3.95m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,25}{1 + \sqrt{\frac{3,49 + 4,98}{0,98 + 4,98}}} = 1,48 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,25 - 1,48 = 1,77 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{0,98 + 4,98}{1,48} = -8,05 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,49 + 4,98}{1,77} = 9,57 \text{ KN}$$

- Travée intermédiaire : (l=3,35m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,35}{1 + \sqrt{\frac{-2,96 + 4,45}{-3,49 + 4,45}}} = 1,70 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,35 - 1,70 = 1,65 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,49 + 4,45}{1,70} = -9,34 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2,96 + 4,45}{1,65} = 8,98 \text{ KN}$$

- Travée intermédiaire : (l=3.45m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,45}{1 + \sqrt{\frac{4,85 + 4,23}{2,96 + 4,23}}} = 1,62 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,45 - 1,62 = 1,82 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2,96 + 4,23}{1,62} = -8,87 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,85 + 4,23}{1,82} = 9,97 \text{ KN}$$

- Travée de rive : (l=3.95m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,95}{1 + \sqrt{\frac{1,45 + 7,52}{4,85 + 7,52}}} = 2,13 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,95 - 2,13 = 1,81 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,85 + 7,52}{2,13} = -11,61 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,45 + 7,52}{1,81} = 9,91 \text{ KN}$$

Tableau III.33. des sollicitations a ELS.

Travée	1	2	3	4	
l (m)	3.25	3.35	3.45	3.95	
M ₀ (KN.m)	6.57	6.98	7.40	9.71	
N° d'appuis	1	2	3	4	5
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.6	0.5	0.15
Ma (KN.m)	-0,98	-3,49	-2,96	-4,85	-1,45
M _{t1} (kn. m)	4,26	6,89	4,06	6,30	
M _{t2} (kn. m)	4,98	4,45	4,23	7,52	
M _t = max(M _{t1} , M _{t2}) (kn. m)	4,98	4,45	4,23	7,52	
V _w (KN)	-8,05	-9,34	-8,87	-11,61	
V _e (KN)	9,57	8,98	9,97	9,91	
a (m)	1,48	1,70	1,62	2,13	
b (m)	1,77	1,65	1,82	1,81	

➤ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

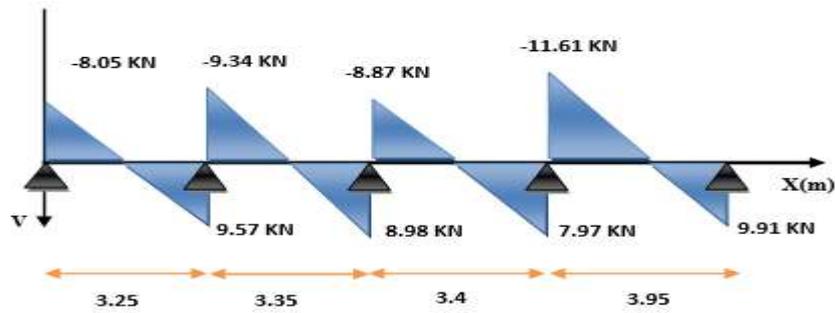


Figure.III.57. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

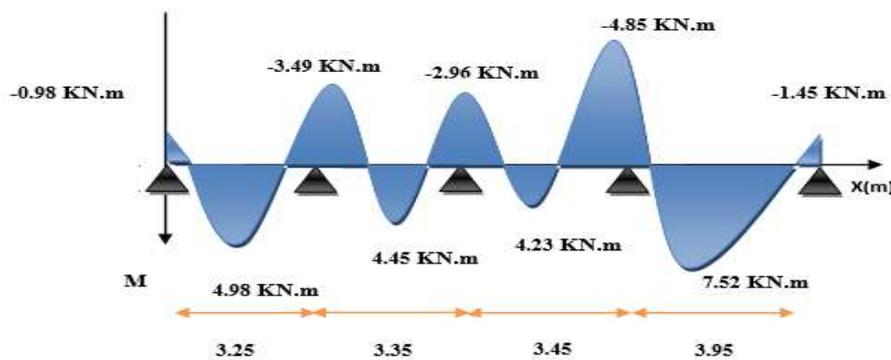
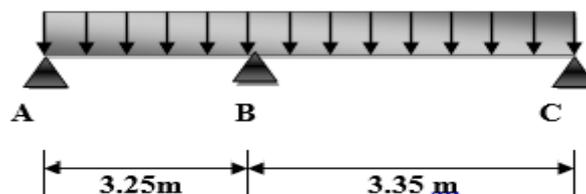


Figure.III.58. Diagramme des moments à L'ELS

➤ Type 2

- (2) travées d'une longueur (6,6m) :



✓ A L'ELU ⇒ $q_u = 6.67 \text{ KN}$

- Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,97(3,25)^2}{8} = 9,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,97(3,35)^2}{8} = 9,77 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,38 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_{01}, M_{02}) = -0.6 M_{01} = -5,86 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15 M_{02} = -0.15 M_0 = -1,47 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

- **Travée de rive (l=3.25m)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2,5}{2,5 + 5,16} = 0,33$$

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{01} = 5,98\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{1.05 M_{01}, (1+0.3 \alpha)M_{01}\} - \frac{|M_A+M_B|}{2} = 6,49\text{KN.m}$$

$$M_t = \text{max}(M_{t1}, M_{t2}) = 6,49 \text{ KN.m}$$

- **Travée de rive (l=3.35m)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2,5}{2,5 + 5,16} = 0,33$$

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{01} = 5,98\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{1.05 M_{01}, (1+0.3 \alpha)M_{02}\} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 7,07\text{KN.m}$$

$$M_t = \text{max}(M_{t1}, M_{t2}) = 7,07 \text{ KN.m}$$

• **Calcul d'effort tranchent**

- **Travée de rive (l=3.25m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e+M_t}{M_w+M_t}}} = \frac{3,25}{1 + \sqrt{\frac{5,86+6,49}{1,38+6,49}}} = 1,44 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,25 - 1,44 = 1,81\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w+M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,38+6,49}{1,44} = -10,93\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e+M_t}{b} \right| = 2 \frac{5,86+6,49}{1,81} = 13,64\text{KN}$$

- **Travée intermédiaire (l=3,35m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e+M_t}{M_w+M_t}}} = \frac{3,35}{1 + \sqrt{\frac{1,47+7,07}{5,86+7,07}}} = 1,85 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,35 - 1,85 = 1,5\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w+M_t}{a} \right| = -2 \frac{5,86+7,07}{1,85} = -13,98\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e+M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,47+7,07}{1,5} = 11,39\text{KN}$$

✓ Les résultats sont représentés dans le tableau :

Tableau III.34. des sollicitations a l'ELU.

Travée	1	2	
l (m)	3,25	3,35	
M ₀ (KN.m)	9,2	9,77	
N° d'appuis	1	2	3
Coeff forfaitaire	0,15	0,6	0,15
M _a (KN.m)	-1,38	-5,86	-1,47
M _{t1} (kn. m)	6,49	5,98	7,51
M _{t2} (kn. m)	6,49	7,07	
M _t = max(M _{t1} , M _{t2})(kn. m)	6,49	7,07	
V _w (KN)	-10,93	-13,98	
V _e (KN)	13,64	11,39	
a (m)	1,44	1,85	
b (m)	1,81	1,5	

➤ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

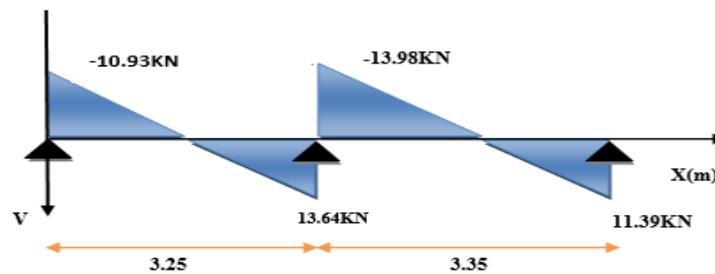


Figure.III.59. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

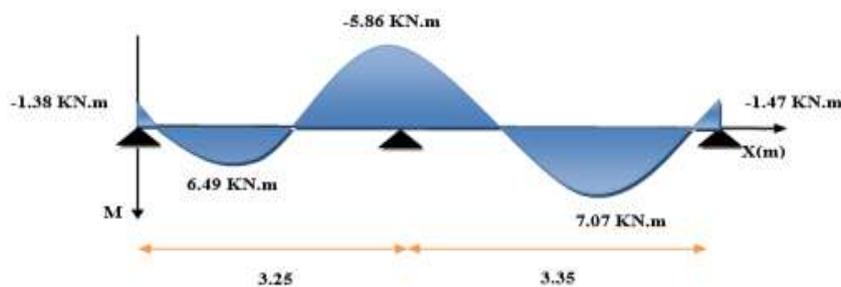


Figure.III.60. Diagramme des moments à L'ELU

✓ a ELS ⇒ q_s = 4,98 kN/m.

• Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,98(3,25)^2}{8} = 6,57 \text{ KN. m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,98(3,35)^2}{8} = 6,98 \text{ KN. m}$$

• Moment en appui :

$$M_A = - 0,15 M_{01} = -0,98 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_{01}, M_{02}) = -0.6 M_{02} = -4,18 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15 M_{02} = -1,047 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

- **Travée de rive : (l=3.25m)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 6,13} = 0.33$$

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha) M_{01} = 4,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{1.05 M_{01}, (1 + 0.3 \alpha) M_{01}\} - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,64 \text{ KN.m}$$

- **Travée intermédiaire : (l=3,35m)**

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha) M_{02} = 3,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{1.05 M_{02}, (1 + 0.3 \alpha) M_{02}\} - \frac{|M_B + M_C|}{2} = 5,04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,04 \text{ KN.m}$$

• **Calcul d'effort tranchent**

- **Travée intermédiaire : (l=3,35m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,25}{1 + \sqrt{\frac{4,18 + 4,64}{0,98 + 4,64}}} = 1,44 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,25 - 1,44 = 1,80 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{0,98 + 4,64}{1,44} = -7,80 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,18 + 4,64}{1,80} = 9,8 \text{ KN}$$

- **Travée intermédiaire : (l=3,35m)**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,35}{1 + \sqrt{\frac{-1,047 + 5,04}{-4,18 + 5,04}}} = 1,84 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,35 - 1,84 = 1,51 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,18 + 5,04}{1,84} = -10,02 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,047 + 5,04}{1,51} = 8,06 \text{ KN}$$

Tableau III.35. des sollicitations a ELS.

Travée	1	2	
l (m)	3.25	3.35	
M ₀ (KN.m)	6.57	6,98	
N° d'appuis	1	2	3
Coeff forfaitaire	0.15	0.6	0,15
Ma(KN.m)	-0,98	-4,18	-1,047
M _{t1} (kn. m)	4,26	3,83	
M _{t2} (kn. m)	4,64	5,04	
M _t = max(M _{t1} , M _{t2})(kn. m)	4,64	5,04	
V _w (KN)	-7,8	-10,02	
V _e (KN)	9,8	8,06	
a (m)	1,44	1,84	
b (m)	1,8	1,51	

➤ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

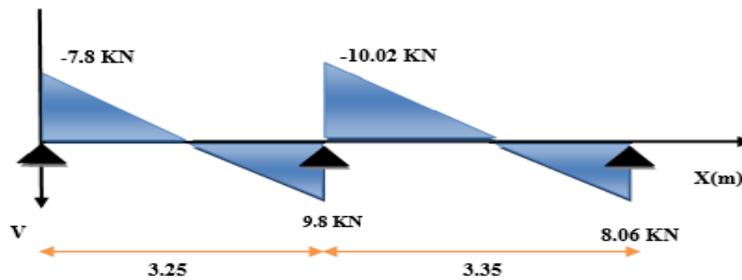


Figure.III.61. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

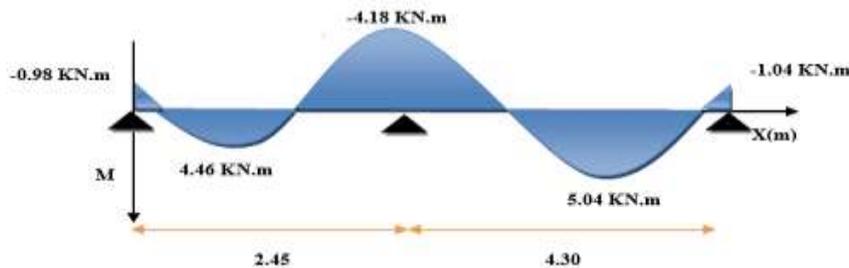
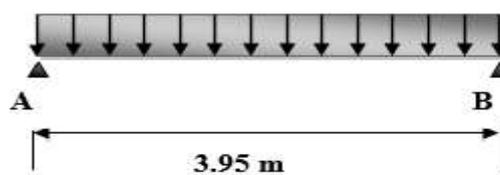


Figure.III.62. Diagramme des moments à L'ELS

➤ Type 3:

- 1 travée d'une longueur (3.95m) :

✓ a L'ELU: $q_u = 6.84 \text{ kN/m}$.



- Le moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.84 \times (3.95)^2}{8} = 13.34 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$R_A = -R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.84 \times 3.95}{2} = 13.50 \text{ KN}$$

Tableau III.36. des sollicitations a ELU.

Travée	1
l (m)	3.75
M _t (kn. m)	13.34
V _w (KN)	-13,06
V _e (KN)	13,06

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

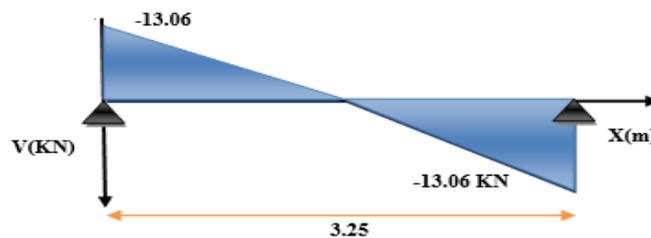


Figure.III.63. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

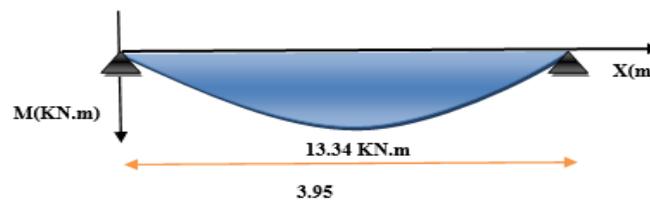


Figure.III.64. Diagramme des moments à L'ELU

✓ a L'ELS ⇒ q_s = 4.96 kN/m

- Le moment en travée :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.96 \times (3.95)^2}{8} = 9.67 \text{ KN. m}$$

- L'effort tranchant :

$$R_A = -R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.96 \times 3.95}{2} = 9.79 \text{ KN}$$

Tableau III.37. des sollicitations a ELS.

travée	1
l (m)	3.95
M _t (kn. m)	9.67
V _w (KN)	-9.79
V _e (KN)	9,79

➤ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

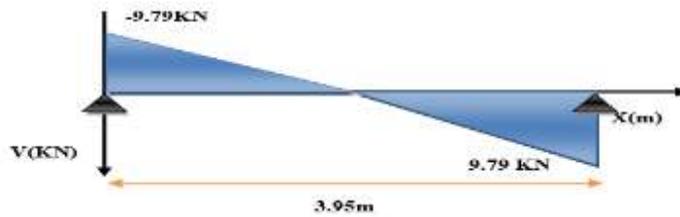


Figure.III.65. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

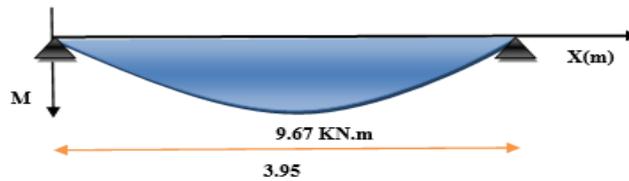
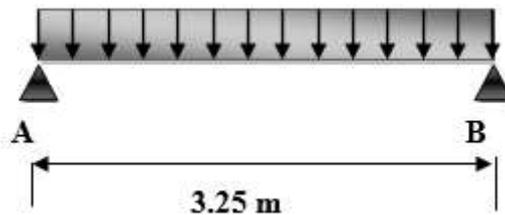


Figure.III.66. Diagramme des moments à L'ELS

➤ Type 4 :

- 1 travée d'une longueur (3.25m) :



A L'ELU $\Rightarrow q_u = 6.97 \text{ kN/m}$.

- Le moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.97(3.25)^2}{8} = 9.2 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$R_A = -R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.98 \times 3.25}{2} = 8.09 \text{ KN}$$

Tableau III.38. des sollicitations a ELU.

Travée	1
l (m)	3.25
M_t (kn. m)	9.2
V_w (KN)	-8.09
V_e (KN)	8.09

➤ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

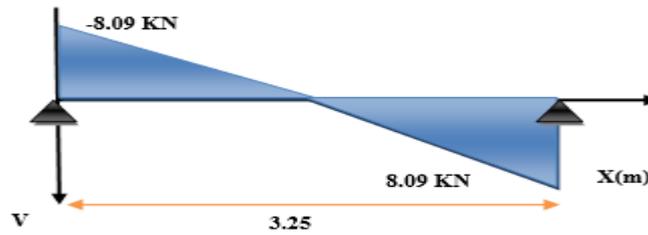


Figure.III.67.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

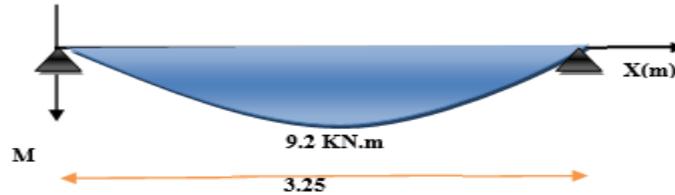


Figure.III.68.Diagramme des moments à L'ELU

✓ $A L'ELS \Rightarrow q_s = 4.99 \text{ kN/m}$.

• Le moment en travée :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.98(3.25)^2}{8} = 6.58 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.98 \times 3.25}{2} = 8.09 \text{ KN}$$

Tableau III.39.des sollicitations a ELS.

Ravée	1
l (m)	3.75
M_t (kn. m)	6.58
V_w (KN)	-8,09
V_e (KN)	8.09

➤ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

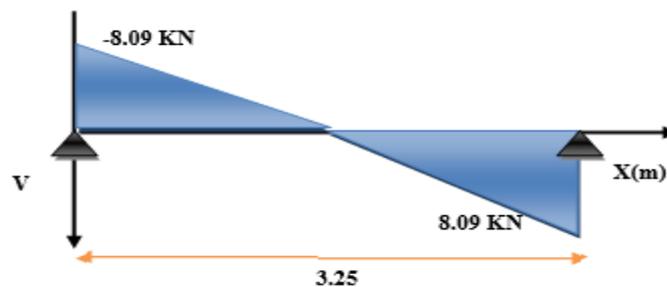


Figure.III.69.Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

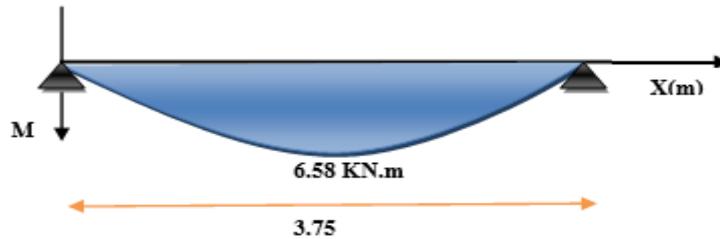


Figure.III.70. Diagramme des moments à l'ELS

III.6.2.4. Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

Sur appuis : $M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 13.34 = 4 \text{ KN/m}$

Sur travers : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 13.34 = 36.55 \text{ KN/m}$

ELS :

Sur appuis : $M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 9.67 = 2.9 \text{ KN/m}$

Sur travers : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 9.67 = 8.22 \text{ KN/m}$

Tableau.III.40. moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	M(kN. m)	M _{travée} (kN. m)	M _{appui} (kN. m)	V(kN)
ELU	13.34	11.34	4	13.98
ELS	9.67	8.22	2.9	10.02

Tableau.III.41. hypothèse de calcul

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$	$c = 3 \text{ cm}$	$b_0 = 12 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 65 \text{ cm}$	$h = 20 \text{ cm}$	$d = 18$	$h_0 = 4 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_c = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	

✓ Moment de référence :

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{Avec: } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.20 = 0.369 \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.18 - \frac{0.04}{2} = 0.16 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0.05907 \text{ N.m} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 59,07 \text{ KN.m} > 13,34 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b×h), b =65cm et h=20cm.

III.6.3.Ferraillage :

- Calcul du ferraillage à L'ELU :

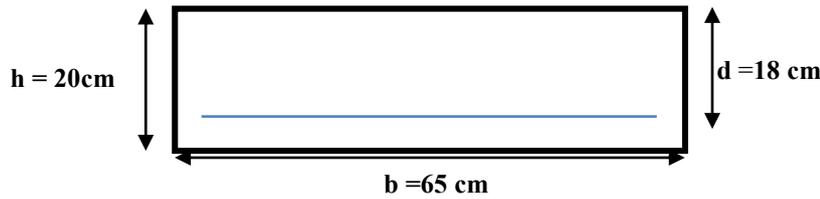


Figure.III.71.La section du calcul de poutrelle

$$\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{11,33 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0378 \quad \mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000 \times 1.15} \times 1000 \Rightarrow \xi_s = 1.74^\circ / \infty$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0378 < \mu_l = 0.392$$

Donc :

La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0378}$$

$$\beta_u = 0,0385$$

$$A_s = 0,0385 \times 65 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte \Rightarrow 3T10 = 2,36 cm²

Tableau III.42.Les armatures longitudinales choisies (en travée)

Type	M ^t _u (max) (KN.m)	μ _{bu}	A' _s (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)
Résulta	11,33	0.0378	0	1.83	3T10	2,36

➤ Aux appuis \Rightarrow M_a = 4KN.m

$$\mu_u = \frac{Ma}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0133$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l (1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000 \times 1.15} \times 1000 \Rightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0133 < \mu_u = 0.392$$

Donc :

La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0133}$$

$$\beta_u = 0,0133$$

$$A_s = 0,0133 \times 65 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte $\Rightarrow 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

Tableau III.43. Les armatures longitudinales choisies (en appuis)

Type	M ^{t_u} (max) (KN.m)	μ _{bu}	A' _s (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)
Résulta	11,33	0.0133	0	0.64	2T12	2,26

➤ **Calcul des armatures transversales :**

• **Le diamètre minimal des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/99 Art. A.7.2.12)

$$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right] \rightarrow \phi \leq \min [0,57 ; 1,2 ; 10] = 0,57 \text{ cm}$$

On prend $\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$.

• **La section d'armatures transversales :**

On choisira un cadre de Ø8, donc :

$$A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement entre les cadres (BAEL91/99 Art. A.5.1.22)**

$$S_{tl} \leq \text{Min} \{ 0.9.d; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend $\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

- **Aux appuis**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Vérification au cisaillement (BAEL91/99.Art .A.5.1.1) :**

$$V_{u \max} = 13,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13,98 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.647 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.647 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma U_i} \text{ avec: } \Sigma U_i : \text{La somme des perimetres utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma U_i} = \frac{13,98 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.763 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

• **La longueur de scellement :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right)$$

Avec:

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : Coefficient de scellement des barres égale a 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right) = \left(\frac{1.2}{4} \right) \times \left(\frac{400}{2.83} \right) = 50.42 \text{ cm}$$

$$L_s = 50.42 \text{ cm} > L_a = 30 \text{ cm}$$

Avec :

La : la largeur de la poutre.

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de BAEL91/99 (Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à 0.4.l_s pour les aciers HA.

L_c = 0.4L_s = 20,168 cm ⇒ On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à 45°).

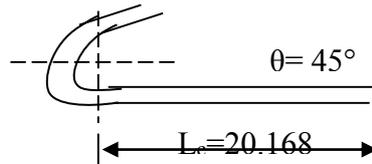


Figure.III.72.L'ancrage des barres

➤ **Vérification à l'ELS :**

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

• **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

En travée :

$$y_1 = 6.02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65}{3} 4.74^3 + 15 \times 3.39 (18 - 4.74)^2 = 20001.1 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8,296 \times 10^6}{20001.1 \times 10^4} = 0,041 \text{ N/mm}^3 \left. \dots \dots \dots \right\} \text{ CV}$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,0749 \times 60.2 = 3,55 < 15 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.44. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton

Position	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
travée	8,296	3.39	9.02	20001.1	4.5	CV
Appui	2,425	2.26	6.01	9576.9	1.5	CV

• **Vérification de la flèche :**

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.05 < 0.0625) \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.05 < 0.34) \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0031 < 0.0105) \dots\dots\dots \text{CV}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 395 \text{ cm} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 8.296 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 2.425 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_v - f_i$$

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

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i u} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} , I_{fv} : Module d'élasticité fictif

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.45. Résultats de calcul de la flèche

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	OBS
4706.13	0.0029	7.24	2.9	0.401	13275.32	21779.15	0.786	1.42	cv

$$\Delta F = f_v - f_i = 1.42 - 0.786 = 0.637$$

$$\Delta F = 0.637 < \bar{f} = 0.79 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

III.6.4.Schéma de ferrailage :

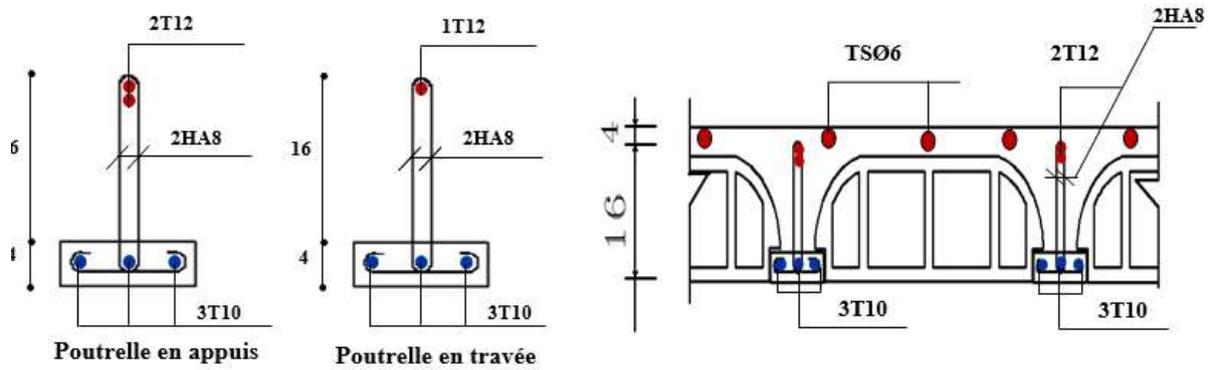


Figure III.73.Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).

Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage. Pour cela on peut utiliser plusieurs logiciels tels qu'ETABS, le logiciel utilisé dans ce travail.

IV.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. Modélisation de la structure :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan. Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom **ETABS**.

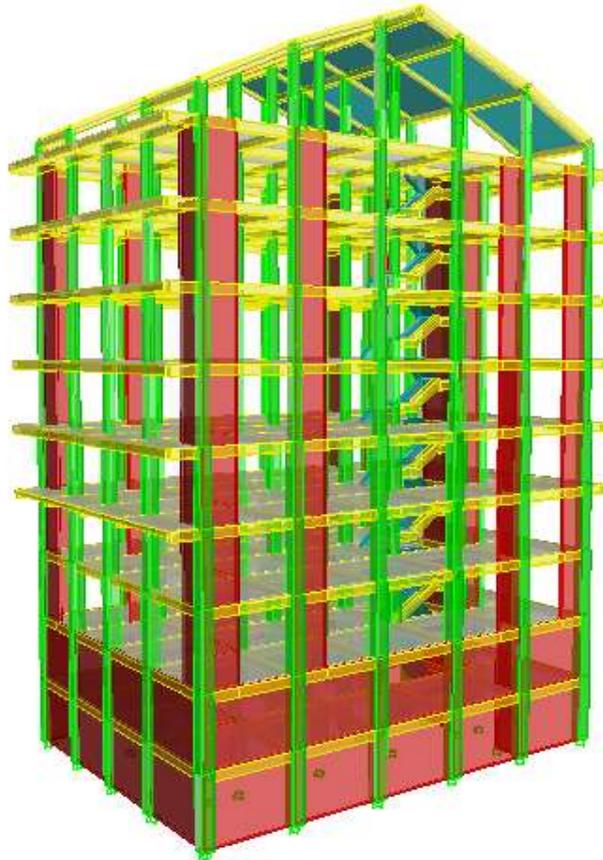


Figure IV.1 vue en 3D

IV.2.1. Présentation du logiciel ETABS :

ETABS« Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement, et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce dernier est utilisé pour un but de déterminée :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation.
- Les déplacements du plancher.

IV.2.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

IV.2.3. Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées.

IV.2.4. La disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité tout en restant dans le domaine économique .
- Assurer une excentricité minimale.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.

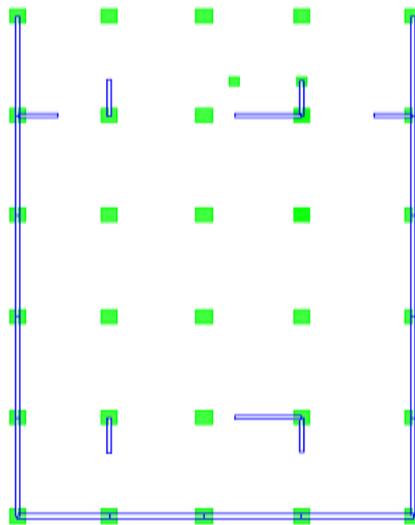


Figure IV.2. Disposition des voiles pour les ES

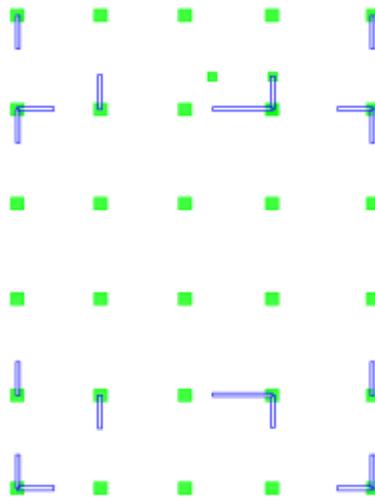


Figure IV.3.Disposition des voiles pour les EC et RDC

IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- La méthode d'analyse push over

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.3.1.1. Les avantages de la méthode statique équivalente :

- L'avantage principal de la méthode statique équivalente c'est qu'elle est la seule méthode « élastique linéaire » qui a gagné l'approbation expérimentale.
- L'expérience a montré que la période empirique de la méthode statique équivalente représente une limite inférieure et par conséquent l'effort tranchant à la base calculé avec cette méthode représente une limite supérieure de toutes les valeurs des périodes mesurées dans le domaine élastique.

IV.3.1.2. Les inconvénients de la méthode statique équivalente :

- Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition verticale de l'effort tranchant totale.
- Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition horizontale de l'effort tranchant de chaque étage.
- Elle ne représente que forfaitairement les effets locaux des modes supérieurs.

IV.3.2. La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3.2.1 Les avantages de la méthode modale spectrale :

- La méthode modale spectrale, représente une bonne répartition verticale et horizontale des forces sismiques.
- Elle est applicable aux structures de grandes hauteurs, et ce qui ont une forme irrégulière.

IV.3.2.2. Les inconvénients de la méthode modale spectrale :

L'inconvénient principal de cette méthode est qu'on ne peut pas faire confiance à son effort tranchant à la base.

IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires)

IV.3.4. La méthode d'analyse push over :

La méthode d'analyse non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

Cette méthode se base sur hypothèse que la repense de la structure peut être exprimée par la réponse d'un système équivalent a un seul degré de liberté. Ce qui implique que la réponse de la structure soit contrôlée par un seul mode, et que la déformée de ce mode reste constante durant tout historique de la réponse.

➤ **Remarque :**

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, et d'analyse non linéaire pushover peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Choix de la méthode du calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chaque une :

IV.4.1. Les conditions d'application la méthode statique équivalente :

Cette méthode ne s'applique que si :

- La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :** Tous les groupes d'usages.

- **Zone II :**

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2 $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

- **Zone III :** Groupe d'usage 2 et 3 $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage $1BH_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

NB :

Notre structure est implantée en Zone IIa et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse **23 m**. Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

IV.5. Classification de l'ouvrage :

- Zone sismique : Zone IIa « BOUIRA VILLE »

- Groupe d'usage : groupe 2 « bâtiment d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m »
- Site : « MEUBLE S3 »
- Système structurel : voiles-portiques.

✓ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T₂, T₁ : période caractéristique dépendant du site : pour un **site ferme (S₃)**.

D'après (**Tableau 4.7** du RPA99/ version2003).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

- **Coefficient de correction d'amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.816\dots (\xi = 8.5\%)$$

- **Estimation de la période fondamentale :**

D'après l'article (**4.2.4 du RPA99/version2003**), la formule empirique égale :

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

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (**4.6 du RPA99/version2003**).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T = 0.05.

h_N = 33,31m.

D'où : $T = 0.05(33.31)^{\frac{3}{4}} = 0.693\text{sec.}$

$T_{\text{majoure}} = T \times 1,3 \Rightarrow T_{\text{majoure}} = 0,9\text{sec}$

Dans le cas ou la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également

utiliser la formule suivante: $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

a) Sens longitudinale : $D_x = 14$ m.

b) Sens transversale : $D_y = 22,41$ m.

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003), Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

Pour le sens longitudinal :

$$T_x = \text{Min} (0.693 \text{ sec}, 0.80 \text{ sec}).$$

Donc : $T_x = 0.693$ sec.

Pour le sens transversal :

$$T_y = \text{Min} (0.693 \text{ sec}, 0.63 \text{ sec}).$$

Donc $\Rightarrow T_y = 0.63$ sec.

On a $\Rightarrow T_2 = 0.50$ sec.

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

D'où:

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.693}\right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1,62 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.50}{0.63}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1,73 \end{cases}$$

- **Coefficient d'accélération de zone « A » :**

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la **zone IIa** et groupe d'usage **2** $\Rightarrow A = 0.15$.

- **Coefficient de comportement global de la structure R**

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le **tableau (4.3) RPA99/version2003** en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles

Donc $\Rightarrow R = 3.5$

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

- **Conditions minimal sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

- **Régularité en plan et en élévation :**

D'après l'article (3.5.b du RPA99/version2003), la structure est classée régulièrement en plan et élévation, donc : **p_q = 0**

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : **p_q = 0**

- **Contrôle de la qualité d'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux, on considère que ce critère est observé : **p_q = 0**

Tableau IV.1. Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P _q (S. long)	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	/	0,05
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	/
Q (totale)	1.1	

- Poids total de la structure W :

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99/version2003) : ($\beta = 0.20$)

W_{gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau IV.2. Les valeurs obtenues.

A	D _x	D _y	Q	R	T(s)	W(KN)
0.15	1,62	1,73	1.1	3.5	0.63	32548,1

IV.6. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/version2003 par la formule suivante :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = 2372,757 \text{ kN} \quad V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = 2533,87 \text{ kN}$$

- ✓ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (Art 4, 2,5 RPA99/V2003).

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07VT & SI \quad T > 0.7S \\ 0 & SI \quad T < 0.7S \end{cases}$$

- Sens x-x $\Rightarrow F_t = 0.07 \times 0.7878 \times 2372,757 = 130,84 \text{ KN}$
- Sens y-y $\Rightarrow F_t = 0.07 \times 0.7878 \times 2533,87 = 139,73 \text{ KN}$

➤ **Vérification par RPA2003 :**

Il faut que : $F_t < 0,25 V$ soit vérifiée. (Art 4, 2,5)

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

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

- F_i : force horizontale au niveau i.
- h_i : niveau du plancher.
- F_t : force concentrée au sommet de la structure.

Les efforts sismiques obtenus pour chaque niveau et dans les deux sens sont :

Tableau IV.3. La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Niveau x	Effort tranchant(KN)		Poids W (KN)	h(m)	W×h (KN.m)	Effort sismique(KN)	
	V_x	V_y				F_{ix}	F_{iy}
GR	2372,757	2533,87	3669,25196	33,31	122222,783	474,966193	507,192423
6	2372,757	2533,87	3512,79129	27,71	97339,4466	378,267826	403,951677
5	2372,757	2533,87	3238,14955	24,65	79820,3864	310,187546	331,248842
4	2372,757	2533,87	3326,72109	21,59	71823,9083	279,112678	298,064035
3	2372,757	2533,87	3254,19576	18,53	60300,2474	234,330935	250,241674
2	2372,757	2533,87	3177,66697	15,47	49158,508	191,033364	204,00426
1	2372,757	2533,87	3129,0182	12,41	38831,1159	150,900404	120,605561
RDC	2372,757	2533,87	3108,24455	9,35	29062,0865	112,937279	120,605561
ES2	2372,757	2533,87	3136,18637	6,12	19193,4606	74,5871162	79,6514761
ES1	2372,757	2533,87	2993,23407	3,06	9159,29625	35,5936591	38,0104183

IV.7.Application la méthode dynamique modale spectrale :

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement de la structure.

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

Avec :

ξ : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, (**Article 4.2 R.P.A V2003**)

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

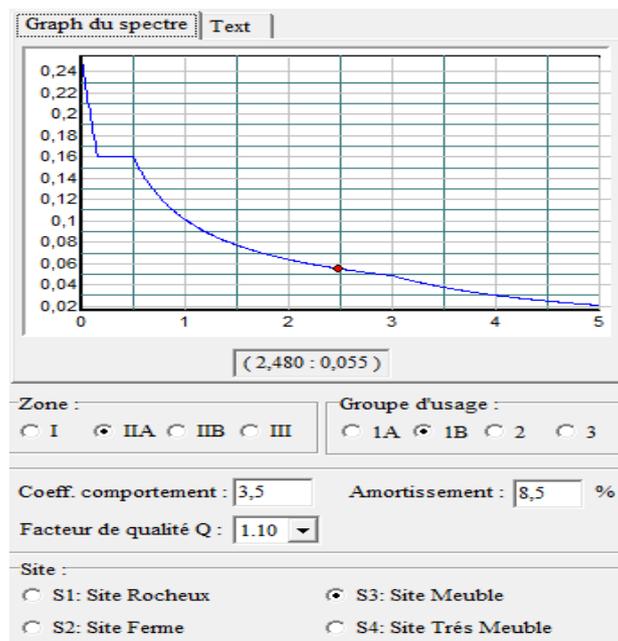


Figure IV.4 Spectre de réponse.

- **Mode des vibrations et taux de participation des masses :**

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,787799	62,9695	0,0558	62,9695	0,0558	0,5202
2	0,649333	0,0748	59,5786	63,0443	59,6344	0,006
3	0,613445	0,2087	0,0112	63,2529	59,6456	60,6676
4	0,222528	14,7476	0,0174	78,0005	59,663	0,4129
5	0,189304	0,0346	12,3579	78,0351	72,0209	0,0495
6	0,171772	0,134	0,0888	78,1691	72,1097	12,273
7	0,110815	7,313	0,0214	85,4821	72,1311	0,2409
8	0,094404	0,0105	5,4568	85,4925	77,588	0,037
9	0,082795	0,3386	0,0253	85,8311	77,6133	4,7335
10	0,075205	3,4946	0,0242	89,3257	77,6375	0,5023
11	0,064499	0,0002	3,9532	89,3259	81,5907	0,0259
12	0,059947	2,3826	0,0027	91,7085	81,5934	1,4033
13	0,054645	1,5348	0,0315	93,2434	81,6249	1,1504
14	0,046551	0,0085	6,7463	93,2519	88,3712	0,0738
15	0,043448	0,7893	0,0615	94,0412	88,4327	1,9962
16	0,040408	1,9345	0,0721	95,9757	88,5048	3,076
17	0,038594	0,0071	0,2459	95,9828	88,7507	0,001
18	0,035352	0,019	1,5428	96,0018	90,2936	0,0393

- **Nombre de modes à considérer :**

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de a masse totale de la structure soit pris en compte, le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

- **Constataion :**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale **T =0,7878s**.

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 18 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

5° / La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.8285 \text{ sec} < 1.3 (0.693) = 0.9 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{CV}$

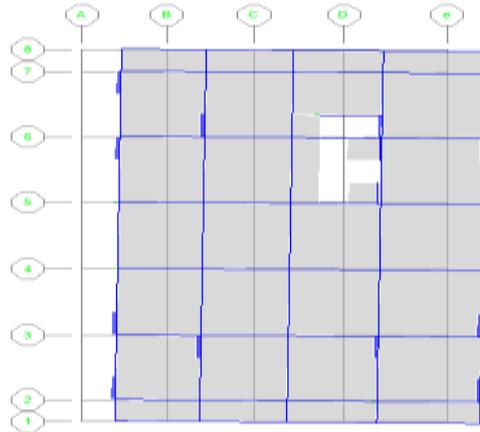


Figure IV.5 1^{er} mode (translation suivant X)

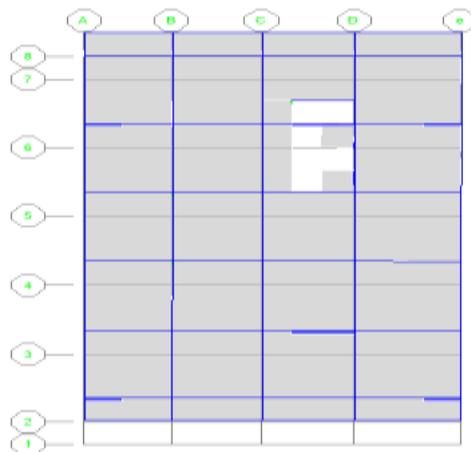


Figure IV.6.1^{er} mode (translation suivant Y)

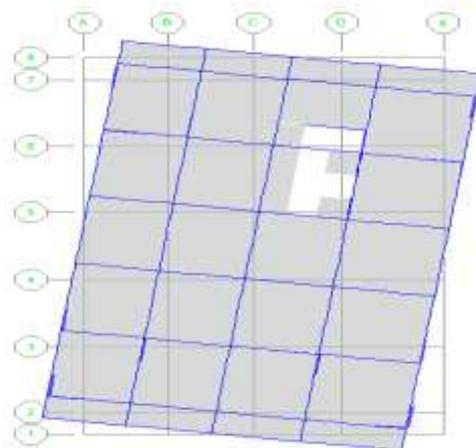


Figure IV.7. 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

• Calcul de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$V_T = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Tableau IV.5.L'effort tranchant (Sens longitudinal et transversal)

modes	période	cas	α_x	α_y	Wt(KN)	Sa/g	Vx(KN)	Vy(KN)
1	0,787799	cas3	62,9695	0,0558	32548,1085	0,0847	1735,95879	1,53830823
2	0,649333	cas3	0,0748	59,5786	32548,1085	0,0964	2,34695297	1869,36059
3	0,613445	cas3	0,2087	0,0112	32548,1085	0,1	6,79279024	0,36453882
4	0,222528	cas2	14,7476	0,0174	32548,1085	0,11475	550,807441	0,64987181
5	0,189304	cas2	0,0346	12,3579	32548,1085	0,11475	1,29227383	461,554645
6	0,171772	cas2	0,134	0,0888	32548,1085	0,11475	5,0047599	3,31658716
7	0,110815	cas1	7,313	0,0214	32548,1085	0,13375	318,357525	0,93160824
8	0,094404	cas1	0,0105	5,4568	32548,1085	0,1417	0,48426703	25,1671271
9	0,082795	cas1	0,3386	0,0253	32548,1085	0,1473	16,233623	1,2129671
10	0,075205	cas1	3,4946	0,0242	32548,1085	0,1510	171,751356	1,18937298
11	0,064499	cas1	0,0002	3,9532	32548,1085	0,1562	0,01016803	200,981263
12	0,059947	cas1	2,3826	0,0027	32548,1085	0,1584	122,837811	0,13920175
13	0,054645	cas1	1,5348	0,0315	32548,1085	0,1609	80,3773326	1,64965206
14	0,046551	cas1	0,0085	6,7463	32548,1085	0,1649	0,45621056	362,086273
15	0,043448	cas1	0,7893	0,0615	32548,1085	0,1664	42,7485295	3,33084323
16	0,040408	cas1	1,9345	0,0721	32548,1085	0,1679	105,717086	3,94014057
17	0,038594	cas1	0,0071	0,2459	32548,1085	0,1687	0,38985148	13,5020393
18	0,035352	cas1	0,019	1,5428	32548,1085	0,1703	1,05315915	85,5165227

• Combinaison des réponses modales (Art 4,3.5 ; RPA 99) :

- Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$ Sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$) vérifie la relation

suivante : $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 8,5\%$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

- E : l'effet de l'action sismique considéré.
- E_i : valeur modale de E selon le mode i.
- K : nombre de mode retenue.

Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E₁ et E₂ par exemple la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Tableau IV.6.Valeurs des rapports T_i/T_j

Mode	Période	r	10/ (10+√ε _i ε _j)
1	0,787799	0,82423689	0,54
2	0,649333	0,94473098	0,54
3	0,613445	0,36275135	0,54
4	0,222528	0,85069744	0,54
5	0,189304	0,90738706	0,54
6	0,171772	0,64512843	0,54
7	0,110815	0,85190633	0,54
8	0,094404	0,87702852	0,54
9	0,082795	0,9083278	0,54
10	0,075205	0,85764244	0,54
11	0,064499	0,92942526	0,54
12	0,059947	0,91155521	0,54
13	0,054645	0,85188032	0,54
14	0,046551	0,93334193	0,54
15	0,043448	0,9300313	0,54
16	0,040408	0,9551079	0,54
17	0,038594	0,91599731	0,54
18	0,035352	0,98113261	0,54

Tableau IV.7.Valeurs des effort tranchant calculer par ETABS

	E calcul (KN) ²	E etabs (KN)
Ex	1866,196	1910,44
Ey	1971,6	2032,21

Dans ce qui suit, on utilise les valeurs trouvées par ETABS.

➤ **Caractéristiques Géométriques :**

• **Centre de masse :**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

X_i , Y_i : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

• **Centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (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 .

• **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité C est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à 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 suivantes :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

✓ **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

✓ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la RPA (**art4.2.7**) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_{ac} = \max \begin{cases} 5\%L_{x\max} = 0.05 \times 14 = 0,7m \\ 5\%L_{y\max} = 0.05 \times 22,41 = 1,12m \end{cases}$$

Donc $\Rightarrow e_{ac} = 1.12m$

Tableau IV.8. Centre de masse et Centre de rigidité

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
ES1	6,955	10,734	6,937	4,962	0,018	5,772
ES2	6,969	10,934	6,956	2,959	0,013	7,975
RDC	6,984	11,135	7,093	6,803	-0,109	4,332
STORY1	6,942	11,011	6,989	9,139	-0,047	1,872
STORY2	6,954	10,929	6,937	9,927	0,017	1,002
STORY3	6,958	10,915	6,927	10,297	0,031	0,618
STORY4	6,959	10,875	6,939	10,519	0,02	0,356
STORY5	6,959	10,908	6,963	10,674	-0,004	0,234
STORY6	6,925	10,834	6,988	10,793	-0,063	0,041
GR	7,049	11,192	6,9615	10,89875	0,0875	0,29325

✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

Tableau IV.9. Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V_{stat} (KN)	V_{dyn} (KN)	$0.8 V_{stat}$	$0.8V_{stat} < V_{dyn}$
Sens X-X	2372,757	1910,44	1898,2	CV
Sens Y-Y	2533,87	2032,21	2027,096	CV

✓ **Commentaire :**

La résultante des forces sismiques à la basse V_T obtenue par la méthode dynamique modale spectre est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

• **Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :**

Les charges horizontales et verticales 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. Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques à la base :

- **Charge horizontale :**

Tableau IV.10.Reprise des charges horizontale par les voiles et les portiques.

N	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN) F_1	Voiles(KN) F_1	P(%)	V (%)	Portiquis (KN) F_2	Voiles (KN) F_2	P(%)	V (%)
RDC	449,16	1530,61	22,68	77,32	350,19	1568,08	18,25	81,74
1	463,29	1348,46	25,57	74,43	451,92	1541,72	22,67	77,33
2	663,72	973,26	40,54	59,46	822,28	1216,26	40,33	59,66
3	392,82	1164,94	25,22	74,78	514,34	1323,26	27,98	72,01
4	437,75	865,90	33,58	66,42	558,39	950,38	37	62,99
5	268,46	866,32	23,66	76,34	349,61	880,19	28,42	71,26
6	306,86	574,39	34,82	65,18	333,14	651,23	33,84	66,16
GR	415,06	0	100	0	446,32	0	100	0

- **Charge verticale :**

Tableau IV.11.Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

N	Portiques(KN)	Voiles(KN) F_3	P(%)	V (%)
RDC	14630,61	13980,66	51,13	48,86
1	11774,65	12056,18	49,40	50,59
2	10591,62	10683,84	49,78	50,21
3	8620,31	9140,28	48,53	51,46
4	6563,93	6646,21	49,68	50,31
5	4952,31	5260,11	48,49	51,50
6	3481,07	3501,12	49,85	50,14
GR	2965,17	0	100	0

Avec :

- **F3** : La charge verticale reprise par l'élément.
- **F1** : La charge horizontale suivant X.
- **F2** : La charge horizontale suivant Y.

✓ **Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R=3.5$

✓ **Vérification des déplacements latéraux inter-étage :**

Le **RPA99/v.2003** exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - RPA99/v.2003}).$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/v.2003}).$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01 h_j \quad \text{Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

Tableau IV.12.Déplacement inter-étage

Niv	δ_{eK}		R	$\delta_k = R\delta_{eK}$		$\Delta_x = \delta_k - \delta_{k-1}$		$0.01h_j$ (cm)	Observation
	$\delta x(cm)$	$\delta y(cm)$		$R\delta x$	$R\delta y$	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$		
GR	1,778	1,37215	3,5	6,223	4,80252	0,29225	0,32637	5,6	CV
6	1,6945	1,2789	3.5	5,93075	4,47615	0,7497	0,61355	3,06	CV
5	1,4803	1,1036	3.5	5,18105	3,8626	0,85995	0,68495	3,06	CV
4	1,2346	0,9079	3.5	4,3211	3,17765	0,9086	0,73115	3,06	CV
3	0,975	0,699	3.5	3,4125	2,4465	0,9282	0,74375	3,06	CV
2	0,7098	0,4865	3.5	2,4843	1,70275	0,86485	0,69545	3,06	CV
1	0,4627	0,2878	3.5	1,61945	1,0073	0,75775	0,588	3,06	CV
RDC	0,2462	0,1198	3.5	0,8617	0,4193	0,55335	0,34125	3,23	CV
ES2	0,0881	0,0223	3.5	0,30835	0,07805	0,20965	0,05005	3,06	CV
ES1	0,0282	0,008	3.5	0,0987	0,028	0,0987	0,028	3,06	CV

Donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

• **Justification de l'effet (P-Δ) [Art 5.9] :**

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

Avec :

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

P_K : Le poids total de la structure des d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{di})$$

V_K : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : Hauteur d'étage K.

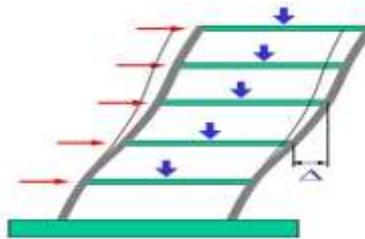


Figure IV.8. Présentation de l'effet P- Δ sur la structure

- Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.
- Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Tableau IV.13. Justification de l'effet (P-Δ)

Niv	$P_k(KN)$	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$h_k(m)$	$\Delta_{kx}(cm)$	$\Delta_{ky}(cm)$	θ_{kx}	θ_{ky}	< 0.1
GR	2993 ,23	1282,92	1417,92	5,6	2,117	1,643	0,035	0,02477	CV
6	3136,18637	931,43	1023,69	3,06	2,01777	1,6015	0,0222025	0,01603389	CV
5	3108,24455	1255,53	1386,23	3,06	1,7626	1,5317	0,01426003	0,0112236	C.V
4	3129,0182	1521,45	1694,6	3,06	1,4699	1,3218	0,00987909	0,007976	C.V
3	3177,66697	1746,4	1939,4	3,06	1,1609	1,0874	0,006903	0,00582249	C.V
2	3254,19576	1929,61	2135,16	3,06	0,845	0,8372	0,00465703	0,00416986	C.V
1	3326,72109	2075,14	2270,77	3,06	0,5507	0,5827	0,00288511	0,00278976	C.V
RDC	3238,14955	2175,3	2344,19	3,23	0,2929	0,3446	0,00134988	0,00147373	C.V
ES1	3512,79129	2234,27	2383,91	3,06	0,1047	0,1434	0,00053795	0,00069054	C.V
ES2	3669,25196	2266,63	2413,81	3,06	0,0335	0,0266	0,00017722	0,00013214	C.V

✓ Conclusion :

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0.1, donc l'effet P-Δ est négligeable.

• Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble :

- Vérification au renversement :

D'après l'article 5.5 du RPA99/version2003, le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec :

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

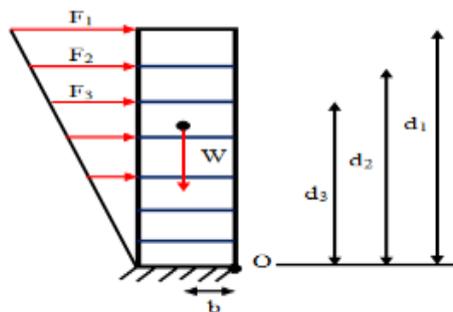


Figure IV.9. Moment de renversement.

$$M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau IV.14. Vérification de renversement.

ES1	W(KN)	b(m)	M_s (KN/m)	M_r (KN/m)	M_s/M_r	Vérification
Sens-X	32548,1085	7,03	228813,2	50766,5	4,5	CV
Sens-Y	32548,1085	13,71	322844,56	53709,6	6,01	CV

$$b_x = L_x - X_G \Rightarrow b_x = 14 - 6,97 = 7,03m.$$

$$b_y = L_y - Y_G \Rightarrow b_y = 22,41 - 8,697 = 13,71m.$$

Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

- **Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N : L'effort normal maximal.

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.15. Verification de l'effort normal réduit.

niveaux	Sections (cm ²)	N(KN)	N _{rd}	observations
5, 6, GR	30X30	637,45	0,2360926	CV
3,4	35X35	626,62	0,1705088	CV
1,2	40X40	1125,6	0,2345	CV
RDC	45X45	1630,14	0,2683358	CV
ES2, ES1	50X50	1903,39	0,2537853	CV

Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donner les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale). Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003

Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

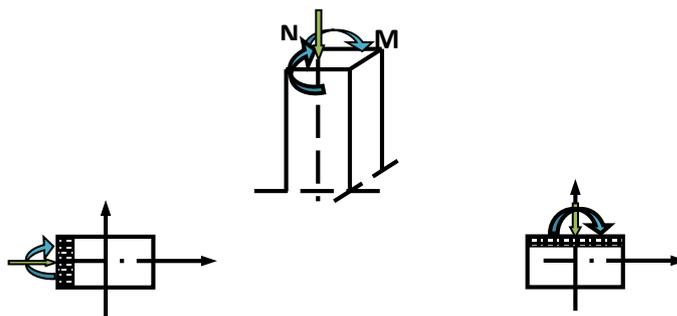
Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

VI.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

V.1.1. Caractéristiques des matériaux :

Tableau V.1. Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	1	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	0.85	18,48	1	400	400

Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91** (situation durable)

ELU 1,35G + 1,5Q

ELS G + Q

➤ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

- G + Q ± E
- 0,8G ± E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$N_{max} \Rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$N_{min} \Rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$M_{max} \Rightarrow N_{\text{correspondant}}$

VI.1.2. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- **Zone1** : Du 1^{er} E-SOL jusqu'au 2^{eme} étage.
- **Zone2** : Du RDC étage.
- **Zone3** : Du 1^{eme} jusqu'au 2^{eme} étage.
- **Zone4** : Du 3^{eme} jusqu'au 4^{eme} étage
- **Zone5** : Du 5^{eme} jusqu'au GR

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Situation accidentelle :**

Tableau V.2. Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique

Zones	Section (cm ²)	N, M	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	As choisie
Zone5	30X30	N _{max} ⇒ M _{corr}	-305,35	1,071	3,93	3,93
		N _{min} ⇒ M _{corr}	637,45	16,37	0	
		M _{3max} ⇒ N _{corr}	217,59	51,507	2,48	
		M _{2max} ⇒ N _{corr}	138,02	32,578	1,37	
Zone4	35X35	N _{max} ⇒ M _{corr}	-10,37	6,75	0,67	4,37
		N _{min} ⇒ M _{corr}	626,62	20,681	0	
		M _{3max} ⇒ N _{corr}	152,11	75,377	4,37	
		M _{2max} ⇒ N _{corr}	519,36	151,673	2,07	
Zone3	40X40	N _{max} ⇒ M _{corr}	158,22	50,632	3,07	6,43
		N _{min} ⇒ M _{corr}	1125,6	47,08	0	
		M _{3max} ⇒ N _{corr}	113,28	109,737	6,43	
		M _{2max} ⇒ N _{corr}	264,65	92,068	3,27	
Zone2	45X45	N _{max} ⇒ M _{corr}	649,46	50,135	0	8,86
		N _{min} ⇒ M _{corr}	-347,66	70,564	7,73	
		M _{3max} ⇒ N _{corr}	386,14	103,223	1,61	
		M _{2max} ⇒ N _{corr}	399,64	99,634	1,21	
Zone1	50X50	N _{max} ⇒ M _{corr}	-512,2	50,36	9,26	9,26
		N _{min} ⇒ M _{corr}	1903,39	11,19	0	
		M _{3max} ⇒ N _{corr}	815,9	44,416	0	
		M _{2max} ⇒ N _{corr}	660,95	37,114	0	

➤ Situation durable :

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique

Zones	Section (cm ²)	N, M	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	As choisie
Zone5	30X30	N _{max} ⇒ M _{corr}	140,66	0,145	0	4,28
		N _{min} ⇒ M _{corr}	424,07	3,291	0	
		M _{3max} ⇒ N _{corr}	184,23	22,313	0	
		M _{2max} ⇒ N _{corr}	41,94	42,081	4,28	
Zone4	35X35	N _{max} ⇒ M _{corr}	54,48	4,195	0	0
		N _{min} ⇒ M _{corr}	715,51	3,781	0	
		M _{3max} ⇒ N _{corr}	377,31	13,066	0	
		M _{2max} ⇒ N _{corr}	390,41	46,953	0	
Zone3	40X40	N _{max} ⇒ M _{corr}	91,72	3,073	0	0
		N _{min} ⇒ M _{corr}	1084	18,935	0	
		M _{3max} ⇒ N _{corr}	896,3	29,3	0	
		M _{2max} ⇒ N _{corr}	915,45	56,361	0	
Zone2	45X45	N _{max} ⇒ M _{corr}	137,29	3,043	0	0
		N _{min} ⇒ M _{corr}	1228,4	1,593	0	
		M _{3max} ⇒ N _{corr}	1126,1	24,355	0	
		M _{2max} ⇒ N _{corr}	1194,5	27,995	0	
		N _{max} ⇒ M _{corr}	165,3	2,477	0	

Zone1	50X50	$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$	1665,3	0,783	0	0
		$M_{3\text{max}} \Rightarrow N_{\text{corr}}$	1582,5	36,222	0	
		$M_{2\text{max}} \Rightarrow N_{\text{corr}}$	1361,5	34,304	0	

VI.1.3. Calcul des armatures longitudinales :

a) Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} d \cdot b_0 \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

b) Recommandations du «BAEL99/V2003» :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

c) Recommandations du RPA 99/version2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :

3% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$

- Le diamètre minimum est de 12 mm

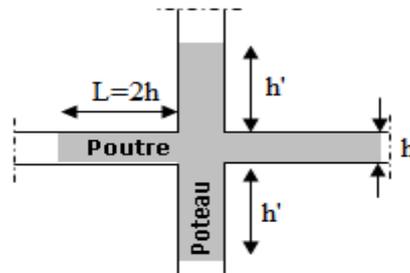


Figure .V.1. Zone nodale

Tableau V.4. Armatures maximales et minimales pour chaque zone

Zones	Section (cm ²)	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min}	A _{max}	A _{CNF}	A _{min}	A _{max} (cm ²) ZC	A _{max} (cm ²) ZR
Zones5	30X30	5	125	0,98	7,2	75	150
Zone 4	35X35	4,05	101,25	1,33	9,8	60,75	121,5
Zone 3	40X40	4	80	1,73	12,8	48	96
Zone 2	45X45	4	61,25	2,2	16,2	36,75	73,5
Zone 1	50X50	4	45	2,7	20	27	54

➤ **Exemple de calcul :**

1.Ferraillage longitudinal :

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7.1** et à partir de la combinaison la plus défavorable.

Soit un poteau de la zone 1, dimensions (30X30) cm²

- C = C' = 3cm.
- S = (30X30) cm²; Acier Fe E400 et fc28 = 25MPa
- L = 3.06 m.
- d = 0.9h = 0.27 m.

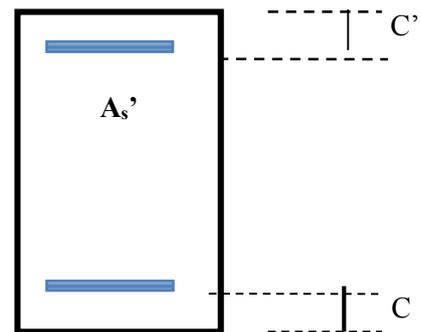


Figure V.2. Section du poteau

ferraillage longitudinal :

La combinaison ELU : **1.35 G+1.5 Q**

$$N_{max} = 138,0KN \Rightarrow M_{corr} = 32,578 KN.m.$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91/99), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a.$$

e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e₂ : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{32,578}{138} \Rightarrow e_0 = 0,236m.$$

$$e_a = \text{Max}\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \text{Max}\left\{2cm; \frac{306}{250}\right\} = \text{Max}\{2cm; 1.224\} \Rightarrow e_a = 2cm.$$

$$e_1 = 0.236 + 0.02 = 0.256m.$$

L : Hauteur totale du Poteau.

L_f: Longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

Si : $L_f / h < \text{Max} (15 ; 20.e_1 / h) \Rightarrow$ **pas de risque de flambement.**

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$7,14 < \text{Max} (15 ; 49,73) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc : On peut utiliser la méthode forfaitaire.

Le calcul se fera en **flexion composée**.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{h} = 13.49$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.77$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10000 \times 0.3} \times (2 + 0.77 \times 2) = 0.016m.$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.256 + 0.016 = 0.272m = 27,2cm$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$M_{u \text{ corrigé}} = N_u \cdot e = 138 \times 0,272 = 37,536 \text{ KN.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 138 \text{ KN.} \\ M_{u \text{ corrigé}} = 37,536 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$A = (0.337h - 0.81C') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}.$$

$$A = (0.337 \times 0.3 - 0.81 \times 0.03) \times 0.2 \times 0.3 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 65,43 \text{ KN.m.}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + \alpha \times N_u$$

$$\alpha = (d - h/2) = (0.27 - 0.3/2) = 0.05 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = 37,536 + 0.05 \times 138$$

$$M_{ua} = 44,436 \text{ KN.m.}$$

$$B = 138 \times (0.37 - 0.03) - 44,436 = 2,484 \text{ KN.m.}$$

$A = 65,43 \text{ KN.m} > B = 2,484 \text{ KN.m} \Rightarrow$ **Donc la section est entièrement comprimée.**

L'effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{44,436 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.143$$

$$\mu_{bu} = 0.143 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimé } A_1 = 0.$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = 0.362 \leq 0.49 \dots\dots\dots \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bc}] = 0.211\text{m}$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} \quad A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times Z} = \frac{44,436 \times 10}{400 \times 0.211} = 5,23\text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 5,23 - \frac{138 \times 10}{400} = 1,8149\text{cm}^2 > 0 \text{ (Flexion simple).}$$

➤ **La section d'acier minimale :**

1. Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 0,98\text{cm}^2.$$

2. Selon RPA99/version2003 :

$$A_{\min} = 0.8 \% b \cdot h = 0.008 \times 30 \times 30 \Rightarrow A_{\min} = 7,2\text{cm}^2$$

Donc : $A_{\text{adopté}} = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{min(RPA)}}) = \text{Max} (1,8149 ; 0,98 ; 7,2) = 7,2 \text{ cm}^2$

On adopte : **4T20** $\Rightarrow A_{\text{adopté}} = 12,57\text{cm}^2$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL91/99** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5.Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	Choix des barres	A adoptée (cm ²)
Zone 5	30X30	durable	4,28	0,98	7,2	8T14	12,32
		accidentelle	3,93				
		durable	0	1,33	9,8	8T14	12,32

Zone 4	35X35	accidentelle	4,37				
Zone 3	40X40	durable	0	1,72	12,8	4T16+4T14	14,2
		accidentelle	6,43				
Zone 2	45X45	durable	0	2,2	16,2	8T14+4T16	20,36
		accidentelle	8,86				
Zone 1	50X50	durable	0	2,7	20	8T16+4T14	22,24
		accidentelle	9,26				

2-Calcul d'armature transversale :

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

$\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15cm)$ en zone IIa

$$t = 8cm$$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

$$t' = 10cm$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **10cm** en zone nodale et **15cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \geq 3 \Rightarrow 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

"a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 ϕ

- **1^{ère} Zone (E-SOL jusqu'au 2^{ème} E-SOL) :**

- **Zone courante :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.142}{0.50} = 4,284 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{3.75 \times 19,74 \times 10^{-3} \times 0.10}{0.306 \times 400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1cadre 4 ϕ 10 = 3.14cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$3 < \lambda_g = 4,284 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 4.284 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} > 0.45\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{3.14}{65 \times 12} = 0.40\% < 0.45\% \text{ Non vérifiée.}$$

On prend $A_t = 6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\frac{4.71}{65 \times 12} = 0.62\% > 0.45\% \text{ Vérifiée}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ $t = 10 \text{ cm}$.

- **Zone nodale :**

$$\lambda_g = 4.284 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 3.75 \times 87.99 \times 10000}{0.65 \times 400000} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1cadre $6\phi 10 = 4.71\text{cm}^2$

$3 < \lambda_g = 4.39 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 4.39 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} > 0.45\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{4.71}{65 \times 8} = 0.90\% < 0.45\% \text{ Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10\text{cm}$.

Tableau V.6.Ferrailage transversal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	A _t zone courante	A _t zone nodale	St(courante) cm	St (nodale) cm
Zone 1	50x50	6φ10	6φ10	12	8
Zone 2	45x45	6φ10	6φ10	12	8
Zone 3	40x40	4φ10	4φ10	12	8
Zone 4	35x35	4φ8	4φ8	12	8
Zone 5	30x30	4φ8	4φ8	12	8

VI.1.4. Vérifications diverses :

VI.1.4.1. Sollicitations tangentés :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

VI.1.4.2. Vérification des contraintes a L'ELS :

- **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

Le calcul est s'effectue comme suit :

- On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$$

- La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

- L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

- Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant et des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Section	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _c (MPa)	V _u (KN)	τ _{bc} (MPa)	τ _{st} (MPa)	Observation
30x30	310,11	30,661	0,5165	0,084	15	19,74	0,1776	1	Vérifiée
35x35	522,51	34,152	0,780	0,1468	15	31,54	0,2838	1	Vérifiée
40x40	791,7	40,771	1,133	0,0219	15	48,19	0,43	1	Vérifiée
45x45	895,29	10,168	1,246	-0,0974	15	47,2	0,42	1	Vérifiée
50x50	1211,06	26,311	1,7435	-0,2787	15	65,03	0,5827	1	Vérifiée

VI.1.4.3. Justification à l'effort normal ultime :

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime

est:
$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Nb : Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité.

N_{max} = 1903,4 KN.

Calcul de α :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

B = 0,23 m²

I = 0,0052 m²

i = 0,15 m

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,144} = 14,875 \Rightarrow \alpha = 0,82$$

Calcul de B_r :

B_r = (0,5 - 0,02)² = 0,23

Calcul de N_u :

N_u = 9088.75KN

N_{max} = 1903,4 KN < N_u = 4975,78 KN. C.V

V.1.4.5. Schéma de ferrailage des poteaux :

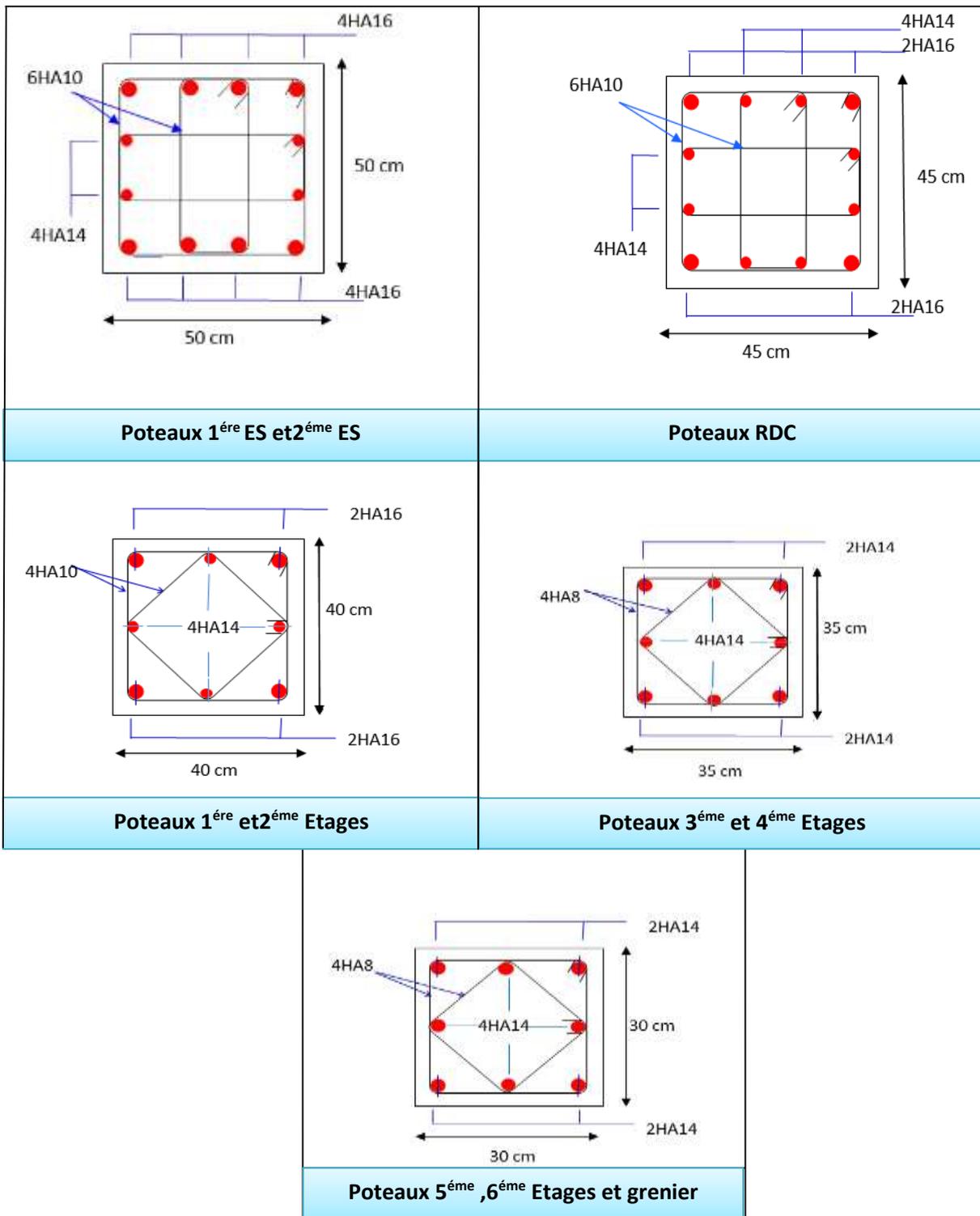


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « E.L.U », puis vérifiées à l'état limite de service « E.L.S ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « RPA99 » en zone IIa.

- Poutres principales : (b, h) = (30,40)
- Poutres secondaires : (b, h) = (30,35)

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau V.8. combinaisons de charges

	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	1.35G + 1.5Q	G + Q ± E
E.L.S	G + Q	0.8G ± E

V.2.1.Recommandation du RPA99 (Version 2003):

a) Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section ⇒ $A_{min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % ⇒ $A_{max} = 4\% b.h$ En zone courante.
 - 6 % ⇒ $A_{max} = 6\% b.h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 Øen zone IIa
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :
 - $A_t = 0,003. S. b$
- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 - $S_t = \min (h / 4, 12 \text{ } \emptyset_1)$

Avec :

\emptyset_1 : c'est la valeur du diamètre Ø des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$
- La valeur du diamètre \emptyset_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :

Tableau V.9.caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f _{c28} (Mpa)	f _e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable

V.2.2.Recommandation du BAEL 91 :

a) Armatures longitudinales :

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité :

$$A_{l_{min}} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40cm; 15\emptyset'l_{min} \neq 0) \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \end{array} \right.$$

b) Armatures transversales :

- **Volume relatif d'armatures :**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha)0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

A_t **Droites** $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$K = \begin{cases} 0 \dots\dots \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots\dots \text{si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots\dots \text{en flexion simple.} \end{cases} \Rightarrow \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij}^* k \Rightarrow f_{ij}^* = \text{Min} \{ f_{ij}; 3.3 \text{ MPa} \} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

• **Section minimale d'armature d'âme :**

➤ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa \right\}$

➤ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$

➤ Espacement maximale : $S_{t\max} = \text{Min} \left\{ 0.9d ; 40cm \right\}$

➤ Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

• **Calcul des armatures :**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_c 28}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1.15$, $\theta = 0.85$ Si la combinaison est accidentelle

$\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1$ Si la combinaison est Durable

➤ **Exemple de calcul :**

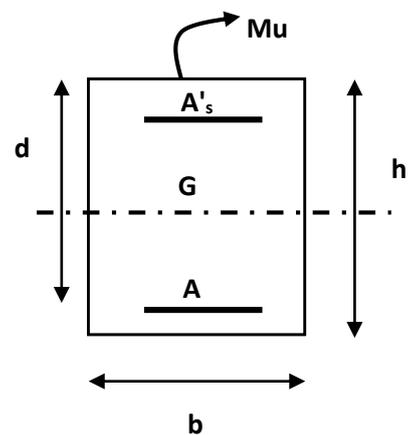
Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

V.2.4. sollicitation de calcul :

➤ **Tableau des sollicitations :**

Tableau V.10. Résultats des moments et efforts tranchants donnés par ETABS.

Combinaisons	ELU		accidentelle				ELS		Effort tranchant Vmax(kN)
	1,35G+1,5Q(kN.m)		0.8G+E (kN.m)		G+Q+E (kN.m)		(G+Q) (kN.m)		
Position	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travées	Appuis	
P.P	101,06	-132,5	124.68	-144.91	119.7	-149.91	62.348	-79.186	104.32
P.S	24.616	-56.24	126.26	-133.53	124.12	-135.68	14.09	-41.24	57.19
PP liée au voile	40,01	-85,32	123,33	-137,47	121,81	-153,14	24,95	-53,79	86,67
Ps liée au voile	25,95	-42,10	100,31	-121,53	98,60	-127,37	16,27	-27,32	25,67



Les étapes de calcul sont résumées dans l'organigramme ci-après

a) Calcul des armatures longitudinales :

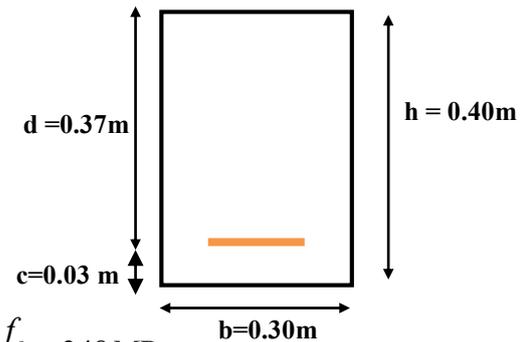
Poutres porteuses (poutres principales) (30x40) :

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre (B27)

✓ Ferrailage sous la combinaison : 1.35G+1.5Q :

• Ferrailage en travée :

$$\theta = 1, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15 \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$



Les donné :

$h = 0.40 \text{ m} ; b = 0.30 \text{ m} ; d = 0.36 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; f_{bc} = 14.2 \text{MPa} ;$

$\sigma_{st} = 348 \text{MPa}$

1.1. ELU : ($f_{bc} = 14.2 \text{MPa} , \sigma_s = 348 \text{MPa}$)

En travée : ($M_{max}^T = 101.06 \text{KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{101.06 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.183 \rightarrow u_{bu} = 0.183 < u_l = 0.392 \quad \text{pas d'armatures}$$

comprimé $\hat{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.183 < 0.275 \Rightarrow$ méthode simplifier

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.368}) = 0.254$$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.254) = 32,34 \text{cm}$$

$$A^t = \frac{101.06 \times 10^{-3}}{0,3234 \times 348} = 8,977 \text{ cm}^2$$

En appuis : ($M_{max}^A = 132,5 \text{KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{132,5 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0,239 \Rightarrow u_{bu} = 0.239 < u_l = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armatures}$$

comprimé $\hat{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.239 < 0.275$ méthode simplifié.

$$A^a = \frac{M_{max}^A}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.478}) = 0.346$$

$$Z_b = 40.5(1 - 0.4 * 0.346) = 31 \text{ cm}$$

$$A^a = \frac{123,5 \times 10^{-3}}{0.31 \times 348} = 11,44 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité BAEL91/99 :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 11,44 \text{ cm}^2, A^t = 8,97 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

a. **ACC :** ($f_{bc} = 18.5 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}$)

- **En travée :** ($M_{max}^T = 124,68 \text{ KN.m}$)

Pour la Situation accidentelle : $f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0.85}{1.15} = 18.5 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{124,68 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.5} = 0.173 \Rightarrow u_{bu} = 0.173 < u_l = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armatures}$$

comprimé $\dot{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.173 < 0.275$ méthode simplifié.

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.346}) = 0.24$$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.24) = 32 \text{ cm}$$

$$A^t = \frac{124,68 \times 10^{-3}}{0.32 \times 400} = 9,74 \text{ cm}^2$$

En appuis : ($M_{max}^A = 144,91 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{144,91 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.5} = 0.201 \Rightarrow u_{bu} = 0.201 < u_l = 0.391 \Rightarrow \text{pas d'armature}$$

comprimé $\dot{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.201 < 0.275$ méthode simplifié.

$$A^a = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.402}) = 0.283$$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.283) = 32 \text{ cm}$$

$$A^a = \frac{144,91 \times 10^{-3}}{0.32 \times 400} = 11,32 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité BAEL91/99 :**

$$A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 11,32 \text{ cm}^2, A^t = 9,74 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement)}$$

➤ **Vérification de RPA99/version 2003 :**

En Appuis : $A_s = 3T14 + 3T14 + 3T16 = 15,27 \text{ cm}^2 > A_{\text{RPA}} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

En Travée : $A_s = 3T14 + 2T14 + 3T14 = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{\text{RPA}} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

a) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

On suivra même procédure de calcul pour les poutres transversales.

V.2.4 .Ferrailage des poutres les plus sollicitées :

Tableau V.11.Ferrailage des poutres principales

POUTRE		M (KN.m)			As (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A _{adopt é} (cm ²)	Combinaison
Zone(1)	PP (40x30)	Sur appuis	Sup	-101,0	7,44	6	3T14+2T14	7,7	G+Q-Ey
			inf	107,5	7,78		3T14+3T14	9,24	0.8G+Ey
		En travée			30,90		2,45	3T14	4,62
Zone(2)	PP (40x30)	Sur appui	Sup	-125,7	12,7	6	5T16+1T120	13,19	G+Q-EY
			inf	104,5	7,55		3T16+3T14	10,65	0.8G+EY
		En travée			30,51		2,42	3T14	4,62
Zone(3)	PP (40x30)	Sur appuis	Sup	-168,0	12,7	6	5T16+1T20	13,19	G+Q-Ey
			inf	146,9	10,9		3T16+3T14	10,65	0.8G+Ey
		En travée			28,50		2,26	3T14	4,62
Zone(4)	PP (40x30)	Sur appuis	Sup	-165,4	12,5	6	5T16+1T20	13,19	G+Q-Ey
			inf	133,6	9,86		3T16+3T14	10,65	0.8G+Ey
		En travée			30,38		2,41	3T14	4,62
Zone(5)	PP (40x30)	Sur appuis	Sup	-170,3	12,9	6	3T14+3T14	9,24	G+Q-Ey
			inf	116,3	8,47		3T16	6,03	0.8G+Ey
		En travée			43,98		3,53	3T14+2T16	8,64

➤ **Identification des poutres :**

Le calcul du ferrailage est fait pour les différents axes comme suit :

✓ Sens principal :

PP : on a un seul type selon (yy)

✓ Sens secondaire :

PS : on a un seul type selon (xx)

a) Armatures longitudinales :

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci – après

➤ Poutres principales (30x40) :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (05) zones :

- les niveaux (entre sol 1 - entre sol 2) Zone 1
- les niveaux (RDC) Zone 2
- les niveaux (1-2) Zone 3
- les niveaux (3-4) Zone 4
- les niveaux (5- 6 et grenier) Zone 5

➤ Poutres principales (30x40) :

V.3.2.1.Ferrailage des poutres principales :

➤ Tableau V.12.Ferrailage des poutres principales liées avec les voiles

POUTRE		M (KN.m)			As (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Combinaison	
ZONE(1)	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	-30,59	2,49	6	3T14+3T14	9,24	0.8G-Ey	
			inf	17,62	1,42		3T14+3T14	9,24	G+Q+Ey	
		En travée		25,80	2,43	6	3T16	6,03	1.35G+1.5Q	
ZONE (2)	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	-86,58	7,42		6	3T16 +3T14	10,65	0.8G-Ey
			inf	73,58	6,23			3T16 +3T14	10,65	G+Q+Ey
		En travée		22,84	2,15	3T16	6,03	1.35G+1.5Q		
ZONE (3)	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	-124,3	11,1	6	4T16 +2T14	10,3	0.8G-Ey	
			inf	100,3	8,72		3T16 +2T14	9,11	G+Q+Ey	
		En travée		54,56	5,36		3T16	6,03	1.35G+1.5Q	
ZONE (4)	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	-127,3	11,41	6	3T16+2T14	9,11	G+Q-Ey	
			inf	97,37	8,44		3T16+2T14	9,11	0.8G+Ey	
		En travée		42,30	4,08		3T16	6,03	1.35G+1.5Q	
ZONE (5)	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	-104,5	9,13	6	3T16+2T14	9,11	G+Q-Ey	
			inf	79,84	6,8		3T14+3T14	9,24	0.8G+Ey	
		En travée		42,30	4,08		3T14+2T16	6,03	1.35G+1.5Q	

➤ Poutres secondaire (30x35)

V.3.4.3.Ferraillage des poutres secondaires :

TableauV.13.Ferraillage des poutres secondaires

POUTRE		M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Adopté (cm ²)	Combinaison	
ZONE (1)	PS (35x30)	Sur appuis	Sup	-74,76	5,29	5,25	3T14 +2T12	6,88	G+Q-Ex 0.8G+Ex
			inf	54,68	3,82		3T14 +2T12	6,88	
		En travée		45,53	3,69		3T14	4,62	1.35G+1.5Q
ZONE (2)	PS (35x30)	Sur appuis	Sup	-100,7	7,42	5,25	3T14 +3T14	9,24	G+Q-Ex 0.8G+Ex
			inf	104,5	7,55		3T14 +3T14	9,24	
		En travée		48,64	3,96		3T14	4,62	1.35G+1.5Q
ZONE (3)	PS (35x30)	Sur appuis	Sup	-108,6	9,35	5,25	3T16+ 2T16	10,05	G+Q-Ex 0.8G+Ex
			inf	95,08	8,07		3T16+2T14	9,11	
		En travée		50,06	4,08		3T14	4,62	1.35G+1.5Q
ZONE (4)	PS (35x30)	Sur appuis	Sup	-106,4	7,88	5,25	3T14 +3T14	9,24	G+Q-Ex 0.8G+Ex
			inf	133,6	9,86		3T14 +3T16	10,65	
		En travée		58,09	4,77		3T16	6,03	1.35G+1.5Q
ZONE (5)	PS (35x30)	Sur appuis	Sup	-112,3	8,37	5,25	3T14 +3T12	8,01	G+Q-Ex 0.8G+Ex
			inf	113,0	8,21		3T14	4,62	
		En travée		85,33	7,22		3T14+2T12	6,88	1.35G+1.5Q

V.3.4.4Ferraillage des poutres secondaires liées aux voiles :

TableauV.14. Ferraillage des poutres secondaires liées aux voiles

POUTRE		M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Combinaison	
ZONE (1)	PS (30x35)	Sur appuis	Sup	-47,38	3,91	5.25	3T14+2T12	6.88	G+Q-Ex
			inf	38,39	3,15		3T14+2T12	6.88	G+Q+Ex
		En travée		33,73	3,22		3T14	6.03	1.35G+1.5Q
ZONE (2)	PS (30x35)	Sur appuis	Sup	108,6	9,53	5.25	3T14+3T14	9.24	G+Q-Ex
			inf	94,19	8,14		3T14+2T14	7.7	G+Q+Ex
		En travée		33,80	3,22		3T14	6.03	1.35G+1.5Q
ZONE (3)	PS (30x35)	Sur appuis	Sup	-198,9	19,67	5.25	3T14+3T14	9.24	G+Q-Ex
			inf	230,7	24,17		3T14+2T12	6.88	G+Q+Ex
		En travée		24,70	2,33		3T14	6.03	1.35G+1.5Q
ZONE	PS (30x35)	Sur appuis	Sup	-143,7	13,13	5.25	3T14+2T12	6.88	0.8G-Ex
			inf	120,17	10,68		3T14+2T12	6.88	G+Q+Ex

(4)		En travée		49,09	4,79		3T14+2T12	6,88	1.35G+1.5Q
ZONE (5)	PS (30x35)	Sur appuis	Sup	-123,3	9,29	5.25	3T14+2T14	7,7	0.8G -Ex
			inf	101,9	7,51		3T14+2T14	7,7	G+Q+Ex
		En travée		85,32	8,83		3T14+2T12	6,88	1.35G+1.5Q

• Conclusion :

On adopte le même ferrailage sur tous les niveaux le choix des barres est le suivant.

➤ Poutres secondaires :

➤ Tableau V.15. ferrailages final des poutres secondaires et principales

Poutres	Localisation	As adopté (cm ²)	Choix des barres
Poutres principales	Sur appui (sup)	9,24	3T14+3T14
	Sur appui (inf)	8,64	3T14+2T16
	En travée	8,64	3T14+2T16
Poutre principales liées aux voiles	Sur appui (sup)	9,24	3T14+3T14
	Sur appui (inf)	9,1	3T16+2T14
	En travée	8,64	3T14+2T16
Poutre secondaire	sur appuis (sup)	8,01	3T14+3T12
	sur appuis (inf)	4,62	3T14
	En travée	6,88	3T14+2T12
Poutres secondaires liées aux voiles	sur appuis (sup)	7,7	3T14+2T14
	sur appuis (inf)	7,7	3T14+2T14
	sur appuis (sup)	8,01	3T14+3T12

➤ Vérification :

• Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :

➤ Pour les poutres principales (30x40) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 * 30 * 40 = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 * 30 * 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Zone courante)} \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 * 30 * 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Zone recouvrement)} \end{array} \right.$$

➤ Pour les poutres secondaires (30x35) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \cdot 30 \cdot 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \cdot 30 \cdot 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante}) \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \cdot 30 \cdot 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone recouvrement}) \end{array} \right.$$

b) Armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

- Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$

Donc :

On adopte les espacements $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t \geq \frac{1}{400} 0,4 \cdot 0,3 \cdot 0,20 \Rightarrow A_t \geq 0,60 \text{ cm}^2$$

- Diamètre des armatures d'âme :

➤ Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,14 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Pour les poutres secondaires :

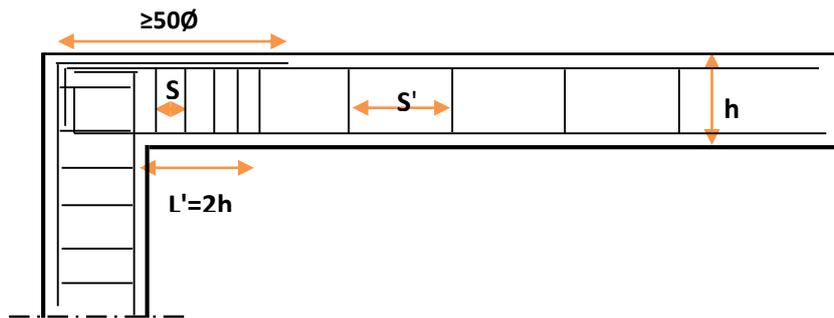
$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- Selon le RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99version2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$



➤ **L'espace maximal (poutre principale (30x40)) :**

• **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est : $L'=2h=2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = \min (40/4, 12 \phi_L, 30) = 10\text{cm} \Rightarrow St = 10\text{cm}$$

• **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 20\text{cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

➤ **L'espace maximal (poutre secondaire (30x35)) :**

• **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est : $L'=2h=2 \times 0.35 = 0.7 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = 8.75\text{cm} \Rightarrow St = 8\text{cm}$$

• **En zone courante :**

$$St \leq h/2; St = 17.5\text{cm} \Rightarrow St = 15\text{cm}$$

➤ **L'espace maximal :**

• En zone nodale : **St = 10cm**

• En zone courante : **St = 15cm**

Donc : $A_t = 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$

✓ **Conclusion :**

$S_t \text{ Adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$

• En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

• En zone courante : $S_t = 20\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8** $\Rightarrow A_t=2.01\text{cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø8»

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement en zone **IIa** est: $L=50\phi$

Les résultats sont repés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : La longueur minimale de recouvrement

Diamètre Φ (mm)	Longueur L (cm)=40 Φ
Φ 12	60
Φ 14	70
Φ 16	80

➤ Vérification :

1) La condition de non fragilité :(BAEL91

$$\left. \begin{aligned}
 A_L &\geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{P-P} \\
 A_L &\geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{P-S}
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{C.V}$$

D’après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$$A_L > A_{\min} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2) Vérification du cisaillement du béton :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u : l’effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration peut préjudiciable})$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Vérification de la contrainte de cisaillement

les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principale	30x40	-86,6	0,802	3.33	C.V
PP liée aux voiles	30x40	-57,8	0,535	3.33	C.V
Poutres secondaire	30x35	33,6	0,311	3.33	C.V
PS liée aux voiles	30x35	25,6	0,237	3.33	C.V

3) Contraint de compression dans le béton :

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

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

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky \Rightarrow K = \frac{M_{ser}}{I}$

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit :

- **Calcul de la position de l'axe neutre :** $y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$
- **Calcul du moment d'inertie :** $\frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \Rightarrow \eta = 15$

A_s : section d'armatures tendue.

A'_s : section d'armatures comprimées.

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ **Poutres principales :**

Tableau V.18. Vérification de contrainte dans le béton des PP

Les Poutres	Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observer
Poutres principales	Sur appuis	8,64	13,83	83040.434	-53,78	4.96	15	C.V
	En travée	4.62	10.79	56605.365	26,05	4.46	15	C.V
Poutres principales liées aux voiles	Sur appuis	10,3	14,78	110296.72	-27,32	5.20	15	C.V
	En travée	6.03	12.024	69378.941	16,27	2.89	15	C.V

➤ **Poutres secondaire :**

Tableau V.19. Vérification de contrainte dans le béton des PS

Les Poutres	Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm ²)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN)	σ _{bc} (MP)	σ _{bc} (MPa)	Observer
Poutres secondaires	Sur appuis	6,88	13.749	76327.32	-27,32	2.93	15	C.V
	En travée	4,62	11.093	51317.96	16,27	0.37	15	C.V
Poutres secondaires liées aux voiles	Sur appuis	7,7	13.055	69404.24	-25,67	3.78	15	C.V
	En travée	4,62	9.973	42033.65	14,52	3.15	15	C.V

4) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

V.2.5. Influence de l'effort tranchant :

V.2.5.1. Influence sur les armatures inférieures aux appuis :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \Rightarrow$ condition (1)

Avec : $\gamma_s = 1.15 ; f_e = 400MPa$

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant : $\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Tableau V.20 : Vérification de la section d'armatures

Poutres	V _U (KN)	M _U (KN.M)	$\frac{M_u}{0,9d}$ (KN)	$T_u - \frac{M_u}{0,9d}$ (KN)
P.P	-86,67	-45,32	139,87	< 0
P.P liées aux voile	-57,80	-56,98	175,86	< 0
P.S	33,69	-32,05	98,91	< 0
P.S liées aux voile	25,67	-44.60	137,65	< 0

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction

V.2.5.2. Vérification de la contrainte de compression du béton :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq 0,267.a.b.f_{c28} \Rightarrow$ Condition(2)

Avec : $a = \min \{ \grave{a} ; 0.9d \}$

b: Largeur de la poutre.

\grave{a} : Longueur d'appui ($\grave{a} = c - c' - 2cm$) $\Rightarrow \grave{a} = b - c' - 2 = 25$ cm

Avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ C' = 3cm \end{cases}$

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.21 : Vérification de la contrainte de compression du béton des PP et PS

Poutres	Section (cm ²)	V _U (KN)	a (cm)	0.267a.b.f _{c28} (KN)	Condition (2)
P.P	(30x40)	-86,67	25	-86,67 ≤ 500.625	C.V
p.p liée aux voiles	(30x40)	-57,80	25	-57,80 ≤ 500.625	C.V
p.s	(30x35)	33,69	25	33,69 ≤ 500.625	C.V
p.s liée aux voiles	(30x35)	25,67	25	25,67 ≤ 500.625	C.V

V.2.5.3 vérification de l'adhérence :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28}$$

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

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.22 : Vérification de contrainte d'adhérence des PP et PS

poutres	V _U (KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ (Mpa)	Observation
P.P	-86,67	13.18	2,01	3.15	C.V
P.S	33,69	13.18	0,78	3.15	C.V
P.S liée aux voiles	25,67	13.18	0,60	3.15	C.V

V.3.6.Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

Avec :

l : la portée entre nus d'appuis. (L = 4m)

M_t: moment maximum en travée. (Mt = 35.336KN.m)

M₀: moment isostatique. (M_a = 50.776KN.m)

A_s : section d'armateur tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

➤ **Poutre principale (30,40) :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.1 > 0.0625$ **CV**
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.62}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0042 \leq 0.0105$ **CV**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.1 > 0.069$ **CV**

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.23. Vérification de la flèche des PP

poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P.P	0.1 > 0.0625	0.0042 ≤ 0.010	0.1 > 0.069	C.V
p.p. liée aux voiles	0.1 > 0.0625	0.0055 ≤ 0.0105	0.1 > 0.044	C.V

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

➤ **Poutre secondaire (30x35) :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0.102 > 0.0625$ **C.V**
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{6.03}{30 \times 31.5} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0063 \leq 0.0105$ **C.V**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.102 > (19.596 / (10 * 28.793)) = 0.068$ **C.V**

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.24. Vérification de la flèche des PS

poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P.S	0.102 > 0.062	0.0063 ≤ 0.01	0.102 > 0.068	C.V
PS liée aux voiles	0.102 > 0.062	0.0048 ≤ 0.01	0.102 > 0.044	C.V

- Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

V.3.5. Schéma de ferrailage des poutres :

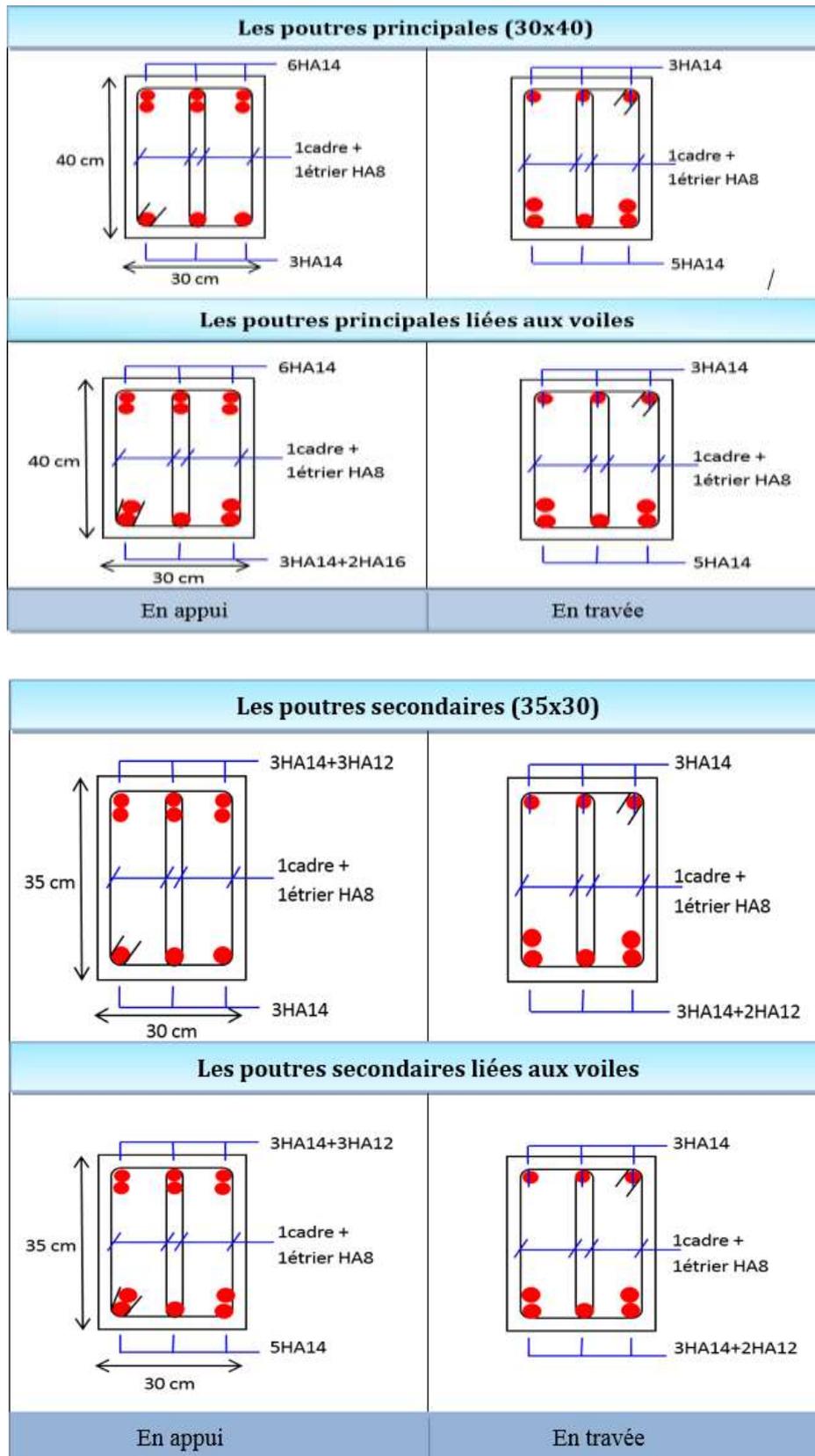


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres

VI.3. Ferrailage des voiles :**VI.3.1. Introduction :**

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 05 zones :

- les niveaux (E-Sol-E-sol2) zone I
- les niveaux (RDC) zone II
- les niveaux (1^{er} - 2^{eme}) zone III
- les niveaux (3^{eme} - 4^{eme}) zone IV
- les niveaux (5^{eme} - GR) zone V

VI.3.2. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

- **Etat limite ultime :**
 - _ Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q**
 - _ Situation accidentelle : **G + Q ± E , 0,8 ± E**
- **Etat limite de service :** **G + Q**

VI.3.3. Recommandations de RPA :**a) Armatures verticales :**

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement

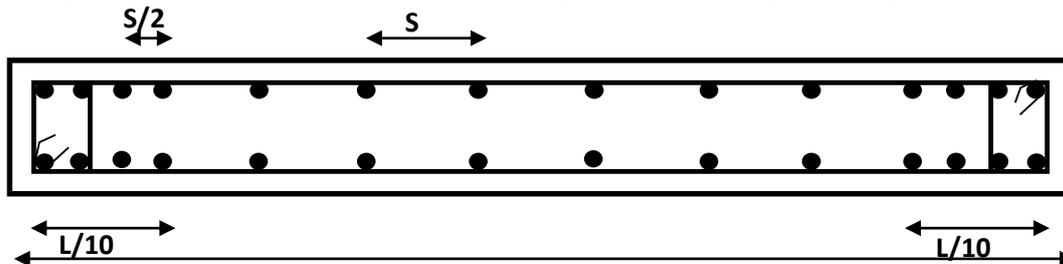


Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans le voile.

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règle communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - _ $S \leq 1.5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - _ $S \leq 30$ cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section
 - En zone courante égale a 0.10% de la section
- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible , 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

d) Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

e) Armature de potelet :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

f) Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de Coutures dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1.4V_U$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires Pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.4. Ferrailage des voiles :

On procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de 1 m de largeur.

VI.3.5. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisantes la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{\min, \max} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- N** : effort normal appliqué
- M** : Moment fléchissant appliqué.
- Ω** : Section transversale du voile.
- V** : bras de levier

I : l'inertie de voile $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Calcul de L_t (longueur tendue):

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

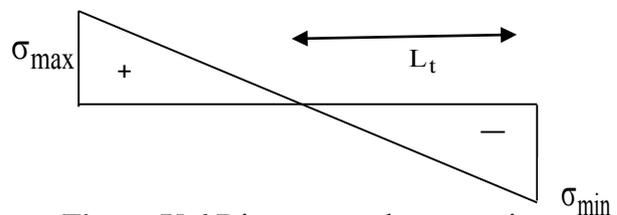


Figure V.6.Diagramme des contraintes

i. Calcul de Force :

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} b$$

ii. Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

iii. Armatures minimales selon le BAEL :

- Section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$
- Section entièrement tendue : $A_{\min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2\sigma_s}, B \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$

VI.3.6. Vérification :

VI.3.6.1. Vérification à l'ELS :

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

VI.3.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ **D'après le RPA :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

ou : $\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$ avec : $V = 1.4V_u$ calcul

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = $0.9h$

h : hauteur totale de la section brute.

➤ **D'après le BAEL 91 :**

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

On à aussi $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$

VI.3.7. Exemple de calcul :

Nous prendrons comme exemple de calcul les voiles longitudinaux de longueur $L=4,45$ m, dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la moitié du voile l'autre moitié sera ferrailer par symétrie.

VI.3.7.1. Détermination des sollicitations :

$$M = 177 \text{ KN.m} \qquad I = \frac{0,2(3,06)^3}{12} = 0,222 \text{ m}^4$$

$$N_{\min} = -480,5 \text{ KN.m} \qquad \Omega = L \times e = 0,47 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 1,19 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = -1959,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = -68,4 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{La section est entièrement tendue.}$$

$$L_t = 2,29 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}}{L} = \frac{\sigma_1 - \sigma_{\max}}{\frac{L}{2}}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}}{L} \times \frac{L}{2} + \sigma_{\max}$$

$$\sigma_1 = -3883,97 \text{ KN/m}^2$$

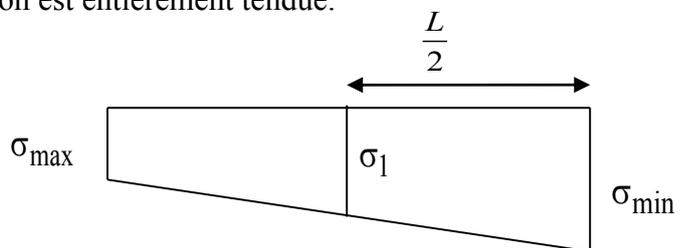


Figure V.7.Section entièrement tendue

VI.3.7.2. Calcul des armatures verticales :

$$F = \frac{(\sigma_{\min} + \sigma_1)}{2} \times \frac{L}{2} \times e$$

$$F = 448,85 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{448,85 \times 10}{400} = 11,2 \text{ cm}^2$$

VI.4.7.3. Armature minimale dans la zone tendue :

Vérifications vis à vis du **RPAV2003** (art : 7.7.4.1) :

$$A_{\min} = \text{Max} \left(0,2\% e L_T, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right) = 24,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 21,31 \times 10}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avions pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$A_{sV} = \text{Max}(A_V; A_{\min}) = 24,89 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 6T16 ($A_s = 12,06 \text{ cm}^2$)**

En zone courante : **Soit 9T16 ($A_s = 18,1 \text{ cm}^2$)**

Donc A_s adopté : **$A_s = 30,16 \text{ cm}^2$**

VI.4.7.4. Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

- En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$ Avec **$S_t = 10 \text{ cm}$**
- En zone courante : $S_t \leq \text{Min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$ Avec **$S_t = 15 \text{ cm}$**

VI.3.7.5. Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale **15T14** par nappe sur toute la longueur du voile.

VI.4.7.6. Armature horizontale :

D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{30,16}{4} = 7,54 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15 \% B = 7,11 \text{ cm}^2$

$$A_H = \text{Max}\left(\frac{A_V}{4}; 0.15 \% B\right) = 7,54 \text{ cm}^2$$

Soit donc : soit **15HA10/m** de hauteur pour chaque nappe avec **$S_t = 20 \text{ cm}$**

$$A_{H \text{ adp}} = 11,78 \text{ cm}^2$$

VI.3.7.7. Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

VI.3.7.8. Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99** [art 7.7.2] à :

$$\bar{\tau} = 0.02 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 599,69 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 599,69 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3,06} = 1,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Selon le BAEL91/99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{599,69 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3,06} = 1,088 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification à l'ELS :

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_c28 = 15 \text{ MPa}$$

AN :

$$\sigma_{bc} = \frac{825,81 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2,37 + (15 \times 30,6 \times 10^{-4})} = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton

A : section d'armature adoptée

VI.3.8. Conclusion de ferrailage :

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux suivants :

VI.3.8.1 Voile longitudinal de longueur 2,37m

a) Sollicitations et contraintes :

Tableau V.25. Sollicitations et contraintes.

Zones	N,M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	L _t	L _c	F	Av	A _{vs}
Zone 1	N _{max} M _{corr}	1607,93	46,2	3145,5	3639,0	1,09	1,27	345,6	8,61	20,9
	N _{min} M _{corr}	-337,91	1038,7	-6260,9	4835,2	1,33	1,03	837,2	20,9	
	M _{max} N _{corr}	902,07	378,50	-118,5	3924,7	0,06	2,30	0,823	0,01	
	M _{min} N _{corr}	707,37	377,7	-525,3	3510,0	0,3	2,06	16,18	0,40	
Zone 2	N _{max} M _{corr}	1460,62	-926,7	8031,1	-1868,1	0,44	1,92	83,57	2,08	16,6
	N _{min} M _{corr}	-188,25	896,5	-5185,5	4391,2	1,28	1,08	665,4	16,6	
	M _{max} N _{corr}	1460,62	-926,7	8031,1	-1868,1	0,44	1,92	83,57	2,09	
	M _{min} N _{corr}	188,25	896,5	-4391,2	5185,5	1,08	1,28	477,4	11,9	
Zone 3	N _{max} M _{corr}	1226,23	14,78	2508,0	2665,9	1,14	1,22	288,4	7,20	11,2
	N _{min} M _{corr}	-480,5	177	-1958	-69,4	2,28	0,08	448,2	11,2	
	M _{max} N _{corr}	607,77	1041,5	-4280,7	6845,1	0,91	1,45	390,5	9,75	
	M _{min} N _{corr}	913,82	-1022,6	7389,7	-3533,9	0,76	1,60	270,6	6,74	

Zone 4	N _{max} M _{corr}	1015,13	43,451	1909,6	2373,7	1,05	1,31	201,7	5,04	10,2
	N _{min} M _{corr}	-288,69	383,67	-2658,3	1440,2	1,53	0,83	408,6	10,2	
	M _{max} N _{corr}	612,43	648,24	-2170,2	4754,3	0,74	1,62	161,0	4,00	
	M _{min} N _{corr}	650,1	-595,74	4553,4	-1810,3	0,67	1,69	122,0	3,01	
Zone 5	N _{max} M _{corr}	665,18	48,227	1145,8	1660,9	0,96	1,40	110,8	2,71	5,33
	N _{min} M _{corr}	-152,26	201,30	-1396,4	754,0	1,53	0,83	214,9	5,33	
	M _{max} N _{corr}	350,5	316,44	-950,7	2429,6	0,66	1,70	63,36	1,54	
	M _{min} N _{corr}	479,46	-257,58	2387,3	-364,2	0,31	2,05	11,47	0,26	

b) Ferrailage et vérification :

Tableau V.26. Ferrailage et vérification

Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Zone D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	20,9	24,89	24,89	30,16	6T16	15	9T16	10	7,54	11,78	15HA10	20
2	16,6	24,89	24,89	30,16	6T16	15	9T16	10	7,54	11,78	15HA10	20
3	11,2	24,89	24,89	30,16	6T16	15	9T16	10	7,54	11,78	15HA10	20
4	10,2	24,89	24,89	30,16	6T16	15	9T16	10	7,54	11,78	15HA10	20
5	5,33	24,89	24,89	30,16	6T16	15	9T16	10	7,54	11,78	15HA10	20

E) schéma de ferrailage :

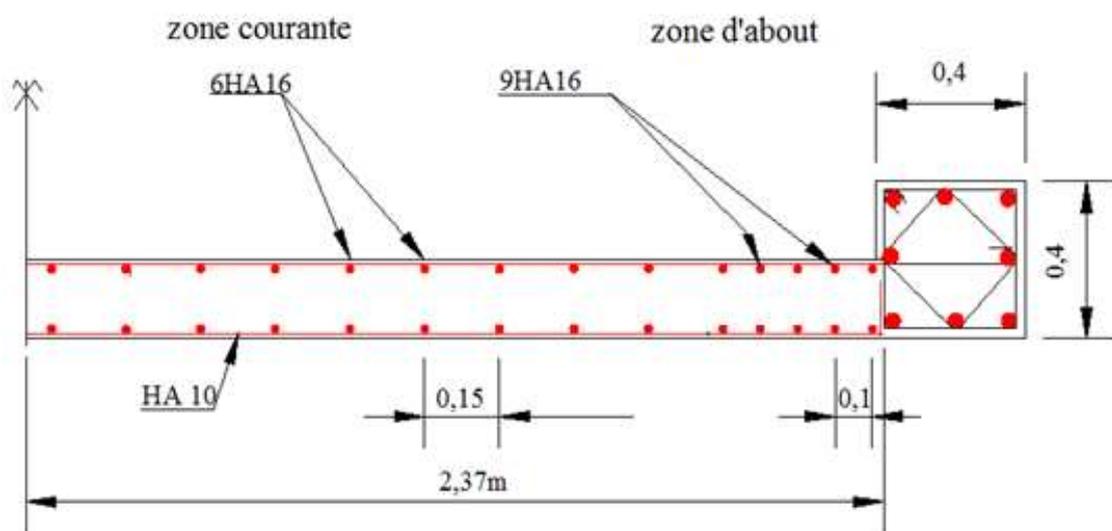


Figure V.8 : ferrailage de voile type 1 pour la zone 2

VI.3.8.1 Voile longitudinal de longueur 1,4m sens y-y :

a) Sollicitations et contraintes :

Tableau V.27. Sollicitations et contraintes

Zones	N,M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	L _t	L _c	F	A _v	A _{vs}
Zone2	Nmax Mcorr	-643,31	57,219	-1491,1	-983,2	1,567	1,03	233,6	5,84	13,6
	Nmin Mcorr	-162,33	-127,70	254,5	-878,9	2,016	0,58	177,1	4,43	
	Mmax Ncorr	-307,36	-472,32	1505,0	-2687,2	1,667	0,93	447,8	11,1	
	Mmin Ncorr	-498,28	401,84	-2741,5	825,1	1,999	0,60	547,9	13,6	
Zone3	Nmax Mcorr	-630,74	-17,177	-1136,7	-1289,2	1,382	1,21	178,1	4,45	10,7
	Nmin Mcorr	-173,42	-162,50	387,7	-1054,7	1,901	0,69	200,5	5,01	
	Mmax Ncorr	-366,64	-238,8	354,7	-1764,8	2,165	0,43	382,0	9,55	
	Mmin Ncorr	-428,2	218,67	-1793,9	147,0	2,403	0,19	431,0	10,7	
Zone4	Nmax Mcorr	-597,46	154,21	-1833,3	-464,6	2,074	0,52	380,2	9,50	9,5
	Nmin Mcorr	-109,98	-84,899	165,3	-588,3	2,030	0,57	119,4	2,98	
	Mmax Ncorr	-261,33	-179,12	292,4	-1297,5	2,122	0,47	275,3	6,83	
	Mmin Ncorr	-475,82	158,14	-1616,8	-213,2	2,297	0,30	371,3	9,28	
Zone5	Nmax Mcorr	-464,83	154,21	-1578	-209,5	2,295	0,30	362,2	9,05	9,05
	Nmin Mcorr	-63,49	185,70	-946,2	702,0	1,493	1,10	141,2	3,53	
	Mmax Ncorr	-127,25	221,36	-1227	737,7	1,624	0,97	199,2	4,98	
	Mmin Ncorr	-448,77	-150,2	-196,5	-1529	2,304	0,29	352,4	8,81	

b) Ferrailage et vérification :

Tableau V.28. Ferrailage et vérification

Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Zone D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
2	13,6	14,1	14,1	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
3	10,7	14,1	14,1	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
4	9,5	14,1	14,1	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
5	9,05	14,1	14,1	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20

VI.4.8.3 Voile longitudinal de longueur : 1,4m sens x-x :

Sollicitations et contraintes :

Tableau V.29. Sollicitations et contraintes

Zones	N,M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	L _t	L _C	F	A _v	A _{vs}
Zone2	N _{max} M _{corr}	122,85	24,418	53,1	856,9	0,07	1,27	0,418	0,01	17,2
	N _{min} M _{corr}	635,95	-253,62	1819,4	-6530,2	1,05	0,29	689,47	17,23	
	M _{max} N _{corr}	157,61	177,28	-3501,9	2334,4	0,81	0,54	283,66	7,09	
	M _{min} N _{corr}	786,6	-192,56	6083,0	-256,4	0,05	1,29	1,40	0,03	
Zone3	N _{max} M _{corr}	97,94	23,521	-24,4	749,9	0,04	1,30	0,10	0,003	14,5
	N _{min} M _{corr}	-698,98	25,949	-2161,7	-3016,0	0,78	0,56	237,16	5,929	
	M _{max} N _{corr}	235,47	222,552	-4535,5	2791,3	0,83	0,51	379,02	9,47	
	M _{min} N _{corr}	525,64	-223,19	1727,1	-5620,7	1,03	0,31	580,44	14,51	
Zone4	N _{max} M _{corr}	612,47	35,714	1680,5	2856,3	0,50	0,85	84,037	2	3,6
	N _{min} M _{corr}	-40,99	26,516	-588,3	284,7	0,91	0,44	53,521	3,63	
	M _{max} N _{corr}	485,66	167,00	-950,2	4547,7	0,23	1,11	22,171	0,93	
	M _{min} N _{corr}	394,14	-139,34	3753,4	-833,9	0,24	1,10	20,464	0,98	
Zone5	N _{max} M _{corr}	421,58	26,174	1130,6	1992,3	0,48	0,86	55,255	1,38	2,2
	N _{min} M _{corr}	-66,34	39,438	-894,9	403,5	0,93	0,42	83,267	2,08	
	M _{max} N _{corr}	202,36	-157,39	3340,3	-1841,3	0,48	0,87	88,333	2,20	
	M _{min} N _{corr}	263,79	131,802	-1192,6	3146,6	0,37	0,97	44,249	1,10	

a) Ferrailage et vérification :

Tableau V.30. Ferrailage et vérification

Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Zone D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
2	17,2	14,1	17,2	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
3	14,5	14,1	14,5	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
4	3,6	14,1	14,1	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
5	2,2	14,1	14,1	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20

C) Schéma de ferrailage :

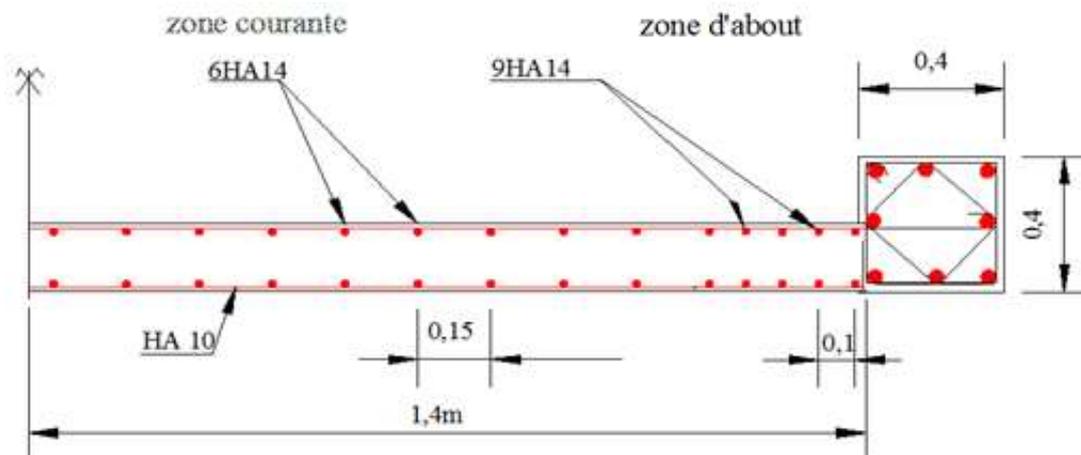


Figure V.9. Ferrailage de voile type 2 pour la zone 2

VI.3.8.2 Voile longitudinal de longueur : 1,35m :

Tableau V.31. Ferrailage et vérification.

Zones	N,M	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	L _t	L _c	F	A _v	A _{vs}
Zone1	N _{max} M _{corr}	960,80	203,74	3068,1	3794,8	0,62	0,77	192	19,1	19,1
	N _{min} M _{corr}	-288,66	120,63	-1061	856,3	0,77	0,65	82,19	17,3	
	M _{max} N _{corr}	78,119	126,62	-944,8	2931,3	0,34	1,05	32,24	1,6	
	M _{min} N _{corr}	614,56	-256,24	6116,9	-1727,2	0,3	1,09	53,24	11,1	
Zone2	N _{max} M _{corr}	848,35	71,14	1940,9	4118,7	0,44	0,95	87,03	2,17	15,7
	N _{min} M _{corr}	-7,78	27,61	-450,4	394,8	0,74	0,65	33,60	0,84	
	M _{max} N _{corr}	110,51 8	61,73	-550,1	1339,6	0,40	0,99	22,42	0,56	
	M _{min} N _{corr}	96,83	-664,86	10522,3	-9830,6	0,67	0,72	664,7	15,7	
Zone3	N _{max} M _{corr}	718,85	63,51	1597,6	3541,7	0,43	0,96	69,52	1,73	8,93
	N _{min} M _{corr}	-38,85	94,82	-1590,1	1312,6	0,76	0,63	121,9	3,04	
	M _{max} N _{corr}	-271,3	-185,32	1867,6	-3805,5	0,93	0,46	357,3	8,93	
	M _{min} N _{corr}	245,65	-124,55	2783,7	-1029,1	0,37	1,02	38,88	0,97	
	N _{max} M _{corr}	511,47	14,63	376,6	2844,8	0,16	1,23	6,163	0,15	

Zone4	Nmin Mcorr	-91,32	51,403	-1112,9	460,6	0,99	0,41	110,1	2,75	5,84
	Mmax Ncorr	105,98	265,28	-3681,9	4438,9	0,63	0,76	233,7	5,84	
	Mmin Ncorr	305,25	-194,82	4072,1	-1891,8	0,44	0,95	84,01	2,10	
Zone5	Nmax Mcorr	378,73	17,75	1080,9	1624,3	0,55	0,84	60,46	1,51	3,06
	Nmin Mcorr	54,68	42,19	-450,5	841,1	0,48	0,9	21,99	0,55	
	Mmax Ncorr	189,35	208,93	-3278,3	8995,1	0,37	1,02	122,5	3,06	
	Mmin Ncorr	-5,77	165,06	-2547,0	2505,8	0,70	0,69	179,7	4,49	

a) Ferrailage et vérification :

Tableau V.32. Ferrailage et vérification.

Zone	Av (cm ²)	Amin (cm ²)	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	ZC	St (cm)	Zone D'abo ut	St (cm)	AH (cm ²)	AHadop (cm ²)	Choi x	St (cm)
1	19,1	14,1	19,1	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
2	15,7	14,1	15,7	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
3	8,93	14,1	14,5	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
4	5,84	14,1	14,1	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20
5	3,06	14,1	14,1	23,09	6T14	15	9T14	10	6	11,78	15HA10	20

Tableau V.33. Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.

Voile	Zon e	V (KN)	Vérification des contraintes de cisaillement						Vérification à l'ELS		
			RPA99			BAEL91/99			Ns	σ _{bc} (MPa)	OBS
			τ _b (MPa)	τ̄ _b (MPa)	OBS	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS			
Type 1 (L=2,37m)	1	253,96	0,6455	5	CV	0,46106	2,5	CV	1118,5	2,151	CV
	2	547,47	1,39153	5	CV	0,99393	2,5	CV	926,94	1,782	CV
	3	599,69	1,52426	5	CV	1,08873	2,5	CV	825,81	1,588	CV
	4	423,65	1,07681	5	CV	0,76915	2,5	CV	660,32	1,27	CV
	5	306,35	0,77866	5	CV	0,55617	2,5	CV	408,8	0,786	CV
Type 2 (L=1,35m)	1	196,72	0,50001	5	CV	0,35714	2,5	CV	636,06	2,087	CV
	2	117,65	0,29903	5	CV	0,21359	2,5	CV	513,46	1,68	CV
	3	179,91	0,45728	5	CV	0,32662	2,5	CV	465,67	1,528	CV
	4	122,29	0,31083	5	CV	0,22201	2,5	CV	374,04	1,227	CV

Type 3 (L=1,35m) x-x	5	144,3	0,36677	5	CV	0,26197	2,5	CV	241,02	0,79	CV
	2	276,51	0,70282	5	CV	0,50200	2,5	CV	420,4	0,133	CV
	3	90,19	0,22924	5	CV	0,16373	2,5	CV	412,97	1,312	CV
	4	107,65	0,27362	5	CV	0,19543	2,5	CV	351,5	1,117	CV
	5	87,61	0,22268	5	CV	0,15905	2,5	CV	238,1	0,75	CV
Type 4 (L=1,35m) y-y	2	205,63	0,52266	5	CV	0,37332	2,5	CV	411,9	1,309	CV
	3	152,79	0,38835	5	CV	0,27739	2,5	CV	394,38	1,253	CV
	4	137,93	0,35058	5	CV	0,25041	2,5	CV	344,71	1,095	CV
	5	116,58	0,29631	5	CV	0,21165	2,5	CV	256,07	0,813	CV

Schéma de ferrailage :

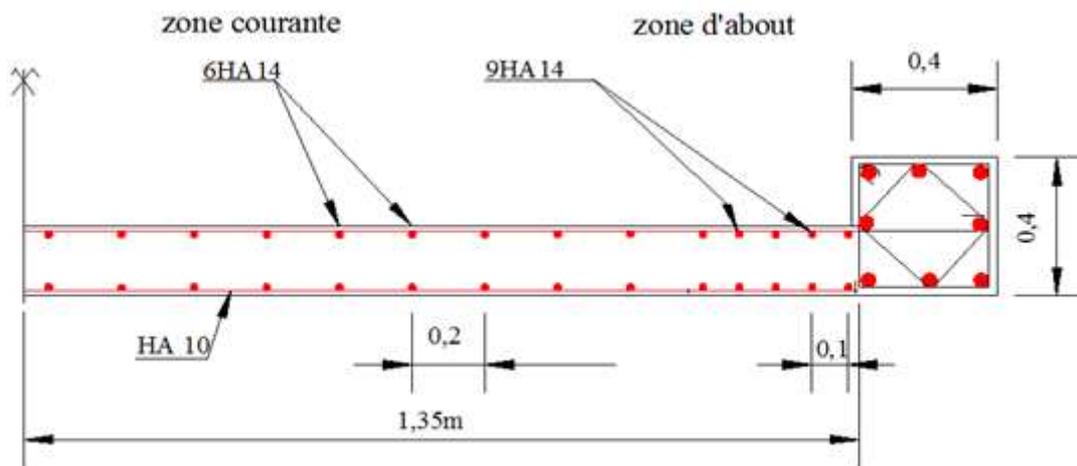


Figure V.10. Ferrailage de voile type 3 pour la zone 2

Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types des fondations :

Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI.1. Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}}=0.15\text{MPa}$.

VI.2. Choix du type de fondation :

Pour le choix du type de fondation à prévoir ; on est amenée à prendre en considération :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment habitation, bâtiment industriel et soutènement.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, bord de mer.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences.
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles isolées ou filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes ou isolées.

➤ **Semelle isolé :**

La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{tot}}{S_b} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_s = 1211,06 \text{KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$S_1 \geq \frac{1211,06}{150} = 8,07 \text{m}^2$$

$$S_{TOT} = S_1 \times n_{pot} = 8,07 \times 32 = 258,24 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 258,24 \text{m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est $S_{bat} = 334,08 \text{ m}^2$.

➤ **Vérification :**

$$\frac{S_{tot}}{S_b} = \frac{258,24}{334,08} = 0,77 = 77\% > 50\%$$

Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cels nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalisé d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

Ce type de fondation Présent plus avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.3.Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.3.1.Pré dimensionnement du radier :

a- L'épaisseur du radier :

❖ **Condition forfaitaire** L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} < h_r < \frac{L_{max}}{5}$$

$L_{max} = 4 \text{ m}$: c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $50 \text{ cm} < h_r < 80 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

❖ **Condition de la raideur** : Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E = 32164195 \text{ KN/m}^2$. MPa (module de young du béton).

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 KN/m^3 .

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier.

Donc :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 53 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

D'après (1) et (2) la valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **$h_r = 65 \text{ cm} = 0.65\text{m}$** .

❖ **Calcul de surface minimale du radier** :

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

N_{ser} : L'effort normal total à l'ELS

$$N_{ser} = 56394 \text{ KN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $S_{rad} \geq \frac{56394}{200} = 281,97 \text{ m}^2$

On a : $S_{bloc} = 334.08 \text{ m}^2$

La surface totale de l'immeuble est de ($S = 334,08 \text{ m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum.

- **Calcul du D (débordement)** :

$$D \geq \text{Max} \left\{ \frac{h}{2}; 30\text{cm} \right\} = \text{Max} \{30; 30\text{cm}\}$$

On prend : **$D = 50\text{cm}$** .

On a : $P_{(\text{périmètre})} = 74,8\text{m}$

$$S_{debor} = D \times \text{périmètre}$$

$$S_{debor} = 0,5 \times 74,8$$

Donc : $S_{debor} = 37,4 \text{ m}^2$

- **la surface du radier :**

$$S_{radier} = S_{debor} + S_{bloc}$$

$$S_{radier} = 37,4 + 334,08$$

$$S_{radier} = 370,5 \text{ m}^2$$

b- Détermination des charges et surcharges :

- **Superstructure :** $G = 57043,19\text{KN}$; $Q = 9350,73 \text{ KN}$

- **Infrastructure :**

- ✓ **Poids du voile périphérique :** d'épaisseur 15 cm sur la longueur de 117,64 m avec une hauteur de 6,16 m

$$G_{vp} = e \times h \times l \times 25 = 0.15 \times 6,12 \times 117,64 \times 25 = 2699,83 \text{ KN}$$

- ✓ **Poids du radier :**

$$G_{rad} = G \text{ (dalle)} + G \text{ (nervure)}$$

$$= (S_{rad} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_x + L_y))$$

$$= (370,5 \times 0.4 \times 25) + (0.5 \times 0.75 \times 25 \times 101,75) = 4658,935\text{KN}$$

$$Q_{rad} = S_{rad} \times 2.5 = 370,5 \times 2.5 = 926,25 \text{ KN}$$

- ✓ **Poids du remblai :**

$$G_{remblai} = P_{bâtiment} \times h_v \times d \times 20 = 62,05 \times 6,12 \times 0.5 \times 20$$

$$G_{remblai} = 3797,46 \text{ KN}$$

$$G_{infrastructures} = G_{voile} + G_{radier} + G_{remblai} = 11156,22\text{KN}$$

Donc : $G_{tot} = 68199,41 \text{ KN}$; $Q_{tot} = 10276,98 \text{ KN}$

c- Détermination des efforts :

- ELU : $N_u = 1.35 G_{tot} + 1.5 Q_{tot} = 107484,67 \text{ KN}$

- ELS : $N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 78476,39 \text{ KN}$

VI.3.2. Les vérifications nécessaires :

VI.3.2.1. Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.06 f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{(CBA93 Art 5.1.1 page 38).}$$

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : Désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9h \quad b = 1m$$

$$G_{totale} = 68199,41 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{totale} = 10276,98 \text{ KN}$$

$$L_x = 3,95 \text{ m.}$$

$$L_y = 4 \text{ m.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_{ux} = \frac{P}{2L_y + L_x} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{P}{3L_y}$$

$$G = \frac{Gt}{S_{rad}} = \frac{68199,419}{370,5} = 184,07 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \frac{Qt}{S_{rad}} = \frac{10276,98}{370,5} = 27,738 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 (184,07) + 1.5 (27,738)$$

$$N_u = 290,1 \text{ KN/m}^2$$

$$P = N_u \times l_x \times l_y$$

$$P = 290,1 \times 3,95 \times 4 = 4583,6 \text{ KN}$$

$$P = 4332,76 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{4583,6}{11,95} = 383,56 \text{ KN/m} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{4583,6}{12} = 381,96 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_{UX}}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_1 \geq \frac{V_{UX} \times \gamma_b}{0.06f_{cj} \times b \times 0.9}$$

$$h_1 \geq \frac{383,56 \times 1.5}{0.06 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0.9} \Rightarrow h_1 \geq 42,6 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{UY}}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_2 \geq \frac{V_{UY} \times \gamma_b}{0.06 \times f_{cj} \times b \times 0.9}$$

$$h_2 \geq \frac{381,96 \times 1,5}{0.06 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0.9} \Rightarrow h_2 \geq 42,44 \text{ cm}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.65 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

VI.3.2.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification d'un radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin d'assurer le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times Z \times S$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bat}} + W_{\text{voile}} + W_{\text{ramb}} = 68199,41 \text{ KN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement F_s = 1.5

γ : Poids volumique de l'eau (γ = 10KN/m³)

Z : Profondeur de l'infrastructure (Z = 2,8 m)

S : Surface du radier (S_{rad} = 370,5 m²)

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 15561 \text{ KN} < 68199,41 \dots \text{ CV}$$

NB : Pas de risque de soulèvement

VI.3.2.3. Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

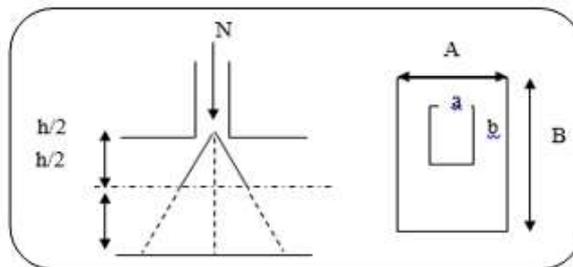


Figure VI.1. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

N_{u,voil} = 742,92KN : Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + L + 2h) = 2(0.15 + 2,37 + 2h) = (5,04 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (5,04 + 4h) \times h \times 25000}{1.5}$$

$$N_u \leq 750(5,04 + 4h) \times h$$

$$\text{On obtient : } 3000h^2 + 3780h - 742,92 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 17,28 \text{ cm.}$$

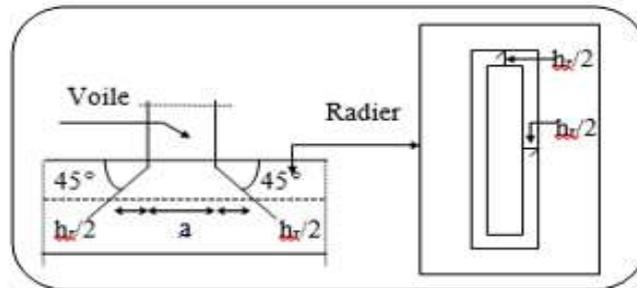


Figure VI.2. Schéma de transmission des charges.

✓ **Sous Poteau :**

$N_{u,pot} = 1665,3$ KN : Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.5 + h) = (2 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (2 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 750(2 + 4h)h$$

$$\text{On obtient : } 3000h^2 + 1500h - 1665,3 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 53\text{cm}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.65\text{m}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

VI.3.3. Caractéristique géométrique du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 7,11\text{m}$$

$$Y_G = 11,9\text{m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{sup} = 6,96 \text{ m}$$

$$Y_{sup} = 10,73 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |7,11 - 6,96| = 0,15\text{m}$$

$$e_y = |11,9 - 11,2| = 1,17 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie de radier se calcul comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = 10928,45 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = 4820,29 \text{ m}^4$$

VI.3.4. Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre IV

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 1 m

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 68199,41 \times 7,03 = 479441,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 68199,41 \times 13,71 = 935013,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ren,x} = 50766,5 + 2372,757 \times 1 = 67360,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 72045,809 + 2533,87 \times 1 = 76073,75 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 7,117 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 12,29 > 1.5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens

VI.3.5.Vérification de stabilité au renversement du radier selon l'RPA99/version2003 :

D'après l'RPA99/version2003 le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

Tableau VI.1.Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	0.8G+E		0.8G-E		G+Q+E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	64895,8	64895,8	64895,8	64895,8	84206,6	84206,6
M_{stru} (KN. m)	3331.46	3319.58	1130.03	1161.65	3337.50	1168.62
M_{rad} (KN. m)	112651.89	76385.78	110450.46	74227.86	140563.14	92885.76
e (m)	2.02	1.37	1.98	1.33	2.01	1.33
l/4 (m)	7.98	4.87	7.98	4.87	7.98	4.87
Vérification	e < l/4					

VI.3.6.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

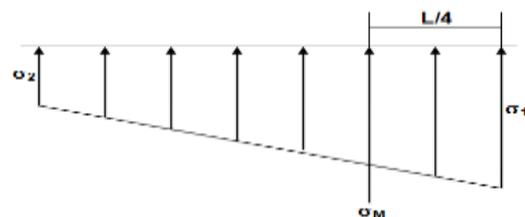
Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$



N : Effort normal appliqué à la surface de radier.

M : Moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : Surface total du radier.

V : Distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : Moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.2. Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G + E		0.8G - Q		G + Q + E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	55775.73	55775.73	55775.73	55775.73	70013.08	70013.08
M _{rad} (KN. m)	112651.89	76385.78	110450.46	74227.86	140563.14	92885.76
V (m)	15.33	9.98	15.33	9.98	15.33	9.98
I (m ⁴)	20202.8	50767.6	20202.8	50767.6	20202.8	50767.6
S (m ²)	569.96	569.96	569.96	569.96	569.96	569.96
σ_1 (KN/m ²)	183.34	112.88	183.34	112.88	229.50	121.47
σ_2 (KN/m ²)	12.38	82.84	12.38	82.84	16.18	104.58
σ_{moy} (KN/m ²)	140.6	105.37	140.6	105.37	176.17	117.25
σ_{adm} (KN/m ²)	200	200	200	200	200	200
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.4.Ferrailage des panneaux du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91/99**, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

➤ **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$: le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$: le panneau porte dans les deux sens

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$L_x = 3,95\text{m}$

$L_y = 4\text{ m}$

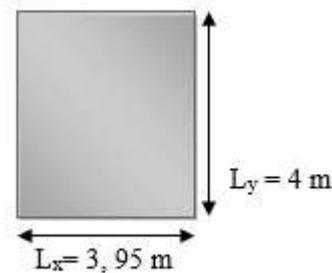


Figure VI.3. Le panneau le plus sollicité.

Donc : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,95}{4} = 0.98$ donc le panneau porte dans les deux sens

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$

$M_y = \mu_y M_x$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée :

En travée : $M_{tx} = 0.75M_x$

En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x$

✓ Dans le sens de la grande portée :

En travée : $M_{ty} = 0.75M_y$

En appuis : $M_{ay} = -0.5M_x$

✓ **Evaluation des Charges et Surcharges :**

$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{89426,9}{370,5} = 241,37\text{ KN/m}^2$

$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{66350,4}{370,5} = 179,08\text{ KN/m}^2$

A L'ELU :

$\mu_x = 0,0384$, $\mu_y = 0,9545$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,0384 \times 241,37 \times 3,95^2 = 144,61 \text{ KN. m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,9545 \times 144,61 = 138 \text{ KN. m}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0,0457 \quad , \quad \mu_y = 0,9694$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,0457 \times 179,08 \times 3,95^2 = 127,6 \text{ KN. m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,9694 \times 127,6 = 123,78 \text{ KN. m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

A L'ELU :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 108,45 \text{ KN. m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -72,3 \text{ KN. m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 103,5 \text{ KN. m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x = -72,3 \text{ KN. m}$$

A L'ELS :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 95,7 \text{ KN. m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -63,8 \text{ KN. m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 92,83 \text{ KN. m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x = -63,8 \text{ KN. m}$$

Tableau VI.3.Récapitulatif des moments de la dalle de radier

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (KN. m)	M_{tx} (KN. m)	M_{ax} (KN. m)	M_y (KN. m)	M_{ty} (KN. m)	M_{ay} (KN. m)
ELU	144,61	108,45	-72,3	138	103,5	-72,3
ELS	127,6	95,7	-63,8	123,78	92,83	-63,8

➤ **Escarpelements maximal :**

Fissuration préjudiciel :

$$S_{tx} \leq \text{Min} (33\text{cm} ; 3h) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \text{Min} (45\text{cm} ; 4h) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

➤ Calcul des armatures à L'ELU :

• Pourcentage minimal :

Suivant le petit côté : $A_{x\min} \geq 8h = 3.2 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{y\min} \geq 8h [(3-\alpha)/2] = 3.22\text{cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \\ A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \\ \beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \end{array} \right.$$

Tableau VI.4.Calcul des armatures de radier a l'ELU

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
$M_u(\text{KN.m})$	108,45	-72,3	103,5	-72,3
$A_s' \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	0.00	0.00	0.00	0.00
$A_s \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	8,66	5,71	8,25	5,45
$A_{s\min} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	3,2	3,2	3,22	3,22
Choix	5T16	5T14	5T16	5T14
$A_s \text{ adopté (cm}^2)$	10.05	10.05	7,7	7,7
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.5.Calcul des armatures de radier a l'ELS

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
$M_u(\text{KN.m})$	95,7	-63,8	92,83	-63,8
$A_s' \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	0.00	0.00	0.00	0.00
$A_s \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	7.61	5.03	7.38	4,84
$A_{s \min} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	3,2	3,2	3,22	3,22
Choix	5T16	5T14	5T16	5T14
$A_s \text{ adopté (cm}^2)$	10.05	10.05	7,7	7,7
Espacement (cm)	20	20	20	20

➤ Schéma de ferrailage du radier :

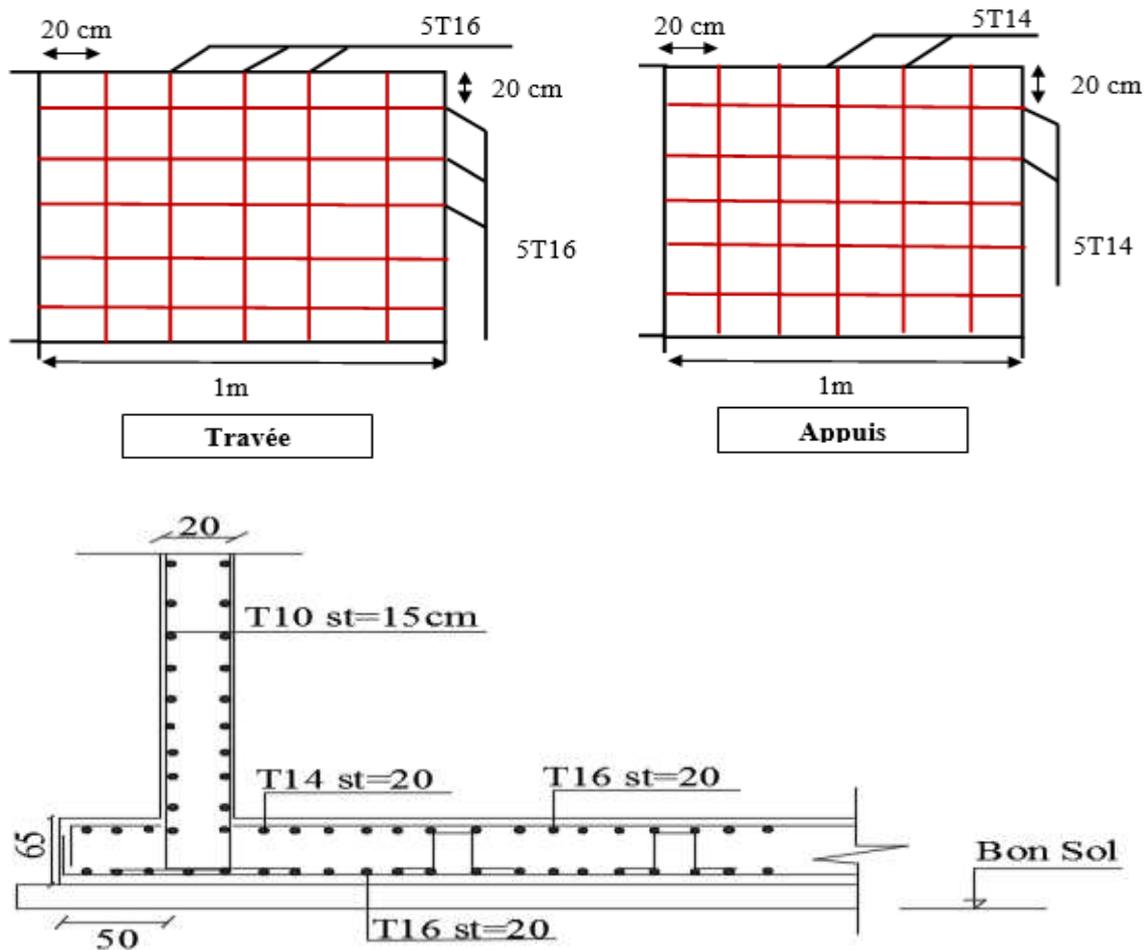


Figure VI.4.Schéma de ferrailage du radier

NB :

La section minimale pour les dalles :

Dans le sens X-X est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} \longrightarrow A_{min} \geq 0.0008 \times 100 \times 60 \times \frac{\left(3 - \frac{3.95}{4}\right)}{2} \longrightarrow A_{min} \geq 4,8 \text{ cm}^2$$

Dans le sens Y-Y est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \longrightarrow A_{min} \geq 0.0008 \times 100 \times 60 \longrightarrow A_{min} \geq 4,8 \text{ cm}^2$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_e E400$

• Ferrailage du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 0,5$ m, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$h_r = 0.65 \text{ m}, b = 1 \text{ m}, d = 0.9h = 0.54 \text{ m}$$

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

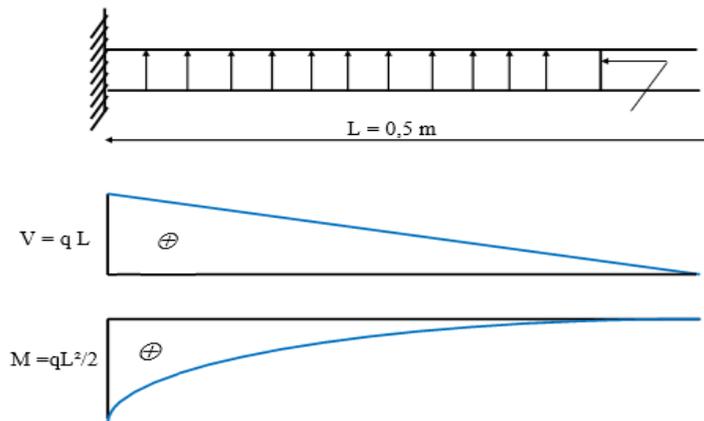


Figure VI.5. Schéma statique de débord du radier

➤ L'ELU :

$$M_{\max} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{241,37 \times 0,5^2}{2} = 30,17 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.6. Calcul des armatures de débord de radier a ELU .

M_u (KN.m)	d (m)	μ_{bc}	β	A_u (cm ²)
30,17	0,54	0.0099	0.18	2,02

➤ L'ELS :

$$M_{\max} = \frac{q_s l^2}{2} = 22,39 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.7. Calcul des armatures de débord de radier a ELS .

M_{ser} (KN.m)	d (m)	μ_{bc}	β	A_{ser} (cm ²)
22,39	0,54	0.0074	0.18	1,65

D'où : $A_s = \text{Max} (A_{\min} ; A_u ; A_{ser}) = 4,8 \text{ cm}^2$

Donc on choisit : **5T14= 7,7cm²**.

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u = q_u l / 2 = 56,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,105 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

VI.5. Voile périphérique.

Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels a une valeur acceptable.

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher de entre sol, d'après l'article 10.1.2 du RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constitués deux nappes, le pourcentage minimale est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.5.1.Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm.
- Hauteur de 3,06m.
- Langueur de 4 m.

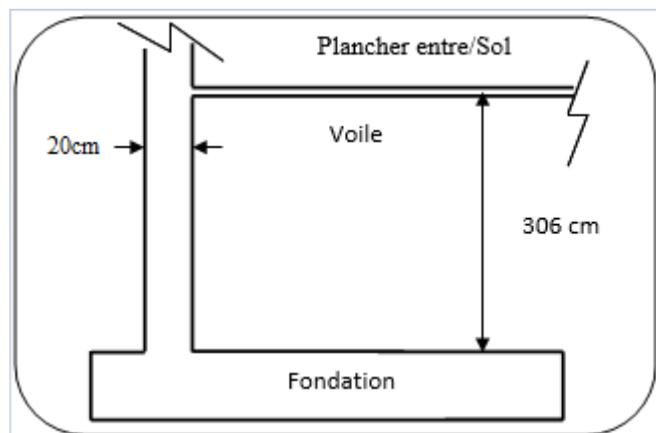


Figure VI.6.Le voile périphérique

➤ Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales ont une section $A_l \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de $40 \varnothing$ pour le renforcement des angles.

- Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

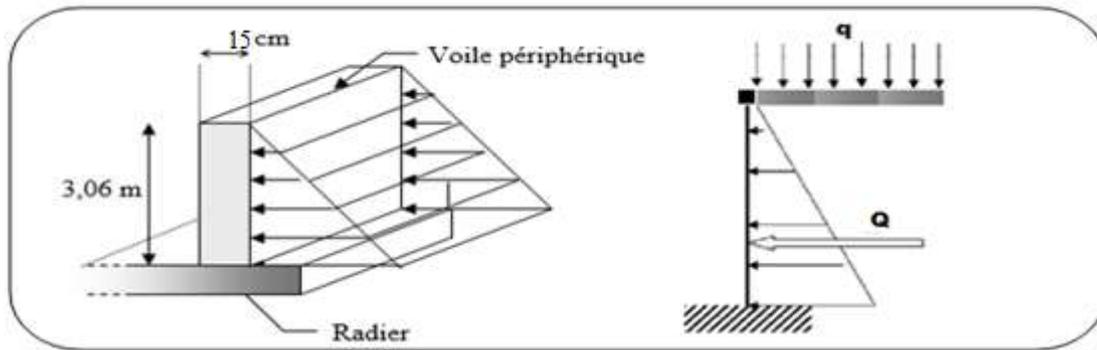


Figure VI.7. Schéma statique

On a :

$$h = 3,06\text{m}$$

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 25^\circ$$

Avec :

h : Hauteur du voile

φ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

$$\text{Et : } K_0 = \text{tg}^2 \left[45 - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.406$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

VI.5.2. Evaluation des Charges et Surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = \frac{1}{2} h \times \gamma_d \times K_0$$

$$G = \frac{1}{2} \times 3,06 \times 18 \times 0,406$$

$$G = 11,18 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = K_0 \times q$$

$$Q = 2.03 \text{ KN/m}^2$$

c) Contrainte totale :

$$\text{➤ ELU : } \sigma_{\min} = 1.35 G_{h(0)} + 1.5 Q = 3,05 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 G_{h(3,06)} + 1.5 Q = 33,23 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \cdot 33.23 + 3.05}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 25,68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 25,68 \text{ KN/ml}$$

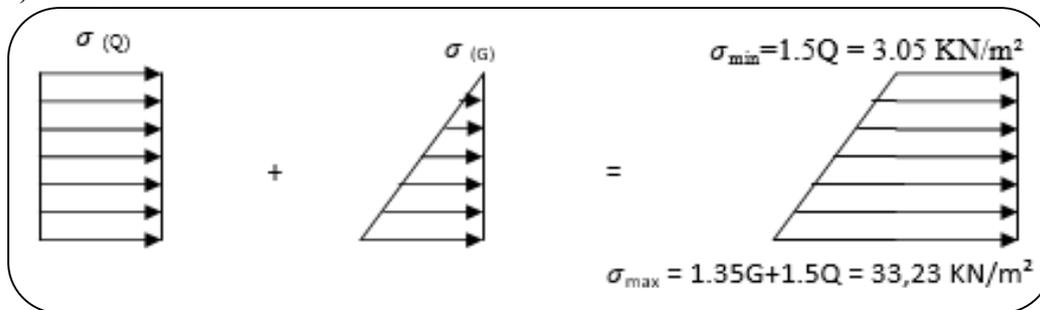


Figure V.8.94

➤ **ELS :** $\sigma_{\text{min}} = G_{(0)} + Q = 2.03 \text{ KN /m}^2$

$$\sigma_{\text{max}} = G_{(3.06)} + Q = 24,39 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \cdot 24,39 + 2.03}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 18,8 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 18,8 \text{ KN/ml}$$

VI.5.3.Ferrailage :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre cotés.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le ferrailage étant pour le panneau de dalle le plus sollicité et pour une bonde de 1m de largeur.

$$L_x = 3.06 \text{ m} ; L_y = 4 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4} = 0.76$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et μ_x , μ_y sont données en fonction de α .

a. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera par l'utilisation de la méthode des contraintes.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui : 0.5

➤ **A'ELU :**

$$\alpha = 0.76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0608 \times 25,76 \times 3,06^2 = 14,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,5274 \times 14,66 = 7,73 \text{ KN.m}$$

➤ **A'ELS :**

$$\alpha = 0.76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,6580 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q s l_x^2 = 0,0672 \times 18,8 \times 3,06^2 = 11,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,6580 \times 11,82 = 7,78 \text{ KN.m}$$

b. Sollicitation du calcul :

➤ **A'ELU :**

✓ **Sens X-X :**

Aux appuis : $M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 14,66 = -7,33 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 14,66 = 10,99 \text{ KN.m}$

✓ **Sens Y-Y :**

Aux appuis : $M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 14,66 = -7,19 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 7,73 = 5,79 \text{ KN.m}$

➤ **A'ELS :**

✓ **Sens X-X :**

Aux appuis : $M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 11,82 = -5,91 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 11,82 = 8,86 \text{ KN.m}$

✓ **Sens Y-Y :**

Aux appuis : $M_a = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 11,82 = -5,91 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 7,78 = 5,83 \text{ KN.m}$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.8.Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M _u (KN.m)	μ	μ _i	Z(m)	A _{s cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	Choix	A _{s adop} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X-X	10,99	0,024	0,392	0,170	1,85	2	4T12	4,52	25
	Y-Y	5,79	0,013	0,392	0,168	0,97	2	4T12	4,52	25
Appuis	X-X	7,33	0,016	0,392	0,169	1,23	2	4T10	3,14	25
	Y-Y	7,19	0,015	0,392	0,167	1,21	2	4T10	3,14	25

VI.5.4. Condition de non fragilité :

b = 1 m ; h = 0.15 m ; d = 0.18 m

✓ Sens X-X :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x\min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec: δ₀ = 0.0008 pour HA FeE400

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - \frac{306}{400}}{2} = 1,788 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Sens Y-Y :

$$\rho_y \geq \rho_0 \Rightarrow \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

} CV

V.4.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b = 1.5

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

✓ Selon X :

$$V_x = qu \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 25,68 \times \frac{3,06}{2} \times \frac{1}{1 + 0.38} = 28,47 \text{ KN} / \text{m}$$

✓ Selon Y :

$$V_y = qu \frac{L_x}{3} = 25,68 \times \frac{3,06}{3} = 26,19 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\tau_u = 0.007 \times \frac{25}{1.5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{28,47 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,15 \text{MPa} < 1,167 \text{MPa} \dots \dots \dots .CV$$

$$\tau = \frac{26,19 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,13 \text{MPa} < 1,167 \text{MPa} \dots \dots \dots .CV$$

VI.5.6.Vérification a l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration).

1. Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

Position de l'axe neutre:

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} \right] - 1$$

Avec :

$\eta = 15$ (C'est le coefficient d'équivalence acier – béton)

$$A'_s = 0$$

Moment d'inertie I:

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

2. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s < \overline{\sigma}_s \\ \overline{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \quad , \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \\ f_e = 400 \text{MPa}, \quad \overline{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{MPa} ; 201.63 \text{MPa}] \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que : $n = 15$.

- Les résultats résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9. Vérifications des contraintes sens X-X

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS
travée	8,86	4,52	4,31	15375,57	57,60	2,48	118,28	CV
Appui	5,91	3,14	3,67	11319,63	55,22	2,03	118,69	CV

Tableau V.10. Vérifications des contraintes sens Y-Y

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS
travée	5,83	4,52	4,31	15375,57	37,90	1,63	77,82	CV
Appui	5,91	3,14	3,67	11319,63	52,20	1,91	116,35	CV

V.4.7. Schéma de ferrailage :

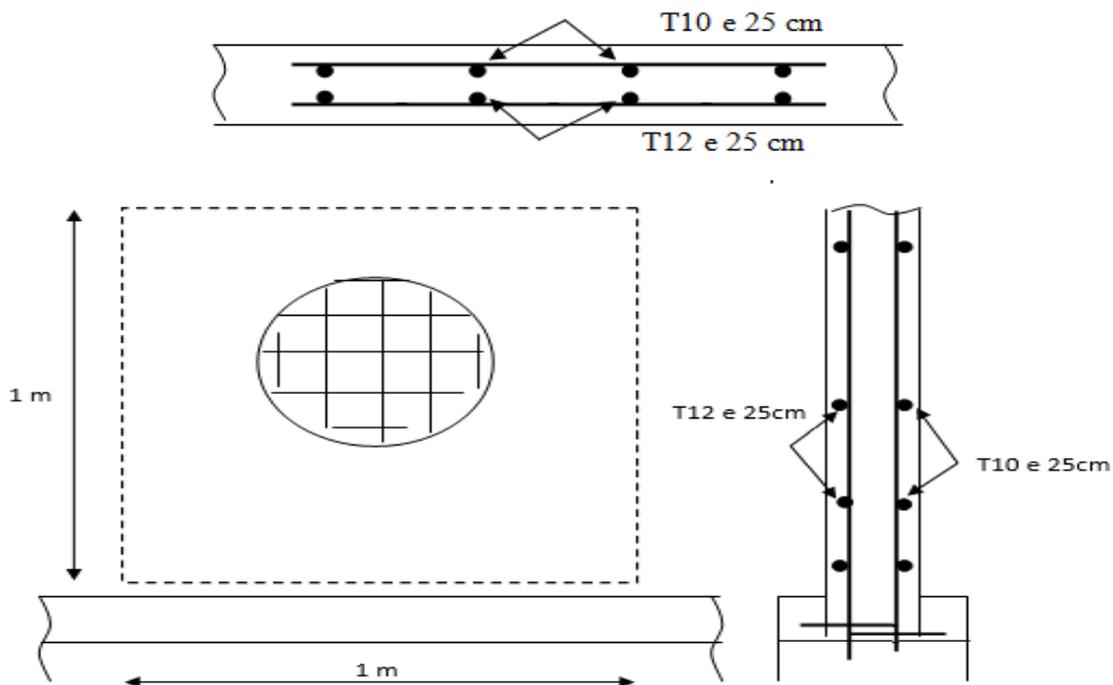


Figure VI.9. Ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

Ce mémoire de fin d'étude, nous a permis des connaissances sur les l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et se basent sur l'importance les règlements parasismique et BAEL.

Ce meuble prêt pour utilisation, ne le sera que si l'est protégé contre divers phénomènes Incendie et électricité non confirmé, d'où nous avons fait une recherche bibliographique sur la sécurité du bâtiment.

En fin, ce modeste travail est un modelé d'un suivi rigoureux d'une réalisation complète d'un bâtiment.

Introduction :

Avant toute proposition, il nous a paru nécessaire d'établir l'état de l'art en matière de sécurité. Il s'agit de montrer brièvement ce que signifie le mot sécurité pour les professionnels du domaine. Ensuite nous aborderons la question de l'importance de la sécurité pour le concepteur et l'exploitant du bâtiment. Puis nous ferons un survol sur les méthodes, et les pratiques actuelles.

1. La sécurité :

1.1. Explicitation du domaine :

La sécurité est le plus souvent abordée par le biais du concept du risque. Mais le mot risque n'a pas toujours la même signification pour tous les interlocuteurs.

- le risque est la mesure du niveau de danger. C'est une grandeur à deux dimensions associée à une phase précise de la vie d'un système. Il caractérise un événement redouté d'une part par sa probabilité d'occurrence, d'autre part par le montant de la perte consécutive, celle-ci étant un préjudice quantifié.
- le danger est une situation ou propriété d'un système ou de certains de ses composants comportant les facteurs pouvant conduire à un événement indésirable potentiel avec des effets immédiats ou différés.

Pour le Petit Robert, le risque est :

- Un danger éventuel plus ou moins prévisible ;
- Le fait de s'exposer à un danger. D'où l'expression « Prendre le risque ».

Ces définitions nous donnent une idée des problèmes de mésinterprétation qui peuvent survenir dans une assemblée réunissant des professionnels du « Risque » (ou de la « Sécurité »). Et ces assemblées ne sont pas rares, car plusieurs disciplines sont liées au mot risque :

– L'Analyse des risques comprend :

- * L'identification des risques potentiels ;
- * La détermination du critère de risque acceptable ;
- * L'étude qualitative et/ou quantitative des causes des risques considérés ;
- * Le calcul des conséquences associées à la survenance des risques en termes d'atteintes à la vie humaine, à l'environnement, des pertes économiques ;
- * La proposition d'amélioration à apporter sur les événements critiques mis en évidence ou sur le système lui-même.

– La Maîtrise des risques :

Si les risques identifiés et calculés ne satisfont pas aux critères de risques acceptables, des actions coercitives doivent être effectuées pour prévenir les accidents (réduction de leur fréquence), minimiser les conséquences des accidents (car ils auront lieu un jour).

– La Gestion des risques :

La gestion des risques cherche à trouver la façon la plus rentable de protéger les ressources d'une entreprise par rapport à un risque déterminé. Certains arguent même que mieux gérer ses risques que le concurrent est un facteur de rentabilisation du coût de la sécurité.

L'assurance fait partie de la gestion des risques. Mais il ne suffit pas de s'assurer pour que cette gestion soit efficace.

1.2. Caractéristiques du domaine de la sécurité dans le bâtiment :

La résolution d'un problème de sécurité dans le bâtiment passe par l'estimation d'un nombre important de paramètres relatifs à plusieurs aspects de la question. On peut citer :

- la stabilité du bâtiment,
- l'évacuation des personnes,
- le cloisonnement,
- la détection et l'alarme,
- l'extinction,
- le contrôle des entrées,
- l'étude des phénomènes thermo physiques,
- l'assurance ou plus généralement la stratégie de financement de la sécurité.

2. La sécurité et la conception du bâtiment :

2.1. La sécurité et les autres composantes :

- Dans le processus de conception d'un bâtiment, trois fonctions principales sont considérées
- **Architecture** : qualité architecturale en fonction des possibilités techniques et économiques ;
 - **Technique** : solutions techniques répondant à l'architecture et aux possibilités économiques ;
 - **Economique** : coût en fonction des données économiques, architecturales et techniques.

Les composantes de la fonction technique qui prennent le plus du temps des concepteurs sont traditionnellement : la thermique, la structure, l'acoustique, l'éclairage. La sécurité n'est pas considérée comme une composante à part entière. Elle est plutôt ventilée comme une contrainte sur les autres composantes, surtout dans un souci de conformité réglementaire.

Le système bâtiment est censé :

- Protéger ses utilisateurs du milieu extérieur, des atteintes d'ordres divers (climat, environnement, géologie, psychologie). Dans cette optique, il ne doit pas devenir un piège mortel.
- Offrir un cadre propice à des activités récréatives ou lucratives. Donc il ne doit pas, en tant que milieu intérieur, mettre ces activités en péril.

Ce sont là, des raisons suffisantes pour considérer la sécurité comme une composante de la fonction technique du bâtiment et non comme une contrainte. La difficulté d'intégration de la sécurité dans le processus de conception du bâtiment a trois causes.

Premièrement, il y a un problème pratique. Comme nous l'avons montré, il ne s'agit pas d'un domaine homogène. Sa pratique requiert des approches pluridisciplinaires. Deuxième raison, les approches globales dans la conception du bâtiment sont difficiles par manque d'outils adaptés. Les efforts en ce sens sont encore au niveau de la recherche. Cela s'explique par le fait que ce sont, comme nous l'avons signalé, les composantes qui occupent le plus les concepteurs traditionnellement. Exemple la compacité de l'architecture, le nombre de niveaux, la disposition des portes, les surplombs ont une influence directe sur la sécurité des personnes en cas d'incendie ;

La stabilité au feu et le cloisonnement font partie de la composante structure et influencent la sécurité des biens et des personnes en cas d'incendie. La troisième raison qui rend difficile l'intégration de la sécurité dans le processus de conception tient au fait qu'elle ne concerne pas que le système bâtiment. La sécurité admet l'entreprise comme autre objet thématique. Elle peut donc entraîner le concepteur à considérer d'autres bâtiments que celui qui est à l'étude. Le cas se produit si l'on considère des pertes indirectes liées à une activité située sur un autre site mais qui dépend d'une activité menée dans le bâtiment à l'étude.

2.2. Problèmes liés à la pratique de la sécurité :

Les études de sécurité ont lieu le plus souvent lorsque le bâtiment est déjà construit et plus rarement en phase d'avant-projet détaillé (APD). Dans les deux cas, les intervenants travaillent seuls. Du fait de ces approches non concertées, on arrive à des solutions qui peuvent

créer une illusion de sécurité pour plusieurs raisons, l'incompatibilité avec le vécu normal du bâtiment et l'absence de coordination des techniques.

Les approches mono-disciplinaires jouent contre la mise en place de solutions optimisées. Celles-ci prennent mieux en compte les interactions concurrentielles entre composantes techniques.

3. Normes et règlements des bâtiments :

Nous devons plus que jamais savoir anticiper les incidents et mieux informer sur les risques, pour assurer une meilleure sécurité des personnes qui vivent et travaillent dans les établissements.

Il incombe aux chefs d'établissement et aux gestionnaires d'élaborer et de mettre en place une démarche globale de prévention fondée sur l'évaluation de la sécurité, la tenue à jour des documents et des registres, l'entretien et la maintenance des appareils et des outils et la formation des acteurs.

Normalement, un bâtiment doit fournir une sécurité bien indiquée sans le besoin d'aucun garde de sécurité. Néanmoins, le responsable de la protection et du bien-être des occupants doit régler le danger, avertir les secours et aider au mieux pour protéger ses occupants. La structure doit pouvoir garder son intégrité durant un incendie par exemple, tout en assurant un refuge ou une évacuation du public. Les voies de secours et sorties doivent toujours restées dégagées.

Afin que le responsable sécurité gère au mieux le risque ou le danger, il doit s'appuyer sur les normes et les réglementations en vigueur dans son pays qui s'y affaire à la sécurité des biens et des occupants.

4. Normes Algériennes :

La législation algérienne sur la protection incendie est de "standard international", ont affirmé des experts étrangers lors d'une rencontre professionnelle sur thème "Sécurité et développement durable". "Les critères législatifs en Algérie sont au même niveau des exigences relatives à la sécurité des constructions normalisées dans les pays les plus développés", ont estimé ces spécialistes en présentant des exposés sur de nouvelles technologies dans ce domaine. La lutte contre la propagation des flammes et des fumées constitue la vocation essentielle des nouveaux produits actuellement appliqués en Algérie à travers différents établissements recevant du public (ERP) et immeubles de grande hauteur

Les différentes lois, textes et règlements qui régissent notre sécurité dans les bâtiments dans notre pays peuvent se résumer comme suit :

- Ordonnance N°74-4 du 20 février 1976 relative aux règles applicables en matière de sécurité contre les risques d'incendie et de panique et à la création de commissions de prévention et de protection civile.
- Décret N° 76-35 du 20 de février 1976 relatif à la protection contre les risques d'incendie et de panique dans les immeubles de grande hauteur.
- Décret N° 76-36 du 20 de février 1976 relatif à la protection contre les risques d'incendie et de panique dans les établissements recevant du public
- Arrêté N° 00159 du 15 juillet 1976 portant approbation du règlement de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les immeubles de grande hauteur
- Arrêté N° 007/DGPC/DAO/SDSR du 13 mars 1977 portant approbation du règlement de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les établissements recevant du public.
- Les règles générales d'aménagement, d'urbanisme et de construction.
- Les règles parasismiques RPA 99, version 2003.
- Les règles applicables en matière de sécurité contre les risques d'incendie et de panique.
- Les règles applicables pour l'accessibilité des lieux aux handicapés.
- Loi n ° 04-20 du 13 Dhou El Kaada 1425 correspondant au 25 décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable.
- Décret exécutif n° 06-198 du 4 Joumada El Oula 1427 correspondant au 31 mai 2006 définissant la réglementation applicable aux établissements classés pour la protection de l'environnement.
- Décret exécutif n° 07-144 du 2 Joumada El Oula 1428 correspondant au 19 mai 2007 fixant la nomenclature des installations classées pour la protection de l'environnement.
- Décret exécutif n ° 09-335 de l'Aouel Dhou El Kaada 1430 correspondant au 20 octobre 2009 fixant les modalités d'élaboration et de mise en œuvre des plans internes d'intervention par les exploitants des installations industrielles.
- Décret exécutif n° 09-399 du 12 Dhou El Hidja 1430 correspondant au 29 novembre 2009 définissant les instruments de prévision des crues.
- Arrêté interministériel du 17 Dhou El Kaada 1431 correspondant au 25 octobre 2010

fixant le canevas relatif à l'élaboration du plan interne d'intervention.

- Canevas-PII relatif à l'élaboration du plan interne d'intervention.

A partir de là on peut tirer les principaux enseignements et recommandations qu'on doit appliquer sur le terre

3.1. L'activité :

Par définition, la prévention algérienne vise suivant toute logique à assurer la sécurité des usagers, de permettre l'intervention des secours et limiter les risques de l'extension du sinistre telle feu, la fuméeL'activité du bâtiment, elle est systématiquement présente dans les études. Elle est associée au secteur d'activité dans lequel on classe le bâtiment. Une typologie des bâtiments en dénombre trois grands secteurs :

- bâtiments résidentiels,
- bâtiments tertiaires,
- bâtiments industriels.

3.2. Sécurité anti-incendie :

Comme il a été étudié précédemment au niveau des normes, les incendies provoquent avant tout des fumées toxiques et dangereuses pour l'homme en plus du feu incontrôlable. Il faut donc à tout prix éloigner les personnes présentes le plus loin possible du ou des foyers de feu en annonçant si possible dans quels étages il y a du feu, en disant les endroits ou des escaliers (et ascenseurs) à éviter, en lançant la sirène d'alarme si ce-là n'est pas fait. Les gicleurs devront être utilisés que dans les étages concernés. Et dans le même temps, en lançant le système d'alarme, les pompiers sont normalement avertis ou contacté automatiquement par le système de sécurité. Si ce n'est pas le cas, il faudra bien sûr les téléphoner et donner l'adresse. Le responsable de sécurité sait qu'il faut désigner et envoyer des groupes d'agent de sécurité pour guider et coordonner l'évacuation. Ce sera à lui aussi de dire si tel agent peut utiliser les ascenseurs.

On fait l'hypothèse simplificatrice qu'il n'y a pas besoin d'écrire en détail tout ce qu'il doit faire mais d'exprimer les idées directrices qui permettront de lui rappeler ce qu'il faut faire. Et l'hypothèse s'applique pour les autres procédures aussi lorsqu'il est question d'une évacuation.

Les escaliers extérieurs peuvent présenter le risque d'exposer ceux qui l'empruntent à des flammes sortant par les fenêtres à proximité ou par des fumées qui remonteraient ces escaliers. Ces derniers ne représentent pas une protection suffisante surtout si la fumée limite la visibilité et cachent les flammes qui deviendraient mortelles pour ceux qui passeraient par cette voie.

Les portes coupe-feu et les portes coupe fumée limitent la propagation de l'incendie et

permettent de sécuriser les lieux et l'évacuation avant que les pompiers n'arrivent. Il est vital que ces portes puissent rester fermées pour qu'elles remplissent leur office. Bien sûr, tout le monde peut les ouvrir et traverser lorsqu'il s'agit de fuir les flammes. Mais les agents de sécurité doivent garder en tête de les laisser fermer si possible.

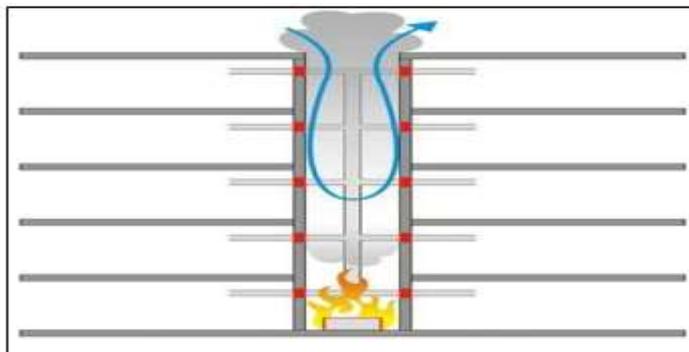


Figure II.1. Evacuation des flammes dans le bâtiment

- **Méthodes de désenfumage :**

- **Exutoires de fumées et de chaleur :**

Dans un local fermé, la fumée et les gaz chauds dégagés au cours d'un incendie montent verticalement vers la toiture et s'y répandent. L'incendie continuant de se développer, l'ensemble finit par être rempli de fumées et de gaz chauds.

En cas d'incendie, le fonctionnement des exutoires crée dans la toiture des ouvertures qui servent à l'évacuation naturelle de la fumée et des gaz de combustion dégagés.

En cas d'incendie, les installations d'exutoires de fumées doivent permettre :

- de protéger les accès aux issues de secours contre l'envahissement par la fumée afin, en particulier, de faciliter l'évacuation des occupants ;
- une intervention rapide et efficace des secours ;
- de diminuer les dommages provoqués par la chaleur, les gaz de combustion et les produits de décomposition thermique sur les structures, le matériel et le contenu du bâtiment;



Figure.II.2. Exutoire

- Caractéristique technique des exutoires :

- Les exutoires doivent être tels que le sens de l'évacuation naturelle de la fumée et des gaz de combustion ne soit pas négative en cas de "vent latéral" provenant de quelque direction que ce soit.
- La surface utile d'ouverture des exutoires utilisera un simulateur de vent pour mesurer l'influence du vent latéral sur le coefficient de débit.
- La surface utile d'ouverture d'un exutoire ne doit pas être inférieure à $0,50 \text{ m}^2$ ni supérieure à 6 m^2 .
- En cas d'incendie, une déformation ou une détérioration de l'exutoire ne doit pas provoquer de diminution de sa surface utile d'ouverture. On considérera que cette condition est remplie si l'essai de déformation thermique
- Les exutoires doivent pouvoir continuer de fonctionner même en cas de grand vent, de chute de neige ou de gel. Afin de limiter le risque de mauvais fonctionnement en cas de gel, il est recommandé de disposer tous les organes sensibles au gel à l'intérieur des exutoires.
- La qualité des matériaux utilisés, des parties mobiles, du système de déclenchement ainsi que leur mise en œuvre doivent être telles que l'on soit assuré du bon fonctionnement des exutoires lorsque ceux-ci font l'objet de vérifications régulières.
- Tout exutoire doit être équipé, individuellement, d'un dispositif d'ouverture thermosensible.

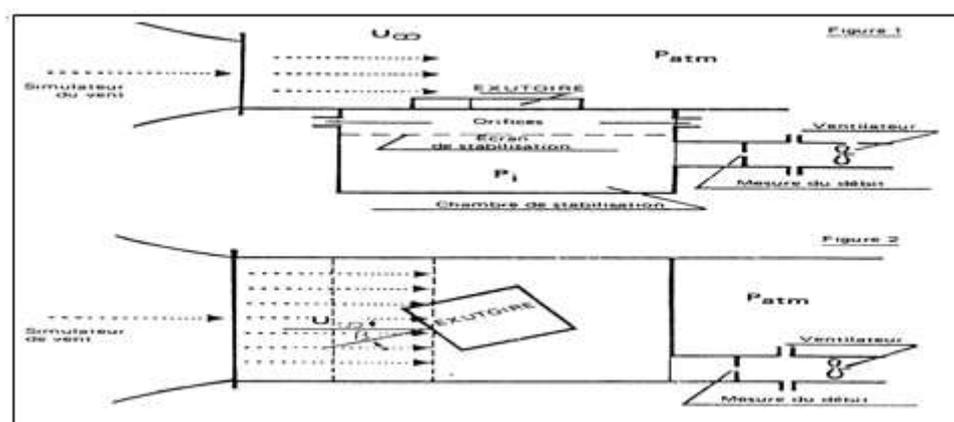


Figure. II .3 Equipement d'exutoire

➤ Extincteurs portatifs et mobiles :

Les extincteurs portatifs et mobiles sont des moyens de première intervention en cas d'incendie. Ils sont prévus afin de limiter l'extension d'un incendie en le combattant dans la phase initiale, et peuvent aussi être utilisés lors du sauvetage de personnes



Figure II .4.extincteur

➤ Bouches d'incendie :

Des bouches d'incendie sont des appareils hydrauliques d'où les services d'incendie prélèvent l'eau nécessaire à l'extinction des incendies.



FigureII.5. Bouches d'incendie

➤ Systèmes sprinkler :

Les systèmes sprinkler sont des systèmes fixes qui utilisent de l'eau. Ils sont conçus pour détecter automatiquement un incendie au stade initial de son développement et, selon le type de sprinkler utilisé, pour le contrôler et le circonscrire (fire control) ou pour l'éteindre (fire suppression).

• Les installations sprinkler sont érivat comme suit:

- installations sous eau,
- installations sous air,
- installations alternatives,
- installations à pré-action,

- installations en 230erivation sous air ou alternative.



Figure II .6. Sprinkler

➤ **Détecteurs d'incendie intelligents :**

Est une unité faisant partie du système de sécurité incendie .dont l'objectif est de déceler de façon aussi précoce que possible la naissance d'un feu.



Figure II .7. Détecteurs d'incendie intelligents

3.3. Sécurité des personnes :

Les dispositions des lieux, les techniques de construction, les matériaux et équipements utilisés devront être conçus pour éviter tout préjudice corporel aux utilisateurs :

- ✓ éviter les sols glissants ;
 - ✓ éviter les saillies et portes à faux du gros œuvre ;
 - ✓ limiter le poids des éléments de faux-plafond ;
 - ✓ utiliser du verre de sécurité pour toutes les parties vitrées situées à moins d'un mètre du sol.
 - ✓ limiter le rayon de balayage des vantaux lors de leur ouverture et donner un encombrement minimum aux fenêtres en position d'ouverture ;
 - ✓ Les marches d'escaliers seront munies d'un nez de marche antidérapant fixé solidement.
- Les gardes corps d'escaliers, de coursives, mezzanines... auront une hauteur minimale de 1,10 m.
- ✓ Les toitures terrasses sont généralement inaccessibles, excepté la circulation de service qui

sera munie des équipements réglementaires. Toutefois, lorsque cet impératif d'inaccessibilité ne peut être rigoureusement respecté ou que des circonstances peuvent permettre son accès, des mesures de protection seront imposées.

Tous les ouvrages de protection ou de sécurité relatifs aux réseaux d'eau, d'électricité ou de chauffage ne seront accessibles qu'au personnel de service habilité.

Les allèges et les vitrages situés dans l'ensemble des locaux résisteront aux chocs et ne présenteront pas de danger en cas de bris ou bien seront protégés.

3.4. Sécurité électrique :

Comme nous l'avons vu auparavant, ce type de danger est majeur pour seulement certains types de bâtiment. Dans notre cas, cela correspond aux hôpitaux. Normalement ce type d'édifice dispose obligatoirement de générateurs de secours pour pallier à ce type de problème qui représente une source grave de complication si les appareils de maintien en survie de certains patients ne fonctionnent plus au-delà d'une certaine durée critique. La procédure vise donc à donner la solution la plus simple et le plus rapidement à savoir relancer les génératrices de secours si la mise en marche automatique ne s'est pas lancée ; ou alors lancer des groupes électrogènes de secours à la main.

. On estime à 25% les incendies domestiques dont l'origine est électrique.

- **Les préventions de sécurité sont :**

- **Fusible et disjoncteur :**

Le fusible ou coupe-circuit à fusible est un dispositif de sécurité conçu pour couper le courant électrique lors d'une surcharge ou d'un court-circuit

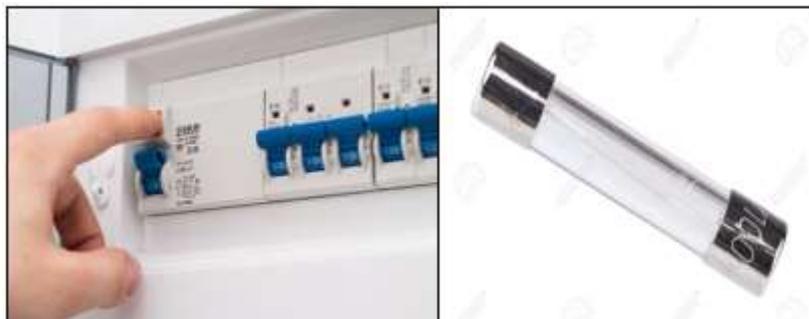


Figure II .8. Fusible et disjoncteur

➤ Le conducteur de protection (la terre) :

est un câble électrique qui est relié au sol (par un piquet métallique par exemple), et qui a une tension qui est théoriquement nulle. ... La surcharge est alors évacuée par le **fil de terre** (si l'appareil est bien branché à la terre), et l'alimentation est automatiquement coupée.

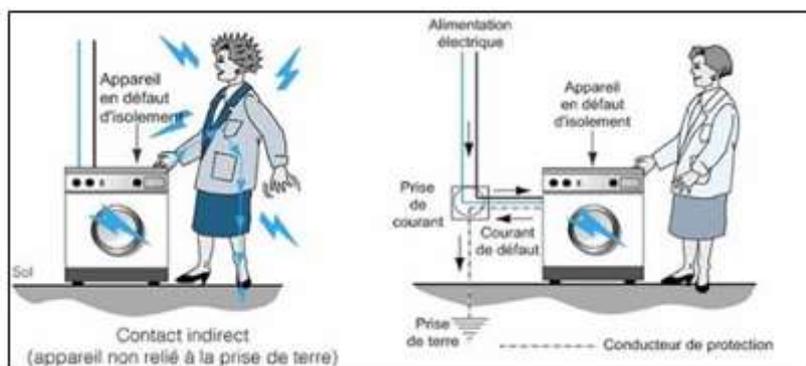


Figure II.9. le principe de la mise à la terre

3.5. Le risque lié au gaz (CO₂, CO, gaz explosif, ...) :

Il est vital d'évacuer les personnes au plus vite pour les éviter d'être exposées.

Le responsable de sécurité devra alors envoyer du personnel de sécurité si nécessaire pour réguler les passages et faire des annonces vocales pour dire quelles zones à ne pas y aller. Ensuite le responsable jugera s'il est nécessaire d'appeler les pompiers pour aider à régler le danger.

Cette section regroupe aussi le cas d'un gaz détecté comme le propane, le butane ou le méthane à savoir des gaz domestiques utilisés pour le chauffage ou des cuisinières. Il s'agit plus communément des risques liés aux fuites de gaz qui peuvent se terminer en une explosion dangereuse. Même si le bâtiment n'est pas alimenté en gaz, la fuite pourrait provenir d'une canalisation souterraine sous l'édifice.

➤ Un détecteur de monoxyde de carbone :

Un détecteur de monoxyde de carbone possède une cellule électrochimique qui réagit immédiatement au contact du **monoxyde de carbone**. Lorsque la concentration du gaz dans l'air dépasse un seuil déterminé pendant un temps prédéfini, cela provoque le passage d'un courant électrique déclencheur d'une alarme



Figure II. 10. Un détecteur de monoxyde de carbone.

➤ **L'aération des logements :**

L'aération des logements en copropriété passe déjà par de bonnes habitudes au quotidien. En effet, rien de mieux que d'ouvrir les fenêtres au moins une fois dans la journée. Toutefois, les copropriétés se trouvent généralement en ville, et les bruits environnants peuvent être une véritable gêne qui empêche les habitants d'ouvrir leur fenêtre. De plus, une copropriété en bordure d'une grande route où de nombreuses voitures circulent ne bénéficiera pas d'un air entrant de qualité.

Ainsi, s'il s'agit de la solution d'aération la plus simple, elle ne suffit pas en elle seule.

Notamment aussi parce qu'en hiver, les températures ne permettent pas toujours l'ouverture des fenêtres qui engendrerait une trop grande perte thermique au sein du logement.

L'importance d'une bonne aération demeure dans les points suivants :

- pour la bonne santé des habitants
- pour de meilleures performances énergétiques
- pour un réel confort de vie
- pour une bonne hygiène de vie dans le logement

Une bonne aération permet d'éviter :

- les mauvaises odeurs
- d'avoir trop chaud en été
- les risques de condensation, de moisissures, d'humidité, d'apparition de champignons, etc.



Figure II .11. Système d'aération.

3.6. Sécurité dans l'entretien et la maintenance :

Le maître d'œuvre veillera, dès la conception des ouvrages et au cours de leur exécution, à ce que toutes les opérations de maintenance, d'entretien et d'interventions ultérieures sur l'ouvrage, puissent se faire dans des conditions aisées, économiques, et en totale sécurité tant pour les usagers que pour les ouvriers chargés de ces interventions. Les principes généraux et fondamentaux de prévention dans les « établissements recevant du public » reposent principalement sur :

- des modalités de construction permettant l'évacuation rapide et en bon ordre des pants;
- des façades accessibles aux secours
- des dégagements et des sorties en nombre suffisant ;
 - un bon comportement au feu des matériaux ;
 - un isolement efficace des locaux ;
 - un éclairage de sécurité ;
 - l'absence de matières dangereuses dans l'établissement ;
- des installations techniques sûres (électricité, gaz, ascenseurs, chauffage)
- des moyens d'alarme, d'alerte et de secours, de lutte initiale contre l'incendie adapté ;
- un entretien et une maintenance des installations correctes.



Figure II .12. Sécurité dans l'entretien et la maintenance.

3.7. Sécurité contre l'intrusion et le vandalisme :

Les bâtiments et les équipements seront protégés contre l'intrusion et les actes de vandalisme. Les systèmes de protection seront simples, efficaces et leur entretien facile (ouvrants résistants aux chocs et tentatives d'effraction...). Ces dispositions pourront être remplacées éventuellement lorsque la forme du bâtiment le permet par une installation de détection péri métrique.

Les portes des espaces seront équipées d'un système simple et convivial pour éviter tout alourdissement des charges d'exploitation et de maintenance.

Les équipements et aménagements intérieurs seront solides et résisteront à toute dégradation quelle qu'en soit l'origine.

Il sera prévu un système de détection de type volumétrique, avec alarme dans la loge du gardien avec report, couvrant l'ensemble des points de « passage obligé » (circulations) vers les espaces considérés comme vulnérables.

La surveillance des espaces éloignés ou hors du champ visuel, pourra se faire éventuellement par caméra et moniteur à la loge.

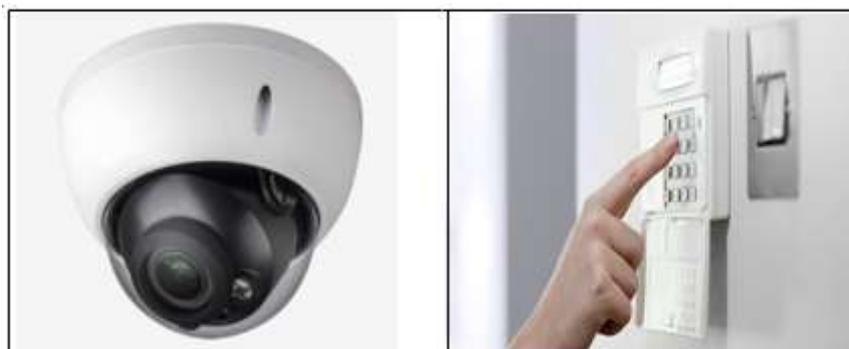


Figure II.13. Les appareils de sécurité contre l'intrusion et le vandalisme

Conclusion

Dans ce domaine de la sécurité d'un bâtiment d'habitation est consisté à développer les appareils des enfumages et des détecteurs des fumées, dans ce domaine est étudié avec attention en vue mettre en évidence apprécier et traiter des dangers que peut touches des habitants et quelque endommagements de la structures, en complément de cette démarche d'élaborer une méthodologie spécifique liée aux risques que peuvent présenter les installations collectives de électricité, de gaz et bouche d'incendie....etc.

Ainsi les constructeurs et exploitants des établissements recevant du public sont tenus, tant au moment de la construction qu'au cours de d'exploitation de respecter les normes de construction des espaces libres qui sont permettent a facilité d'évacuation des habitants en cas d'accidents supposant, Ces améliorations apportées à la sécurité auront le plus grand effet sur les pertes des vies.

[Tapez ici]

Bibliographies

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

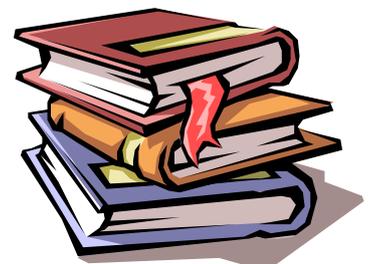
➤ **Livre :**

- Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).....(Jean Perchat –Roux)
- Formulaire en du béton armé.....(Victor Davidovici).
- traite pratique de sécurité –CNNP
- CHARDOT (p) –le guide désenfumages. CNNP
- Sécurité incendie : contrôle, vérification, entretien des installations et des matériels
- Règlement de sécurité- articles officiels.

➤ **Logiciels :**

- ETABS.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2010.....Dessin
- EXCEL 2013.....Calcul.
- RDM6.....Dessin des graphes M,T.
- WORD 2013.....Traitementdutexte.
- SOCOTEC...(calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simpleou composé)

[Tapez ici]



[Tapez ici]

[Tapez ici]