



*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique*



*UNIVERSITÉ DE JIJEL*

*FACULTÉ DES  
SCIENCES ET DE LA  
TECHNOLOGIE*



*Département De Génie Civil & Hydraulique*

*MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLOME MASTER ACDÉMIQUE EN GÉNIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURES*

**Thème :**

*Etude d'un bâtiment a contreventement mixte  
(3 sous-sols, Rez-de-chaussée, et 5 étages) a usage d'habitation*

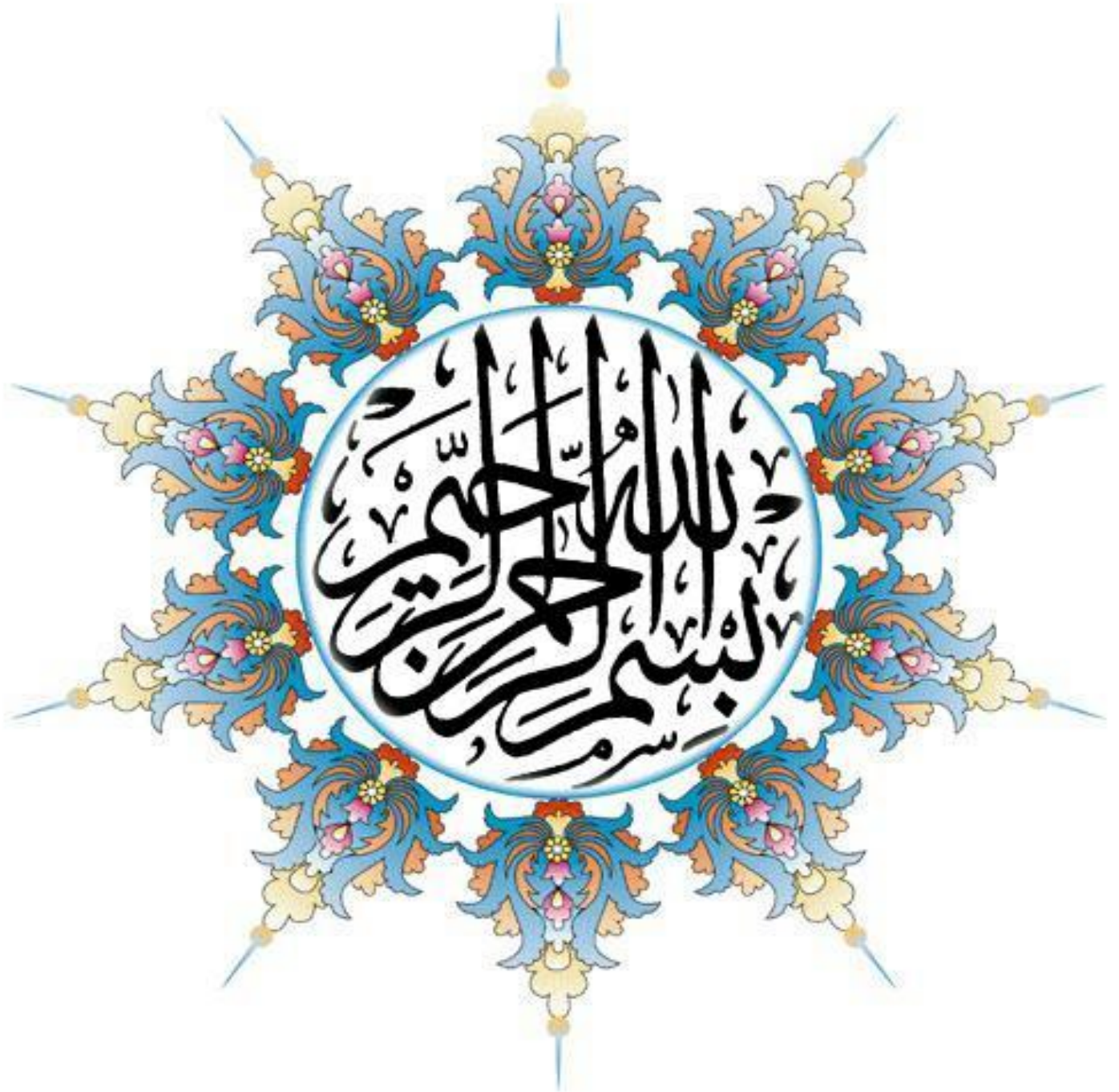
***Réalisé par :***

*MENNICHE Youcef  
BOUTAA Mohammed*

***Encadré par :***

*Mr. DERBAN. S*

Promotion 2020



# *Remerciements*

*En achevant ce modeste travail nous remercions ALLAH qui nous a permis d'arriver jusque-là.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminons nos études.*

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudee et notre profonde reconnaissance à notre encadreur monsieur **Derbane.s** pour son aide et ses conseils judicieux.*

*Nous adressons également nos remerciements les plus sincères à tous nos professeurs de la faculté de génie civil pour tout le savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre formation, sans oublier les membres du jury qui nous font l'honneur d'évaluer ce modeste travail.*

*Enfin, nos remerciements à tous nos amis et nos collègues.*

## *Dédicaces*

*C'est avec une vive joie, gratitude et reconnaissance que je dédie ce modeste travail :*

*À mes précieux parents pour leurs sacrifices, leur confiance, leurs encouragements, et leur soutien pendant toute ma vie.*

*À ma adorable sœur, et mes frère pour m'avoir apporté un support moral, je les souhaite beaucoup de réussite ;*

*À toute ma famille ;*

*À tous mes amis ;*

*À toutes les personnes qui m'ont encouragé pour la réalisation de ce mémoire, je vous présente mes sincères gratitudees ;*

*À tous les gens que j'aime.*

*Mohammed*

## *Dédicaces*

*C'est avec une vive joie, gratitude et reconnaissance que je dédie ce modeste travail :*

*À mes précieux parents pour leurs sacrifices, leur confiance, leurs encouragements, et leur soutien pendant toute ma vie, Que dieu le tout-puissant accorde sa miséricorde à ma mère qui nous a quitté trop tôt avant de terminer mon parcours et protège mon père et lui donne une longue vie.*

*Mes adorables sœurs, et mon cher frère pour m'avoir apporté un support moral, je les souhaite beaucoup de réussite ;*

*À toute ma famille ;*

*À tous mes amis ;*

*À toutes les personnes qui m'ont encouragé pour la réalisation de ce mémoire, je vous présente mes sincères gratitudees ;*

*À tous les gens que j'aime.*

*Youcef*

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation constituée de trois sous-sols et d'un rez de chaussée plus Cinq étages en béton armé, implantée à la ville de Jijel qui est classé en zone sismique IIa selon de RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique.

## Abstract

This project presents a detailed study of a residential tower consisting of three basements and a ground floor plus (5) floors with reinforced concrete, located in the wilaya of Jijel which is classified in Seismic zone IIa According to RPA99/version2003.

The elements of the structure are dimensioned and reinforced using the design and calculation rules of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

The study is consistent with the Algerian paraseismic rules 99/version2003.

**Tags:** Building, Reinforced concrete, Raft foundation, Beam, Steel, Mixed brace, Dynamic study.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز برج سكني يتكون من ثلاثة طوابق سفلية وطابق أرضي زائد خمسة طوابق، المشكلة بالخرسانة المسلحة، يقع في مدينة جيجل وتصنف هذه المنطقة في المناطق الزلزالية IIa بحسب قوانين مقاومة الزلازل الجزائرية المنقحة RPA99/version2003.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناء فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

**الكلمات المفتاحية:** العمارة، الخرسانة المسلحة، الأساس، عارضة، فولاد، الهيكلة المزدوجة، الدراسة الميكانيكية.

# Sommaire

## CHPI : Présentation du projet

I-1) Introduction .....	1
I-2) Présentation du projet.....	1
I-3) Donnée du site.....	1
I-4.) Caractéristiques géométriques de la structure.....	1
I.5) Caractéristique structurales.....	2
I.6) Les charges.....	3
I.7) Définition de l'état limite.....	3
I.8) Indication générale sur les règles de BAEL.....	4
I.9) Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.1) Les sollicitations.....	9
I.11) Règlements et normes utilisés.....	10

## CHPII : pré dimensionnement des éléments structuraux

II-1) Introduction .....	11
II-2) pré dimensionnement des planchers .....	11
II-3) pré dimensionnement du balcon.....	12
II-4) pré dimensionnement des voiles .....	13
II-5) pré dimensionnement des escaliers .....	15
II-6) pré dimensionnement des poutres.....	18
II-7) pré dimensionnement des poteaux .....	21
II-8) Evaluation des charges et surcharges .....	23
II-9) Descente de charges .....	28

## CHPIII : Calcul des éléments secondaires

<i>III-1) Introduction.....</i>	<i>47</i>
<i>III-2) L'acrotère.....</i>	<i>47</i>
<i>III-3) Les planchers.....</i>	<i>55</i>
<i>III-4) balcon.....</i>	<i>171</i>
<i>III-5) Escaliers.....</i>	<i>177</i>

### *CHPIV : Etude Dynamique*

<i>IV.1.) Introduction .....</i>	<i>194</i>
<i>IV.2) Objectifs de l'étude dynamique.....</i>	<i>194</i>
<i>IV.3) Choix de la méthode de calcul.....</i>	<i>194</i>
<i>IV.4) Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003.....</i>	<i>195</i>
<i>IV.5) L'analyse dynamique de la structure par ETABS.....</i>	<i>200</i>
<i>IV.6) Etape de modélisation.....</i>	<i>202</i>
<i>IV.7) La proposition de disposition des voiles.....</i>	<i>203</i>
<i>IV.8) Période fondamentale théorique.....</i>	<i>206</i>
<i>IV.9) Disposition des voiles.....</i>	<i>207</i>
<i>IV.10) Poids total de la structure.....</i>	<i>208</i>
<i>IV.11) Vérifications réglementaires.....</i>	<i>209</i>
<i>IV.12) Justification de l'interaction portiques voiles.....</i>	<i>210</i>
<i>V.13) Vérification de l'effort sismique.....</i>	<i>211</i>
<i>IV.14) Modélisation par brochette.....</i>	<i>212</i>
<i>IV.15) Vérification des déplacements latéraux inters étage.....</i>	<i>216</i>
<i>IV.16) Justification vis à vis de l'effet <math>P\Delta</math>.....</i>	<i>219</i>
<i>IV.17) Justification de la stabilité au renversement.....</i>	<i>220</i>
<i>IV.18) Vérification de L'effort normal réduit.....</i>	<i>221</i>
<i>IV.19) Conclusion.....</i>	<i>222</i>



## CHPV : Ferrailage des éléments porteurs

V-1) Introduction.....	223
V-2) Ferrailage des Portiques.....	223
V-2-1) Ferrailage des poutres.....	223
V-2-2) Ferrailage des poteaux.....	233
V-3) Les voiles.....	239
V.4) Calcul d'un voile avec ouverture.....	253
V.5) Conclusion.....	256

## CHPVI : Etude de l'infrastructure

VI.1) Introduction .....	257
VI.2. Choix du type de fondations .....	257
VI-3) Pré dimensionnement du radier .....	260
VI-4) Caractéristiques géométriques du radier.....	264
VI-5) Ferrailage du radier .....	267
VI.6) Calcul des nervures .....	274
VI.7) Calcul des éléments de soutènement .....	281
VI.8) Calcul de voile périphérique des sous sols.....	286
VI.9) Conclusion.....	290

*Conclusion*

*Bibliographie*

*ANNEX*

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation Du Projet Et Caractéristique Des Matériaux

Figure. I.1 : règles des trois pivots .....	5
Figure.I.2 : Diagramme Contrainte – Déformation du béton.....	7
Figure I.3 : Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier.....	9

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure.II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	11
Figure.II.2. Dimensionnement de la poutrelle.....	12
Figure.II.3. Coupe transversale du balcon.....	13
Figure.II.4. Coupe en élévation et en plan de voile.....	14
Figure.II.5.Schéma de l'escalier.....	15
Figure.II.6. Poutre (b*h).....	19
Figure.II.7. Prédimensionnement des poutre (principale et secondaire).....	20
Figure.II.8. Prédimensionnement de la poutre palière .....	21
Figure.II.9. Dimensionnement d'un poteau .....	22
Figure.II.10. les sections venant au poteau d'angle (H-2) .....	28
Figure.II.11. les sections venant au poteau rive (G-2) .....	32
Figure.II.12. Les sections venant au poteau(D-7) de la cage d'escalier à l'étage .....	35
Figure.II.13. Les sections venant au poteau(D-7) de la cage d'escalier à la terrasse...36	
Figure.II.14. les sections venant au poteau centrale (G-3) .....	40

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure.III.1. Dimension de l'acrotère.....	47
Figure.III.2. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère .....	48
Figure.III.3. Ferrailage de l'acrotère.....	54
Figure.III.4.Corps creux.....	55
Figure.III.5. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type1).....	66
Figure.III.6. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type1).....	67
Figure.III.7. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type2).....	67
Figure.III.8. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type2).....	67
Figure.III.9. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type3).....	67
Figure.III.10. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type3).....	68

Figure.III.11. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.U (type4).....	68
Figure.III.12. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.S (type4) .....	68
Figure.III.13. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.U (type5).....	69
Figure.III.14. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.S (type5) .....	69
Figure.III.15. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.U (type6).....	69
Figure.III.16. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.S (type6) .....	70
Figure.III.17. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type1) .....	73
Figure.III.18. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type2) .....	73
Figure.III.19. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type3) .....	74
Figure.III.20. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type4) .....	74
Figure.III.21. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type5) .....	74
Figure.III.22. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type6) .....	75
Figure.III.23. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type1).....	79
Figure.III.24. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type1) .....	79
Figure.III.25. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type2) .....	80
Figure.III.26. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type2).....	80
Figure.III.27. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type3).....	80
Figure.III.28. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type3).....	80
Figure.III.29. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type4).....	81
Figure.III.30. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type4) .....	81
Figure.III.31. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type5).....	81
Figure.III.32. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type5) .....	81
Figure.III.33. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type6).....	82
Figure.III.34. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type6) .....	82
Figure.III.35. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type1) .....	85
Figure.III.36. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type2) .....	86
Figure.III.37. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type3) .....	86
Figure.III.38. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type4) .....	86
Figure.III.39. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type5) .....	86
Figure.III.40. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type6) .....	87
Figure.III.41. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.U (type1) .....	92
Figure.III.42. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.S (type1).....	92
Figure.III.43. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.U (type2) .....	93

Figure.III.44. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.S (type2) .....	93
Figure.III.45. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.S (type3) .....	93
Figure.III.46. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.S (type3) .....	93
Figure.III.47. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.U (type4) .....	94
Figure.III.48. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.S (type4) .....	94
Figure.III.49. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.U (type5) .....	94
Figure.III.50. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.S (type5) .....	94
Figure.III.51. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.U (type6) .....	95
Figure.III.52. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.S (type6) .....	95
Figure.III.53. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.U (type7) .....	95
Figure.III.54. Diagramme de moment plancher sous sol E.L.S (type7) .....	96
Figure.III.55. Diagramme d'effort tranchant plancher sous sol (type1) .....	100
Figure.III.56. Diagramme d'effort tranchant plancher sous sol (type2) .....	100
Figure.III.57. Diagramme d'effort tranchant plancher sous sol (type3) .....	100
Figure.III.58. Diagramme d'effort tranchant plancher sous sol (type4) .....	100
Figure.III.59. Diagramme d'effort tranchant plancher sous sol (type5) .....	101
Figure.III.60. Diagramme d'effort tranchant plancher sous sol (type6) .....	101
Figure.III.61. Diagramme d'effort tranchant plancher sous sol (type7) .....	101
Figure.III.62. Diagramme de moment plancher buanderie E.L.U .....	163
Figure.III.63. Diagramme de moment plancher buanderie E.L.S .....	164
Figure.III.64. Diagramme d'effort tranchant plancher buanderie .....	164
Figure.III.65. Ferrailage de la dalle de compression. ....	168
Figure.III.66. Balcon encastrés a trois côtés. ....	171
Figure.III.67. Ferrailage balcon encastrés a trois côtés. ....	177
Figure.III.68. Schéma statique d'escalier .....	178
Figure III.69. La charge équivalente .....	178
Figure.III.70. Schéma ferrailage de volée 1 et 3 de l'escalier .....	185
Figure III.71. Escalier paillasse .....	185
Figure III.72. Ferrailage de l'escalier paillasse .....	188
Figure III.73. Poutre palière .....	188
Figure III.74. Section creuse .....	191
Figure III.75. Ferrailage de la poutre palière .....	193

## Chapitre IV: Etude sismique

Figure.IV.1. Le spectre de réponse.....	200
Figure.IV.2. : Modélisation de la structure par ETABS.....	201
Figure.IV.3. Mode 1 ; T= 0.68 sec. ....	205
Figure.IV.4. Mode 2 ; T= 0.48 sec. ....	205
Figure.IV.5. Mode 3 ; T= 0.40 sec. ....	206
Figure.IV.6. La disposition des voiles proposés.....	208
Figure.IV.7. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	214
Figure.IV.8. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y .....	216
Figure.IV.9. Déplacements de chaque niveau dans les deux sens : X et Y .....	218

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs.

Figure.V.1.Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	232
Figure.V.2. Schéma de ferrailage des poteaux .....	239
Figure.V.3. Section transversale du voile .....	240
Figure.V.4. Section partiellement comprimée .....	243
Figure.V.5. Section entièrement tendue .....	243
Figure.V.6. Vue en plan des voiles existants. ....	244
Figure.V.7. Ferrailage du voile VX(1,2,5 et 6).....	250
Figure.V.8. Ferrailage du voile VX(3 et 4).....	251
Figure.V.9. Ferrailage du voile VY1.....	251
Figure.V.10. Ferrailage du voile VY(2 et 3).....	251
Figure.V.11. Ferrailage du voile VY4.....	252
Figure.V.12. Ferrailage du voile VY(5 et 6).....	252
Figure.V.13. Ferrailage du voile VY7.....	252
Figure.V.14. Ferrailage du voile VY8.....	253
Figure.V.15. Ferrailage du voile VY9.....	253
Figure.V.16. Ferrailage du linteau1 .....	256

## Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

Figure.VI.1 Semelle isolée .....	257
Figure.VI.2. Semelle filante .....	259
Figure.VI.3. Schéma statique du radier.....	260
Figure.VI.4. Schéma du radier sous SOCOTEC.....	264
Figure.VI.5. Schéma du débord .....	271

Figure.VI.6. Schéma de ferrailage du débordement .....	274
Figure.VI.7. Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE...	275
Figure.VI.8. Ferrailage des nervures : en travée .....	280
Figure.VI.9. Ferrailage des nervures : sur appuis.....	280
Figure.VI.10. Ferrailage du radier général $e_p=70$ cm .....	280
Figure.VI.11. Position des voiles périphériques .....	281
Figure.VI.12. Poussée de terre .....	281
Figure .VI.13 .Ferrailage de voile périphérique.....	285
Figure .VI.14. Poussée de terre de voile périphérique de sous sol.....	286
Figure .VI.15 .Ferrailage de voile périphérique de sous sol.....	290

# Liste des Tableaux

## Chapitre I : Présentation Du Projet Et Caractéristique Des Matériaux

Tableau I.1. Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_c$ .....	08
---	----

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau. II.1. Charge permanente due au plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableau. II.2. Charge permanente due au plancher terrasse accessible.....	24
Tableau. II.3 Charge permanente due au plancher étage courant.....	24
Tableau.II.4. Charge permanente due au plancher Sous sols.....	24
Tableau.II.5. Charge permanente due au Balcon terrasse accessible. ....	25
Tableau.II.6. Charge permanente due au Balcon étage. ....	25
Tableau.II.7. Charge permanente due aux Mur extérieurs. ....	25
Tableau.II.8. Charge permanente due aux Cloison intérieures.....	26
Tableau.II.9. Charge permanente due au Palier simple.....	26
Tableau.II.10. Charge permanente due au Paillasse à $32,93^\circ$ .....	26
Tableau. II.11. Charge permanente due au Paillasse à $43.02^\circ$ .....	27
Tableau II.12. Charge permanente due au Paillasse à $33.69^\circ$ .....	27
Tableau. II.13. Charge permanente due au Paillasse à $45^\circ$ .....	27
Tableau II.14. Descente des charges pour poteau d'angle.. ....	31
Tableau. II.15. Descente des charges pour poteau de rive. ....	35
Tableau. II.16. Descente des charges pour poteau de la cage d'escalier.....	40
Tableau. II.17. Descente des charges pour poteau central.....	43
Tableau. II.18. Calcul de l'élanement $\lambda$ .....	44
Tableau. II.19. Calcul des sections des poteaux.....	45

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1. Evaluation des moments et efforts tranchants.....	49
Tableau.III.2. Evaluation des sollicitations.....	50
Tableau.III.3. Evaluation des sollicitations après majoration.....	51
Tableau.III.4. Charges supportées par les poutrelles.....	62
Tableau.III.5. Résultats des sollicitations en travées (type 1). ....	62
Tableau.III.6. Résultats des sollicitations sur appuis (type 1).. ....	63
Tableau.III.7. Résultats des sollicitations en travées (type 2). ....	63

Tableau.III.8. Résultats des sollicitations sur appuis (type 2).	63
Tableau.III.9. Résultats des sollicitations en travées (type 3).	64
Tableau.III.10. Résultats des sollicitations sur appuis (type 3)	64
Tableau.III.11. Résultats des sollicitations en travées (type 4).	64
Tableau.III.12. Résultats des sollicitations sur appuis (type 4).	64
Tableau.III.13. Résultats des sollicitations en travées (type 5).	65
Tableau.III.14. Résultats des sollicitations sur appuis (type 5).	65
Tableau.III.15. Résultats des sollicitations en travées (type 6).	66
Tableau.III.16. Résultats des sollicitations sur appuis (type 6).	66
Tableau.III.17. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).	70
Tableau.III.18. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2).	70
Tableau.III.19. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3)	71
Tableau.III.20. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 4).	71
Tableau.III.21. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 5)	72
Tableau.III.22. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 6).	73
Tableau.III.23. Résultats des sollicitations en travées (type 1)	75
Tableau.III.24. Résultats des sollicitations en travées (type 1)	75
Tableau.III.25. Résultats des sollicitations en travées (type 2).	76
Tableau.III.26. Résultats des sollicitations sur appuis (type 2).	76
Tableau.III.27. Résultats des sollicitations en travées (type 3).	76
Tableau.III.28. Résultats des sollicitations sur appuis (type 3)	77
Tableau.III.29 Résultats des sollicitations en travées (type 4)	77
Tableau.III.30. Résultats des sollicitations sur appuis (type 4).	77
Tableau.III.31. Résultats des sollicitations en travées (type 5).	78
Tableau.III.32. Résultats des sollicitations sur appuis (type 5).	78
Tableau.III.33. Résultats des sollicitations en travées (type 6)	79
Tableau.III.34. Résultats des sollicitations sur appuis (type 6).	79
Tableau.III.35. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).	82
Tableau.III.36. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2).	83
Tableau.III.37. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3).	83
Tableau.III.38. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 4).	84
Tableau.III.39. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 5).	84
Tableau.III.40. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 6).	85



Tableau.III.41. Résultats des sollicitations en travées (type 1).....	87
Tableau.III.42. Résultats des sollicitations sur appuis (type 1) .....	87
Tableau.III.43. Résultats des sollicitations en travées (type 2).....	88
Tableau.III.44. . Résultats des sollicitations sur appuis (type 2).. .....	88
Tableau.III.45. Résultats des sollicitations en travées (type 3).. .....	88
Tableau.III.46. Résultats des sollicitations sur appuis (type 3) .....	89
Tableau.III.47 : Résultats des sollicitations en travées (type 4). .....	89
Tableau.III.48. : Résultats des sollicitations sur appuis (type 4).. .....	89
Tableau.III.49. Résultats des sollicitations en travées (type 5). .....	90
Tableau.III.50. Résultats des sollicitations sur appuis (type 5).. .....	90
Tableau.III.51. Résultats des sollicitations en travées (type 6). .....	91
Tableau.III.52. . Résultats des sollicitations sur appuis (type 6). .....	91
Tableau.III.53. Résultats des sollicitations en travées (type 7). .....	91
Tableau.III.54. . Résultats des sollicitations sur appuis (type 7).. .....	92
Tableau.III.55. . Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).....	96
Tableau.III.56. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2).....	96
Tableau.III.57. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3).....	97
Tableau.III.58. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 4).....	97
Tableau.III.59. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 5).....	98
Tableau.III.60. . Résultats de calcul des efforts tranchants (type 6).....	99
Tableau.III.61. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 7).....	99
Tableau.III.62. Résultats de calcul du ferrailage (type 1) .....	103
Tableau.III.63. . Résultats de calcul du ferrailage (type 2). .....	104
Tableau.III.64. Résultats de calcul du ferrailage (type 3). .....	105
Tableau.III.65. Résultats de calcul du ferrailage (type 4) .....	106
Tableau.III.66. Résultats de calcul du ferrailage (type 5). .....	107
Tableau.III.67. Résultats de calcul du ferrailage (type 6). .....	109
Tableau.III.74. Résultats de calcul du ferrailage (type 1) .....	110
Tableau.III.69. . Résultats de calcul du ferrailage (type 2).....	111
Tableau.III.70. Résultats de calcul du ferrailage (type 3). .....	112
Tableau.III.71. Résultats de calcul du ferrailage (type 4) .....	113
Tableau.III.72. Résultats de calcul du ferrailage (type 5). .....	115
Tableau.III.73. Résultats de calcul du ferrailage (type 6). .....	116

Tableau.III.74. Résultats de calcul du ferrailage (type 1) .....	117
Tableau.III.75. . Résultats de calcul du ferrailage (type 2). .....	118
Tableau.III.76. Résultats de calcul du ferrailage (type 3). .....	119
Tableau.III.77. Résultats de calcul du ferrailage (type 4) .....	121
Tableau.III.78. Résultats de calcul du ferrailage (type 5). .....	122
Tableau.III.79. Résultats de calcul du ferrailage (type 6). .....	123
Tableau.III.80. Résultats de calcul du ferrailage (type 7). .....	124
Tableau.III.81. Vérifications à l'ELS (type1).....	126
Tableau.III.82. . Vérifications à l'ELS (type2).....	128
Tableau.III.83. Vérifications à l'ELS (type3).....	130
Tableau.III.84. . Vérifications à l'ELS (type4).....	132
Tableau.III.85. Vérifications à l'ELS (type5).....	134
Tableau.III.86. Vérifications à l'ELS (type6).....	136
Tableau.III.87. Vérifications à l'ELS (type1).....	138
Tableau.III.88. . Vérifications à l'ELS (type2).....	140
Tableau.III.89. Vérifications à l'ELS (type3).....	142
Tableau.III.90. . Vérifications à l'ELS (type4).....	144
Tableau.III.91. Vérifications à l'ELS (type5).....	146
Tableau.III.92. Vérifications à l'ELS (type6).....	148
Tableau.III.93. Vérifications à l'ELS (type1).....	150
Tableau.III.94. . Vérifications à l'ELS (type2).....	152
Tableau.III.95. Vérifications à l'ELS (type3).....	154
Tableau.III.96. . Vérifications à l'ELS (type4).....	156
Tableau.III.97. Vérifications à l'ELS (type5).....	158
Tableau.III.98. Vérifications à l'ELS (type6).....	160
Tableau.III.99. Vérifications à l'ELS (type7).....	162
Tableau.III.100. Résultats des sollicitations en travées buanderie. ....	163
Tableau.III.101. Résultats des sollicitations sur appuis buanderie .....	163
Tableau.III.102. Résultats de calcul des efforts tranchants buanderie .....	164
Tableau.III.103. Résultats de calcul du ferrailage buanderie .....	165
Tableau.III.104. Vérifications à l'ELS (buanderie).....	167
Tableau.III.105. Résultats des efforts à ELU. ....	172
Tableau.III.106. Résultats des efforts à ELS. ....	173

Tableau.III.107. .Ferrailage dans le sens xx.....	174
Tableau.III.108. .Ferrailage dans le sens yy.....	174
Tableau.III.109. Vérification des contraintes.....	176
Tableau.III.110. Différent coefficients de calcul de ferrailage. ....	180
Tableau.III.111. Résultats du calcul du ferrailage escalier.....	180
Tableau.III.112. Paramètres pour calculer la flèche.....	183
Tableau.III.113. .Calcul de ferrailage.....	186
Tableau.III.114. Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier.....	190

## Chapitre IV : Etude sismique.

Tableau.IV.1. Coefficient d'accélération de zone A. ....	196
Tableau.IV.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.....	197
Tableau.IV.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....	198
Tableau. IV.4. PénalitéPq en fonction des critères de qualités. ....	199
Tableau.IV.5 : Valeurs de $\xi$ (%).....	199
Tableau.IV.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1..	203
Tableau.IV.7. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2... ..	204
Tableau.IV.8. Période fondamental de la structure. ....	206
Tableau.IV.9. Poids de chaque étage.....	209
Tableau.IV.10.valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+accidentelle).....	210
Tableau.IV.11 . Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles. ....	210
Tableau.IV.12. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X ..	213
Tableau.IV.13. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y ...	213
Tableau.IV.14. La distribution de l'effort tranchant suivant X.....	215
Tableau.IV.15. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.....	215
Tableau.IV.16. Vérification des déplacements.....	217
Tableau.IV.17. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.X.....	219
Tableau.IV.18. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.Y.....	220
Tableau.IV.19. Vérification de la stabilité au renversement.....	220
Tableau.IV.20. Vérification de L'effort normal réduit.....	221
Tableau.IV.21. Vérification de L'effort normal réduit.....	221

## Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs.

Tableau.V.1. Calcul du ferrailage des poutres principales .....	225
Tableau.V.2 . Calcul du ferrailage des poutres secondaires .....	228
Tableau. V.3. Les sollicitations dues aux poteaux .....	234
Tableau.V.4. Calcul du ferrailage des poteaux .....	234
Tableau.V.5. Vérification de ferrailage des poteaux .....	235
Tableau.V.6. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL .....	236
Tableau.V.7 . . Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.....	236
Tableau.V.8. Calcul les armatures transversales des poteaux.....	238
Tableau.V.9. . Longueur de recouvrement poteaux .....	238
Tableau.V.10. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.....	238
Tableau.V.11. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens x-x...	246
Tableau.V.12. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens y-y....	247
Tableau.V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.....	248
Tableau.V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.....	248
Tableau.V.15.Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.. .....	249
Tableau.V.16 Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.....	250
Tableau.V.17. Le ferrailage final du linteau1. ....	255

## Chapitre VI. Eude de l'infrastructure

Tableau. VI. 1. Les surfaces des semelles isolées.....	259
Tableau.VI.2. Les surfaces des semelles filante .....	259
Tableau VI.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ ....	266
Tableau VI.4. Calcul des contraintes .....	266
Tableau VI.5. Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$ .....	267
Tableau VI.6. Les sollicitations à l'ELU .....	267
Tableau VI.7. Les sollicitations à l'ELS.....	267
Tableau VI.8.Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU .....	268
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS .....	270
Tableau VI.10. Ferrailage à l'ELS .....	270
Tableau VI.11. Ferrailage de débord de radier à l'ELU.....	272

Tableau VI.12. Vérification de débord de radier à l'ELS.....	273
Tableau VI.13. Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU...276	
Tableau VI.14. Vérification à l'ELS .....	277
Tableau VI.15. Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.....	278
Tableau VI.16. Les sollicitations à l'ELU, ELS.....	283
Tableau VI.17 . Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU .....	283
Tableau VI.18. Vérification à l'ELS.....	284
Tableau VI.19. Les sollicitations à l'ELU.....	287
Tableau VI.20 . Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU .....	288
Tableau VI.21. Les sollicitations à l'ELS.....	288
Tableau VI.22. Vérification à l'ELS.....	289

# NOTATIONS

**A, A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.

**A<sub>t</sub>** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

**B** : Aire d'une section de béton

**D** : Diamètre, rigidité

**E** : Module d'élasticité longitudinal, séisme.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée (**E<sub>vj</sub>** : Pour a l'âge de j jours).

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différé

**E<sub>vj</sub>** : pour chargement applique à l'âge de j jours).

**F** : force ou action générale.

**G** : charge permanente.

**Q** : surcharge d'exploitation.

**I** : moment d'inertie.

**L** : longueur ou portée.

**M** : moment de flexion le plus souvent.

**M<sub>u</sub>** : Moment a' l'état limite ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul a' l'état limite de service.

**N** : effort normal.

**Q** : action ou charge variable.

**S** : section

**T, V** : effort tranchant.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du l'âge de j jours

**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.

**d** : Hauteur utile.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.

**h<sub>dc</sub>** : hauteur de la dalle de compression.

**L<sub>x</sub>** : Longueur maximale entre axes

**A'** : section d'armature comprimées

**A** : section d'armature tendue

**e** : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.

**S** : espacement des armatures en général.

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

## NOMENCLATURES GRECQUES :

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton.

**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier.

**α** : Angle en général, coefficient

**ε<sub>bc</sub>** : Raccourcissement relatif du béton.

**ε<sub>s</sub>** : Déformation de l'acier.

**η** : Coefficient de fissuration relative a une armature.

**θ** : Coefficient sans dimension.

**λ** : Élanement.

**ν** : Coefficient de poisson.

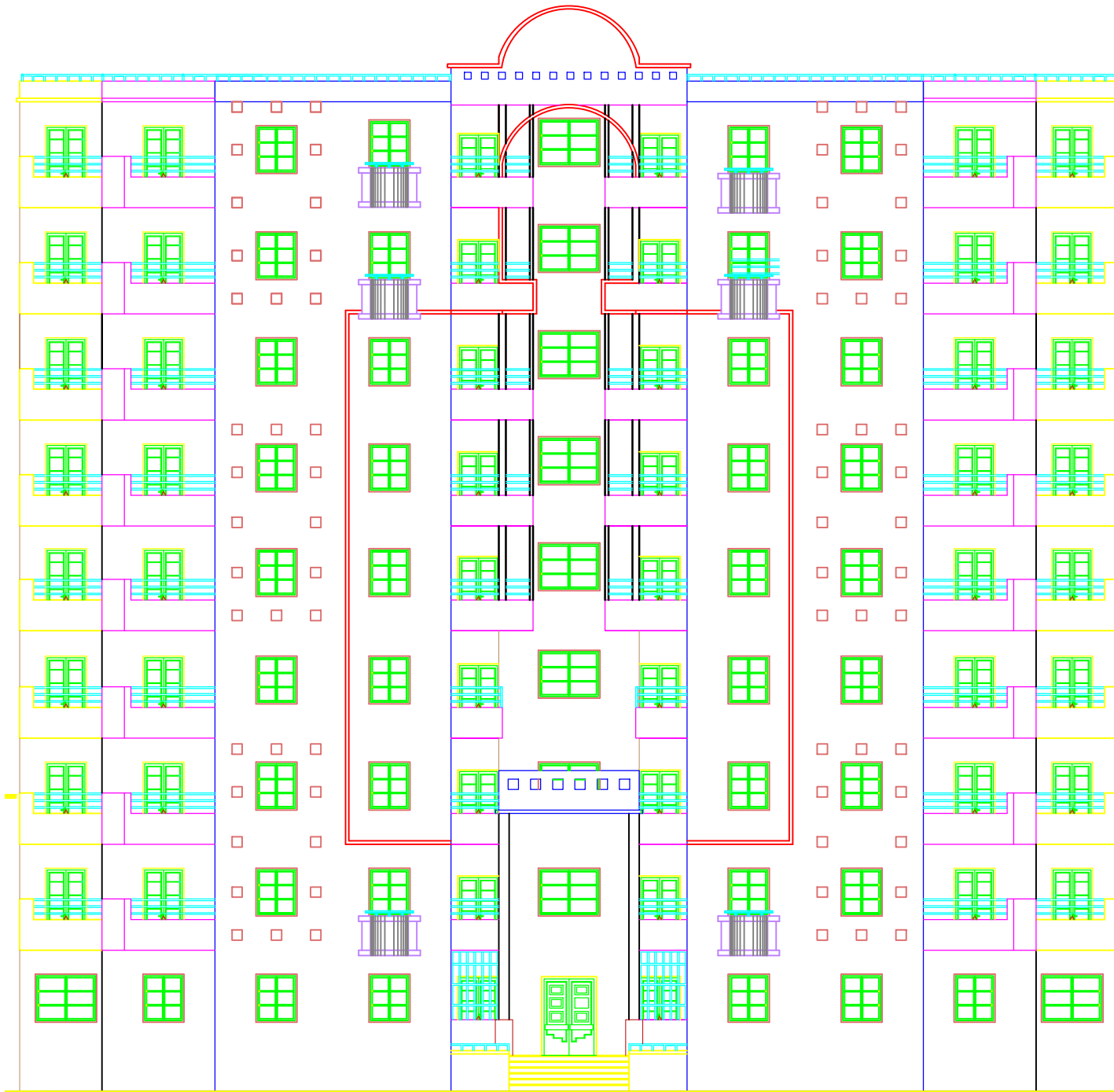
**ρ** : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

**σ** : Contrainte normale général.

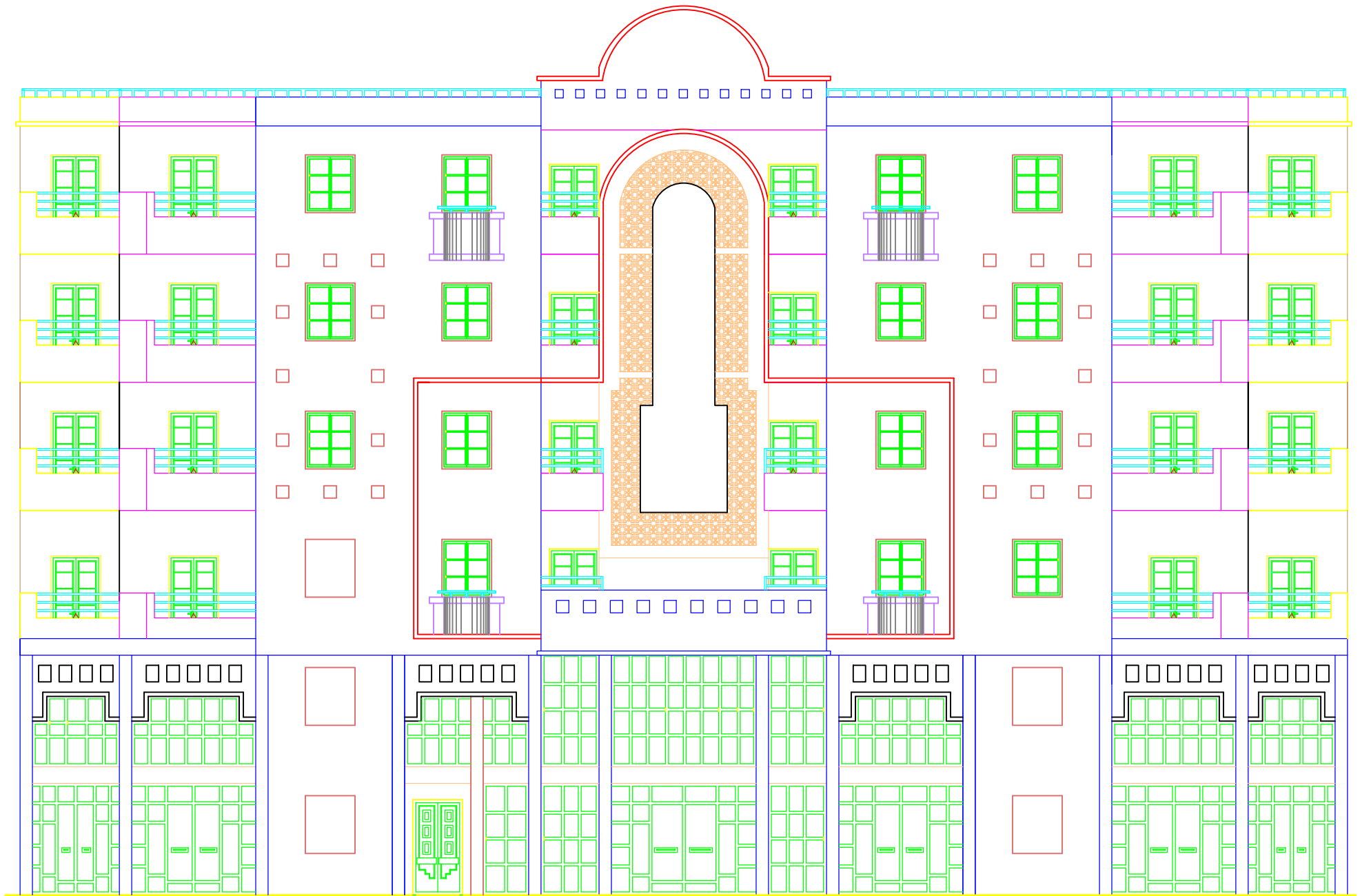
**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction dans l'acier.

**τ<sub>u adm</sub>** : Contrainte tangentielle admissible.

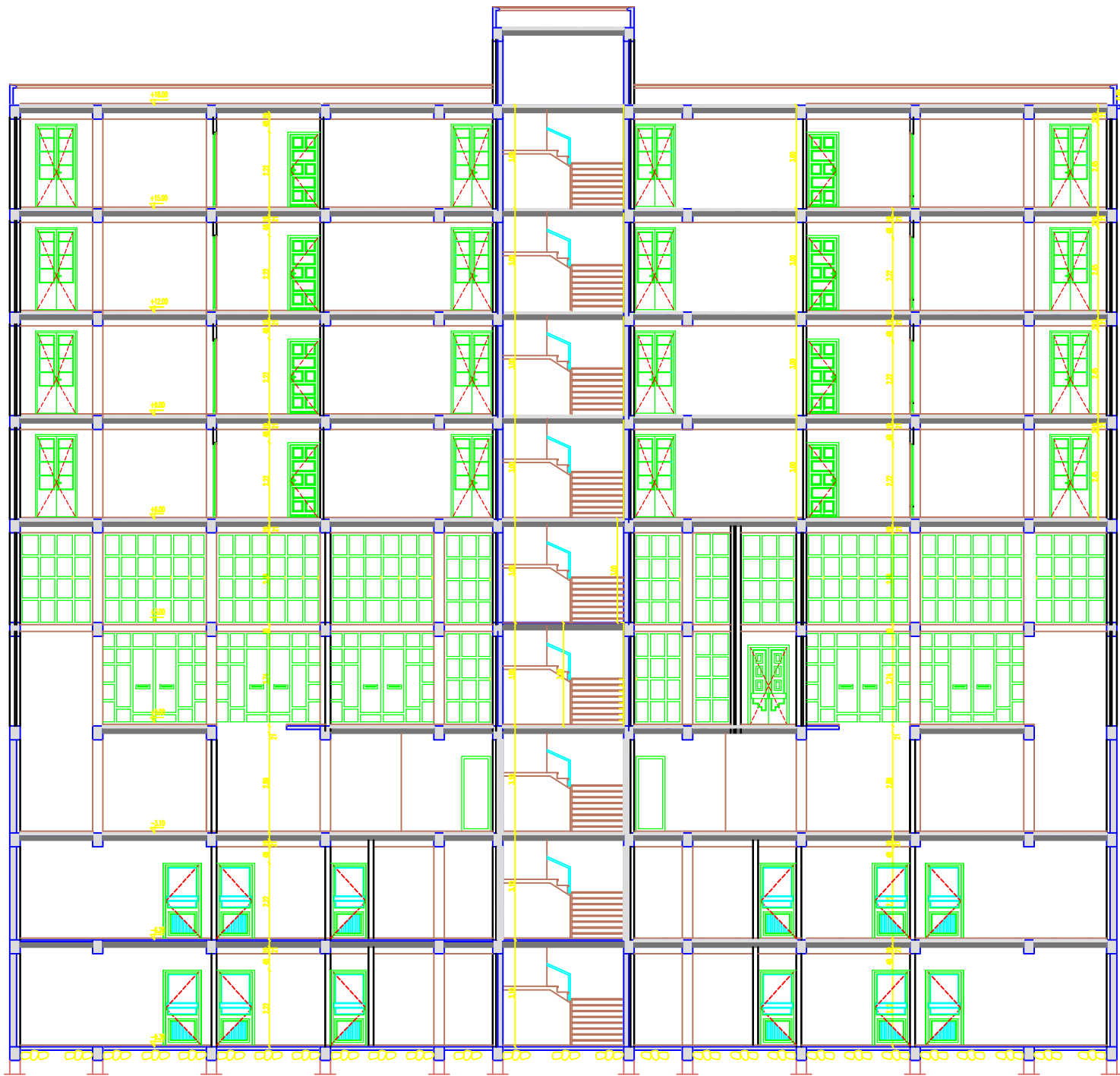


**FACADE PRINCIPALE**



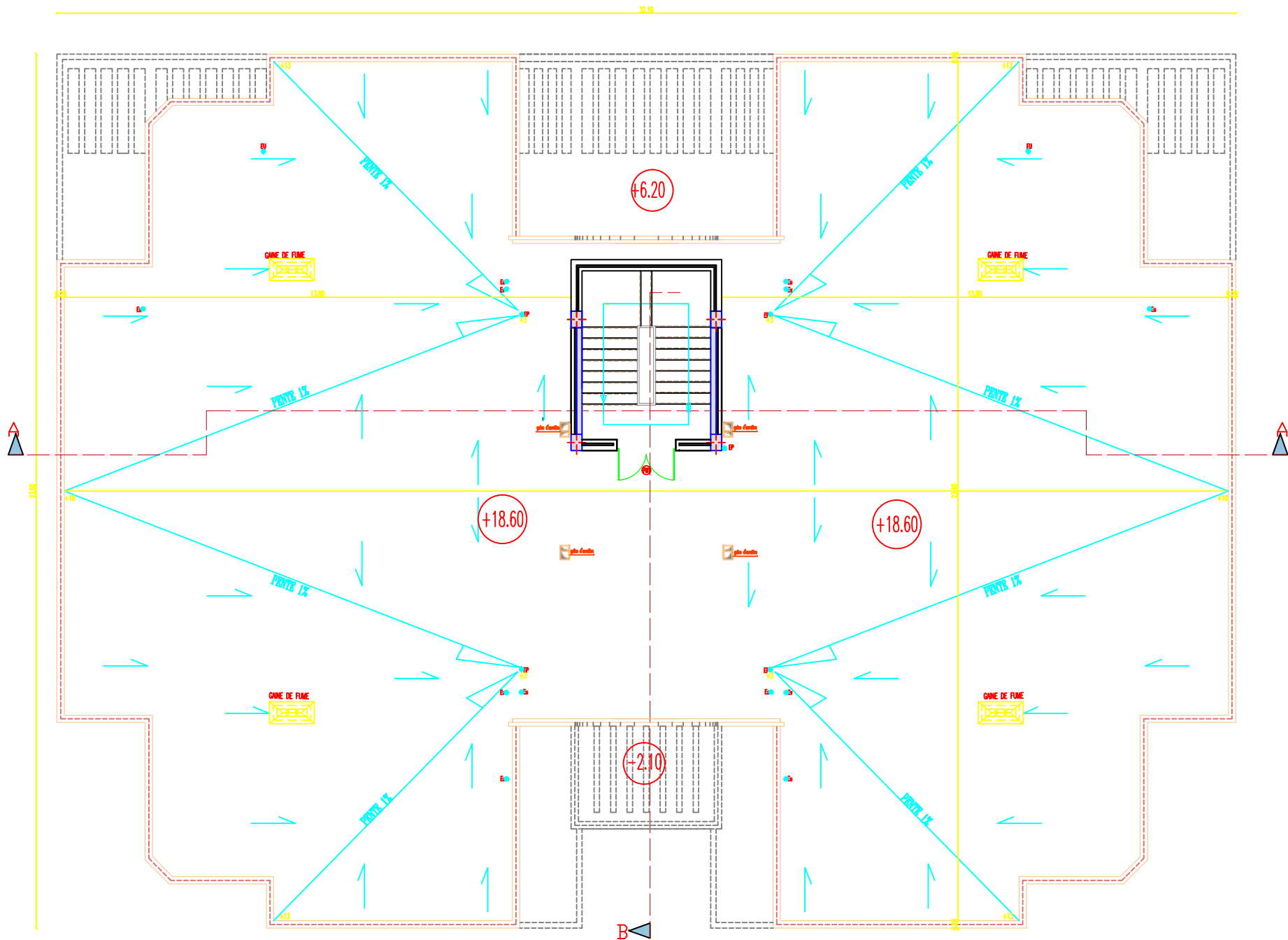
**FACADE POSTERIEUR**



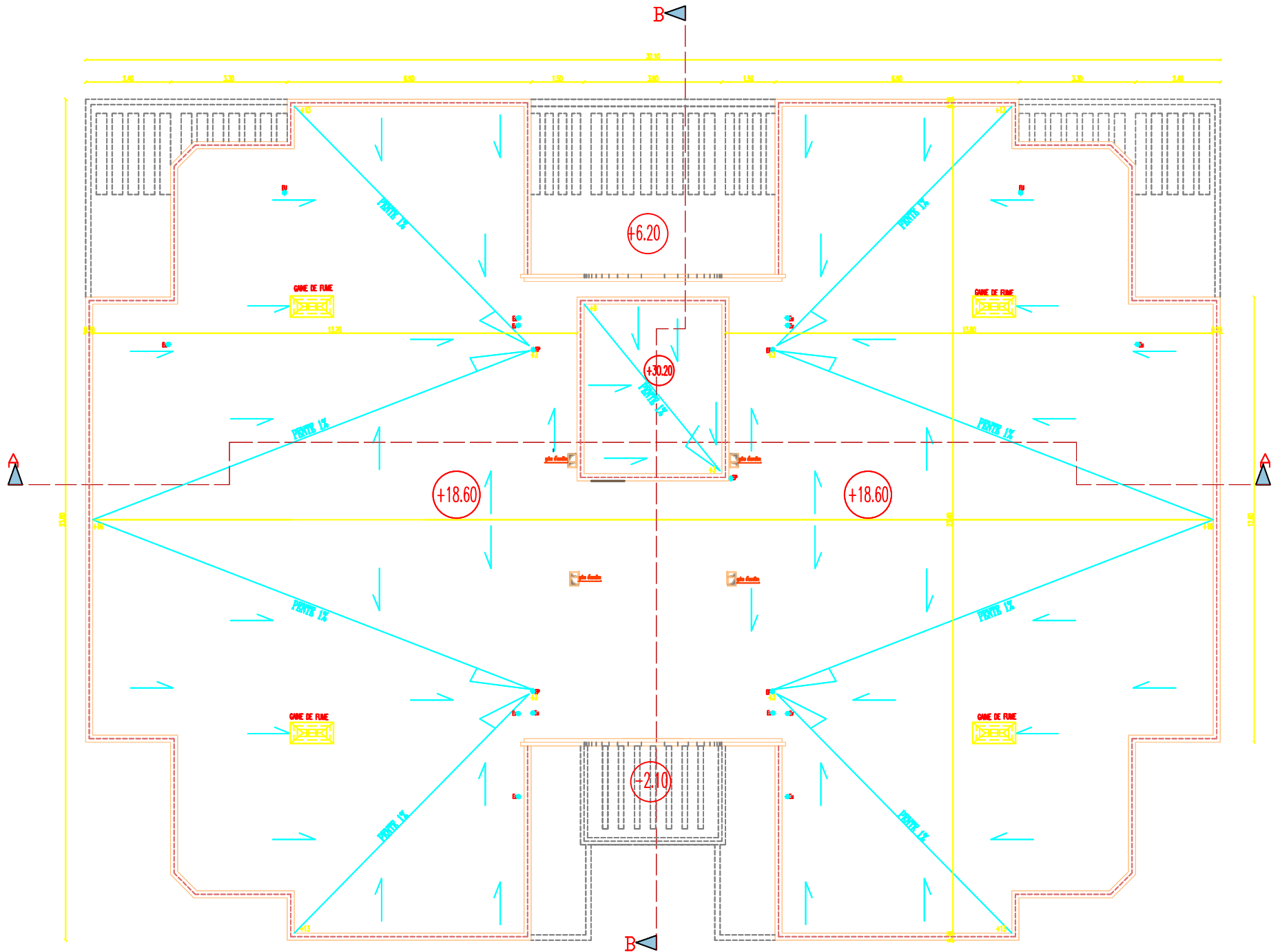


**COUPE A-A**

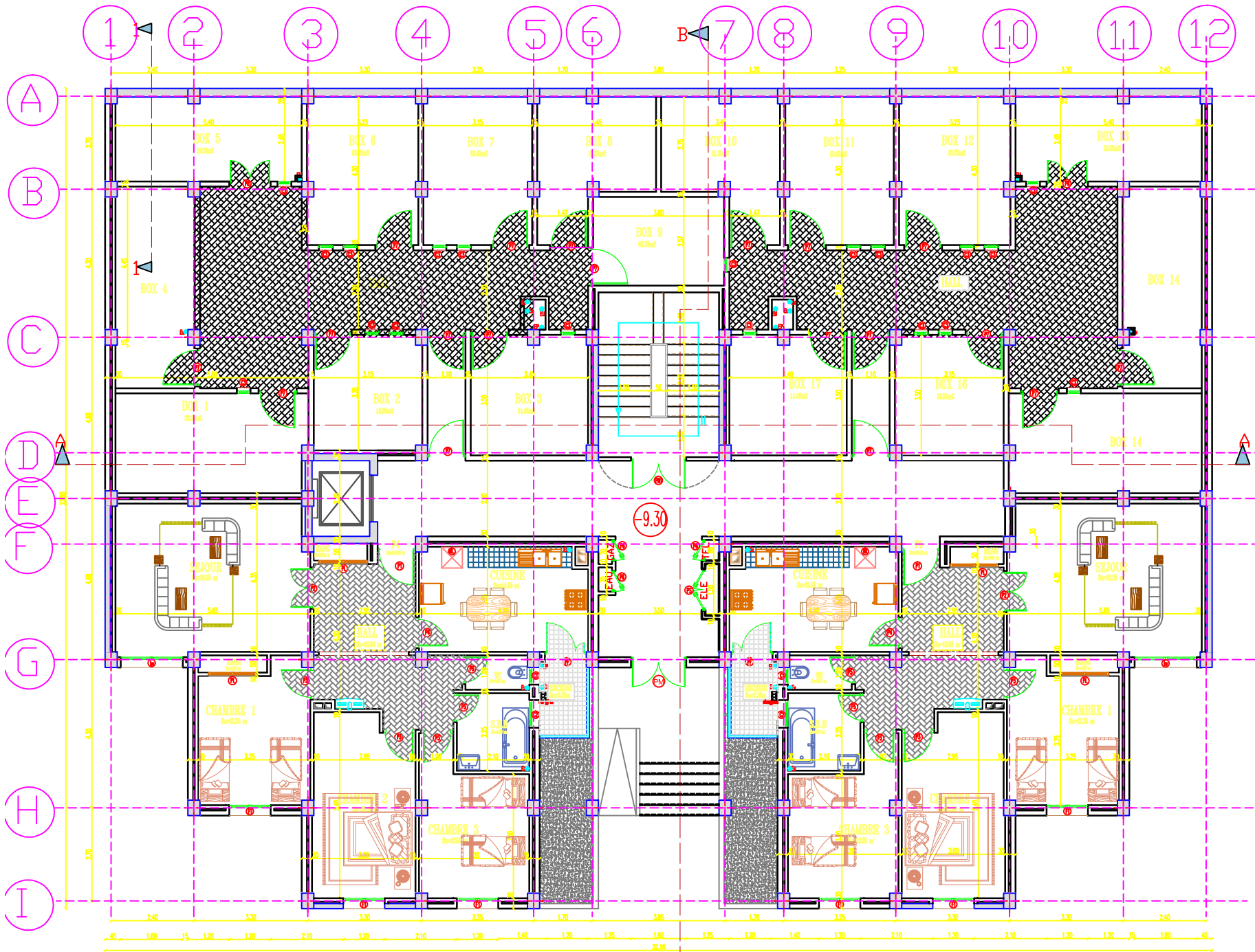




**PLAN TERRASSE LANTERNEAUX**

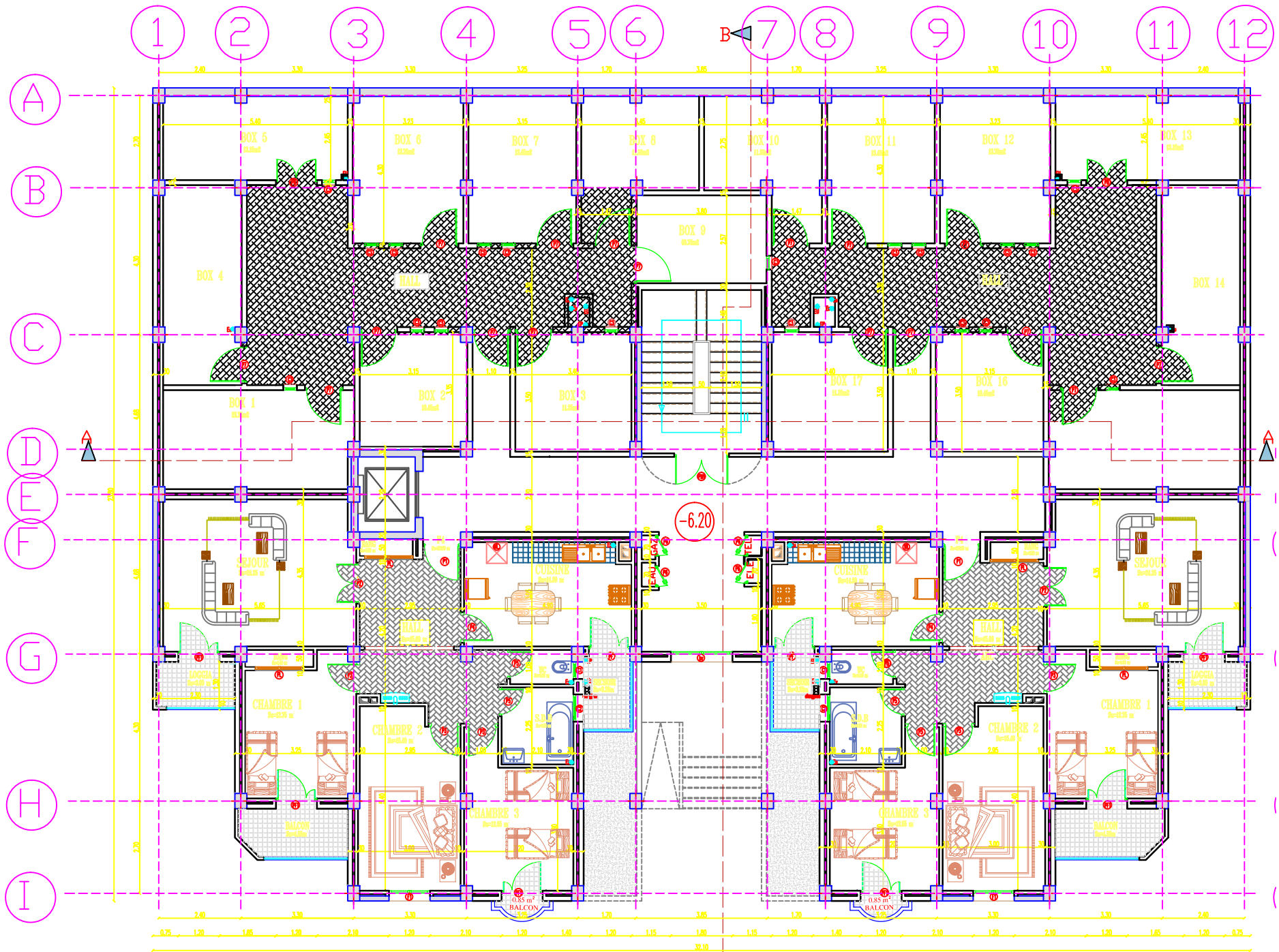


**PLAN TERRASSE**



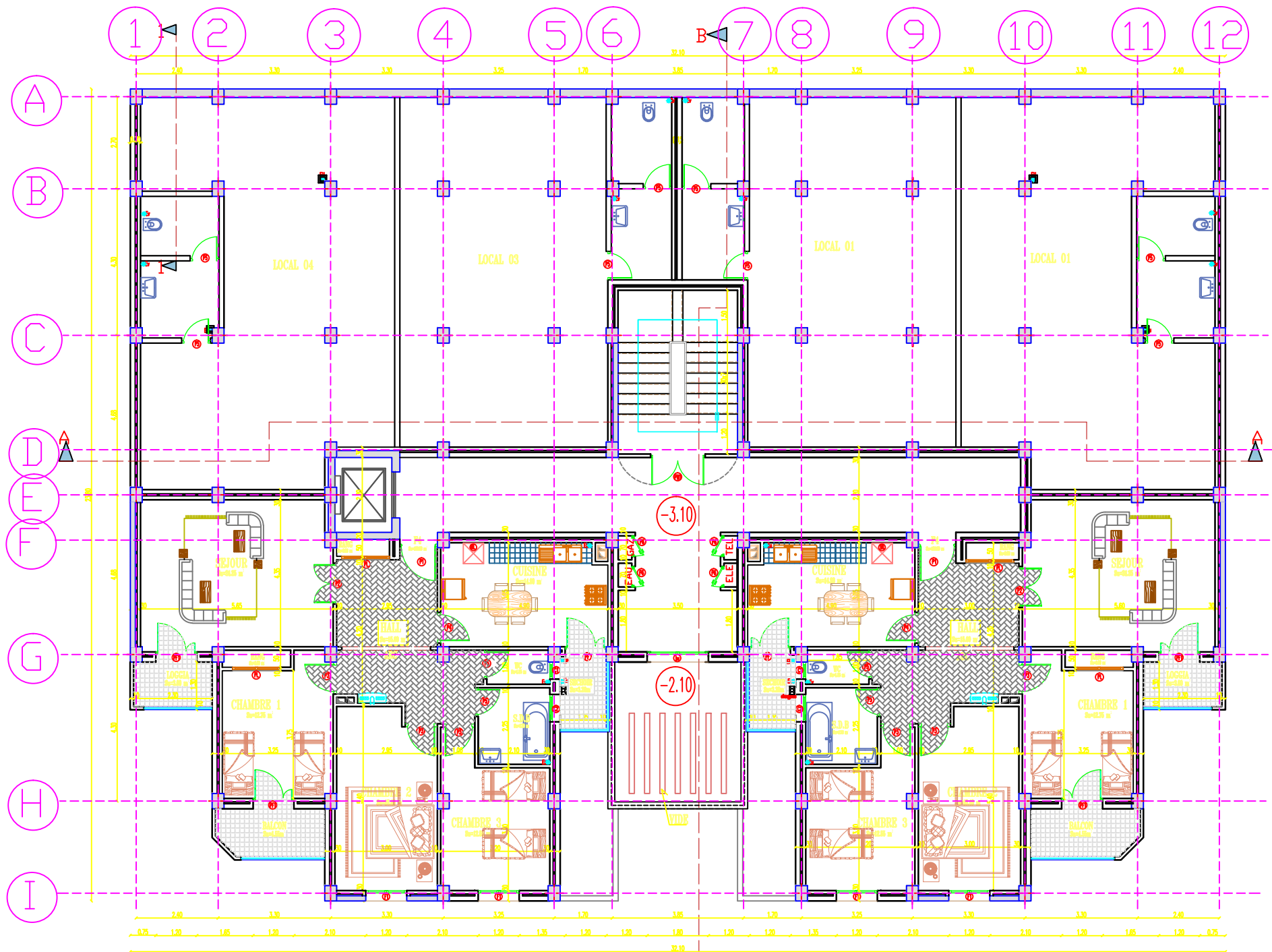
**PLAN SOUS SOL 1**





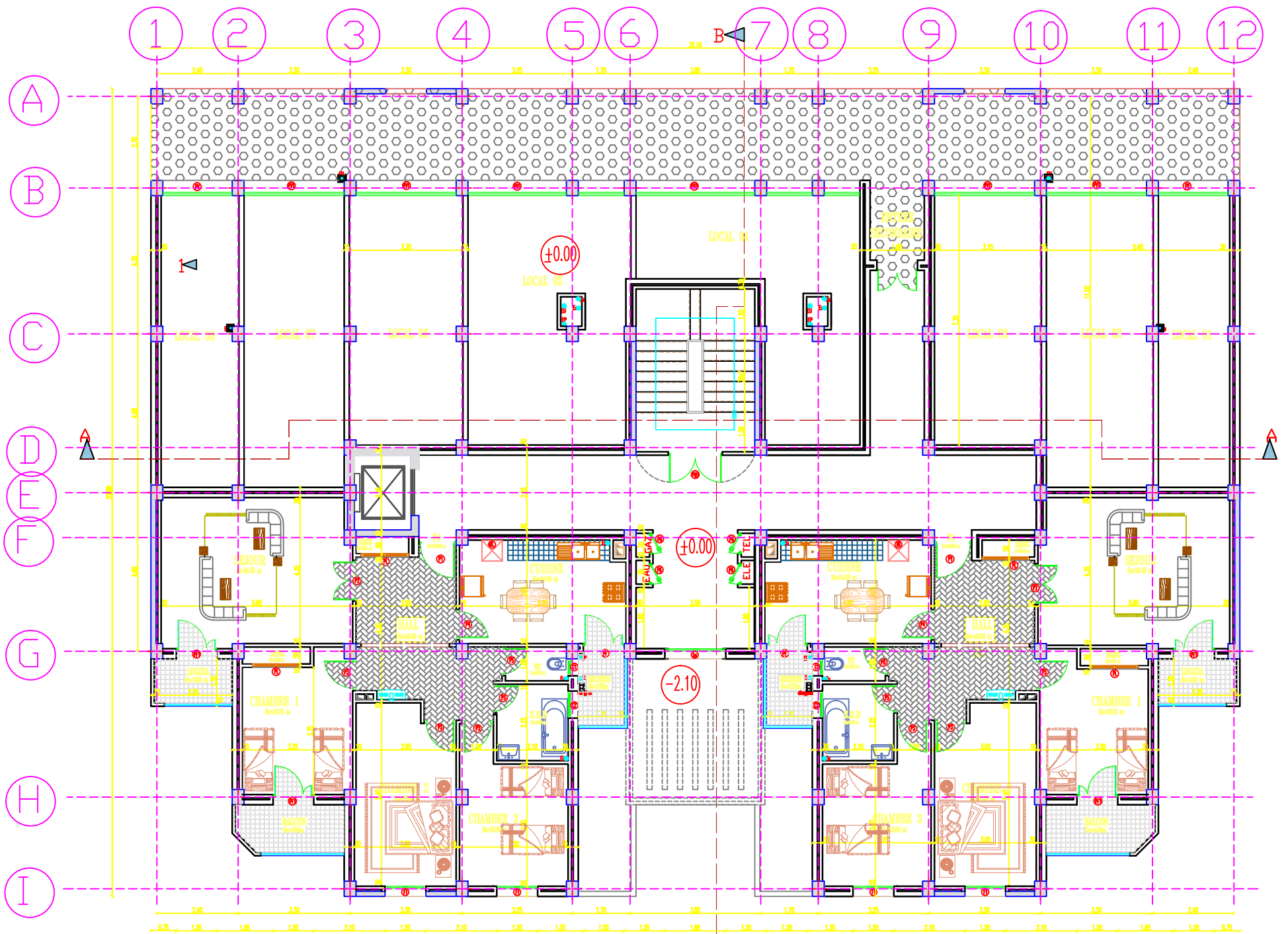
**PLAN SOUS SOL 2**

B



**PLAN SOUS SOL 3**

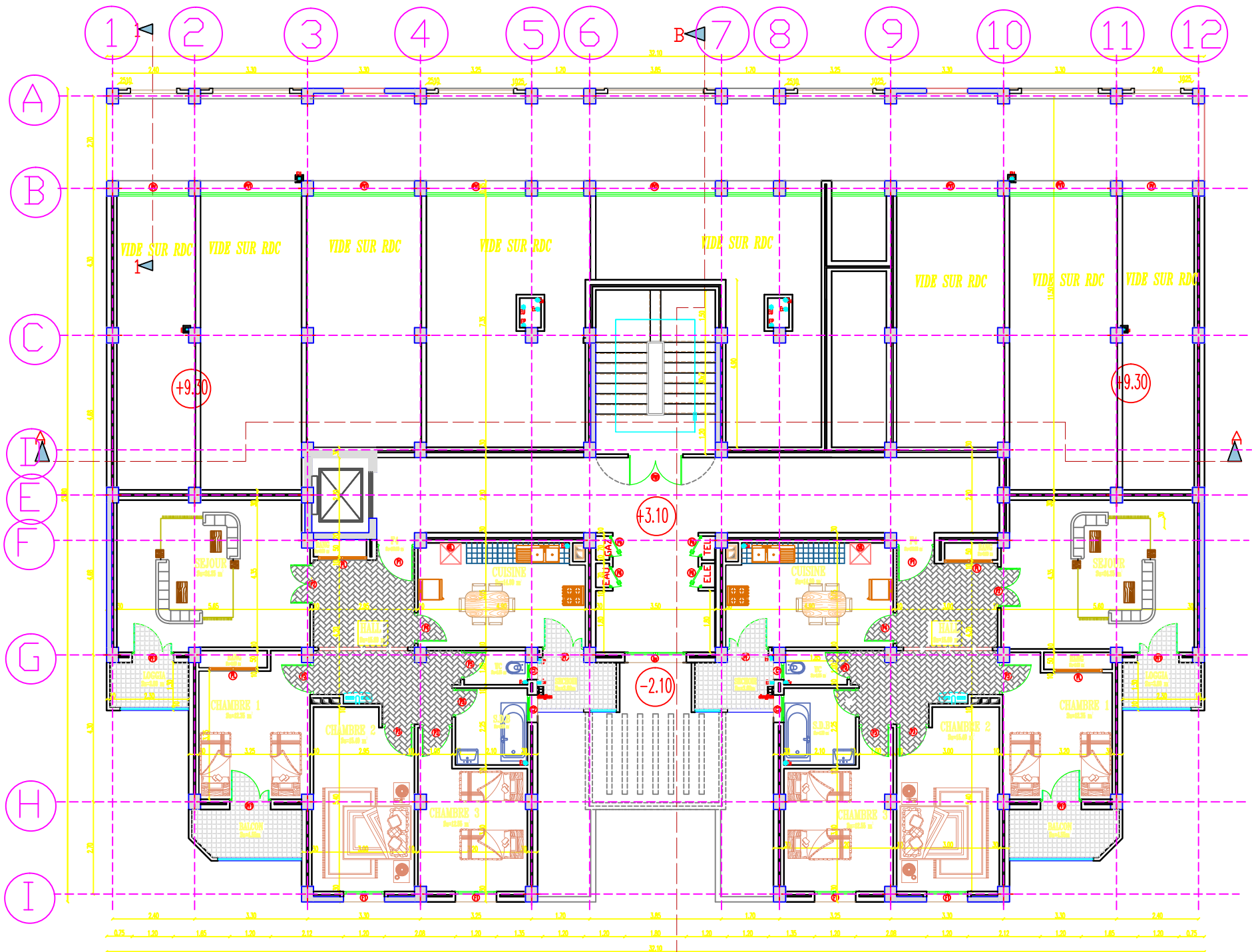
B



**PLAN RDC**

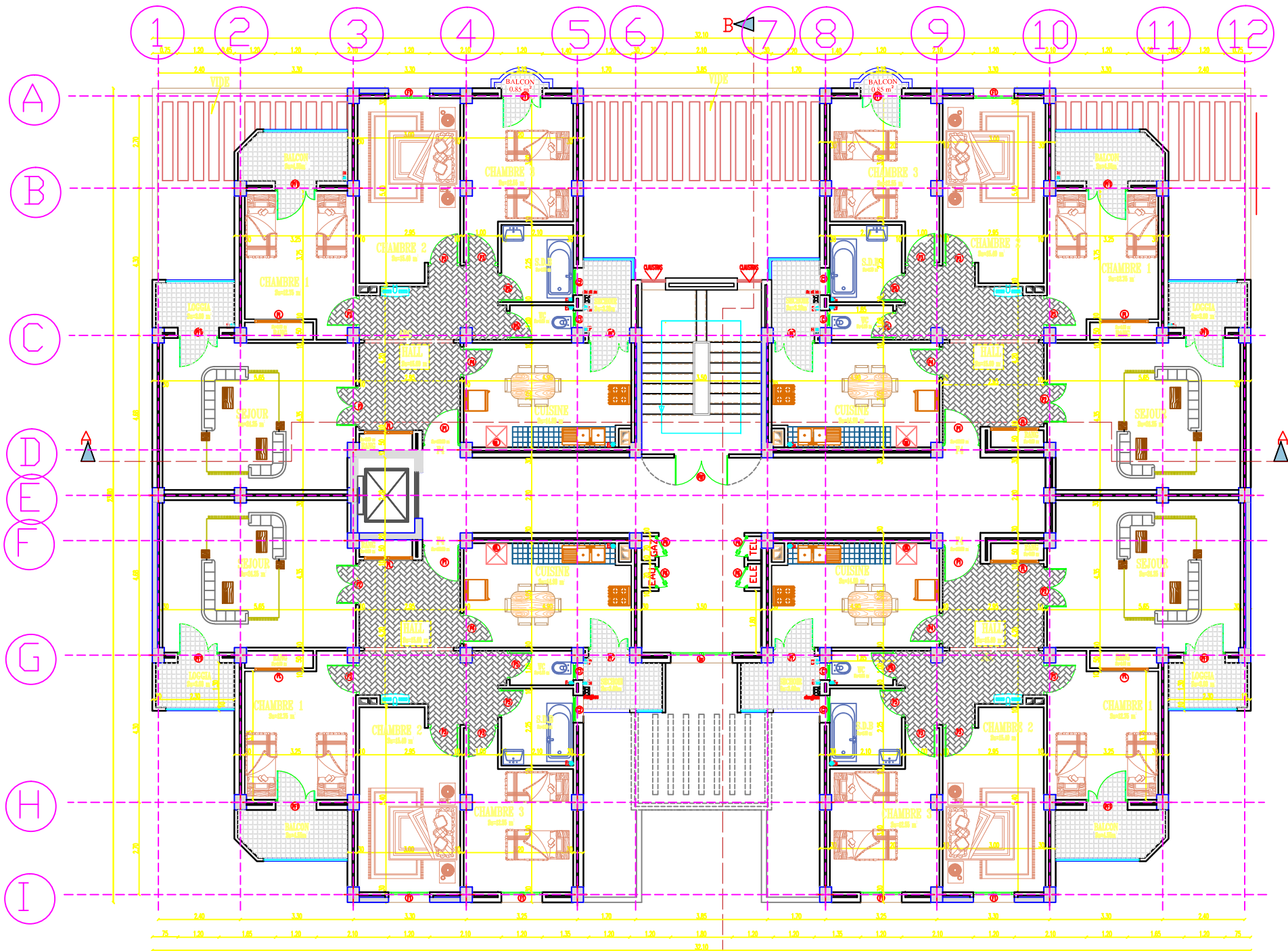
B





**PLAN 1er ETAGE**





**PLAN ETAGES COURANTS**



# INTRODUCTION GENERALE:

### **Introduction générale :**

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir faire. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+5+3 sous sol. présentant une régularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques) avec une justification de l'interaction.

Après une descente des charges et un prédimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *ETABS* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003.

Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# CHAPITRE I :

Présentation de projet  
et  
caractéristiques des matériaux

## I.1. Introduction

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles.

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

## I.2. Présentation de projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de 9 niveaux (RDC+5 étage + 3 sous-sol) a usage d'habitation, classé dans le groupe **d'usage 2** (ouvrage courants ou d'importance moyenne) contreventé par un système mixte (portique-voile).

Ce projet est implanté à la commune de Jijel, d'après **RPA99 version 2003**, la wilaya de Jijel est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa), d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des éléments constituant l'ouvrage et dans l'infrastructure.

La liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé et un ascenseur.

## I.3. Donnée du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par RPA 99/version 2003 comme :

- ⇒ Une zone de sismicité moyen (**zone IIa**).
- ⇒ L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- ⇒ Le site est considéré comme « **Site Meuble** » (S3).
- ⇒ Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ . à 1,5 m de profondeur.

## I.4. Caractéristiques géométriques de la structure

- Largeur en plan: 23,80m
- Longueur en plan : 32,10 m
- Hauteur du RDC: 3 m
- Hauteur de chaque sous sols: 3,10 m
- Hauteur étage courant: 3 m
- Hauteur de buanderie : 2,3 m
- Hauteur de l'acrotère : 0,60 m.
- Hauteur de bâtiment sans acrotère : 29,6 m
- Hauteur totale du bâtiment : 30,2 m

### **I.5. Caractéristique structurales**

#### **I.5.1. Les planchers :**

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales et la répartition des charges horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

#### **I.5.2. La maçonnerie**

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

Les murs extérieurs : sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm épaisseur) séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

#### **I.5.3. La terrasse :**

On a deux types de terrasse inaccessibles qui vont servir de couverture pour la cage d'escalier, et accessible.

#### **I.5.4. L'acrotère :**

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse. Le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

#### **I.5.5. Enduit et revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds
- Carrelage pour les planchers
- Mortier pour les façades.
- Étanchéité multicouche pour le plancher terrasse

#### **I.5.6. Les balcons :**

Sont réalisée en dalle pleine.

#### **I.5.7. Les escaliers :**

Sont réalisés en béton armé, coulé sur place et constitué de volé et palier de repos.

### **I.5.8. L'ascenseur :**

Est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

### **I.5.9. Fondations :**

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

### **I.6. Les charges :**

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des actions accidentelles (FA)

### **I.7. Définition de l'état limite :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée . Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

#### **❖ I.7.1. Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

#### **❖ I.7.2. Etat limite de service ELS :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement



de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

### I.8. Indication générale sur les règles de BAEL :

#### I.8.1. Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six :

1. Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
2. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et béton en raison de l'adhérence.
3. La résistance de traction de béton est négligée.
4. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En flexion} \quad \rightarrow \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \\ \text{En compression simple} \quad \rightarrow \epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

5. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de gravité, est limité à **10‰**.
6. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle des trois pivots).

#### I.8.2. Règle des trois pivots :

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 (1.2)** tel que :

**A** : correspond à un allongement de **10‰** de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

**B** : correspond à un raccourcissement de **3,5‰** du béton de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

C : correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton de la fibre située à  $\frac{3}{7}h$  de la fibre la plus comprimée : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la compression simple.

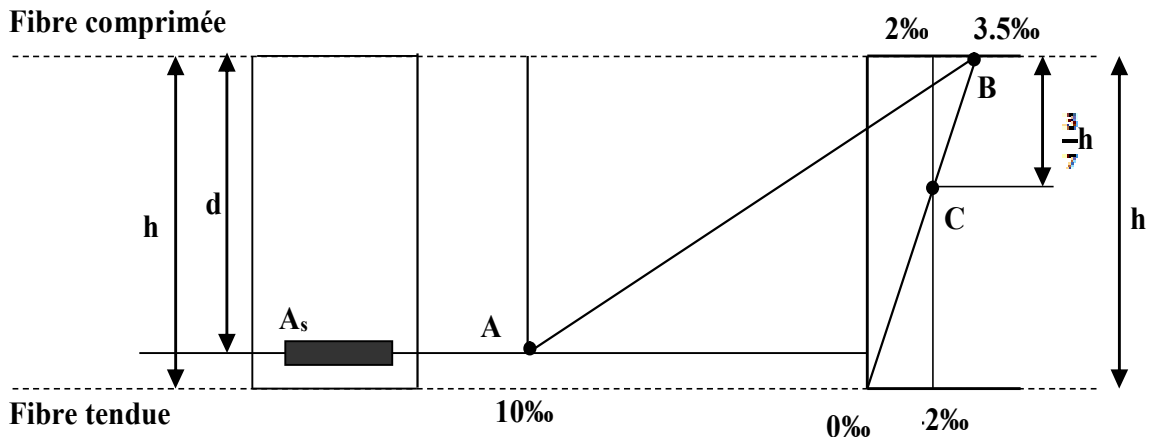


Figure .I.1 Règle des trois pivots

### I.8.3. Hypothèses de calcul à l'ELS :

1. Les sections planes restent planes après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
3. Le béton tendu est négligé dans le calcul.
4. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
5. Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\eta : \text{Coefficient d'équivalence})$$

## I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.9.1. Le béton :

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition est comme suite :

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- ✚ 350 Kg de ciment CPA25
- ✚ 400 L de sable ( $D \leq 5\text{mm}$ )
- ✚ 800 L de gravillons ( $D \leq 25\text{mm}$ )
- ✚ 175 L d'eau (L'eau de gâchage)

### ➤ Le ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire capable de faire prise dans l'eau, il se présente sous :

L'aspect d'une poudre très fine qui mélange avec de l'eau, forme pâte faisant prise et durci. Sa progressivement dans le temps. Ce durcissement est dû à l'hydraulique de certains composés minéraux, notamment des silicates et des aluminates de calcium, la proportion de chaux et de silice réactive devant être au moins de 50% de masse du ciment.

### ➤ Granulats Sable :

Ce sont des granulats dont leurs grosseurs varient entre ( $d=0\text{mm}$ ) et ( $D=5\text{mm}$ ). La classe granulaire utilisée est limitée par la plus petite dimension ( $d$ ) et la plus grande ( $D$ ). Noté ( $d/D$ ).

Origine :  $\begin{cases} \text{concassée} \\ \text{naturelle (quartzeux)} \end{cases}$

### ➤ Gravier :

Ce sont des granulats de grosseurs supérieurs à 5mm. Origine :

- ✚ Gravier naturelle (appelé ainsi roulé ; ou grave naturel)
- ✚ Gravier concassée (concassage des roches calcaire)
- ✚ Gravier artificiel (laitier concassé)

### ➤ La composition du béton doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

#### • Résistance caractéristique à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

La résistance à la compression d'âge est donnée par la formule :

$$f_{cj} = \left( \frac{j}{4.76 + 0.83j} \right) f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \dots (\text{BAEL 91 modifié 99 A.2.1, 11})$$

$$f_{cj} = \left( \frac{j}{1.40 + 0.95j} \right) f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}.$$

#### • Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$  est

conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

- **Module de déformation longitudinale du béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \text{ (Art A.2.1.2.1 CBA93)}$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (Art A.2.1.2.2 CBA93)}$$

♣ Pour :

$f_{c28} = 25\text{ Mpa}$  on a :

$$E_{i28} = 32164,20\text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818,86\text{ Mpa}$$

- **Contrainte limite à l'ELU :**

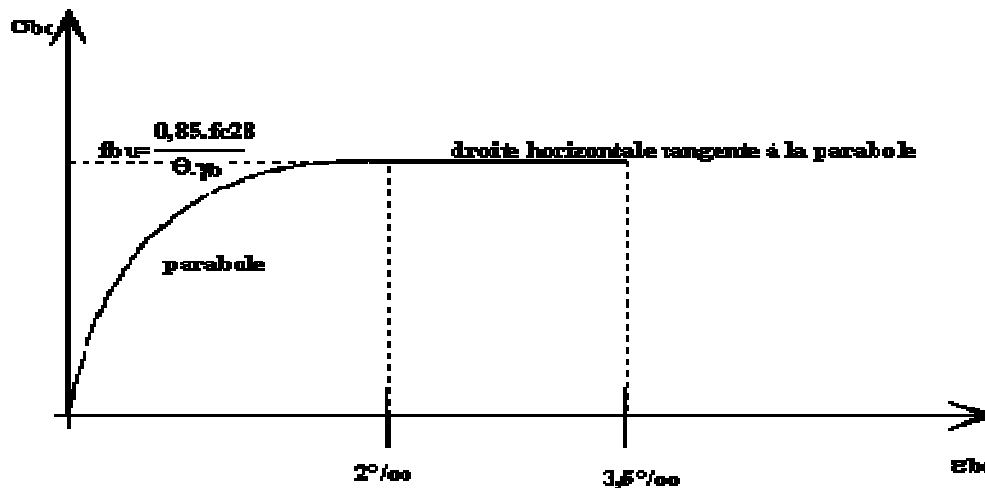


Figure I.2 Diagramme contraintes-déformation du béton

La contrainte en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{BAEL91 (Art. A.4.3.4)}$$

Avec :

$\theta$  dépend de la durée d'application des contraintes :

1,00 lorsque la durée probable d'application  $> 24$  heures.

$\theta = 0,9$  lorsque 1 heure la durée probable d'application  $\geq 24$  heures.

0,85 lorsque la durée probable d'application  $< 1$  heure.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1,5$  en situation durable et transitoire (S.D.T)

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle (S.A)

Le coefficient réducteur  $0,85$  tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$

- **Contrainte limite à l'ELS :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les Sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

### I.9.2. L'acier :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
<b>Ronds lisses</b>	<b>F<sub>e</sub>E22</b>	<b>215</b>	Emploi courant : Épingles de levage des pièces préfabriquées
	<b>F<sub>e</sub>E24</b>	<b>235</b>	
<b>Barres HA Type 1 et 2</b>	<b>F<sub>e</sub>E40</b>	<b>400</b>	Emploi courant
	<b>F<sub>e</sub>E50</b>	<b>500</b>	
<b>Fils tréfiles HA Type 3</b>	<b>F<sub>e</sub>TE40</b>	<b>400</b>	Emploi sous forme de barres droites où de treillis
	<b>F<sub>e</sub>TE50</b>	<b>500</b>	
<b>Treillis soudés Lisses Type 4</b>	<b>TL50(<math>\phi &gt; 6mm</math>)</b>	<b>500</b>	Emploi courant
	<b>TL50(<math>\phi \leq 6mm</math>)</b>	<b>520</b>	

**Tableau I-1** Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 et FeE520 (pour les Treillis soudés dans les plancher); caractérisés par :

- Limite élastique :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 520 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte admissible :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;
- Coefficient de fissuration :  $\eta = 1.6$  ;
- Coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1.15$  ;

- Module d'élasticité :  $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$

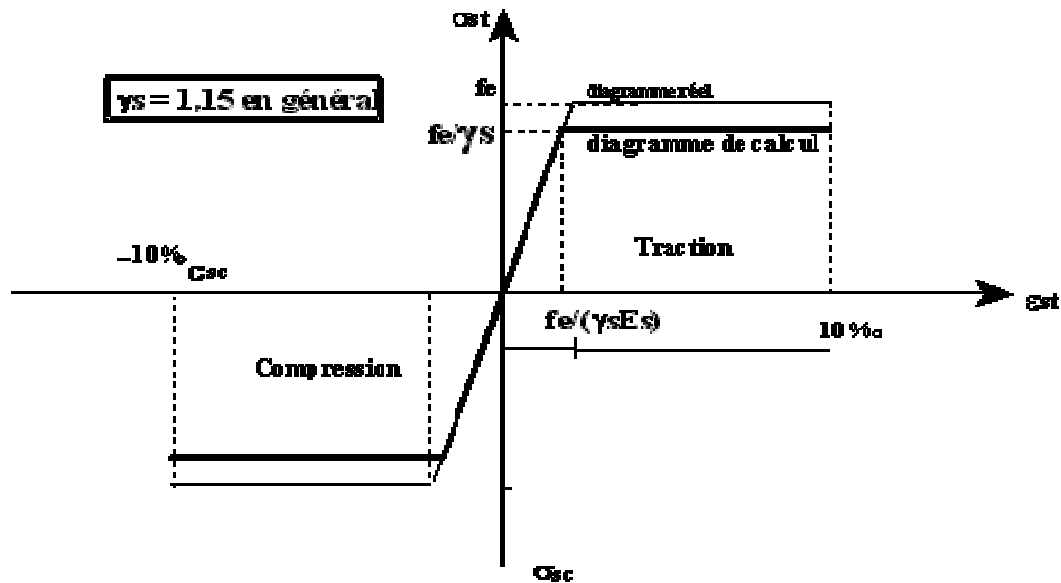


Figure I.3 Diagramme de contrainte- déformation de l'acier

### I.10. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

- **G** : ensemble des actions permanentes.
- **Q** : actions variables.
- **E** : Valeur de l'action accidentelle.

➤ **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

$$1,35 * G + 1,5 * Q$$

➤ **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

$$G + Q$$

➤ **Sollicitations accidentelles :**

$$G + Q \pm E$$

Les combinaisons d'action : **RPA99/2003 (Article V.5.2)**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- Situation accidentelle :**

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2 * E \rightarrow$ (Uniquement pour les poteaux.)
- $0,8 * G \pm E$

**b. Situation durable :**

**ELU :**

- $1,35 * G + 1,5 * Q$

**ELS :**

- $G + Q$

### **I.11. Règlements et normes utilisés :**

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ **RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien) ;**
- ❖ **CBA93. (Code du Béton Armé) ;**
- ❖ **DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation) ;**
- ❖ **BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites);**
- ❖ **DTR BC2.33.2. ;**

# CHAPITRE II :

Prédimensionnement des éléments  
et  
descente des charges



### II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du **BAEL91** et le **RPA99/ version2003**, aussi pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Dans ce chapitre, on va faire un pré dimensionnement pour chaque type des éléments suivants :

- Planchers
- Balcons
- Voiles
- Escaliers
- Poutres
- Poteaux.

### II.2. Pré dimensionnement du plancher :

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

#### ➤ Planchers à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale.

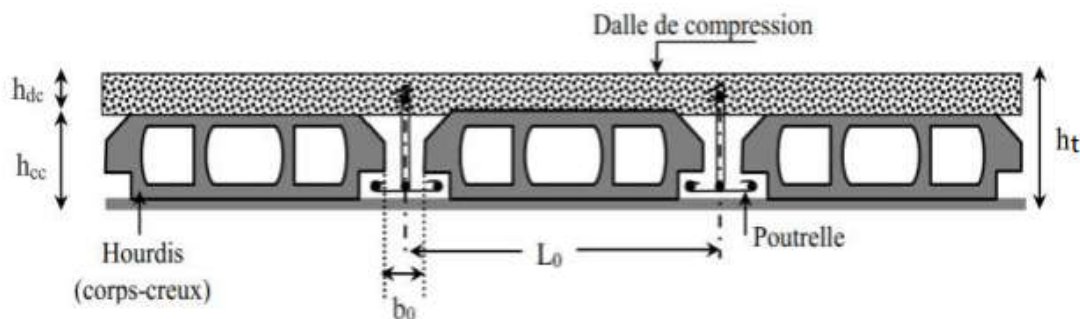


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux.

$h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : largeur de la nervure de **8 à 12 cm**.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$h_t$  : hauteur total du plancher.

Généralement, l'épaisseur de plancher à corps creux est déterminée d'après le **CBA 93** (Art **B.6.8.4.2.4**) par la condition ci-après :

$$h_t / L_x \geq \max \{ (1/15) \times (M_t \times M_0) ; (1/22,5) \}$$

$$h_t \geq \max \{ (1/15) \times (M_t \times M_0) L_x ; (1/22,5) L_x \}$$

Avec :

$L_x$ : la plus grande portée dans le sens de disposition de nervure entre nus.

Dans notre cas :  $L_x = 4.6 \text{ m}$

$M_t$  : le moment en travée :  $M_t \geq 0,75 M_0$ .

$M_0$  : le moment isostatique correspondant.

$$h_t \geq \max \left\{ (1/15) \times (0,75 \times 460) ; 460 (1/22,5) \right\}$$

$$h_t \geq \max \{ 23 ; 20,44 \}$$

On adopte l'épaisseur de :  $h_t = 25 \text{ cm}$     Tel que :  $h_t = D + E = 20 + 5$

D: l'épaisseur de corps creux.

E : l'épaisseur de la dalle de compression.

Pour la largeur de la nervure nous avons :  $b_0 = (8 ; 14) \text{ cm}$ ,  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

### ➤ Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

Leur dimension déterminée comme suite :

$$b_1 \leq L_{\max}/10 \Rightarrow b_1 \leq 460/10$$

$$b_1 \leq L_{\text{hourdis}}/2 \Rightarrow b_1 \leq 55/2$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 30 \leq b_1 \leq 40$$

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

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

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

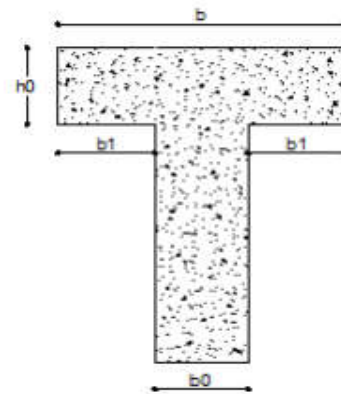


Figure.II.2. Dimensionnement de la poutrelle.

### II.3. Pré dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

• Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

L : la largeur du plus grand balcon :  $L=1.5$  m

On obtient :  $\frac{150}{15} \leq e \leq \frac{150}{20} + 7$

$$10 \text{ cm} \leq e \leq 14.5 \text{ cm}$$

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

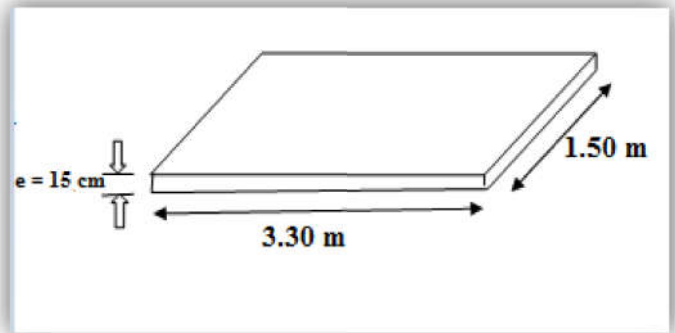


Figure II.3 Coupe transversale du balcon

### II.4. Pré dimensionnement des voiles :

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

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ».

Avec :

**L** : portée du voile.

**e**: épaisseur du voile.

D'après l'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**). « L'épaisseur minimale est de **15 cm** ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

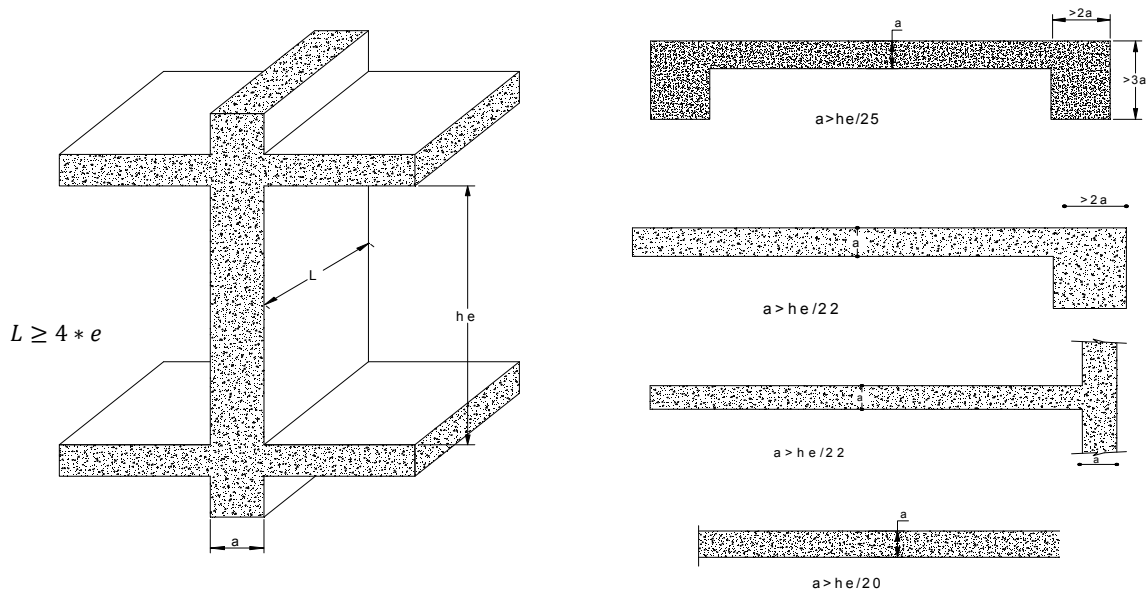
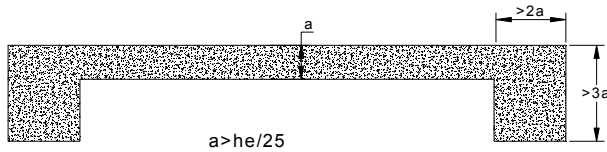


Figure II.4 Coupe en élévation et en plan de voile

Dans notre cas on a un seul type de voile :



#### a. pour les sous sols

On a la plus grande hauteur libre d'étage  $he = 3,10 \text{ m}$ .

Donc :

- $e > \max \left[ \frac{he}{25} ; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $e > \max \left[ \frac{310}{25} ; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $e > \max [12.40 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$ .

Soit :  $e = 20 \text{ cm}$ .

#### b. pour le RDC et les étages

On a la plus grande hauteur libre d'étage  $he = 3 \text{ m}$ .

Donc :

- $e > \max \left[ \frac{he}{25} ; 15 \text{ cm} \right]$ .
- $e > \max \left[ \frac{300}{25} ; 15 \text{ cm} \right]$ .

- $e > \max [12 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$ .

Soit :  $e = 20 \text{ cm}$ .

### II.5. Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un ouvrage permettant de monter ou de descendre, constitué d'une succession de marches et d'un ou plusieurs paliers de repos.

1. **La marche** : est la partie horizontale, la ou l'on marche.
2. **La contremarche** : est la partie verticale contre la marche.
3. **L'embranchement** : est la longueur utilisée de chaque marche.
4. **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont ce dernier est trace à 0.5m de la ligne de jour.
5. **La paillasse** : supporte les marches et les contremarches.
6.  $\alpha$  : est l'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.
7. **La volée** : est l'ensemble de marche de palier.

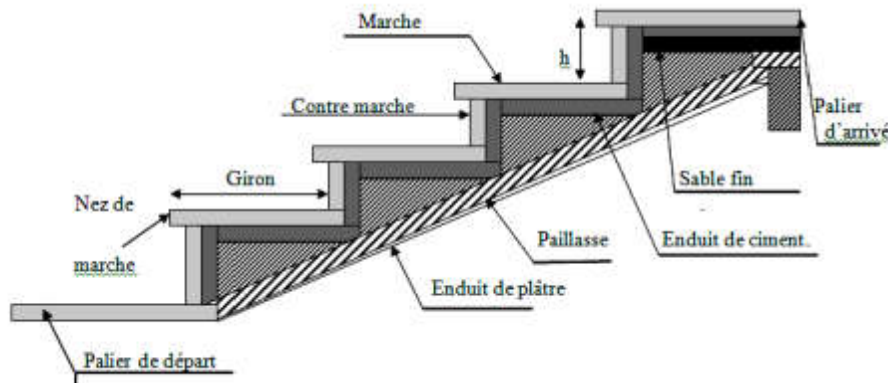


Figure II.5: schéma de l'escalier

Dans notre projet, on a un seul type d'escalier :

- **Pour RDC et étage courant** : Hauteur d'étage :  $H=3 \text{ m}$ .

On va diviser la hauteur d'étage sur 3 parties :

- La 1<sup>er</sup> et la 3<sup>eme</sup> partie de hauteur  $H_1 = 1.36 \text{ m}$
- La 2<sup>eme</sup> partie de hauteur  $H_2 = 0.28 \text{ m}$
- **1<sup>er</sup> et 3<sup>eme</sup> partie  $H_1 = 1.36 \text{ m}$  :**

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

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

On a :  $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$ .

$h$  : varié de 14 cm à 18 cm.

g : varié de 25 cm à 32 cm.

Pour: h=17 cm

$$N_c = H/h = 136/17 = 8$$

On aura 8 contre marche pour ce volé

$$n = N_c - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ marche pour ce volé}$$

○ **Inclinaison de la pailleasse:**

$$\text{Tg } \alpha = H_v / L_f$$

$$H_v = N_c \times h \Rightarrow H_v = 8 \times 17 \Rightarrow H_v = 1.36 \text{ m}$$

$$L_f = n \times g \Rightarrow L_v = 7 \times 30 \Rightarrow L_f = 2.1 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = 1.36 / 2.1 \Rightarrow \alpha = 32.93^\circ.$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = 1.36 / \sin \alpha \Rightarrow L = 2.50 \text{ m}$$

Epaisseur de la pailleasse est calculée par la condition suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \text{ Avec : } L = L_{\text{pailleasse}} + L_{\text{palier}} = 1 + 2.10 + 1.50 = 4.6 \text{ m}$$

$$\frac{4.6}{30} = 0.153 \leq e \leq \frac{4.6}{20} = 0.23$$

Donc on prend : e = **18cm**

• **2<sup>eme</sup> partie H<sub>2</sub> = 0.28 m :**

Giron : g = 30 cm.

h : varié de 14 cm à 18 cm.

g : varié de 25 cm à 32 cm.

Pour: h=14 cm

$$N_c = H_2/h = 28/14 = 2$$

On aura 2 contre marche

$$n = N_c - 1 = 2 - 1 = 1 \text{ marche pour cette volée}$$

○ **Inclinaison de la pailleasse:**

$$\text{Tg } \alpha = H_v / L_v$$

$$H_v = N_c \times h \Rightarrow H_v = 2 \times 0.14 \Rightarrow H_v = 0.28 \text{ m}$$

$$L_v = n \times g \Rightarrow L_v = 1 \times 0.3 \Rightarrow L_v = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = 0.28 / 0.3 \Rightarrow \alpha = 43.02^\circ.$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = 0.28 / \sin \alpha \Rightarrow L = 0.41 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paille est : } L/30 < e < L/20 \Rightarrow 41/30 < e < 41/20$$

$$1.37 < e < 2.05 \Rightarrow \text{on adopte } = 18 \text{ cm}$$

➤ **Pour les 03 sous sols :** Hauteur SS :  $H = 3.10 \text{ m}$ .

On va diviser la hauteur de Sous sol sur 3 partie :

- La 1<sup>er</sup> et la 3<sup>eme</sup> partie de hauteur  $H_1 = 1.40 \text{ m}$
- La 2<sup>eme</sup> partie de hauteur  $H_2 = 0.3 \text{ m}$
- **1<sup>er</sup> partie  $H_1 = 1.40 \text{ m}$  :**

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

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

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18.$$

$h$  : varié de 14 cm à 18 cm.

$g$  : varié de 25 cm à 32 cm.

Pour:  $h = 17.5 \text{ cm}$

$$N_c = H/h = 140/17.5 = 8$$

On aura 8 contre marche pour ce volé

$$n = N_c - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ marche pour ce volé}$$

○ **Inclinaison de la paille:**

$$\text{Tg } \alpha = H_v / L_f$$

$$H_v = N_c \times h \Rightarrow H_v = 8 \times 17.5 \Rightarrow H_v = 1.40 \text{ m}$$

$$L_f = n \times g \Rightarrow L_f = 7 \times 30 \Rightarrow L_f = 2.1 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = 1.40 / 2.1 \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ.$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = 1.40 / \sin \alpha \Rightarrow L = 2.52 \text{ m}$$

Epaisseur de la paille est calculée par la condition suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \text{ Avec } : L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 1 + 2.10 + 1.50 = 4.6 \text{ m}$$

$$\frac{4.6}{30} = 0.153 \leq e \leq \frac{4.6}{20} = 0.23$$

Donc on prend : **e = 18 cm**

- **2<sup>ème</sup> partie H<sub>2</sub> = 0.3 m :**

Giron : g = 30 cm.

On a :  $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$ .

h : varié de 14 cm à 18 cm.

g : varié de 25 cm à 32 cm.

Pour : h = 15 cm

$$N_c = H_2 / h = 30 / 15 = 2$$

On aura 2 contre marche

n = N<sub>C</sub> - 1 = 2 - 1 = 1 marche pour cette volée

- **Inclinaison de la paillasse:**

$$\text{Tg } \alpha = H_v / L_v$$

$$H_v = N_c \times h \Rightarrow H_v = 2 \times 15 \Rightarrow H_v = 0.3 \text{ m}$$

$$L_v = n \times g \Rightarrow L_v = 1 \times 30 \Rightarrow L_v = 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = 0.3 / 0.3 \Rightarrow \alpha = 45^\circ.$$

La longueur de volée est :  $L = 0.3 / \sin \alpha \Rightarrow L = 0.42 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse est :  $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 42/30 < e < 42/20$

$1.4 < e < 2.1 \Rightarrow$  **on adopte e = 18 cm**

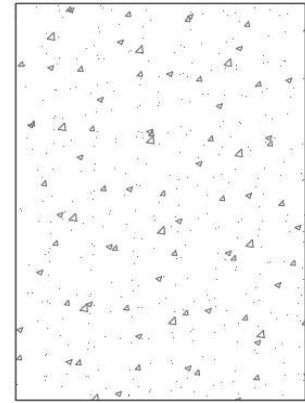
### II.6. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et les transmises aux poteaux. Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifié suivant le règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003**.



- D'après le **BAEL91** :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h \end{cases}$$



**Figure II.6** Poutre (b\*h)

- D'après le **RPA99 version 2003** :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

- L : portée maximale de la poutre.
- h : Hauteur de la section.
- b : Largeur de la section.

### II.6.1. Pré dimensionnement des poutres principales :

Nous avons : L = 4.68 m (la longueur maximale dans le sens transversale).

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 31.20 \text{ cm} \leq h \leq 46.8 \text{ cm}$ .

On prend : **h = 45 cm**.

- $0,3 * h < b < 0,5 * h \rightarrow 13.5 \text{ cm} < b < 22.5 \text{ cm}$ .

On prend : **b = 30 cm**, pour des raisons architecturales.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003(zone II)** suivant :

- **b ≥ 20 cm.** → b = 30 cm > 20 cm **CV**.
- **h ≥ 30 cm.** → h = 45 cm > 30 cm **CV**.
- $\frac{h}{b} \leq 4$  →  $\frac{h}{b} = 1,5 < 4$  **CV**.

Soit :  $b * h = (30 * 45) \text{ cm}^2$ .

### II.6.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires :

Nous avons :  $L = 4.95 \text{ m}$  (la longueur maximale dans le sens longitudinal).

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm}$ .

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

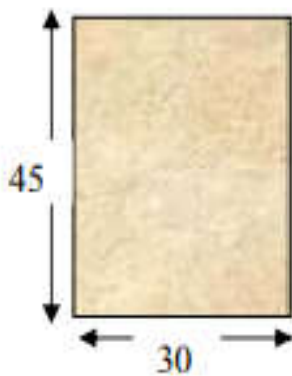
- $0,3 * h < b < 0,5 * h \rightarrow 10.5 \text{ cm} < b < 17.5 \text{ cm}$ .

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ . pour des raisons architecturales.

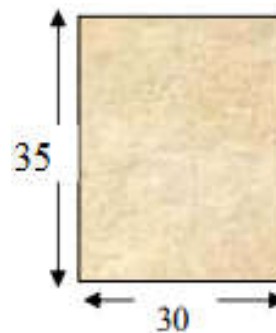
Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003(zone II)** suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ .  $\rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  CV.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ .  $\rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  CV.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,16 < 4$  CV.

Soit :  $b * h = (30 * 35) \text{ cm}^2$ .



**Poutre principale**



**Poutre secondaire**

**Figure II.7.**pré dimensionnement des poutres (Principales et Secondaires)

### II.6. 3. Pré dimensionnement de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse. La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiée en considérant le **RAP 99/version 2003**.

➤ **Selon le BAEL91 :**

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \implies 25.66 \leq h \leq 38.5 \text{ cm}$$

**On prend : h= 35 cm.**

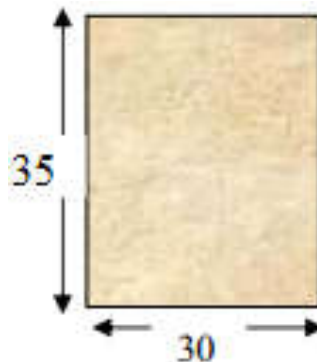
La largeur b de la poutre palière doit être :

- $0,3 * h \leq b \leq 0,5 * h.$
- $10.5 \leq b \leq 17.5 \text{ cm.} \rightarrow$  On prend : **b = 30 cm.**

➤ **Selon le RPA99/ version 2003 :**

- $h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 35\text{cm} \dots\dots\dots (CV).$
- $b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30\text{cm} \dots\dots\dots (CV).$
- $\frac{h}{b} < 4 \quad \frac{45}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots (CV).$

Donc on choisit une section de la poutre palière (**b \* h=30\*35**) cm<sup>2</sup>.



**Figure II.8.**pré dimensionnement de la poutre palière

**II.7. Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments. Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99 /version2003**, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa:

$$\text{Min } (b, a) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b, a) \geq h_e / 20$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$$

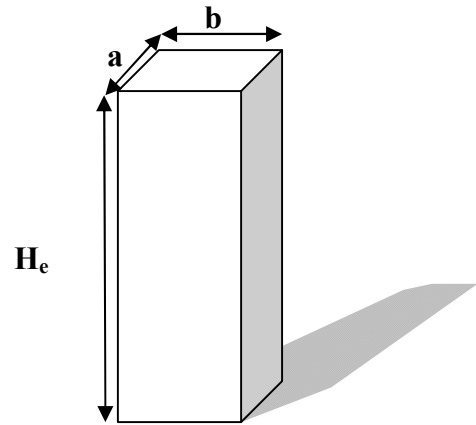


Figure II.9. Dimensionnement d'un poteau

- D'après les règles **BAEL91** :

L'effort normal ultime agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$\bullet \quad B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec :

- $B_r$  : section réduite du poteau,  $B_r = (a-0,02) (b-0,02)$  en  $m^2$ .
- $N_u$  : Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$ ).
- $A_s$  : section d'armature comprimé prise en compte dans le calcul.
- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b = 1,5$  (situation durable ou transitoire).
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s = 1,15$  (situation durable ou transitoire).
- $\alpha$  : coefficient fonction de l'élançement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de **1%** de la section :

$$\bullet \quad \frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$$

$$\bullet \quad N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Pour :  $\lambda = 35 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,708 \quad \rightarrow \quad B_r \geq 0,064 * N_u$

Pour :  $\lambda = 50 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,603 \quad \rightarrow \quad B_r \geq 0,075 * N_u$

$N_u$  : est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour notre cas, on adopte :  $B_r = 0,064 * N_u$

## II.8. Evaluation des charges et surcharges :

### ❖ II.8.1 Les planchers :

#### a. Plancher terrasse en corps creux « inaccessible » :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-Béton forme de pente	0,10	22	2.2
4-Isolation thermique	0,05	03	0,15
5-Plancher a corps creux	0,25	/	3.25
6-Enduit de plâtre	0,02		0,20
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>6.77</b>

Tableau II-1 Charge permanente due au plancher terrasse inaccessible

✓ Surcharge d'exploitation :  $Q=1 \text{ KN/m}^2$ .

#### b. Plancher terrasse en corps creux « accessible » :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-Béton forme de pente	0,10	22	2.2

4-Isolation thermique	0,05	03	0, 15
5-Plancher a corps creux	0,25	/	3.25
6-Enduit de plâtre	0,02		0,20
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5.92</b>

Tableau II-2 Charge permanente due au plancher terrasse accessible

✓ Surcharge d'exploitation :  $Q=1,5\text{KN/m}^2$

c. Plancher étage courant en corps creux (RDC jusqu'à 4<sup>ème</sup> étage) :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Cloison	/	/	1
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-plancher corps creux	0,25	/	3.25
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5.65</b>

Tableau II-3 Charge permanente due au plancher étage courant

✓ Surcharge d'exploitation :  $Q=1,5\text{KN/m}^2$ .

d. plancher sous sol 1,2 et 3 en corps creux :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Cloison	/	/	1
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5- plancher corps creux	0,25	/	3.25
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5.65</b>

Tableau II- 4 Charge permanente due au Sous sols

✓ Surcharge d'exploitation :  $Q= 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

❖ II.8.2 Les balcons :

a. Balcon terrasse accessible :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
2-Etanchéité multicouches	0,02	06	0,12
3-Béton forme de pente	0,1	22	2.2
4-Isolation thermique	0,05	0,3	0,15
5-dalle pleine	0,15	25	3.75
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>6.62</b>

Tableau II- 5Charge permanente due au Balcon terrasse accessible

✓ Surcharge d'exploitation : Q= 3,5 KN/m<sup>2</sup>.

b. Balcon étage :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable	0,02	18	0,36
4-dalle pleine	0,15	25	3.75
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>5.35</b>

Tableau II-6Charge permanente due au Balcon étage

✓ Surcharge d'exploitation : Q= 3,5 KN/m<sup>2</sup>.

❖ II.8.3 Les Murs :

a. Murs extérieurs :(épaisseur e = 30cm) :

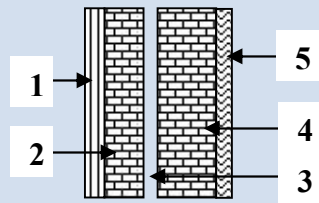
	Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1-	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2	
2-	Brique creux 10cm	11	1,1	
3-	Lame d'aire 5cm	----	----	
4-	Brique creux 15cm	11	1,65	
5-	Enduit de ciment 2cm	20	0,4	
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>3,35</b>	

Tableau II-7Charge permanente due aux Mur extérieurs

**b. Cloisons intérieures:(épaisseur e= 10cm) :**

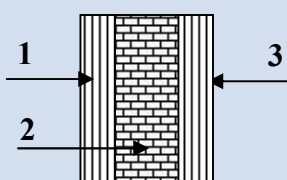
	Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1-	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2	
2-	Brique creux 10cm	11	1,1	
3-	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2	
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>1,50</b>	

Tableau II-8 Charge permanente due aux Cloison intérieures.

❖ **II.8.4 Les escaliers :**

**a. Palier :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	<b>0,44</b>
2-Mortier de pose	0,02	20	<b>0,40</b>
3-Couche de sable fin	0,02	18	<b>0,36</b>
4-Poids propre de palier	0,18	25	<b>4.50</b>
5-Enduit de ciment	0,02	20	<b>0,40</b>
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>6.10</b>

Tableau II-9 Charge permanente due au Palier simple

✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

**b. Paillasse :**

- La paillasse avec une inclinaison de  $32,93^\circ$  :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5-Poids propre de paillasse	0,18	$25 / \cos 32.93^\circ$	5.36
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>9.09</b>

Tableau II-10 Charge permanente due au Paillasse à  $32,93^\circ$

✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .



- La paillasse avec une inclinaison de 43.02° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,14/2	25	1.75
5-Poids propre de paillasse	0,18	25 / cos 43.02°	6.15
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>9.5</b>

Tableau II-11 Charge permanente due au Paillasse à 43.02°

- ✓ Surcharge d'exploitation : Q= 2,5 KN/m<sup>2</sup>.

- La paillasse avec une inclinaison de 33,69° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0.175/2	25	2,187
5-Poids propre de paillasse	0,18	25/cos33.69°	5.41
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>9.20</b>

Tableau II-12 Charge permanente due au Paillasse à 33.69°

- ✓ Surcharge d'exploitation : Q= 2,5 KN/m<sup>2</sup>.

- La paillasse avec une inclinaison de 45 ° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0.15/2	25	1.88
5-Poids propre de paillasse	0,18	25/cos45°	6.36
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>9.84</b>

Tableau II-13 Charge permanente due au Paillasse à 45°

- ✓ Surcharge d'exploitation : Q= 2,5 KN/m<sup>2</sup>.

### II.9. Descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rive et d'angle, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Dans cette partie, une descente des charges pour les poteaux cité ci-après a été faite, dans l'objectif de faire la recherche du poteau le plus sollicité.

- Poteau **de rive (G-2)**.
- Poteau **D'angle (H-2)**.
- Poteau **au niveau de la cage d'escalier (D-7)**
- Poteau **central (G-3)**.

#### 1. Poteau d'angle :( H-2)

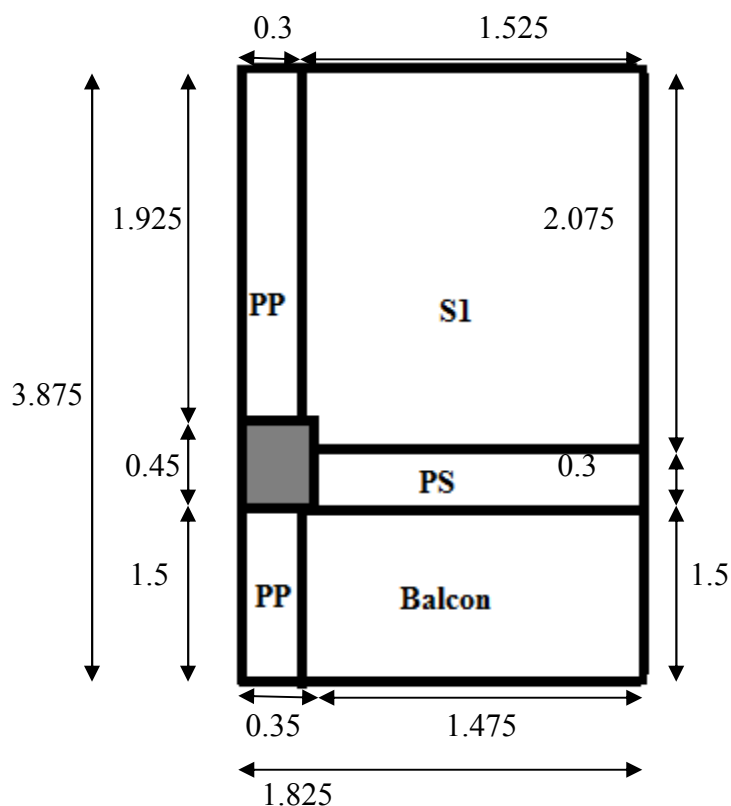


Figure II.10 Les sections venant au poteau d'angle (H-2)

$$S_1 = 1.525 * 2.075 = 3.164 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} = 1.5 * 1.525 = 2.287 \text{ m}^2$$

$$S' = (3.875 * 1.825) - 0.1 * (3.875 + 1.825) = 6.50 \text{ m}^2$$

### **A/ Niveau terrasse :**

$$\text{Plancher} : 5.92 * 3.164 + 6.62 * 2.287 = 33.87 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres Principale} : 0.3 * 0.45 * 25 * (1.925 + 1.5) = 11.56 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres Secondaire} : 0.3 * 0.35 * 25 * 1.525 = 4 \text{ KN}$$

$$\text{Acrotère} : [0.1 * 0.6 + 0.1 * 0.06 + 0.1 * 0.04 / 2] * 25 * (3.875 + 1.825) = 9.69 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges} : 1.5 * (2.375 * 1.825 - 0.1 * 2.375) + 3.5 * (1.5 * 1.825 - 0.1 * 1.5) = 15.20 \text{ KN}$$

### **B/ Niveau étage + S - sol :**

$$\text{Plancher} : 5.65 * 3.164 + 5.35 * 2.287 = 30.11 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres Principale} : 0.3 * 0.45 * 25 * (1.925 + 1.5) = 11.56 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres Secondaire} : 0.3 * 0.35 * 25 * 1.525 = 4 \text{ KN}$$

Poteau :

- Etage+RDC :  $(0.45 * 0.35) * 3 * 25 = 11.81 \text{ KN}$
- S-SOL :  $(0.45 * 0.35) * 3.1 * 25 = 12.21 \text{ KN}$

Mur extérieure :

- Etage + RDC :  $3.35 * 1.925 * (3 - 0.45) + 3.35 * 1.475 * (3 - 0.35) = 29.54 \text{ KN}$
- S-SOL :  $3.35 * 1.925 * (3.1 - 0.45) + 3.35 * 1.475 * (3.1 - 0.35) = 30.68$

$$\text{Surcharges} : 1.5 * [(1.925 + 0.45) * 1.825] + 3.5 * [(1.5 * 1.825)] = 16.08 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges S-sol} : 2.5 * [(1.925 + 0.45) * 1.825] + 3.5 * (1.5 * 1.825) = 20.42 \text{ KN}$$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

Niveau	Elément	Coefficient De dégression	Surcharge Avant dégression Q (KN)	G (KN)	Surcharge Après dégression Q (KN)
N <sub>1</sub>	-Plancher terrasse -Poutres (P) -Poutres (S) -Acrotère	1	15.20	33.87 11.56 4.00 9.69	15.20
	-Venant de N <sub>1</sub>			59.12	
N <sub>2</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur extérieure	1	16.08	30.11 11.56 4.00 11.81 29.54	16.08
	-Venant de N <sub>2</sub>			146.14	
N <sub>3</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur extérieure	0.9	16.08	30.11 11.56 4.00 11.81 29.54	14.47
	-Venant de N <sub>3</sub>			233.16	
N <sub>4</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur extérieure	0.8	16.08	30.11 11.56 4.00 11.81 29.54	12.86
	-Venant de N <sub>4</sub>			320.18	
N <sub>5</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur extérieure	0.7	16.08	30.11 11.56 4.00 11.81 29.54	11.26
	-Venant de N <sub>5</sub>			407.2	
N <sub>6</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur extérieure	0.6	16.08	30.11 11.56 4.00 11.81 29.54	9.65
	-Venant de N <sub>6</sub>				

	-Venant de N <sub>6</sub>			494.22	79.52
N <sub>7</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur extérieure	0.5	20.42	30.11 11.56 4.00 11.81 30.68	10.21
	-Venant de N <sub>7</sub>			582.38	89.73
N <sub>8</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau S-sol -Mur extérieure	0.5	20.42	30.11 11.56 4.00 12.21 30.68	10.21
	-Venant de N <sub>8</sub>			670.54	99.94
N <sub>9</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau S-sol -Mur extérieure	0.5	20.42	30.11 11.56 4.00 12.21 30.68	10.21
	-Venant de N <sub>8</sub>			758.70	110.15
N <sub>10</sub>	-Poteau S-sol			12.21	
<b>Totale</b>	.....			<b>770.91</b>	<b>110.15</b>

Tableau II.14 Descente des charges pour poteau d'angle.

- $N_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 770.91 + 1.5 * 110.15 = 1205.95 \text{ KN}$
- $N_{ser} = G + Q = 770.91 + 110.15 = 881.06 \text{ KN}$

**2. Poteau de rive (G-2):**

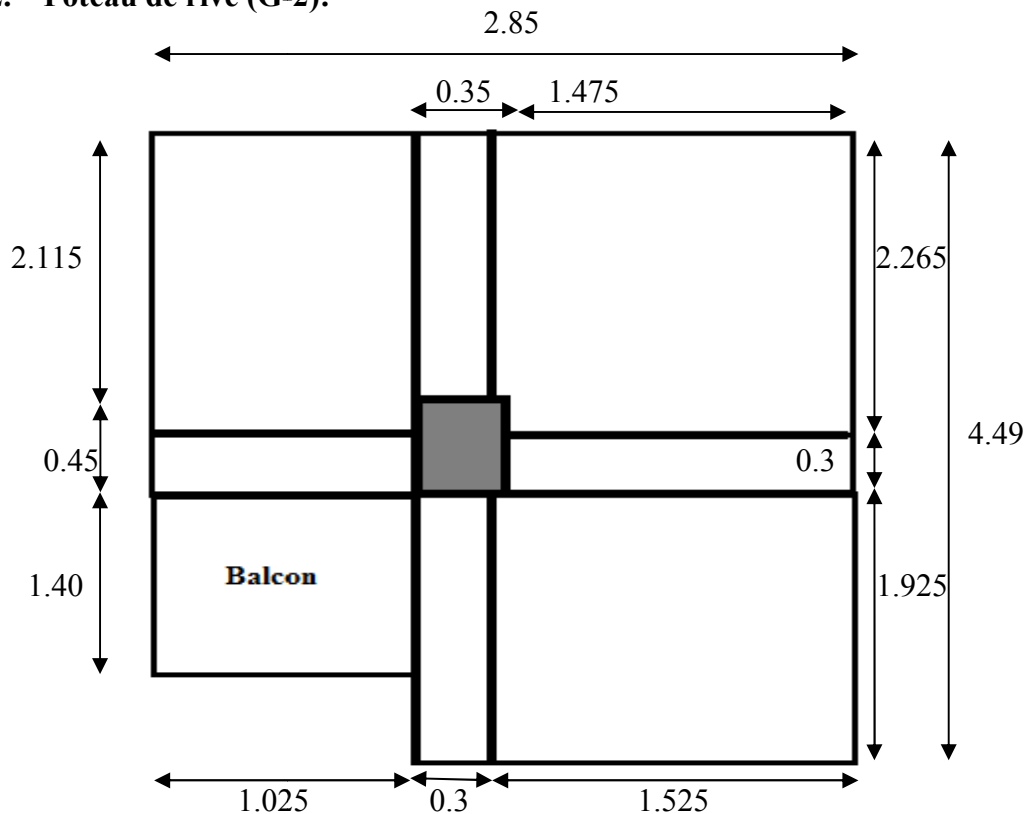


Figure II.11. Les sections venant au poteau de rive (G-2)

**Surface des Planchers :**

$$S = 2.265 * (1.525 + 1.025) + (1.525 * 1.925) \Rightarrow S = 8.71 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Balcon}} = (1.40 * 1.025) = 1.435 \text{ m}^2$$

**A/ Niveau terrasse :**

Plancher :  $5.92 * 8.71 + 6.62 * 1.435 = 61.06 \text{ KN}$

Poutres Principale :  $0.3 * 0.45 * 25 * (1.925 + 2.115) = 13.63 \text{ KN}$

Poutres Secondaire :  $0.3 * 0.35 * 25 * (1.475 + 1.025) = 6.56 \text{ KN}$

Acrotère :  $[0.1 * 0.6 + 0.1 * 0.06 + 0.1 * 0.04 / 2] * 25 * (1.125 + 0.525) = 2.80 \text{ KN}$

Surcharges :  $1.5 * (2.565 * 2.85 + 1.825 * 1.925 - 0.1 * 0.625) + 3.5 * (1.4 * 1.025 - 0.1 * 1.025)$

$$Q = 20.80 \text{ KN}$$

**B/ Niveau étage + S - sol :**

Plancher :  $5.65 * 8.71 + 5.35 * 1.435 = 56.89 \text{ KN}$

Poutres Principale :  $0.3 * 0.45 * 25 * (1.925 + 2.115) = 13.63 \text{ KN}$

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

Poutres Secondaire :  $0.3*0.35*25*(1.475+1.025) = 6.56 \text{ KN}$

Poteau :

- Etage+RDC :  $(0.45*0.35) *3*25 = 11.81 \text{ KN}$
- S-SOL :  $(0.45*0.35)* 3.1*25=12.21 \text{ KN}$

Mur extérieure :

- Etage + RDC :  $3.35*1.925*(3 - 0.45) +3.35*1.025*(3-0.35) = 25.54 \text{ KN}$
- S-SOL :  $3.35*1.925*(3.1 - 0.45) +3.35*1.025*(3.1 -0.35) = 26.53 \text{ KN}$

Mur intérieure :

- Etage + RDC :  $1.5*1.475*(3-0.35) = 5.86 \text{ KN}$
- S-SOL :  $1.5*1.475*(3.1 - 0.35) = 6.08 \text{ KN}$

Surcharges :  $1.5 *[(2.115+0.45)*2.85 + 1.825*1.925] + 3.5*[(1.4*1.025)] = 21.26 \text{ KN}$

Surcharges S-sol :  $2.5* [(2.115+0.45)*2.85 + 1.825*1.925] + 3.5*[(1.4*1.025)] = 32.08 \text{ KN}$

**Poteaux de rive G-2 :**

Niveau	Elément	Coefficient De dégression	Surcharge avant dégression Q (KN)	G (KN)	Surcharge après dégression Q (KN)
N <sub>1</sub>	-Plancher terrasse	1	20.80	61.06	20.80
	-Poutres (P)			13.63	
	-Poutres (S)			6.56	
	-Acrotère			2.80	
	-Venant de N <sub>1</sub>			84.05	20.80
N <sub>2</sub>	-Plancher étage	1	21.26	56.89	21.26
	-Poutres (P)			13.63	
	-Poutres (S)			6.56	
	-Poteau étage			11.81	
	-Mur extérieure			25.54	
	-Mur intérieure	5.86			
	-Venant de N <sub>2</sub>			204.34	42.06
N <sub>3</sub>	-Plancher étage	0.9	21.26	56.89	19.44
	-Poutres (P)			13.63	
	-Poutres (S)			6.56	
	-Poteau étage			11.81	
	-Mur extérieure			25.54	
	-Mur intérieure	5.86			
	-Venant de N <sub>3</sub>			324.63	61.50

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

<b>N<sub>4</sub></b>	-Plancher étage	0.8	21.26	56.89	17.28
	-Poutres (P)			13.63	
	-Poutres (S)			6.56	
	-Poteau étage			11.81	
	-Mur extérieure			25.54	
	-Mur intérieure			5.86	
-Venant de N <sub>4</sub>				444.92	78.78
<b>N<sub>5</sub></b>	-Plancher étage	0.7	21.26	56.89	15.12
	-Poutres (P)			13.63	
	-Poutres (S)			6.56	
	-Poteau étage			11.81	
	-Mur extérieure			25.54	
	-Mur intérieure			5.86	
-Venant de N <sub>5</sub>				565.21	93.90
<b>N<sub>6</sub></b>	-Plancher étage	0.6	21.26	56.89	12.96
	-Poutres (P)			13.63	
	-Poutres (S)			6.56	
	-Poteau étage			11.81	
	-Mur extérieure			25.54	
	-Mur intérieure			5.86	
-Venant de N <sub>6</sub>				685.50	106.86
<b>N<sub>7</sub></b>	-Plancher étage	0.5	32.08	56.89	16.04
	-Poutres (P)			13.63	
	-Poutres (S)			6.56	
	-Poteau étage			11.81	
	-Mur extérieure			25.54	
	-Mur intérieure			5.86	
-Venant de N <sub>7</sub>				805.79	122.90
<b>N<sub>8</sub></b>	-Plancher étage	0.5	32.08	56.89	16.04
	-Poutres (P)			13.63	
	-Poutres (S)			6.56	
	-Poteau S-sol			12.21	
	-Mur extérieure			26.53	
	-Mur intérieure			6.08	
-Venant de N <sub>8</sub>				927.69	138.94
<b>N<sub>9</sub></b>	-Plancher étage	0.5	32.08	56.89	16.04
	-Poutres (P)			13.63	
	-Poutres (S)			6.56	
	-Poteau S-sol			12.21	
	-Mur extérieure			26.53	
	-Mur intérieure			6.08	



	-Venant de N <sub>8</sub>			1049.59	154.98
N <sub>10</sub>	-Poteau S-sol			12.21	
<b>Totale</b>	.....			1061.80	154.98

Tableau II.15 Descente des charges pour poteau de rive.

- $N_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 1061.80 + 1.5 * 154.98 = 1665.90 \text{ KN}$
- $N_{ser} = G + Q = 1061.80 + 154.98 = 1216.78 \text{ KN}$

3. Poteau au niveau de la cage d'escalier (D-7):

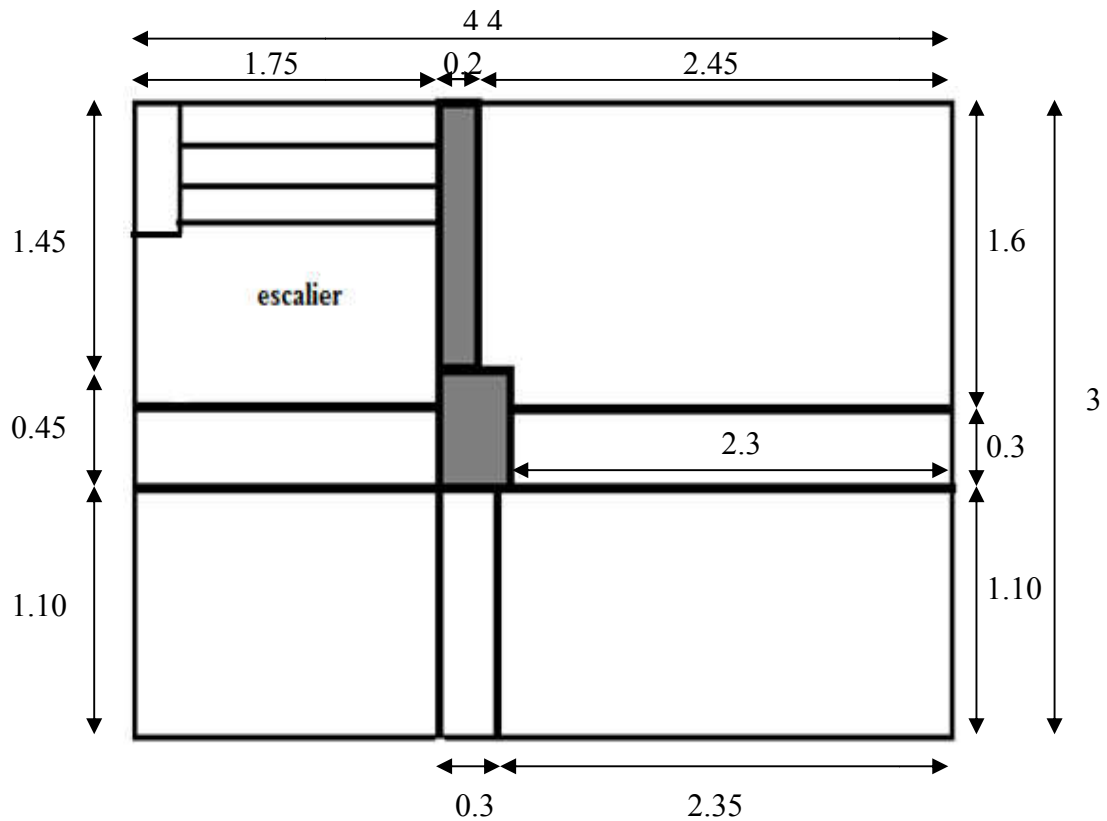


Figure II.12. Les sections entourées par le poteau de la cage d'escalier à l'étage

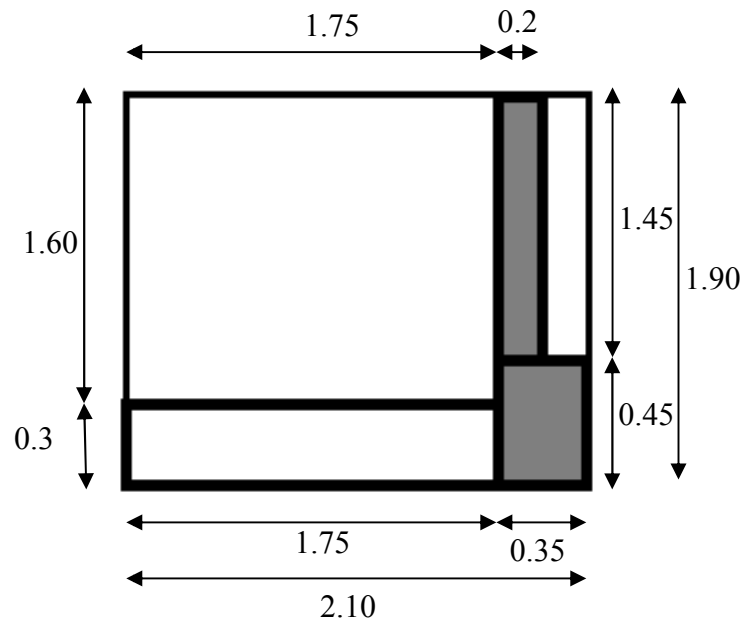


Figure II.13. Les sections entourées par le poteau de la cage d'escalier à la terrasse.

**Surface des Planchers:**

$$S_{\text{terrasse}} = 2.10 \times 1.90 \Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 3.99 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = (2.3 + 0.15) \times 1.60 + 1.10 \times (1.75 + 2.35) \Rightarrow S_{\text{étage}} = 8.43 \text{ m}^2$$

**A/ Niveau terrasse inaccessible :**

Plancher :  $6.77 \times 3.99 = 27.01 \text{ KN}$

Poutres Principale :  $0.3 \times 0.45 \times 25 \times 1.45 = 3.81 \text{ KN}$

Poutres Secondaire :  $0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.75 = 4.59 \text{ KN}$

Acrotère :  $[0.1 \times 0.6 + 0.1 \times 0.06 + 0.1 \times 0.04 / 2] \times 25 \times (2.10 + 1.90) = 6.80 \text{ KN}$

Surcharges :  $1 \times 3.99 = 3.99 \text{ KN}$

**B/ Niveau terrasse accessible :**

Plancher :  $5.92 \times 8.43 = 49.90 \text{ KN}$

Poutres Principale :  $0.3 \times 0.45 \times 25 \times (1.45 + 1.10) = 8.61 \text{ KN}$

Poutres Secondaire :  $0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.75 + 2.30) = 10.63 \text{ KN}$

Poteau :  $(0.45 \times 0.35) \times 2.25 \times 25 = 8.86 \text{ KN}$

Mur extérieure :  $3.35 \times 1.75 \times (2.25 - 0.45) = 10.55 \text{ KN}$

Voile :  $1.45*(2.25-0.45)*0.2*25 = 13.05 \text{ KN}$

Escalier:  $6.1 * 1 * 1.75 + 9.09 * 0.6 * 1.50 = 18.86 \text{ KN}$

Surcharges :  $1.5 * [(1.6+0.3+1.1)*(2.35 + 0.3) + (1.75*1.4)] + 2.5 * [(1.6*1.75)] = 22.60 \text{ KN}$

### **C/ Niveau étage + S - sol :**

Plancher :  $5.65 * 8.43 = 47.63 \text{ KN}$

Poutres Principale :  $0.3*0.45*25* (1.45+1.10) = 8.61 \text{ KN}$

Poutres Secondaire :  $0.3*0.35*25*(1.75+2.30) = 10.63 \text{ KN}$

Poteau :

- Etage+RDC :  $(0.45*0.35) * 3 * 25 = 11.81 \text{ KN}$
- S-SOL :  $(0.45*0.35) * 3.1 * 25 = 12.21 \text{ KN}$

Mur extérieure :

- Etage + RDC :  $3.35*2.35*(3 - 0.35) = 20.86 \text{ KN}$
- S-SOL :  $3.35*2.35*(3.1 - 0.35) = 21.19 \text{ KN}$

Mur intérieure :

- Etage + RDC :  $1.5*1.75*(3-0.35) = 6.96 \text{ KN}$
- S-SOL :  $1.5*(1.75+2.30)*(3.1 - 0.35) = 16.70 \text{ KN}$

Voile :

- Etage + RDC :  $1.45*(3 - 0.45)*0.2*25 = 18.49 \text{ KN}$
- S-SOL :  $1.45*(3.10 - 0.45)*0.2*25 = 19.21 \text{ KN}$

Escalier:

- Etage + RDC :  $6.1 * 1 * 1.75 + 9.09 * 0.6 * 1.50 = 18.86 \text{ KN}$
- S-SOL :  $6.1 * 1 * 1.75 + 9.20 * 0.6 * 1.50 = 18.96 \text{ KN}$

Surcharges :  $1.5 * [(1.6+0.3+1.1)*(2.35 + 0.3) + (1.75*1.4)] + 2.5 * [(1.6*1.75)] = 22.60 \text{ KN}$

Surcharges S-sol :  $2.5 * [(1.6+0.3+1.1)*(2.35 + 0.3) + (1.75*1.4)] + 2.5 * [(1.6*1.75)] = 33 \text{ KN}$

**Poteaux au niveau de la cage d'escalier (D7) :**

Niveau	Elément	Coefficient De dégression	Surcharge avant dégression Q (KN)	G (KN)	Surcharge après dégression Q (KN)
N <sub>1</sub>	-Plancher buanderie	1	3.99	27.01	3.99
	-Poutres (P)			3.81	
	-Poutres (S)			4.59	
	-Acrotère			6.80	
	-Venant de N <sub>1</sub>			42.21	3.99
N <sub>2</sub>	-Plancher étage	1	22.60	49.90	22.60
	-Poutres (P)			8.61	
	-Poutres (S)			10.63	
	-Poteau étage			8.86	
	-Mur extérieure			10.55	
	-Voile			13.05	
	-Escalier			18.86	
	-Venant de N <sub>2</sub>			162.67	26.59
N <sub>3</sub>	-Plancher étage	0.9	22.60	47.63	20.34
	-Poutres (P)			8.61	
	-Poutres (S)			10.63	
	-Poteau étage			11.81	
	-Mur extérieure			20.86	
	-Mur intérieure			6.96	
	-Voile			18.49	
	-Escalier			18.86	
	-Venant de N <sub>3</sub>			306.52	46.93
N <sub>4</sub>	-Plancher étage	0.8	22.60	47.63	18.08
	-Poutres (P)			8.61	
	-Poutres (S)			10.63	
	-Poteau étage			11.81	
	-Mur extérieure			20.86	
	-Mur intérieure			6.96	
	-Voile			18.49	
	-Escalier			18.86	
	-Venant de N <sub>4</sub>			450.37	65.01
N <sub>5</sub>	-Plancher étage	0.7	22.60	47.63	15.82
	-Poutres (P)			8.61	
	-Poutres (S)			10.63	
	-Poteau étage			11.81	
	-Mur extérieure			20.86	
	-Mur intérieure	6.96			

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

	-Voile -Escalier			18.49 18.86	
	-Venant de N <sub>5</sub>			594.22	80.83
N <sub>6</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur extérieure -Mur intérieure -Voile -Escalier	0.6	22.60	47.63 8.61 10.63 11.81 20.86 6.96 18.49 18.86	22.60
	-Venant de N <sub>6</sub>			738.07	94.39
N <sub>7</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur extérieure -Mur intérieure -Voile -Escalier	0.5	22.60	47.63 8.61 10.63 11.81 20.86 6.96 18.49 18.86	11.30
	-Venant de N <sub>7</sub>			881.92	105.69
N <sub>8</sub>	-Plancher S sol -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur extérieure -Mur intérieure -Voile -Escalier	0.5	33	47.63 8.61 10.63 11.81 20.86 6.96 18.49 18.96	16.5
	-Venant de N <sub>8</sub>			1025.87	122.19
N <sub>9</sub>	-Plancher S sol -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau S sol -Mur extérieure -Mur intérieure -Voile -Escalier	0.5	33	47.63 8.61 10.63 12.21 21.19 7.22 19.21 18.96	16.5
	-Venant de N <sub>9</sub>			1169.82	138.69

<b>N<sub>10</sub></b>	-Plancher S sol			47.63	
	-Poutres (P)			8.61	
	-Poutres (S)			10.63	
	-Poteau S sol			12.21	
	-Mur intérieure	0.5	33	16.70	16.5
	-Voile			19.21	
	-Escalier			18.96	
	-Venant de N <sub>10</sub>			1313.77	155.19
<b>N<sub>11</sub></b>	-Poteau S sol			12.21	
<b>Totale</b>	.....	.....	.....	1325.98	155.19

Tableau II.16 Descente des charges pour poteau de la cage d'escalier.

- $N_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 1325.98 + 1.5 * 155.19 = 2022.86 \text{KN}$
- $N_{ser} = G + Q = 1325.98 + 155.19 = 1481.17 \text{KN}$

4. Poteau Centrale (G-3):

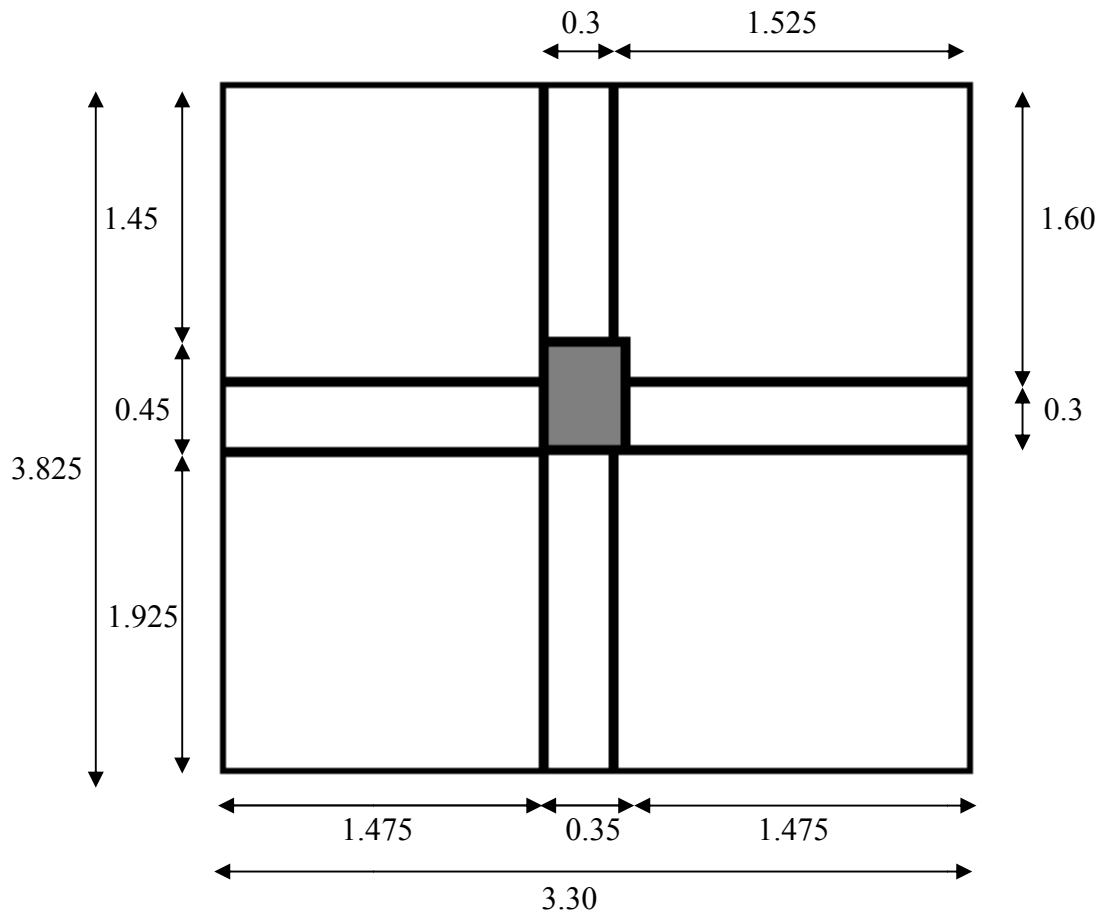


Figure II.14. Les sections venant au poteau Centrale (G-3)

### **Surface des Planchers:**

$$S = 1.60 * (1.525 + 1.475) + 1.925 * (1.525 * 1.475) \Rightarrow S = 10.575 \text{ m}^2$$

$$S' = 3.30 * 3.825 = 12.622 \text{ m}^2$$

### **A/ Niveau terrasse :**

$$\text{Plancher} : 5.92 * 10.575 = 62.60 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres Principale} : 0.3 * 0.45 * 25 * (1.925 + 1.45) = 11.39 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres Secondaire} : 0.3 * 0.35 * 25 * (1.475 + 1.475) = 7.74 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges} : 1.5 * 12.622 = 18.93 \text{ KN}$$

### **B/ Niveau étage + S - sol :**

$$\text{Plancher} : 5.65 * 10.575 = 59.75 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres Principale} : 0.3 * 0.45 * 25 * (1.925 + 1.45) = 11.39 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres Secondaire} : 0.3 * 0.35 * 25 * (1.475 + 1.475) = 7.74 \text{ KN}$$

Poteau :

- Etage+RDC :  $(0.45 * 0.35) * 3 * 25 = 11.81 \text{ KN}$
- S-SOL :  $(0.45 * 0.35) * 3.1 * 25 = 12.21 \text{ KN}$

Mur intérieure :

- Etage+RDC :  $1.5 * [(1.475 + 1.475) * (3 - 0.35) + (1.925 + 1.45) * (3 - 0.45)] = 24.64 \text{ KN}$
- S-SOL :  $1.5 * [(1.475 + 1.475) * (3.1 - 0.35) + (1.925 + 1.45) * (3.1 - 0.45)] = 25.58 \text{ KN}$

$$\text{Surcharges} : 1.5 * 12.622 = 18.93 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges S-sol} : 2.5 * 12.622 = 31.55 \text{ KN}$$

**Poteaux central G-3 :**

Niveau	Élément	Coefficient De dégression	Surcharge avant dégression Q (KN)	G (KN)	Surcharge après dégression Q (KN)
N <sub>1</sub>	-Plancher terrasse -Poutres (P) -Poutres (S)	1	18.93	62.60 11.37 7.74	18.93
	-Venant de N <sub>1</sub>			81.71	
N <sub>2</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur intérieure	1	18.93	59.75 11.39 7.74 11.81 24.64	18.93
	-Venant de N <sub>2</sub>			197.04	
N <sub>3</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur intérieure	0.9	18.93	59.75 11.39 7.74 11.81 24.64	17.04
	-Venant de N <sub>3</sub>			312.37	
N <sub>4</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur intérieure	0.8	18.93	59.75 11.39 7.74 11.81 24.64	15.14
	-Venant de N <sub>4</sub>			427.70	
N <sub>5</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur intérieure	0.7	18.93	59.75 11.39 7.74 11.81 24.64	13.25
	-Venant de N <sub>5</sub>			543.03	
N <sub>6</sub>	-Plancher étage -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur intérieure	0.6	18.93	59.75 11.39 7.74 11.81 24.64	11.36



	-Venant de N <sub>6</sub>			658.36	94.65
N <sub>7</sub>	Plancher S sol -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau étage -Mur intérieure	0.5	31.55	59.75 11.39 7.74 11.81 24.64	15.78
	-Venant de N <sub>7</sub>			773.69	110.43
N <sub>8</sub>	-Plancher S sol -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau S sol -Mur intérieure	0.5	31.55	59.75 11.39 7.74 12.21 25.58	15.78
	-Venant de N <sub>8</sub>			890.36	126.21
N <sub>9</sub>	-Plancher S sol -Poutres (P) -Poutres (S) -Poteau S sol -Mur intérieure	0.5	31.55	59.75 11.39 7.74 12.21 25.58	15.78
	-Venant de N <sub>8</sub>			1007.03	141.99
N <sub>10</sub>	-Poteau S-sol			12.21	
<b>Totale</b>	.....			1019.24	141.99

Tableau II.17 Descente des charges pour poteau central.

- $N_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 1019.24 + 1.5 * 141.99 = 1588.96 \text{ KN}$
- $N_{ser} = G + Q = 1019.24 + 141.99 = 1161.23 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sections des poteaux :**

**Le poteau le plus sollicité est le poteau au niveau de la cage d'escalier (D-7)**

$$Nu^* = 1.1 Nu = 1.1 * 2022.86 = 2225.146$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha} \left[ \frac{0.90 * \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 * \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$Br \geq 0,064 * Nu^* \rightarrow Br \geq 0,064 * 2.225146 = 0.142 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } Br = (b - 0,02) (h - 0,02)$$

Si on fixe  $b = 0,35 \text{ m}$  :

$$h = \frac{Br}{(b - 0,02)} + 0,02$$

$$h \geq 0,445 \text{ m.}$$

On prend  $h = 0,5 \text{ m}$ .

$$Br = (0,5 - 0,02) (0,35 - 0,02) = 0,1584 \text{ m}^2 \geq 0.142 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles BAEL91 ; l'élanement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\left(\frac{I_{\min}}{B}\right)}$$

B : section du béton.

i : rayon de giration.

$I_{\min}$  : moment quadratique.

$\lambda$ : élanement ;

Ou on utilise les formules de ce tableau en cas d'une section rectangulaire ou circulaire.

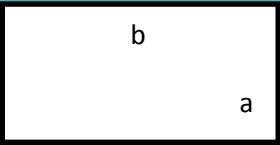
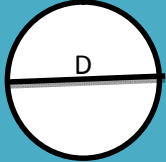
Type de section	B	$I_{\min}$	I	$\lambda$
	$ab$	$\frac{ba^3}{12}$	$\frac{a}{2\sqrt{3}}$	$\frac{2\sqrt{3} * l_f}{a}$
	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{D}{4}$	$\frac{4 * l_f}{D}$

Tableau II.18 Calcul de l'élanement  $\lambda$

Donc :  $\lambda = \frac{2 * \sqrt{3} * 0.7 * 3.10}{0.35} = 21.48 < 35 \dots \dots \dots CV$

➤ **Pour le poteau de section rectangulaire:**

$Br = (h - 0,02) (b - 0,02)$

$h = \frac{Br}{(b - 0.02)} + 0.02$

$h' = h * \beta$

$\beta = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)$

pour  $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1.2$

$Br \geq 0.064 N_U^*$

	Nu	Nu*	Br	h	h'	(b*h) (cm <sup>2</sup> )
<b>buanderie</b>	62.97	69.267	0.004	3,583	4,300	35*35
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	259.49	285.44	0.018	8,524	10,229	35*40
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	484.20	532.62	0.034	12,330	14,796	35*40
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	705.51	776.06	0.050	17,051	20,461	35*40
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	923.44	1015.78	0.065	19,108	22,930	35*45
<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	1137.98	1251.78	0.080	23,083	27,699	35*45
<b>RDC</b>	1349.13	1484.04	0.095	26,994	32,393	35*45
<b>Entre sol 3</b>	1568.21	1725.03	0.110	27,675	33,210	35*50
<b>Entre sol 2</b>	1787.29	1966.02	0.126	31,262	37,514	35*50
<b>Entre sol 1</b>	2022.86	2225.146	0.142	34,696	41,635	35*50

**Tableau II.19** Calcul des sections des poteaux

➤ **Vérification d'après RPA 2003**

$\text{Min}(b ; h) = 35 \geq 30$  (en zone II).....CV

$\text{Min}(b ; h) = 35 \geq h_e / 20 = 15.5 \text{ cm}$  .....CV

$1/4 \leq b/h \leq 4 \rightarrow 1/4 \leq 0.77 \leq 4$ .....CV

Vérification vis-à-vis le flambement :

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\left(\frac{I_{min}}{B}\right)}$$

B : section du béton.

i : rayon de giration.

$I_{min}$  : moment quadratique.

$\lambda$ : élançement ;

Ou on utilise la formule simplifiée suivante :

$$\lambda = \frac{2 * \sqrt{3} * l_f}{a}$$

Les sous sols :  $L_0 = 3.10$  m

$$\lambda = \frac{2 * \sqrt{3} * 0.7 * 3.10}{0.35} = 21.47 < 35 \dots \dots \dots CV$$

Les autres niveaux :  $L_0 = 3$  m

$$\lambda = \frac{2 * \sqrt{3} * 0.7 * 3}{0.35} = 20.78 < 35 \dots \dots \dots CV$$

Donc on adopté la section du poteau pour tous les niveaux :

- Les trois (03) sous sols ( $b * h$ )=  $35 * 50 \text{Cm}^2$
- RDC +1<sup>er</sup>+2<sup>eme</sup> ( $b * h$ )= $35 * 45 \text{Cm}^2$
- 3<sup>eme</sup>+4<sup>eme</sup>+5<sup>eme</sup> étages ( $b * h$ ) =  $35 * 40 \text{Cm}^2$
- buanderie ( $b * h$ ) =  $35 * 35 \text{Cm}^2$

**Conclusion :** Dans ce chapitre, on a calculé le prédimensionnement des différents éléments qui constituent notre structure, plancher, poutres, escalier, voiles...etc.

Ainsi nous avons adopté les différentes sections des poteaux selon la descente des charges

# CHAPITRE III :

## Calcul des éléments secondaires

### III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (planchers, escalier, acrotère et balcon). Cette étude se fait en suivant le règlement **BAEL91** comme suite : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

### III.2 Acrotère :

#### III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (**Q**).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc La fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

#### ➤ Dimensionnement :

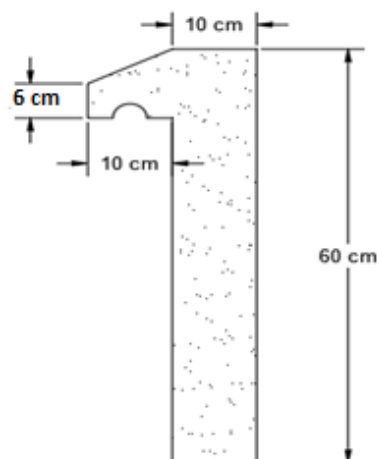


Figure III.1 Dimension de l'acrotère

### ➤ Principe de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

### ➤ Evaluation des charges :

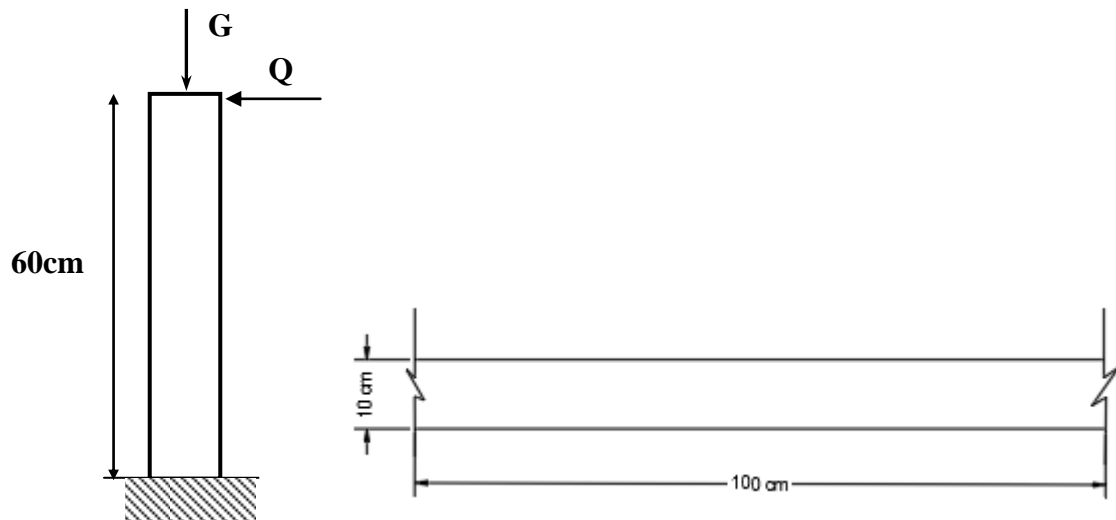


Figure III.2 Coupe transversale et longitudinale

#### a. Les charges permanentes :

- $S = [ 0,6 * 0,1 + 0,06 * 0,1 + 0,1 * \frac{0,04}{2} ] \rightarrow S = 0,068 \text{ m}^2$ .
- $G = \rho_b * S = 0,068 * 25 = 1,7 \text{ KN/ml}$

#### b. Les charges d'exploitation :

- $Q = 1 \text{ KN/ml}$

#### III.2.2 Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 * A * C_P * W_P$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone IIa** et le groupe d'usage 2. Donc : **A= 0,15**.

- $C_p$ : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le **tableau (6.1)**, dans notre cas :  $C_p = 0,8$ .
- $W_P$ : le poids propre de l'acrotère :  $W_P = 1,7$  KN/ml
- $F_P = 4 * 0,15 * 0,8 * 1,7 = 0.816$  KN/ml

<b>Pour G</b>	$N_G = 1,7 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
<b>Pour Q</b>	$N_Q = 0$	$M_Q = H * Q = 0,6 * 1 = 0,60 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_Q = Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
<b>Pour Fp</b>	$N_{Fp} = 0$	$M_{Fp} = 0,6 * 0.816 = 0,489 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_{Fp} = F_p = 0.816 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

**Tableau III-1** Evaluation des moments et efforts tranchants

$$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (0.816 ; 1) \rightarrow Q_1 = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

On a :  $F_p < Q$  ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations **Q**.

- Poids propre :  $N_G = 1,7$ KN/ml
- Surcharge :  $F_p(Q) = 1$ KN/ml
- Un moment :  $M_{Q1}(Q) = 0,6$ KN/ml
- Un effort tranchant :  $T_{Q1} = 1$  KN/ml

➤ **Moment et les efforts normaux :**

Calcul à **ELU** :

- $N_u = 1,35 * W_G = 1,35 * 1,7 = 2,29$ KN/ml
- $M_u = 1,5 * M_{Q1} = 1,5 * 0,6 = 0,9$ KN/ml
- $T_u = 1,5 * T_{Q1} = 1,5 * 1 = 1,5$ KN/ml

Calcul à **ELS** :

- $N_s = W_G = 1,7$  KN/ml
- $M_s = M_{Q1} = 0,6$ KN/ml
- $T_u = T_{Q1} = 1$ KN/ml



	$N \left( \frac{KN}{ml} \right)$	$M \left( \frac{KN \cdot m}{ml} \right)$	$T \left( \frac{KN}{ml} \right)$
<b>ELU</b>	2,29	0,9	1,5
<b>ELS</b>	1,7	0,6	1

Tableau III.2.Evaluation des sollicitations

➤ **Ferraillage :**

**a. Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,29} = 0,39 \text{ m.}$
- $e_0 = \frac{Ht}{6} = \frac{10}{6} = 0,0167 \text{ m.}$

$e_u > e_0$ , le centre de pression se trouve de la zone l'excentricité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression → La section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

**b. Calcul de l'élancement :**

D'après **CBA93**, l'article **B.8.3.2** :

- $L_f = 2 * L_0 = 2 * 0,60 = 1,2 \text{ m} \dots\dots$  (cas d'une console).
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  avec:  $I = \frac{b \times h^3}{12}$ ,  $B = b * h$ .
- $i = 0,03$
- $\lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1,2}{0,03} = 40$ .

$L_f$  : la longueur de flambement.

$h$  : l'épaisseur de l'acrotère.

$\lambda$  : L'élancement.

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 * \frac{e_u}{h}, 100)].$$

$$\lambda = 100.$$

$\lambda_x < \lambda = 100$  → Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

**c. L'excentricité additionnelle :**

- $e_a \geq \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{L}{250}) = \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{60}{250}) \rightarrow e = 0,02 \text{ m.}$

➤ **Calcul du coefficient de Majoration :**

- $\gamma_f = \min \left[ 1 + 0,15 \left( \left( \frac{\lambda}{352} \right)^2 * \frac{h}{e_u} \right); 1,4 \right] \text{ m.}$
- $\gamma_f = \min[1,018; 1,4] = 1,018 \text{ m.}$

Avec :

- $\gamma_f$  : coefficient de majoration.

On trouve que  $\gamma_f = 1,02$ .

➤ **Sollicitations majorées :**

**ELU :**

- $N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1 = 2,33 \text{ KN.}$
- $M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1 = 0,92 \text{ KN. m.}$

**ELS :**

- $N'_s = [N_s] * 1 = 1,7 \text{ KN.}$
- $M'_s = [M_s] * 1 = 0,60 \text{ KN. m.}$

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
$N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1$	$M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1$	$N'_s = [N_s] * 1$	$M'_s = [M_s] * 1$
2,33	0,92	1,7	0,60

**Tableau III.3.**Evaluation des sollicitations après majoration

➤ **Ferraillage :**

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

- $M_{ua} = M'_u + N'_u * \left( d - \frac{h}{2} \right)$ , Avec:  $d = 8 \text{ cm.}$
- $M_{ua} = 0,92 + 2,33 * \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1 \text{ KN. m.}$

➤ **Calcul en flexion simple :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1 * 10^6}{1000 * 80^2 * 14,2} = 0,0110$
- $\mu_l = 0,392(\text{ Fe E400}) > 0,0110 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow (\text{Pas d'acier comprimé}).$

- $\epsilon_s = 1\%$ .
- $f_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ .
- $\mu_{bu} = 0,0110 \rightarrow \alpha = 0,014$ .
- $Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 7,955 \text{ cm}$ .
- $A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z * f_{su}} = \frac{1 * 10^6}{79,55 * 348} = 0,36 \text{ cm}^2$ .
- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N'_u}{f_{su}} = 0,35 \text{ cm}^2$ .

➤ **Calcul de la section à l'ELS :**

$$N'_s = 1,7 \text{ KN.}$$

$$M'_s = 0,60 \text{ KN.m.}$$

**a. La contrainte du béton :**

- $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

**b. La contrainte de l'acier :**

La Fissuration est considérée préjudiciable.

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{ij}} \right]$ .
- $\eta = 1,6$ .
- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * 400 ; 201,63 \right] = 201,63 \text{ Mpa}$ .

➤ **Calcul de l'excentricité :**

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7} = 0,35 \text{ m}$ .
- $e^0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 0,1667 \text{ m}$ .

$e_s > e_0$ , Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ **Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

- $M_{sa} = M'_s + N'_s * \left( d - \frac{h}{2} \right)$ , Avec:  $d = 8 \text{ cm}$ .  
 $M_{sa} = 0,60 + 1,7 * \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,65 \text{ KN.m}$ .

➤ **Calcul du moment limite du service M :**

- $x = 15 * \sigma_{bc} * \frac{d}{15 * \sigma_{bc} + \sigma_{st}} ; x = 0,042m.$
- $z = d - \frac{x}{3} ; z = 0,066 m.$
- $M_l = 0,5 * b * x * z * \sigma_{bc} ; M_l = 20,79 \text{ KN.m.}$
- $M_{sa} < M_l$ , donc :  $A' = 0,00 \text{ cm}^2.$
- $A_s = \left(\frac{1}{\sigma_{sc}}\right) * \left[\left(\frac{M_{sa}}{z}\right) - N'_s\right] ; A_s = \left(\frac{1}{201,63}\right) * \left[\left(\frac{0,65 * 10^6}{0,066 * 10^3}\right) - 1,7 * 10^3\right].$   
 $A_s = 0,40 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}.$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :** On a:

- $A_{smin} \geq \frac{0,23 * b * d * f_t^{28}}{f_e} = 0,966 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}.$

Donc :  $A_s > \max[A_s, A_u, A_{smin}] . \rightarrow A_s > \max[0,4; 0,35; 0,966] . \rightarrow A_s \geq 0,966 \text{ cm}^2.$

Nous adoptons un ferrailage symétrique :  $A_{s \text{ adopté}} \rightarrow 4\text{HA8} = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$  espacée de **25 cm.**

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2.$

On adopte  $A_r \rightarrow 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm.**

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\overline{\sigma}_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}.$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$
- $\sigma_{bc} = K * Y_{ser}.$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}.$

➤ **Position de centre de pression c :**

**C :** C'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

**Y<sub>c</sub> :** La distance de l'axe neutre au centre de pression.

- $C = \frac{h}{2} - e_s = 5 - 35 \rightarrow C = -30 \text{ cm.}$

**Y<sub>1</sub> :** La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

$C < 0 \rightarrow$  il est situé à l'extérieur de la section au-dessus d la fibre supérieure.

Avec :  $\frac{b * x * y^2}{2} + n * (A_s + A'_s) * y - n * (d * A_s - d' * A'_s) = 0$ , avec:  $A'_s = 0 \text{ cm}^2.$

Après la solution de l'équation on trouve :  $y = 1,915 \text{ cm.}$

- $I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2$ .
- $I = \frac{1 \cdot 1,915^3}{3} + 15 \cdot 2,01 \cdot (8 - 1,915)^2 = 1337,65 \text{ cm}^4$
- $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,65 \cdot 10^6}{1337,65 \cdot 10^4} = 0,048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$ .

➤ **La contrainte dans le béton :**

- $\sigma_{bc} = K \cdot Y_{ser} = 0,919 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{bc} = 0,919 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$ .

➤ **La contrainte dans les aciers :**

- $\sigma_{st} = K \cdot n \cdot (d - y) = 43,81 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{st} = 43,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$ .

➤ **Vérification au cisaillement :**

- $\tau'_u = \min \left[ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$ .
- $T_u = Q \cdot 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$ .
- $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,0187 \text{ Mpa}$ .

$\tau_u < \tau'_u \dots \dots \dots \text{(CV)}$

➤ **Schéma de Ferrailage :**

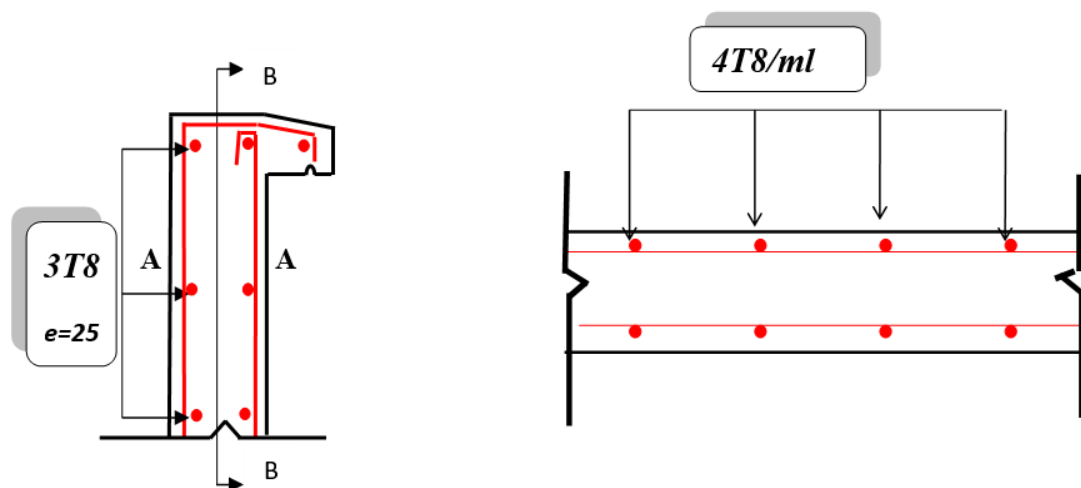


Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère

### III.3. Planchers

#### III.3.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux.

#### III.3.2.dalle corps creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension (20x20x65) cm<sup>3</sup>, avec une table de compression de 5cm d'épaisseur.

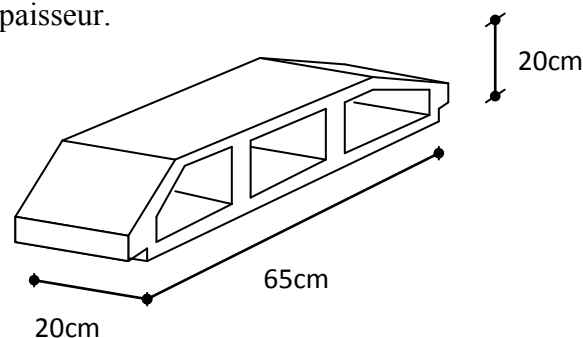


Figure III.4. Corps Creux.

Le calcul sera pour les deux éléments : Poutrelle, La table de compression.

#### III.3.2.1. Méthode de calcul

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- ✚ Méthode forfaitaire.
- ✚ Méthode de Caquot.

#### ❖ Méthode forfaitaire

##### ➤ *Présentation théorique de la méthode forfaitaire*

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux ...

Son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- ✚ Les charges d'exploitations sont modérées, c'est-à-dire ou :  $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .
- ✚ Les moments d'inerties sont constantes sur les différentes travées :  $I = \text{constant}$ .
- ✚ Les portées vérifient la relation suivante :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ .

- ✚ Les fissurations sont considérées non préjudiciables à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement.

### ➤ *Calcul des moments forfaitaires*

Soit :

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison « moment isostatique »

$M_w$  et  $M_e$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur les appuis gauche et droit de la travée considérée

$\alpha$  : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation « charge non majorée » :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs absolues des moments  $M_t$ ,  $M_w$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- ✚  $M_t + \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right) \geq \max\{1.05 * M_0 \mid (1 + 0.3 * \alpha)M_0\} \rightarrow$  la formule générale

- ✚  $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2}\right) * M_0 \rightarrow$  expression du moment pour la travée de rive

- ✚  $M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 * \alpha}{2}\right) * M_0 \rightarrow$  expression du moment pour la travée intermédiaire

- ✚  $M_0 = \frac{q_u * l^2}{8} \rightarrow$  expression du moment isostatique

### ➤ *Calcul des efforts tranchant*

Appuis de rive :  $T_e = \frac{q_u * L}{2}$  et  $T_w = \frac{q_u * L}{2}$

Appuis intermédiaire :  $T_e = 1,1 \frac{q_u * L}{2}$  et  $T_w = 1,1 \frac{q_u * L}{2}$

### ❖ **La méthode de Caquot**

#### ➤ *Principe de la méthode (CAQUOT)*

Cette méthode est basée sur la théorie générale de la continuité, mais des corrections ont été rapportées pour tenir compte de la fissuration du béton due au fluage qui diminue les moments sur appuis et augmente les moments en travée.

Le principe de cette méthode consiste à prendre en considération une portée fictive ( $l'$ ) pour chaque travée. CAQUOT a également remplacé le facteur 8 du dénominateur par 8.5 pour tenir compte de la variation de (E, I) le long de la poutre.

La méthode de Caquot possède des formules pour les charges concentrées différentes à celle des charges uniformément réparties, dans notre cas on concerne pour les charges uniformément réparties

➤ **Calcul des moments de CAQUOT**

$$M_w = \frac{(q_w * l'_w{}^3) + (q_e * l'_e{}^3)}{8.5 * (l'_w + l'_e)} \rightarrow \text{Expression du moment pour les appuis}$$

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq 1.25M_0 \rightarrow \text{Expression du moment pour travées}$$

$$M_0 = \frac{q_u * l^2}{8} \rightarrow \text{expression du moment isostatique}$$

Avec:  $l'_{w,e} = l \rightarrow$  pour la travées de rive

$l'_{w,e} = 0.8l \rightarrow$  pour la travées intermédiaire

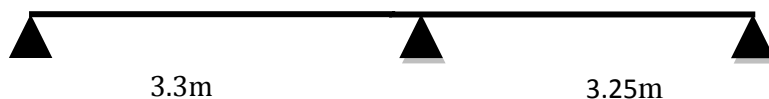
➤ **Calcul des Efforts tranchants**

$$\begin{cases} T_w = \frac{q * l}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \\ T_e = -\frac{q * l}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \end{cases}$$

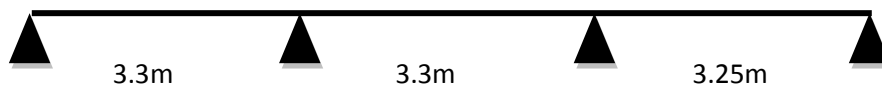
### III.3.3. Les Types de poutrelles à calculer :

Dans notre projet, nous avons quatre (6) types des poutrelles avec la buanderie et un type dans le sous sole let 2 :

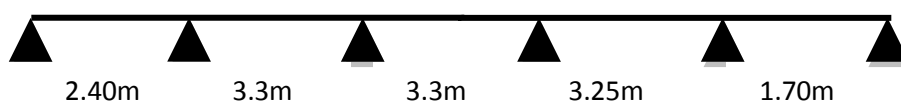
➤ **Type 1**



➤ **Type 2**

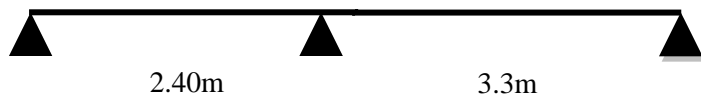


➤ **Type 3**





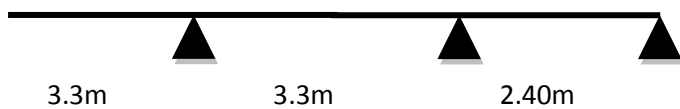
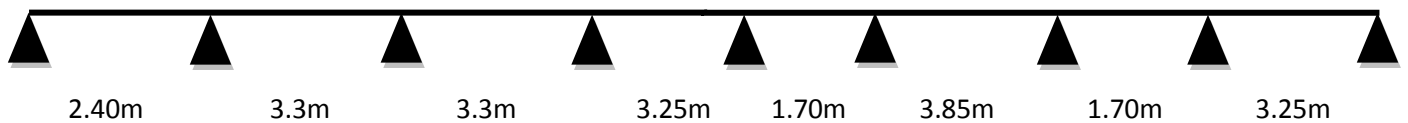
➤ **Type 4**



➤ **Type 5**



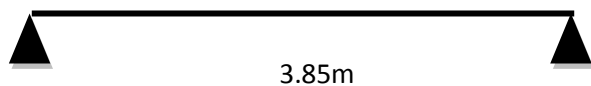
➤ **Type 6**



➤ **Type 7 : (sous sole 1 et 2)**



➤ **Buanderie :**



**III.3.3.1 Choix de la méthode de calcul :**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

↪ **Type 1 :**

➤ Condition 1 :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\{2 \times 5.92; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{sous sol}} = 2.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Condition 2 :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ Condition 3 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; \frac{3.3}{3.3} = 1 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots \dots \dots CV$$

➤ Condition 4 :

Fissuration non préjudiciable.....CV

↪ **Type 2 :**

➤ Condition 1 :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\{2 \times 5.92; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots CV$$

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

$$Q_{\text{sous sol}} = 2.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

➤ Condition 2 :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ Condition 3 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; \frac{3.3}{3.3} = 1 \rightarrow \frac{3.3}{3.25} = 1.01 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots \dots \dots CV$$

➤ Condition 4 :

Fissuration non préjudiciable.....CV

↪ **Type 3 :**

➤ Condition 1 :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\{2 \times 5.92; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots CV$$

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

$$Q_{\text{sous sol}} = 2.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

➤ Condition 2 :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ Condition 3 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; \frac{2.4}{3.3} = 0.72 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots \dots \dots CNV$$

➤ Condition 4 :

Fissuration non préjudiciable.....CV

↪ **Type 4 :**

➤ Condition 1 :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\{2 \times 5.92; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{sous sol}} = 2.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Condition 2 :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ Condition 3 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; \frac{2.4}{3.3} = 0.72 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

➤ Condition 4 :

Fissuration non préjudiciable.....CV

↪ **Type 5 :**

➤ Condition 1 :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\{2 \times 5.92; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{sous sol}} = 2.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Condition 2 :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ Condition 3 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; \frac{4.95}{3.85} = 1.28 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

➤ Condition 4 : Fissuration non préjudiciable.....CV

↪ **Type 6 :**

➤ Condition 1 :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\{2 \times 5.92; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{sous sol}} = 2.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Condition 2 :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ Condition 3 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad ; \quad \frac{2.4}{3.3} = 0.72 \quad ; \quad 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots CNV$$

➤ Condition 4 : Fissuration non préjudiciable.....CV

↪ **Type 7 : (SS1+SS2)**

➤ Condition 1 :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\{2 \times 5.92; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots\dots\dots CV$$

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

$$Q_{\text{sous sol}} = 2.5 \text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.65; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.3 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ Condition 2 :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ Condition 3 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad ; \quad \frac{3.3}{3.25} = 1.01 \quad ; \quad 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots CNV$$

➤ Condition 4 : Fissuration non préjudiciable.....CV

Donc on applique :

- la méthode forfaitaire sur le type 1et 2
- la méthode de Caquot sur les types : 3,4,5,6 et 7

**III.3.3.2. Détermination des agissants sur les poutrelles des planchers :**

- Plancher terrasse :

- ⇒ Charge permanente :  $G = 5.92 \text{KN/m}^2$
- ⇒ Pour une bande de 0.65 :  $G = 3.84 \text{KN/ml}$
- ⇒ Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$
- ⇒ Pour une bande de 0.65 :  $Q = 0.97 \text{KN/ml}$

- Plancher étage courant :

- ⇒ Charge permanente :  $G = 5.65 \text{KN/m}^2$
- ⇒ Pour une bande de 0.65 :  $G = 3.67 \text{KN/ml}$
- ⇒ Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$
- ⇒ Pour une bande de 0.65 :  $Q = 0,97 \text{KN/ml}$

- Plancher sous-sol :
  - ⇒ Charge permanente :  $G = 5.65 \text{ KN/m}^2$
  - ⇒ Pour une bande de 0.65 :  $G = 3.67 \text{ KN/ml}$
  - ⇒ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
  - ⇒ Pour une bande de 0.65 :  $Q = 1.62 \text{ KN/ml}$

**III.3.3.3. Calcul des sollicitations :**

**E. L. U :**  $P_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$

**E. L. S :**  $P_{service} = G + Q$

	$G(\text{KN/ml})$	$Q(\text{KN/ml})$	$P_{ultime}$	$P_{service}$
<b>Plancher terrasse</b>	3.84	0.97	6.64	4.81
<b>Plancher étages courant</b>	3,67	0,97	6.41	4.64
<b>Plancher sous sol</b>	3.67	1.62	7.38	5.29

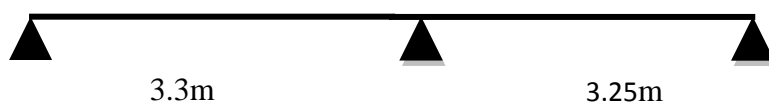
Tableau.III.4. Charges supportées par les poutrelles

**III.3.3.4. Calcul des moments Plancher terrasse :**

**a. Calcul des moments**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.97}{3.84 + 0.97} = 0.20$$

↪ **Type 1**



- En travée :**

Travée	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
<b>1-2</b>	6.64	9.04	6.42	4.81	6.55	4.65
<b>2-3</b>		8.77	6.16		6.35	4.46

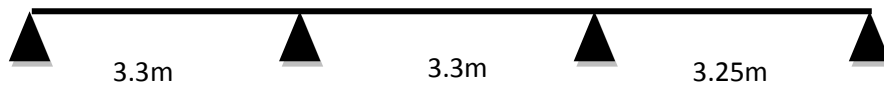
Tableau.III.5. Résultats des sollicitations en travées (type 1)

• Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.64	1.81	4.81	1.31
2		4.52		3.27
3		1.75		1.27

Tableau.III.6. Résultats des sollicitations sur appuis (type 1).

↪ Type 2 :



• En travée :

Travée	E.LU				E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.64	9.04	6.42	4.81	6.55	4.65
2-3		9.04	5.07		6.55	3.67
3-4		8.77	6.16		3.35	4.46

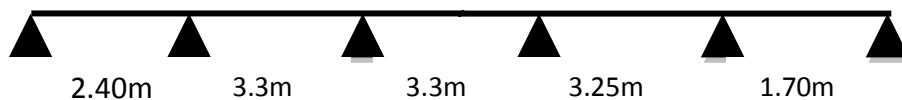
Tableau III.7. Résultats des sollicitations en travées (type 2).

• Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.64	1.81	4.81	1.31
2		4.52		3.27
3		4.52		3.27
4		1.75		1.27

Tableau III.8. Résultats des sollicitations sur appuis (type 2).

↪ Type 3



- En travée :

Travée	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.64	4,78	2.76	4.81	3.46	2
2-3		9,04	6.08		6.55	4.40
3-4		9,04	5.89		6.55	4.27
4-5		8.77	6.23		6.35	4.52
5-6		2.40	0.60		1.74	0.34

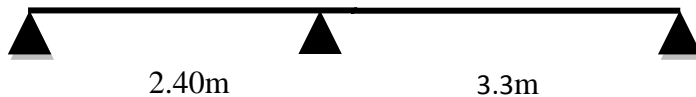
Tableau III.9. Résultats des sollicitations en travées (type 3).

- Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.64	1.43	4.81	1.04
2		4.99		3.62
3		5.44		3.94
4		5.36		3.89
5		4.09		2.96
6		0.72		0.52

Tableau III.10. Résultats des sollicitations sur appuis (type 3)

↪ Type 4



- En travée .

Travée	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.64	4.78	1.85	4.81	3.46	1.34
2-3		9.04	6.53		6.55	4.73

Tableau.III.11. Résultats des sollicitations en travées (type 4).

- Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.64	1.43	4.81	1.04
2		6.82		4.94
3		2.71		1.96

Tableau.III.12. Résultats des sollicitations sur appuis (type 4).

↪ Type 5



- En travée :

Travée	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.64	20.34	15.05	4.81	14.73	10.90
2-3		12.30	2.99		8.91	2.17
3-4		20.34	15.08		14.73	10.92
4-5		9.04	4.67		6.55	3.38

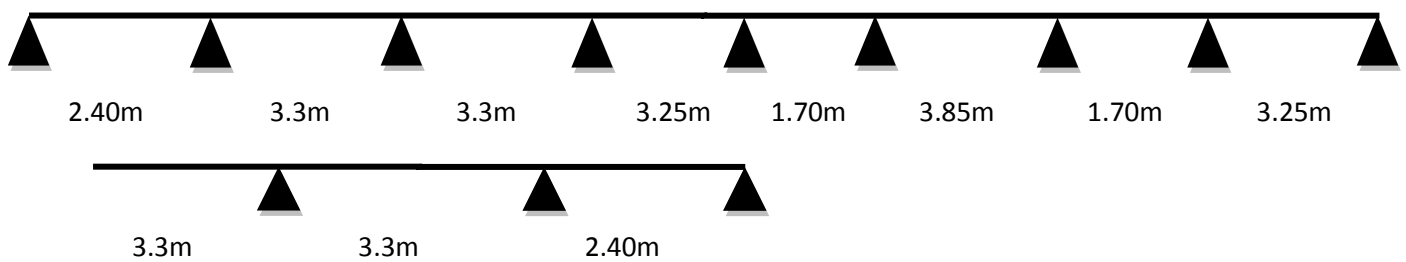
Tableau III.13. Résultats des sollicitations en travées (type 5).

- Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.64	6.10	4.81	4.42
2		14.64		10.61
3		10.13		7.34
4		10.55		7.64
5		2.71		1.96

Tableau III.14. Résultats des sollicitations sur appuis (type 5).

↪ Type 6



- En travée :

Travée	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.64	4.78	2.76	4.81	3.46	2
2-3		9.04	6.08		6.55	4.40
3-4		9.04	5.89		6.55	4.27
4-5		8.77	6.30		6.35	4.56



5-6		2.40	-1.77		1.74	-1.29
6-7		12.30	9.8		8.91	7.10
7-8		2.40	-1.77		1.74	-1.29
8-9		8.77	6.30		6.35	4.56
9-10		9.04	5.89		6.55	4.27
10-11		9.04	6.08		6.55	4.40
11-12		4.78	2.76		3.46	2

Tableau III.15. Résultats des sollicitations en travées (type 6).

- Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.64	1.43	4.81	1.04
2		4.99		3.62
3		5.44		3.94
4		5.36		3.89
5		3.96		2.87
6		5.58		4.04
7		5.58		4.04
8		3.96		2.87
9		5.36		3.89
10		5.44		3.94
11		4.99		3.62
12		1.43		1.04

Tableau III.16. Résultats des sollicitations sur appuis (type 6).

b. Diagrammes des moments :

↶ Type 1 :

❖ L'.E.L.U

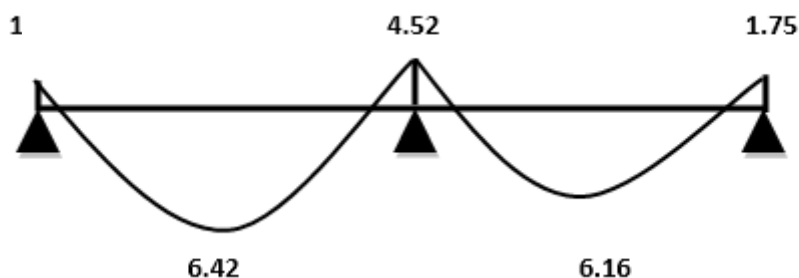


Figure III.5. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type 1)

❖ L'.E.L.S

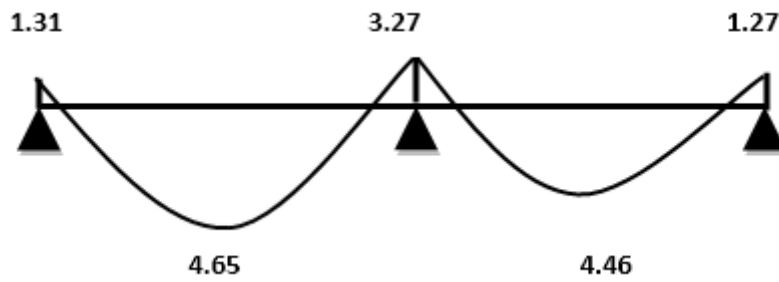


Figure III.6. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type1)

↪ Type 2 :

❖ L'.E.L.U

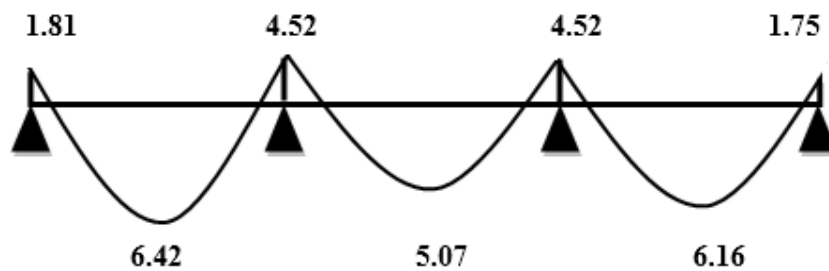


Figure III.7. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type2)

❖ L'.E.L.S

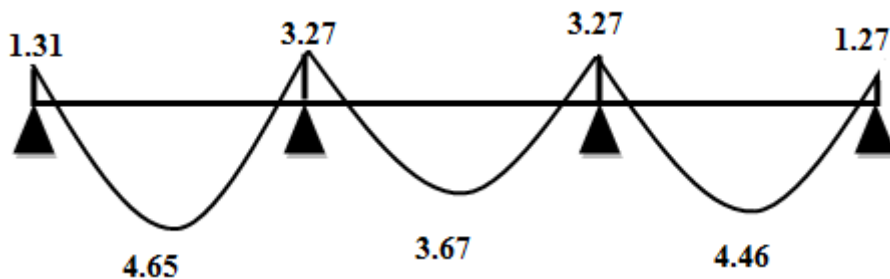


Figure III.8. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type2)

↪ Type 3

❖ L'.E.L.U

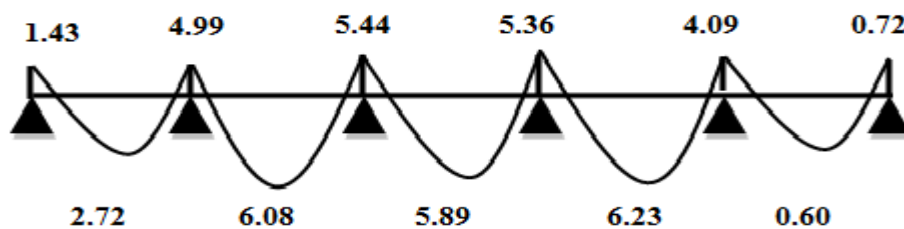


Figure III.9. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type3)

❖ L'.E.L.S

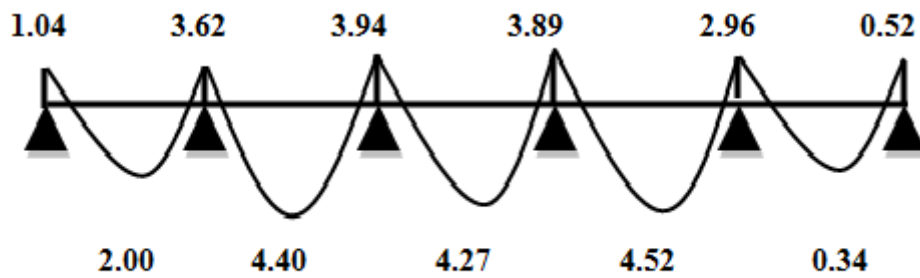


Figure III.10. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type3)

↪ Type 4

❖ L'.E.L.U

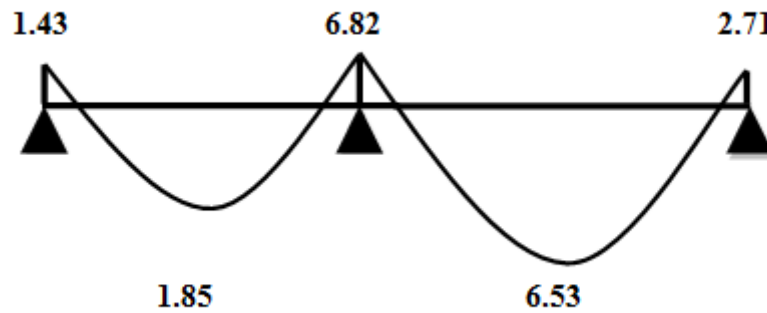


Figure III.11. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type4)

❖ L'.E.L.S

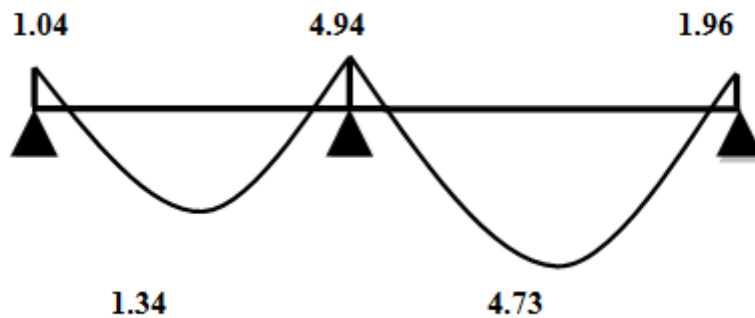


Figure III.12. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type4)

↪ **Type 5**

❖ L'.E.L.U

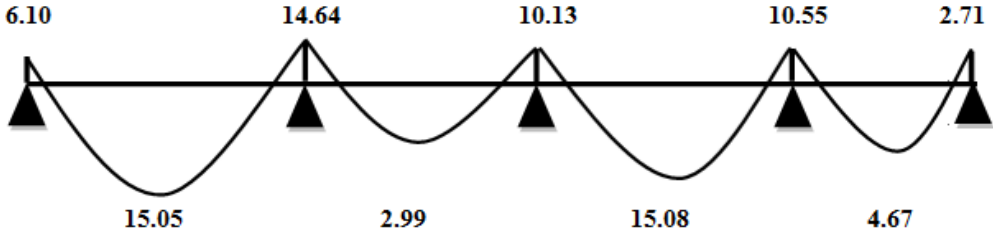


Figure III.13. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type5)

❖ L'.E.L.S

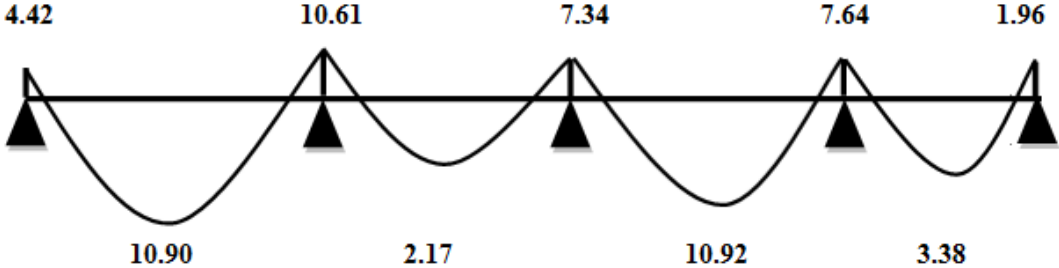


Figure III.14. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type5)

↪ **Type 6**

❖ L'.E.L.U

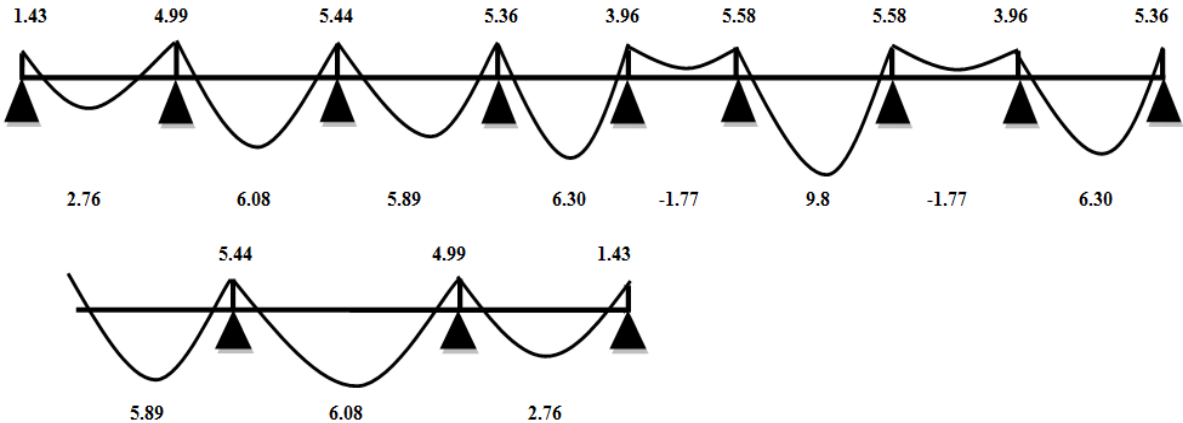


Figure III.15. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type6)

❖ L'.E.L.S

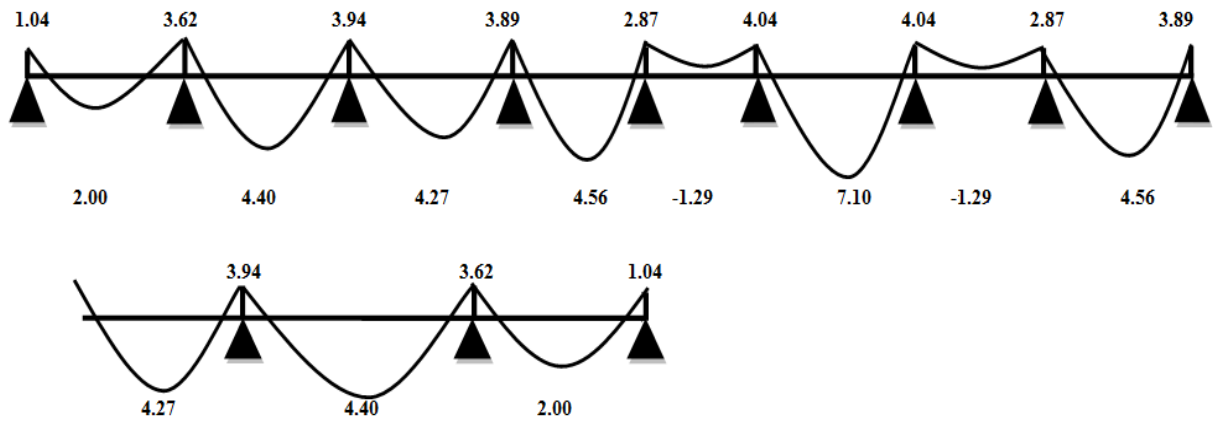


Figure III.16. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type6)

c. Calcul des efforts tranchants :

↪ Type 1 :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_e = q_u L/2$	10.95
2	$T_w = 1.15q_u L/2$	12.40
	$T_e = 1.15q_u L/2$	12.59
3	$T_w = q_u L/2$	10.79

Tableau.III.17. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).

↪ Type 2 :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_e = q_u L/2$	10.95
2	$T_w = 1.1q_u L/2$	12.05
	$T_e = 1.1q_u L/2$	12.05
3	$T_w = 1.1q_u L/2$	12.05
	$T_e = 1.1q_u L/2$	11.86
4	$T_w = q_u L/2$	10.79

Tableau.III.18. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2)

↪ **Type 3 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	10.65
	$T_e$	5.29
2	$T_w$	14.12
	$T_e$	7.79
3	$T_w$	14.23
	$T_e$	7.68
4	$T_w$	13.70
	$T_e$	7.88
5	$T_w$	8.47
	$T_e$	2.82

**Tableau.III.19.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3).

↪ **Type 4 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	11.41
	$T_e$	4.53
2	$T_w$	13.84
	$T_e$	8.07

**Tableau.III.20.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 4).

↪ **Type 5 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	20.62
	$T_e$	12.24
2	$T_w$	19.22
	$T_e$	6.35
3	$T_w$	20.61
	$T_e$	12.26
4	$T_w$	14.97
	$T_e$	6.94

**Tableau.III.21** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 5).

↪ **Type 6 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	10.65
	$T_e$	5.29
2	$T_w$	14.12
	$T_e$	7.79
3	$T_w$	14.23
	$T_e$	7.68
4	$T_w$	13.66
	$T_e$	7.92
5	$T_w$	11.26
	$T_e$	0.03
6	$T_w$	15.68

	$T_e$	9.88
7	$T_w$	11.26
	$T_e$	0.03
8	$T_w$	13.66
	$T_e$	7.92
9	$T_w$	14.23
	$T_e$	7.68
10	$T_w$	14.12
	$T_e$	7.79
11	$T_w$	10.65
	$T_e$	0.29

Tableau.III.22. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 6).

**d. Diagrammes des efforts tranchants :**

↪ **Type 1 :**

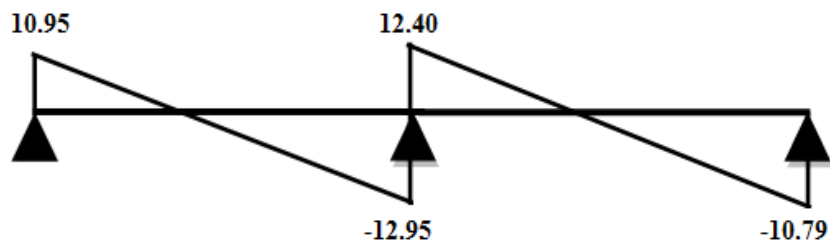


Figure III.17. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type1)

↪ **Type 2 :**

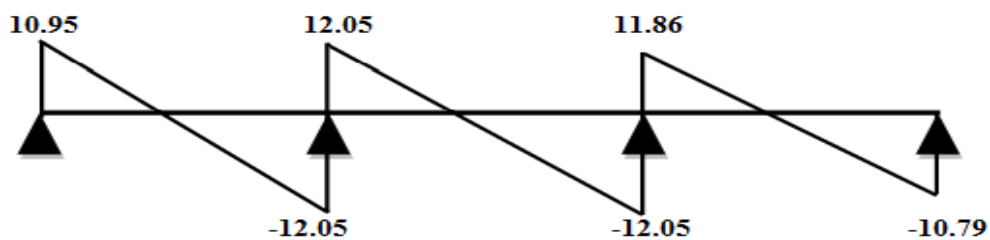


Figure III.18. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type2)



↪ Type 3

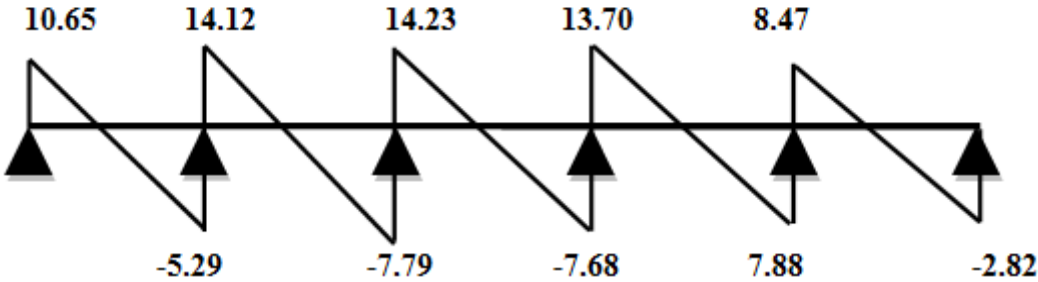


Figure III.19. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type3)

↪ Type 4

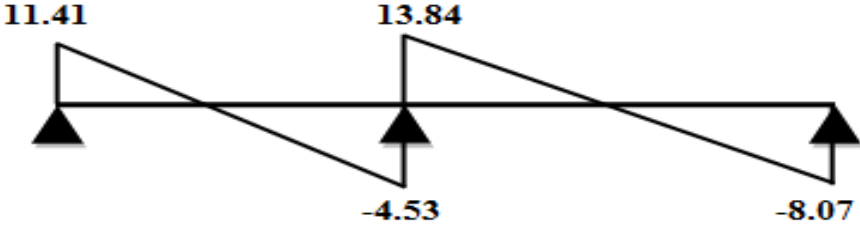


Figure III.20. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type4)

↪ Type 5

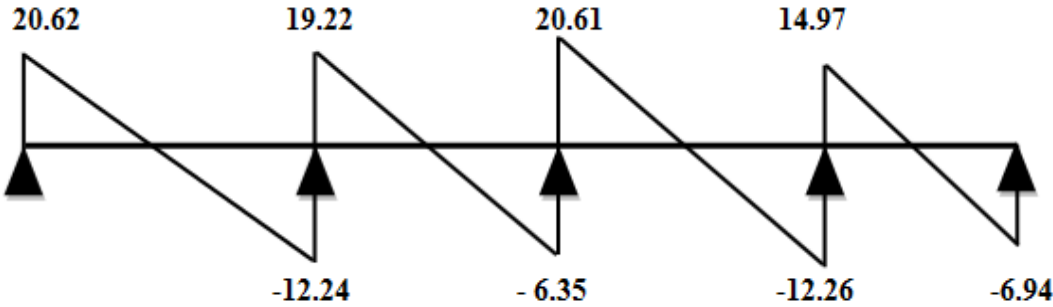
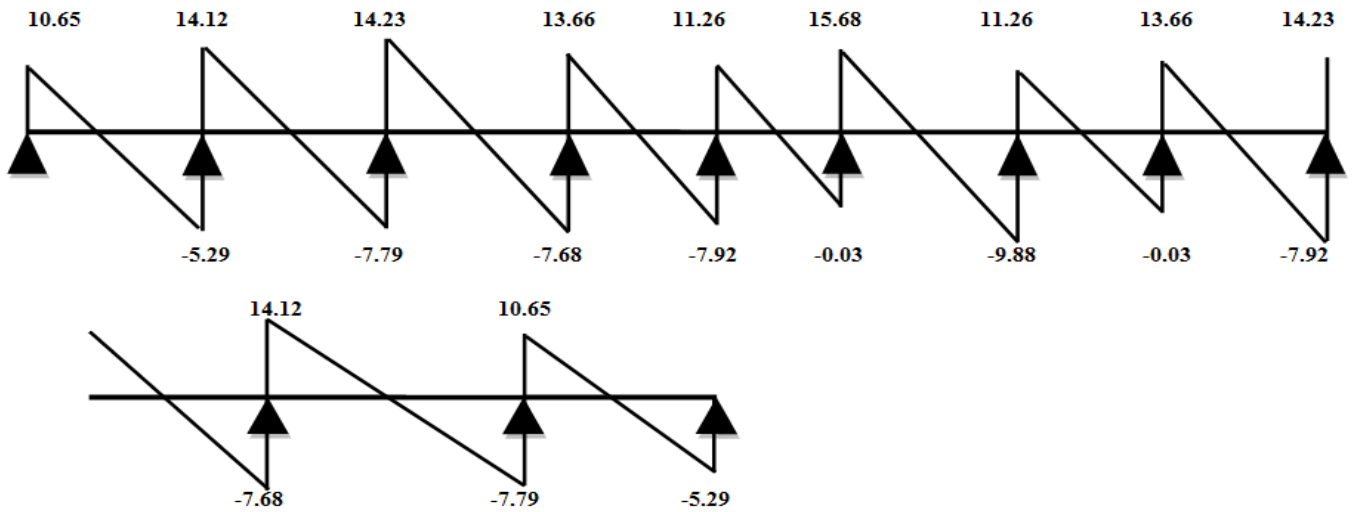


Figure III.21. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type5)

↪ **Type 6**



**Figure III.22.** Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type6)

**III.3.3.5. Calcul des moments plancher Etage courant :**

**a. Calcul des moments**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.97}{3.67 + 0.97} = 0.21$$

↪ **Type 1**



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
<b>1-2</b>	6.41	8.72	6.22	4.64	6.32	4.50
<b>2-3</b>		8.46	5.97		6.13	4.32

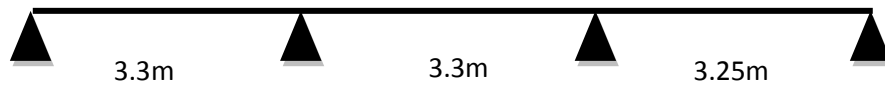
**Tableau.III.23.** Résultats des sollicitations en travées (type 1)

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
<b>1</b>	6.41	1.74	4.64	1.26
<b>2</b>		4.36		3.16
<b>3</b>		1.69		1.23

**Tableau.III.24.** Résultats des sollicitations sur appuis (type 1)

↪ Type 2 :



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.41	8.72	6.22	4.64	6.32	4.50
2-3		8.72	4.91		6.32	3.55
3-4		8.46	5.97		6.13	4.32

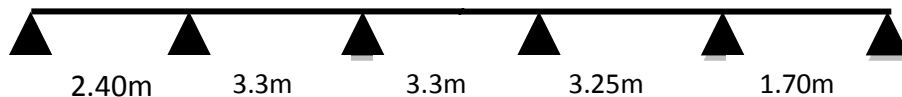
Tableau III.25. Résultats des sollicitations en travées (type 2).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.41	1.74	4.64	1.26
2		4.36		3.16
3		4.36		3.16
4		1.69		1.23

Tableau III.26. Résultats des sollicitations sur appuis (type 2).

↪ Type 3



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.41	4,62	2.67	4.64	3.34	1.93
2-3		8.73	5.87		6.32	4.25
3-4		8.73	5.69		6.32	4.12
4-5		8.46	6.02		6.13	4.36
5-6		2.32	0.58		1.68	0.42

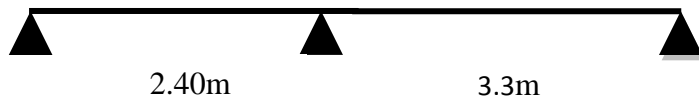
Tableau III.27. Résultats des sollicitations en travées (type 3).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.41	1.38	4.64	1
2		4.82		3.49
3		5.26		3.80
4		5.18		3.75
5		3.94		2.85
6		0.69		0.50

Tableau III.28. Résultats des sollicitations sur appuis (type 3)

↶ Type 4



✚ En travée :

Travé	E.LU				E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.41	4.62	1.78	4.64	4.34	1.29
2-3		8.73	6.31		6.32	4.57

Tableau.III.29. Résultats des sollicitations en travées (type 4).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.41	1.38	4.64	1
2		6.58		4.77
3		2.62		1.89

Tableau.III.30. Résultats des sollicitations sur appuis (type 4).

↶ Type 5



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.41	19.63	14.32	4.64	14.21	10.52
2-3		11.88	2.68		8.60	2.09
3-4		19.63	14.56		14.21	10.54
4-5		8.73	4.54		6.32	3.26

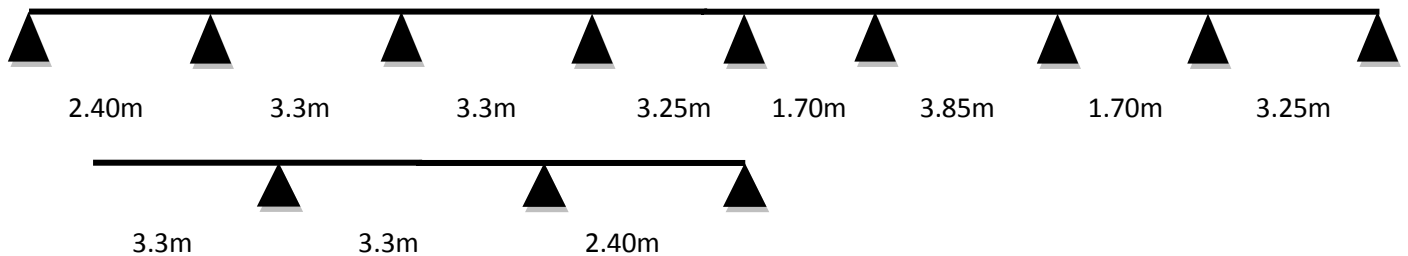
Tableau III.31. Résultats des sollicitations en travées (type 5).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.41	5.89	4.64	4.26
2		14.54		10.23
3		9.78		7.08
4		10.18		7.37
5		2.62		1.89

Tableau III.32. Résultats des sollicitations sur appuis (type 5).

↩ Type 6



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.41	4.62	2.67	4.64	3.34	1.93
2-3		8.73	5.87		6.32	4.25
3-4		8.73	5.69		6.32	4.12
4-5		8.46	6.08		6.13	4.40
5-6		2.32	-1.71		1.68	-1.24
6-7		11.88	9.46		8.60	6.84
7-8		2.32	-1.71		1.68	-1.24
8-9		8.46	6.08		6.13	4.40
9-10		8.73	5.69		6.32	4.12

<b>10-11</b>		8.73	5.87		6.32	4.25
<b>11-12</b>		4.62	2.67		4.34	1.93

**Tableau III.33.** Résultats des sollicitations en travées (type 6) .

✚ Sur appui :

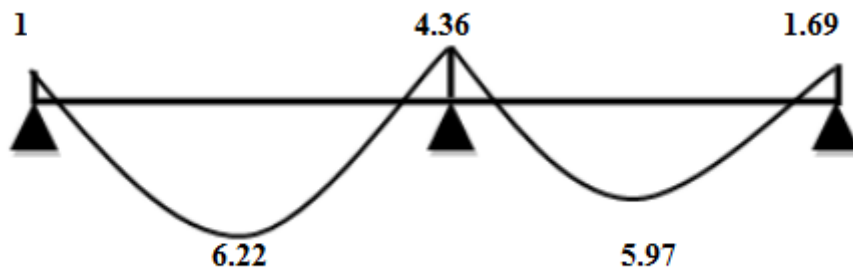
Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
<b>1</b>	6.41	1.38	4.64	1
<b>2</b>		4.82		3.49
<b>3</b>		5.26		3.80
<b>4</b>		5.18		3.75
<b>5</b>		3.83		2.77
<b>6</b>		5.39		3.90
<b>7</b>		5.39		3.90
<b>8</b>		3.83		2.77
<b>9</b>		5.18		3.75
<b>10</b>		5.26		3.80
<b>11</b>		4.82		3.49
<b>12</b>		1.38		1

**Tableau III.34.** Résultats des sollicitations sur appuis (type 6).

**b. Diagrammes des moments :**

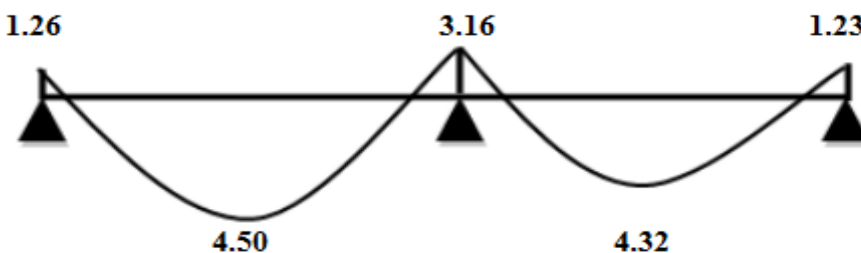
↪ **Type 1 :**

❖ **L'.E.L.U**



**Figure III.23.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type1)

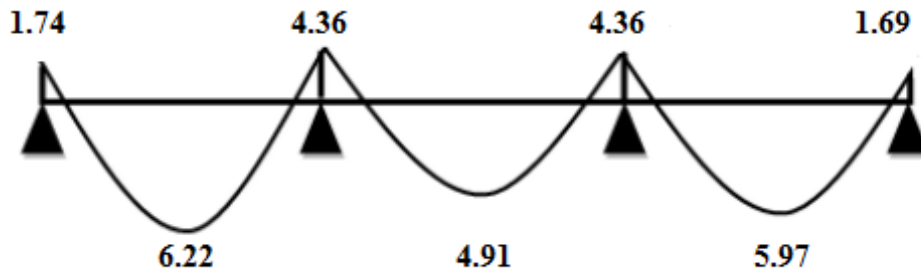
❖ **L'.E.L.S**



**Figure III.24.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type1)

↪ **Type 2 :**

❖ **L'.E.L.U**



**Figure III.25.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type2)

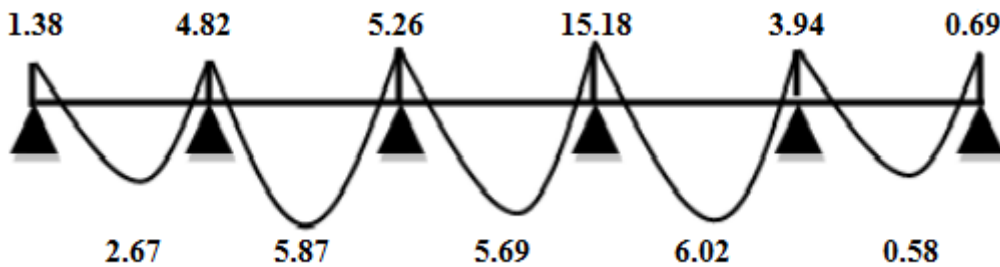
❖ **L'.E.L.S**



**Figure III.26.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type2)

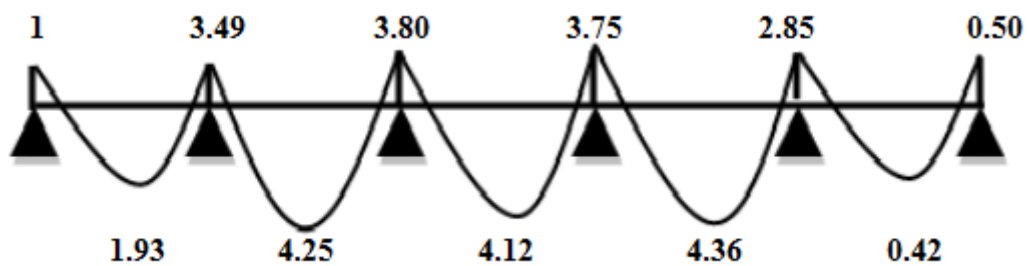
↪ **Type 3**

❖ **L'.E.L.U**



**Figure III.27.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type3)

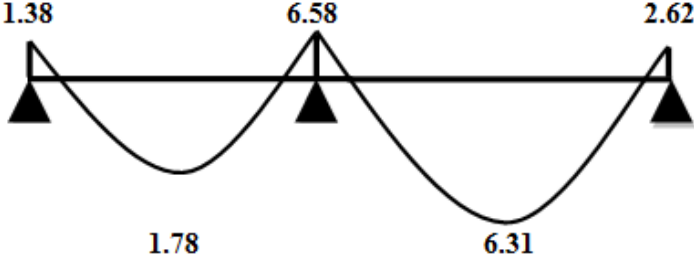
❖ **L'.E.L.S**



**Figure III.28.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type3)

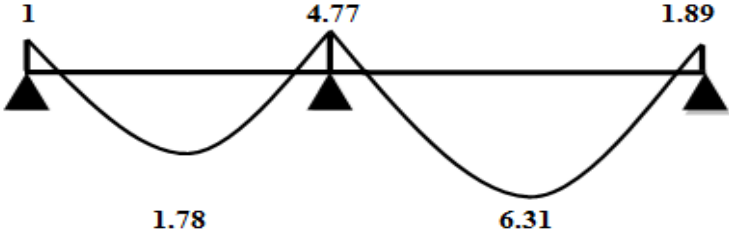
↪ **Type 4**

❖ L'.E.L.U



**Figure III.29.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type4)

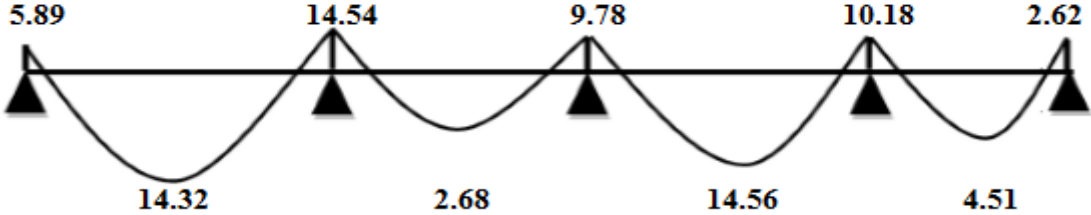
❖ L'.E.L.S



**Figure III.30.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type4)

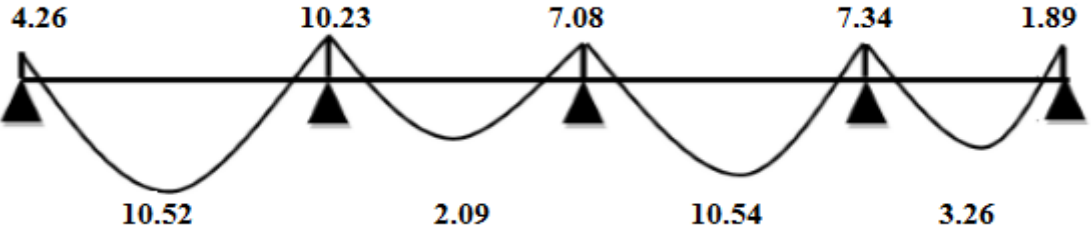
↪ **Type 5**

❖ L'.E.L.U



**Figure III.31.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type5)

❖ L'.E.L.S

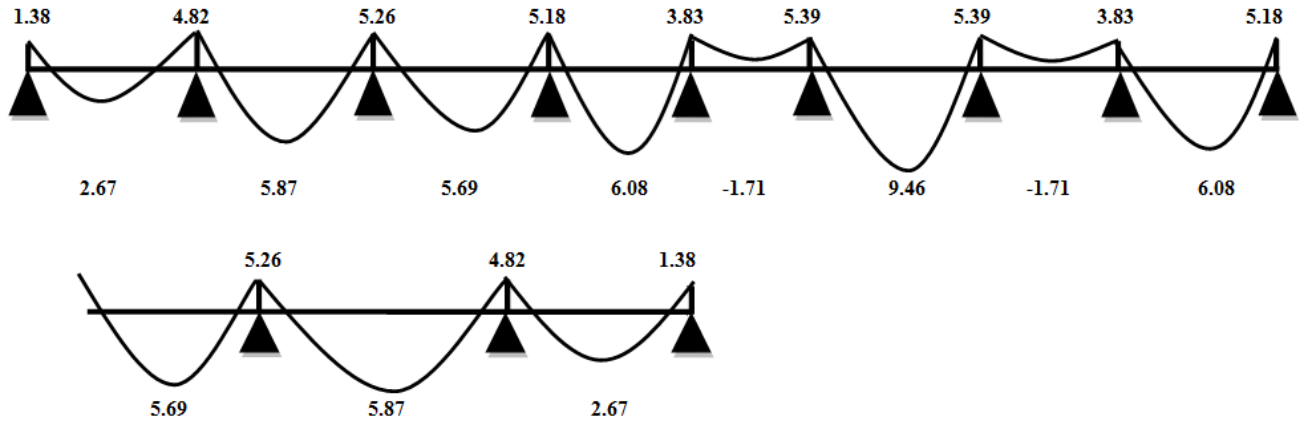


**Figure III.32.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type5)



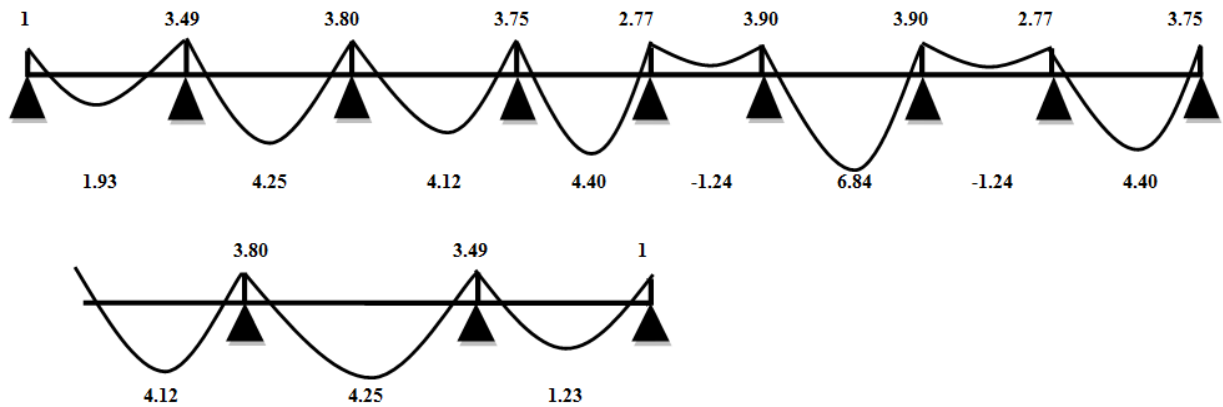
↪ **Type 6**

❖ **L'.E.L.U**



**Figure III.33.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type6)

❖ **L'.E.L.S**



**Figure III.34.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type6)

**c. Calcul des efforts tranchants :**

↪ **Type 1 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_e = q_u L/2$	10.57
2	$T_w = 1.15q_u L/2$	12.16
	$T_e = 1.15q_u L/2$	11.97
3	$T_w = q_u L/2$	10.41

**Tableau.III.35.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).

↪ **Type 2 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_e = q_u L/2$	10.57
2	$T_w = 1.1q_u L/2$	11.63
	$T_e = 1.1q_u L/2$	11.63
3	$T_w = 1.1q_u L/2$	11.63
	$T_e = 1.1q_u L/2$	11.45
4	$T_w = q_u L/2$	10.41

**Tableau.III.36.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2)

↪ **Type 3 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	10.28
	$T_e$	5.11
2	$T_w$	13.63
	$T_e$	7.52
3	$T_w$	13.74
	$T_e$	7.41
4	$T_w$	13.22
	$T_e$	7.61
5	$T_w$	8.18
	$T_e$	2.72

**Tableau.III.37.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3).

↪ **Type 4 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	11.01
	$T_e$	4.37
2	$T_w$	13.36
	$T_e$	7.79

**Tableau.III.38.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 4).

↪ **Type 5 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	19.99
	$T_e$	11.74
2	$T_w$	18.66
	$T_e$	6.02
3	$T_w$	19.90
	$T_e$	11.83
4	$T_w$	14.46
	$T_e$	6.70

**Tableau.III.39.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 5).

↪ **Type 6 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	10.28
	$T_e$	5.11
2	$T_w$	13.63

	$T_e$	7.52
<b>3</b>	$T_w$	13.74
	$T_e$	7.41
<b>4</b>	$T_w$	13.19
	$T_e$	7.65
<b>5</b>	$T_w$	10.87
	$T_e$	0.03
<b>6</b>	$T_w$	15.24
	$T_e$	9.54
<b>7</b>	$T_w$	10.87
	$T_e$	0.03
<b>8</b>	$T_w$	13.19
	$T_e$	7.65
<b>9</b>	$T_w$	13.74
	$T_e$	7.41
<b>10</b>	$T_w$	13.63
	$T_e$	7.52
<b>11</b>	$T_w$	10.28
	$T_e$	5.11

Tableau.III.40. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 6).

**d. Diagrammes des efforts tranchants :**

↪ **Type 1 :**

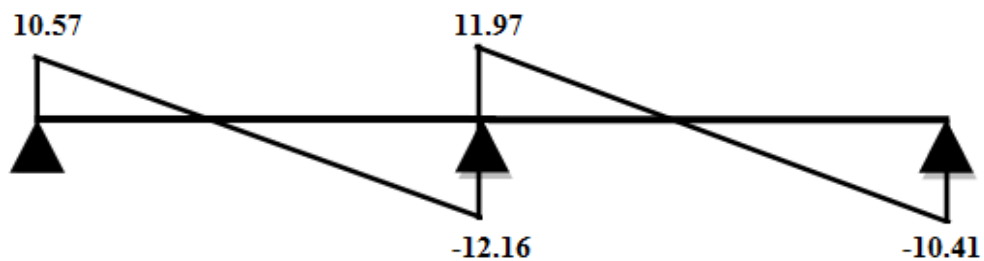


Figure III.35. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type1)

↪ Type 2 :

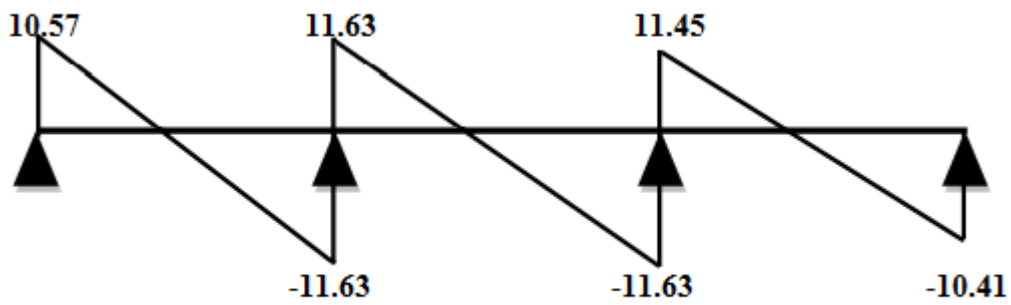


Figure III.36. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type2)

↪ Type 3 :

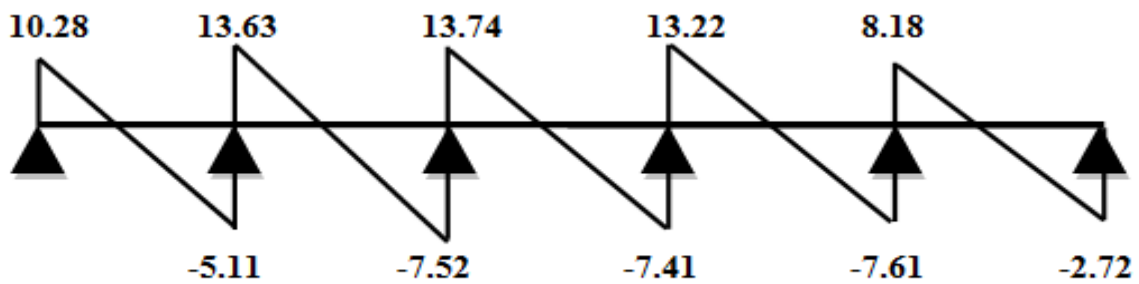


Figure III.37. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type3)

↪ Type 4 :

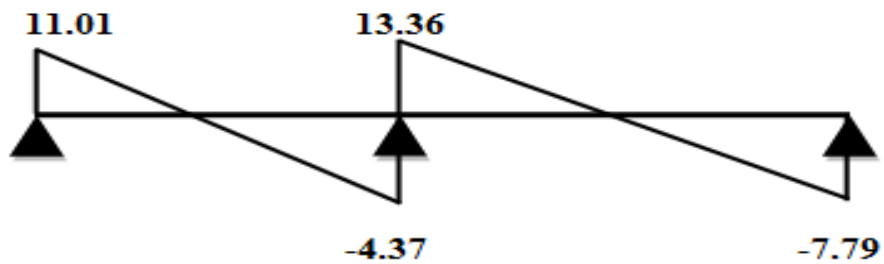


Figure III.38. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type4)

↪ Type5 :

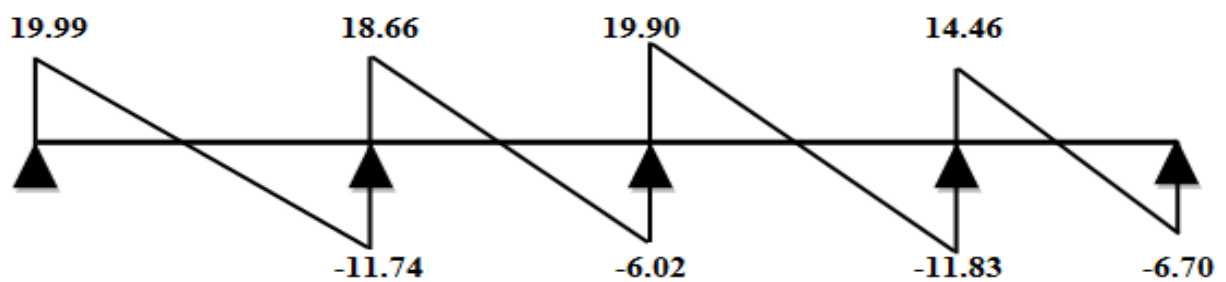


Figure III.39. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type5)

↪ Type 6 :

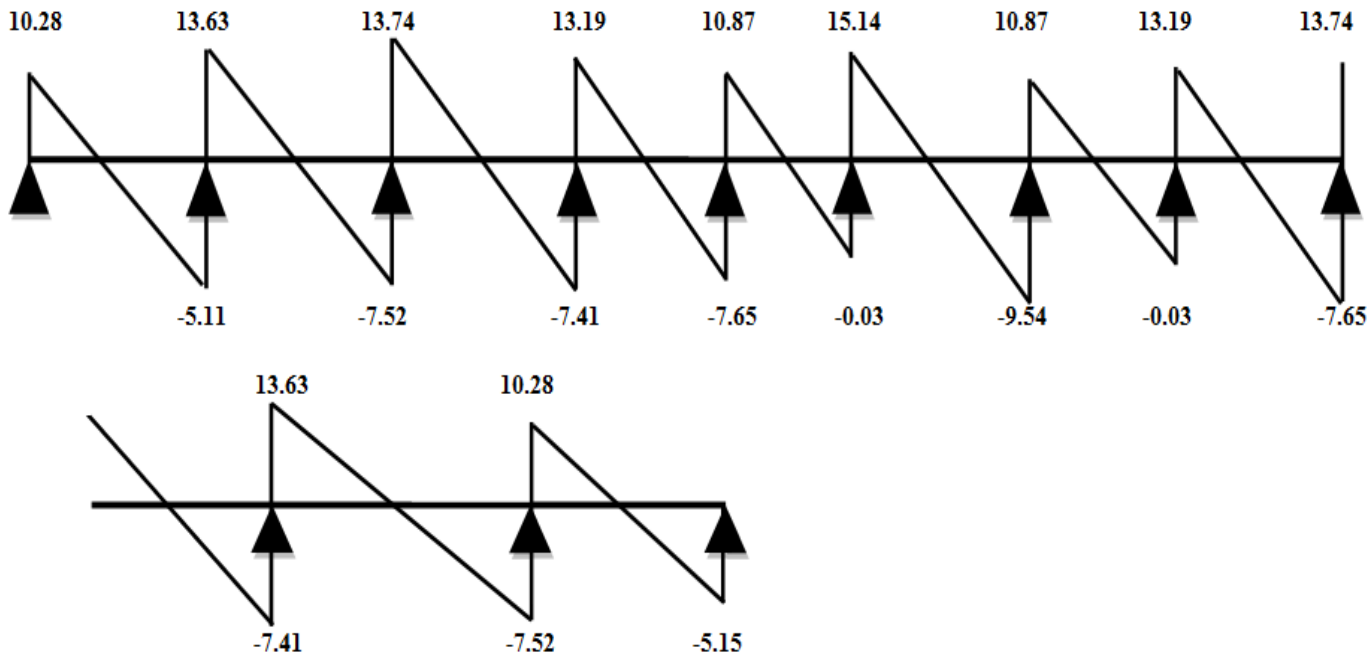


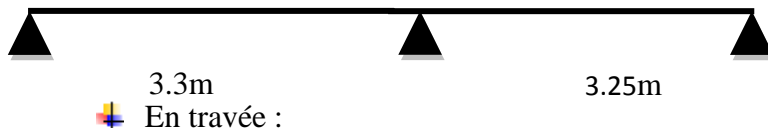
Figure III.40. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type6)

III.3.3.6. Calcul des moments plancher sous-sol :

a. Calcul des moments

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.62}{3.67 + 1.62} = 0.31$$

↪ Type 1



Travé	E.LU			E.L. S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	7.38	10.05	7.46	5.29	7.20	5.34
2-3		9.75	7.16		6.98	5.13

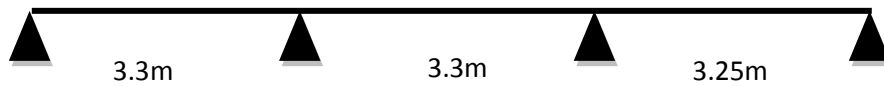
Tableau.III.41. Résultats des sollicitations en travées (type 1)

↪ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
1	7.38	2.01	5.29	1.44
2		5.03		3.60
3		1.95		1.40

Tableau.III.42. Résultats des sollicitations sur appuis (type 1)

↪ Type 2 :



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	7.38	10.05	7.46	5.29	7.20	5.34
2-3		10.05	5.95		7.20	4.26
3-4		9.74	7.16		6.98	5.13

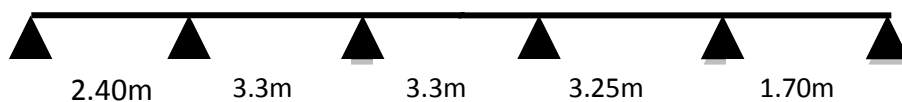
Tableau III.43. Résultats des sollicitations en travées (type 2).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	7.38	2.01	5.29	1.44
2		5.03		3.60
3		5.03		3.60
4		1.95		1.40

Tableau III.44. Résultats des sollicitations sur appuis (type 2).

↪ Type 3



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	7.38	5.31	3.07	5.29	3.81	2.20
2-3		10.05	6.76		7.20	4.84
3-4		10.05	6.55		7.20	4.70
4-5		9.74	6.93		6.98	4.97
5-6		2.67	0.66		1.91	0.47

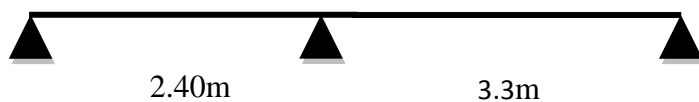
Tableau III.45. Résultats des sollicitations en travées (type 3).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	7.38	1.59	5.29	1.14
2		5.55		3.98
3		6.05		4.34
4		5.96		4.27
5		4.54		3.25
6		0.80		0.57

Tableau III.46. Résultats des sollicitations sur appuis (type 3)

↶ Type 4



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	7.38	5.31	2.06	5.29	3.81	1.47
2-3		10.05	7.26		7.20	5.20

Tableau.III.47. Résultats des sollicitations en travées (type 4).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	7.38	1.59	5.29	1.14
2		7.58		5.43
3		3.01		2.10

Tableau.III.48. Résultats des sollicitations sur appuis (type 4).

↶ Type 5





✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	7.38	22.60	16.73	5.29	16.20	11.99
2-3		13.67	3.32		9.80	2.38
3-4		22.60	16.76		16.20	12.01
4-5		10.05	5.19		7.20	3.72

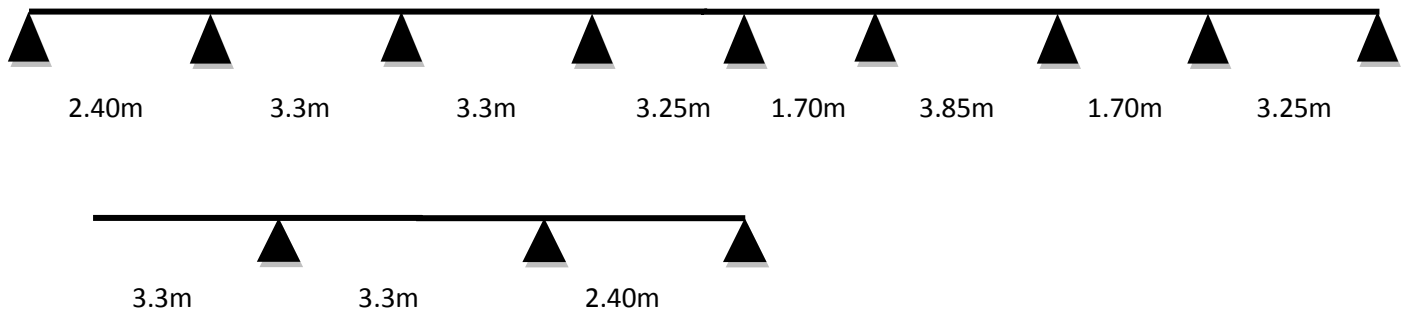
Tableau III.49. Résultats des sollicitations en travées (type 5).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	7.38	6.78	5.29	4.86
2		16.27		11.66
3		11.26		8.07
4		11.72		8.40
5		3.01		2.16

Tableau III.50. Résultats des sollicitations sur appuis (type 5).

↩ Type 6



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	7.38	5.31	3.07	5.29	3.21	2.20
2-3		10.05	6.76		7.20	4.84
3-4		10.05	6.55		7.20	4.70
4-5		9.74	7.00		6.98	5.02
5-6		2.67	-1.97		1.91	-1.41
6-7		13.67	10.89		9.80	7.80
7-8		2.67	-1.97		1.91	-1.41

8-9		9.74	7.00		6.98	5.02
9-10		10.05	6.55		7.20	4.70
10-11		10.05	6.76		7.20	4.84
11-12		5.31	3.07		3.21	2.20

**Tableau III.51.** Résultats des sollicitations en travées (type 6).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	7.38	1.59	5.29	1.14
2		5.55		3.98
3		6.05		4.34
4		5.96		4.27
5		4.41		3.16
6		6.21		4.45
7		6.21		4.45
8		4.41		3.16
9		5.96		4.27
10		6.05		4.34
11		5.55		3.98
12		1.59		1.14

**Tableau III.52.** Résultats des sollicitations sur appuis (type 6).

↪ **Type 7 :** (sous sole 1 et 2)



✚ En travée :

Travé	E.LU		E.L. S			
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	7.38	10.05	7.08	5.29	7.20	5.07
2-3		10.05	5.61		7.20	4.02
3-4		9.74	6.93		6.98	4.97
4-5		2.67	0.66		1.91	0.47

**Tableau III.53.** Résultats des sollicitations en travées (type 7).

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	7.38	3.01	5.29	2.16
2		7.94		5.59
3		5.96		4.27
4		4.54		3.25
5		0.80		0.57

Tableau III.54. Résultats des sollicitations sur appuis (type 7).

b. Diagrammes des moments :

↪ Type 1 :

❖ L'.E.L.U

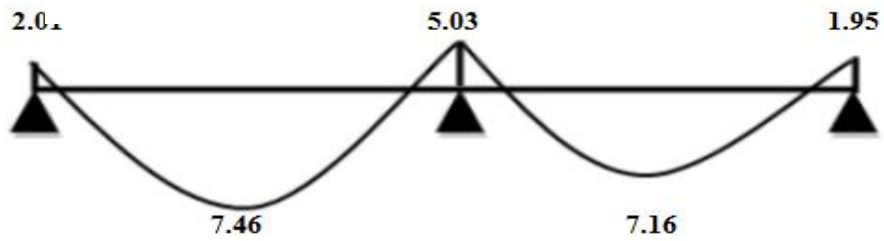


Figure III.41. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type1)

❖ L'.E.L.S

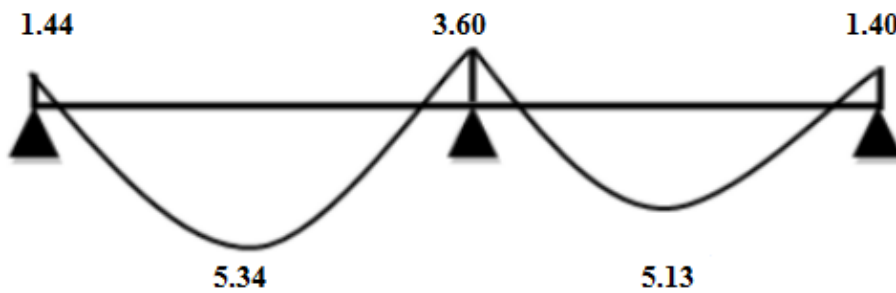


Figure III.42. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type1)

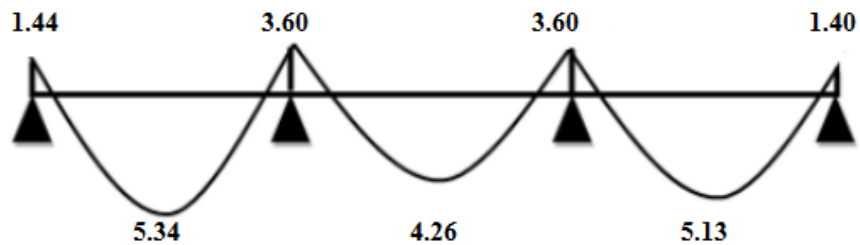
↪ **Type 2 :**

❖ **L'.E.L.U**



**Figure III.43.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type2)

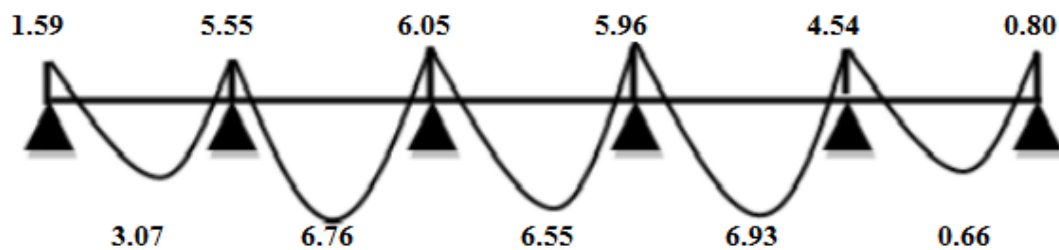
❖ **L'.E.L.S**



**Figure III.44.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type2)

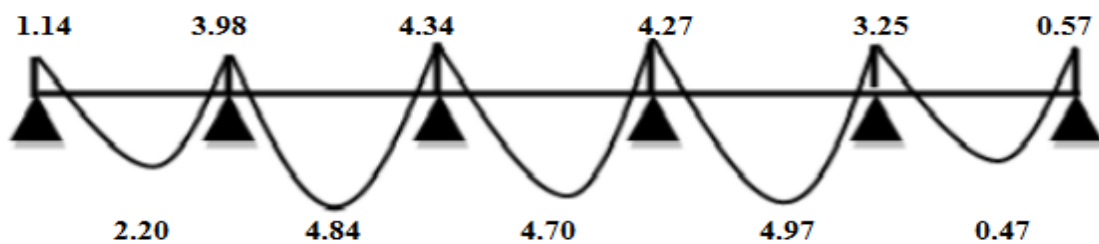
↪ **Type 3**

❖ **L'.E.L.U**



**Figure III.45.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type3)

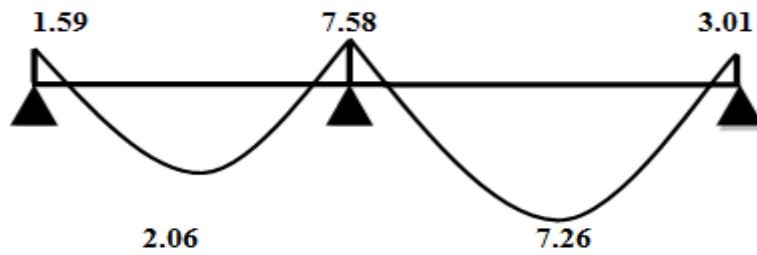
❖ **L'.E.L.S**



**Figure III.46.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type3)

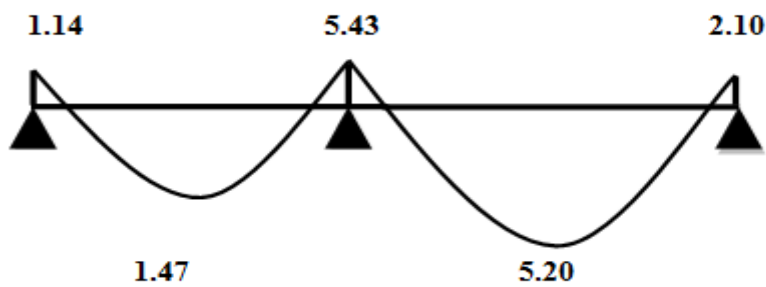
↪ **Type 4**

❖ L'.E.L.U



**Figure III.47.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type4)

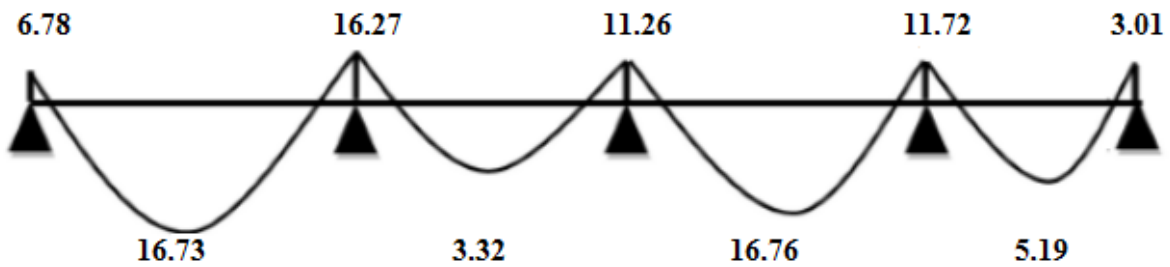
❖ L'.E.L.S



**Figure III.48.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type4)

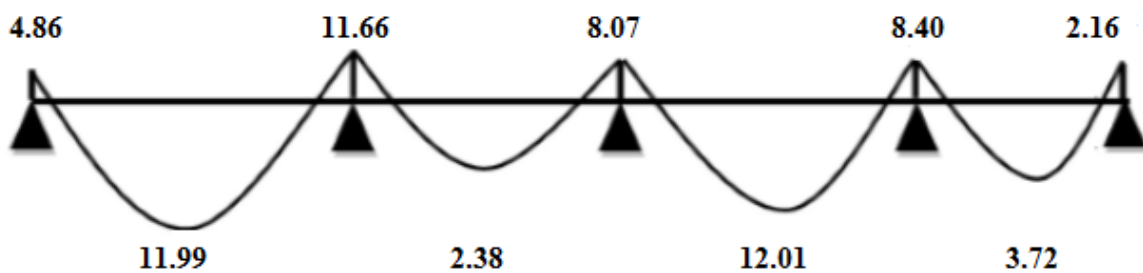
↪ **Type 5**

❖ L'.E.L.U



**Figure III.49.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type5)

❖ L'.E.L.S



**Figure III.50.** Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type5)

↪ **Type 6**

❖ **L'.E.L.U**

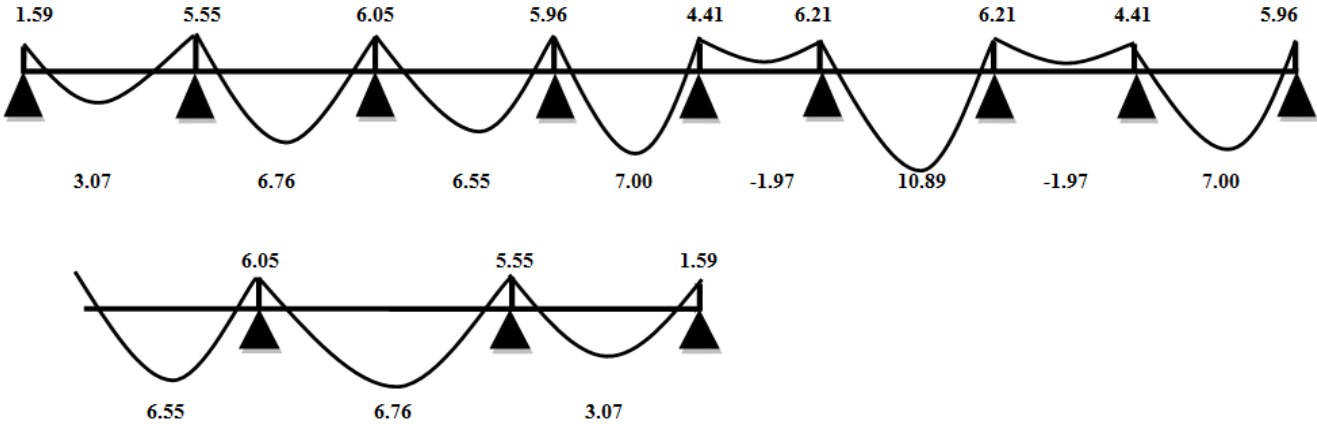


Figure III.51. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type6)

❖ **L'.E.L.S**

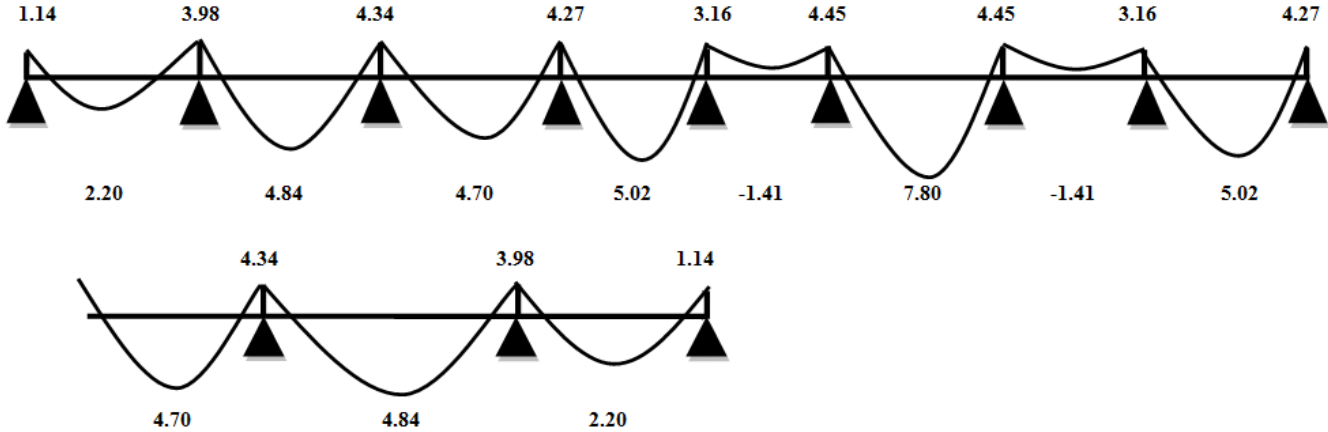


Figure III.52. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type6)

↪ **Type 7 :**

❖ **L'.E.L.U**

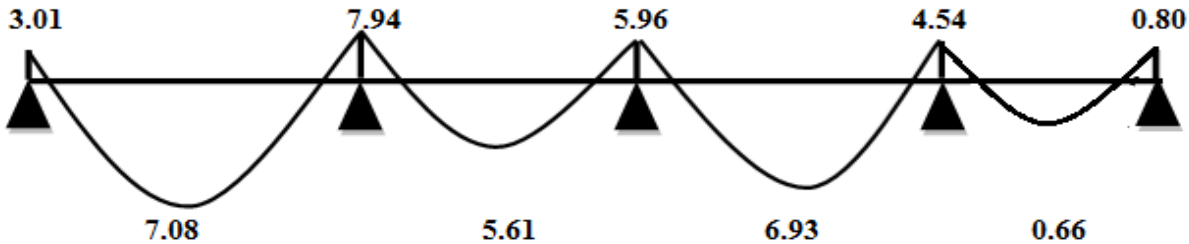


Figure III.53. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type7)

❖ L'.E.L.S

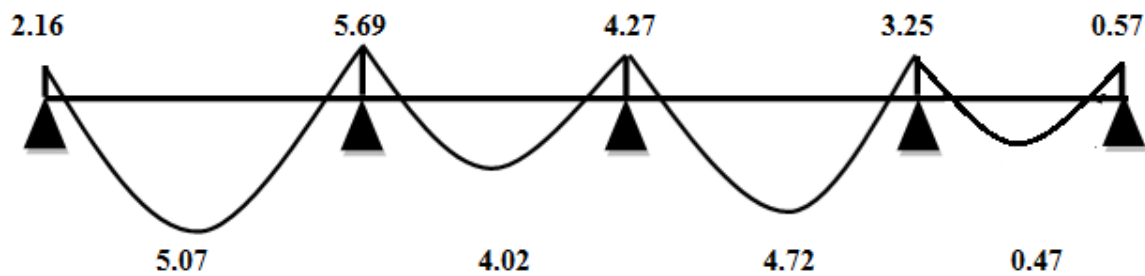


Figure III.54. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type7)

c. Calcul des efforts tranchants :

↪ Type 1 :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_e = q_u L/2$	12.17
2	$T_w = 1.15q_u L/2$	14
	$T_e = 1.15q_u L/2$	13.79
3	$T_w = q_u L/2$	11.99

Tableau.III.55. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).

↪ Type 2 :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_e = q_u L/2$	12.17
2	$T_w = 1.1q_u L/2$	13.39
	$T_e = 1.1q_u L/2$	13.39
3	$T_w = 1.1q_u L/2$	13.39
	$T_e = 1.1q_u L/2$	13.19
4	$T_w = q_u L/2$	11.99

Tableau.III.56. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2)

↪ **Type 3 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	11.83
	$T_e$	5.88
2	$T_w$	15.69
	$T_e$	8.66
3	$T_w$	15.82
	$T_e$	8.54
4	$T_w$	15.22
	$T_e$	8.76
5	$T_w$	9.41
	$T_e$	3.13

**Tableau.III.57.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3).

↪ **Type 4 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	12.68
	$T_e$	5.03
2	$T_w$	15.39
	$T_e$	8.97

**Tableau.III.58.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 4).



↪ **Type 5 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	22.92
	$T_e$	13.61
2	$T_w$	21.36
	$T_e$	7.05
3	$T_w$	22.91
	$T_e$	13.62
4	$T_w$	16.64
	$T_e$	7.71

**Tableau.III.59.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 5).

↪ **Type 6 :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Travé	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_w$	11.83
	$T_e$	5.88
2	$T_w$	15.69
	$T_e$	8.66
3	$T_w$	15.82
	$T_e$	8.54
4	$T_w$	15.18
	$T_e$	8.80
5	$T_w$	12.51
	$T_e$	0.03
6	$T_w$	17.43

	$T_e$	10.98
<b>7</b>	$T_w$	12.51
	$T_e$	0.03
<b>8</b>	$T_w$	15.10
	$T_e$	8.80
<b>9</b>	$T_w$	15.82
	$T_e$	8.54
<b>10</b>	$T_w$	15.69
	$T_e$	8.66
<b>11</b>	$T_w$	11.83
	$T_e$	5.88

**Tableau.III.60.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 6).

↪ **Type 7 :**

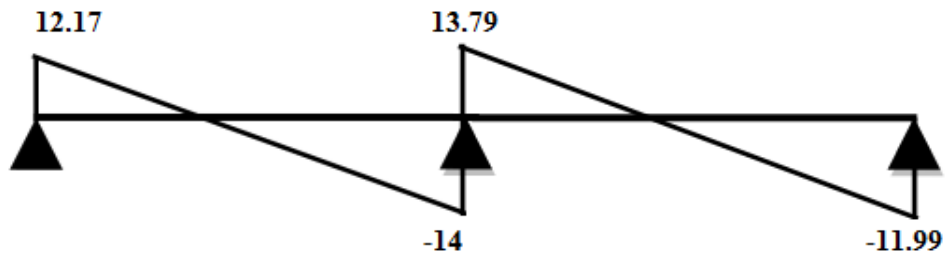
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

<b>Travé</b>	<b>Les efforts tranchants (KN)</b>	<b>Terrasse</b>
<b>1</b>	$T_w$	15.50
	$T_e$	8.86
<b>2</b>	$T_w$	16.39
	$T_e$	7.96
<b>3</b>	$T_w$	15.22
	$T_e$	8.76
<b>4</b>	$T_w$	9.41
	$T_e$	3.13

**Tableau.III.61.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 7).

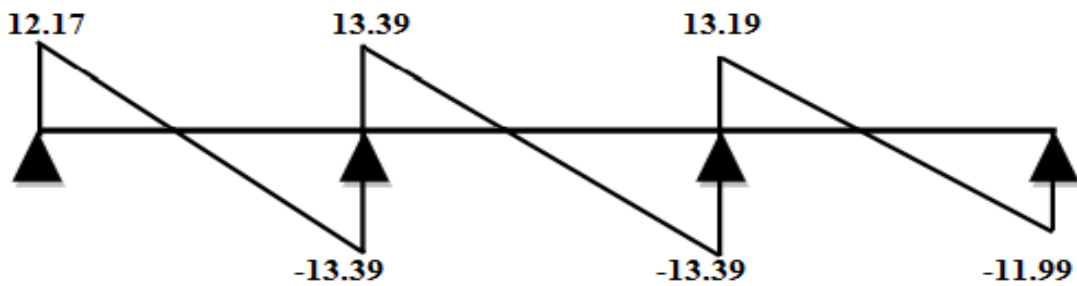
**d. Diagrammes des efforts tranchants :**

↪ **Type 1 :**



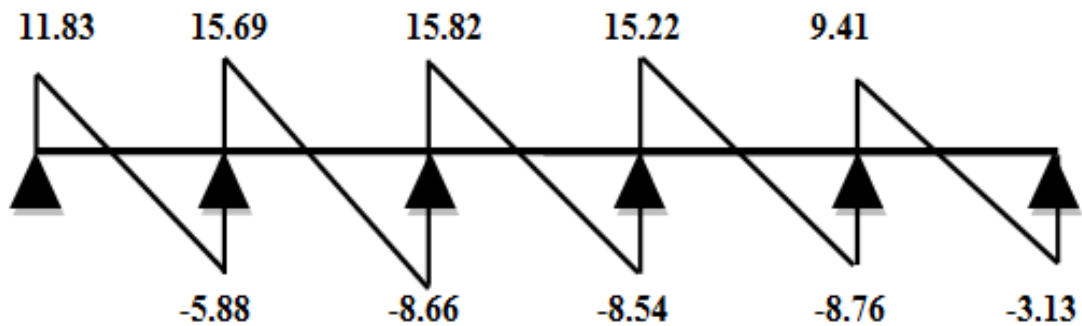
**Figure III.55.** Diagramme d'effort tranchant plancher sous-sol (type1)

↪ **Type 2 :**



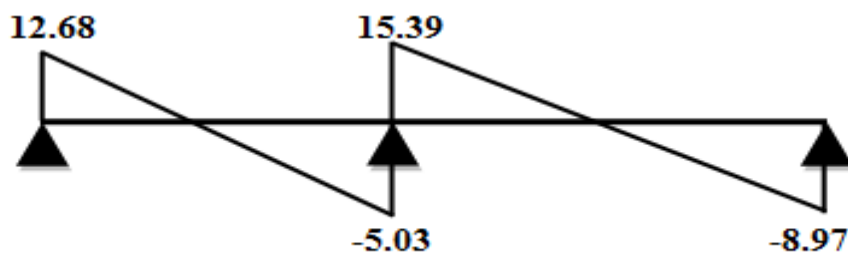
**Figure III.56.** Diagramme d'effort tranchant plancher sous-sol (type2)

↪ **Type 3 :**



**Figure III.57.** Diagramme d'effort tranchant plancher sous-sol (type3)

↪ **Type 4 :**



**Figure III.58.** Diagramme d'effort tranchant plancher sous-sol (type4)

↪ Type 5 :

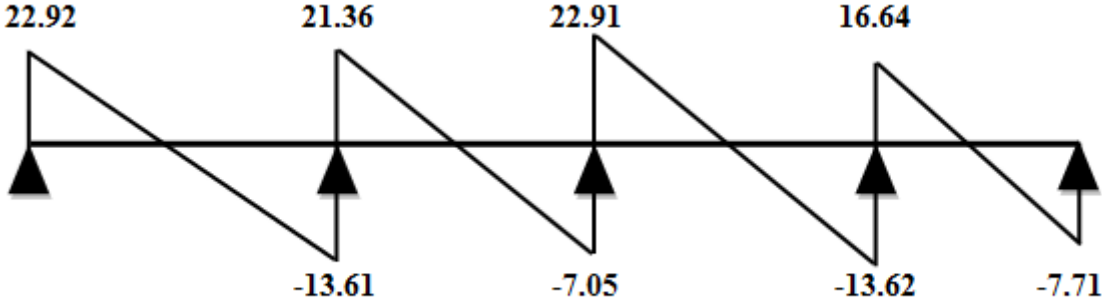


Figure III.59. Diagramme d'effort tranchant plancher sous-sol (type5)

↪ Type 6 :

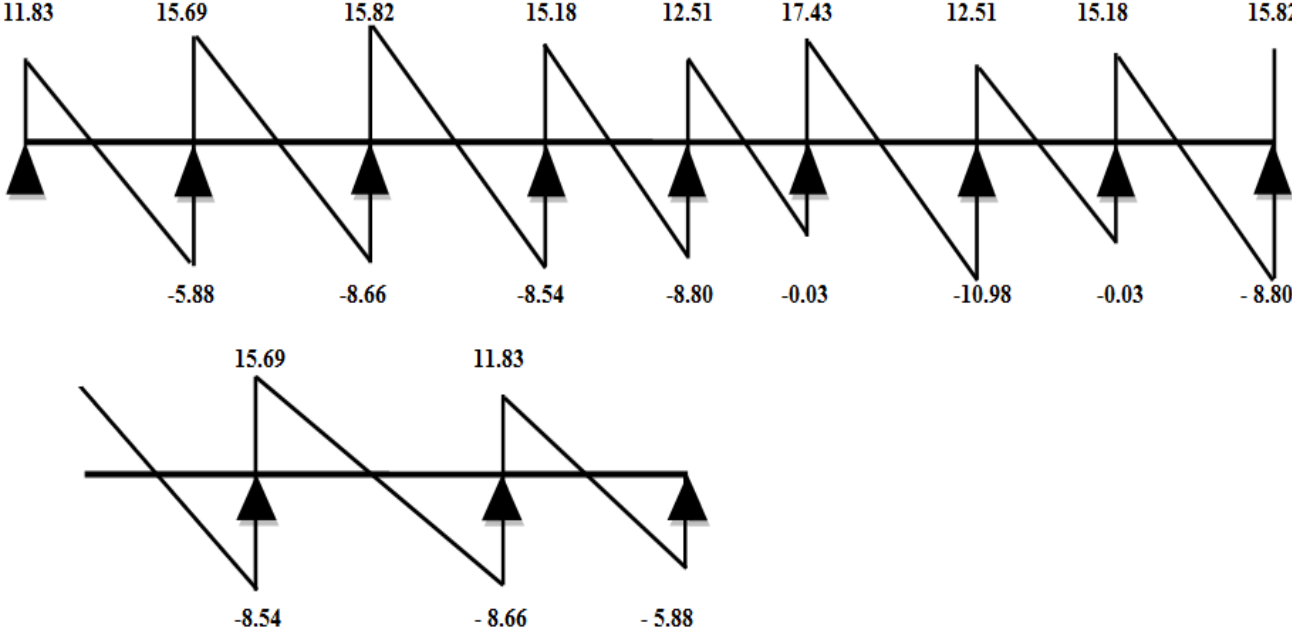


Figure III.60. Diagramme d'effort tranchant plancher sous-sol (type6)

↪ Type 7 :

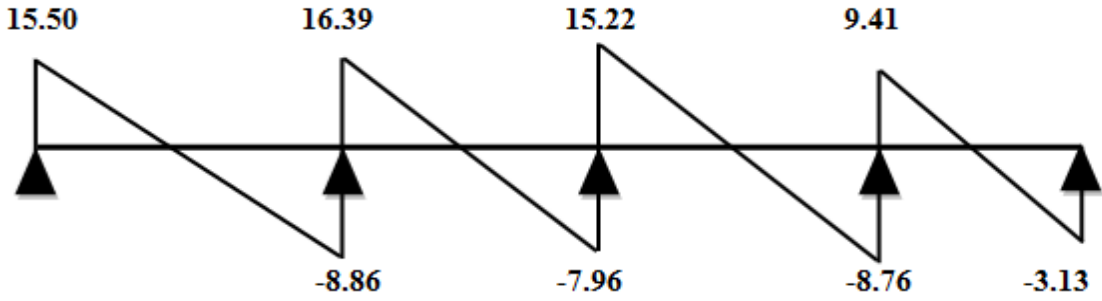


Figure III.61. Diagramme d'effort tranchant plancher sous-sol (type7)

**III.3.4. Ferrailage des poutrelles :**

**III.3.4.1. Calcul des armatures à L'E.L. U :**

Le calcul se fait à L'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

❖ **Plancher terrasse :**

↳ **Type 1 :**

⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 6.42 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 1.81 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 4.52 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✚ **En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✚ **Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	6.42	92.11	92.11 > 6.42 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.81	56.68	56.68 > 1.81 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	4.52	56.68	56.68 > 4.52 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b\*h) en flexion simple avec : b = 0.65m et h=0.25m

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	6.24	65	22.5	0.013	22.31	0.82	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.81	10	22.5	0.025	22.16	0.23	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	4.52	10	22.5	0.063	21.64	0.60	0.27	1HA12 = 1.13

Tableau.III.62. Résultats de calcul du ferrailage (type 1)

↪ **Type 2 :**

⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 6.42 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 1.81 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 4.52 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✚ **En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✚ **Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	6.42	92.11	92.11 > 6.42 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.81	56.68	56.68 > 1.81 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	4.52	56.68	56.68 > 4.52 <b>CV</b>

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65\text{m}$  et  $h = 0.25\text{m}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	6.24	65	22.5	0.013	22.31	0.82	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.81	10	22.5	0.025	22.16	0.23	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	4.52	10	22.5	0.063	21.64	0.60	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.63.** Résultats de calcul du ferrailage (type 2)

### ↪ Type 3 :

$$\Rightarrow M_{max} (\text{travée}) : M_{ut} = 6.23 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (\text{appui de rive}) : M_{ua} = 1.43 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (\text{appui intermédiaire}) : M_{ua} = 5.44 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

#### ✚ En travée

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

#### ✚ Sur appuis

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	6.23	92.11	92.11 > 6.23 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.43	56.68	56.68 > 1.43 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.44	56.68	56.68 > 5.44 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65\text{m}$  et  $h = 0.25\text{m}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	6.23	65	22.5	0.013	22.32	0.81	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.43	10	22.5	0.019	22.24	0.18	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.44	10	22.5	0.075	21.48	0.72	0.27	1HA12 = 1.13

Tableau.III.64. Résultats de calcul du ferrailage (type 3)

↳ **Type 4 :**

- ⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 6.53 \text{ KN.m}$ .
- ⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 2.71 \text{ KN.m}$ .
- ⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 6.82 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.



**✚ En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

**✚ Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	6.53	92.11	92.11 > 6.53 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	2.71	56.68	56.68 > 2.71 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	6.82	56.68	56.68 > 6.82 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b\*h) en flexion simple avec : b = 0.65m et h=0.25m

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	b cm	d cm	$\mu$	Z cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	6.53	65	22.5	0.014	22.31	0.84	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	2.71	10	22.5	0.037	22	0.35	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	2.82	10	22.5	0.095	21.21	0.92	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.65.** Résultats de calcul du ferrailage (type 4)

↳ **Type 5 :**

- ⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 15.08 \text{ KN.m.}$
- ⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 6.10 \text{ KN.m.}$
- ⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 14.64 \text{ KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**✚ En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

**✚ Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	15.08	92.11	92.11 > 15.08 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	6.10	56.68	56.68 > 6.10 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	14.64	56.68	56.68 > 14.64 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b * h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65m$  et  $h = 0.25m$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	15.08	65	22.5	0.032	22.06	1.96	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	6.10	10	22.5	0.085	21.35	0.82	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	14.64	10	22.5	0.20	19.8	2.12	0.27	2HA12 = 2.26

**Tableau.III.66.** Résultats de calcul du ferrailage (type 5)

↪ **Type 6 :**

⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 9.80 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 1.43 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 5.58 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✚ **En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✚ **Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	9.80	92.11	92.11 > 9.80 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.43	56.68	56.68 > 1.43 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.58	56.68	56.68 > 5.58 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b\*h) en flexion simple avec : b = 0.65m et h=0.25m

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	9.80	65	22.5	0.021	22.21	1.26	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.43	10	22.5	0.019	22.24	0.18	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.58	10	22.5	0.077	21.46	0.74	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.67.** Résultats de calcul du ferrailage (type 6)

❖ **Plancher Etage courant :**

↪ **Type 1 :**

⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 6.22 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 1.74 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 4.36 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✚ **En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✚ **Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	6.22	92.11	92.11 > 6.22 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.74	56.68	56.68 > 1.74 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	4.36	56.68	56.68 > 4.36 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65\text{m}$  et  $h = 0.25\text{m}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	6.22	65	22.5	0.013	22.32	0.80	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.74	10	22.5	0.024	22.17	0.22	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	4.36	10	22.5	0.060	21.69	0.57	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.68.** Résultats de calcul du ferrailage (type 1)

### ↪ Type 2 :

$$\Rightarrow M_{max} (\text{travée}) : M_{ut} = 6.22 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (\text{appui de rive}) : M_{ua} = 1.74 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (\text{appui intermédiaire}) : M_{ua} = 4.36 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

#### ✚ En travée

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

#### ✚ Sur appuis

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	6.22	92.11	92.11 > 6.22 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.74	56.68	56.68 > 1.74 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	4.36	56.68	56.68 > 4.36 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65\text{m}$  et  $h = 0.25\text{m}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ Cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	6.22	65	22.5	0.013	22.32	0.80	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.74	10	22.5	0.024	22.17	0.22	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	4.36	10	22.5	0.060	21.69	0.57	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.69.** Résultats de calcul du ferrailage (type 2)

↪ **Type 3 :**

- ⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 6.02 \text{ KN.m.}$
- ⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 1.38 \text{ KN.m.}$
- ⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 5.26 \text{ KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**✚ En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

**✚ Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	Comparaisons
<b>Travée</b>	6.02	92.11	92.11 > 6.02 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.38	56.68	56.68 > 1.38 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.26	56.68	56.68 > 5.26 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b\*h) en flexion simple avec : b = 0.65m et h=0.25m

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	b cm	d cm	$\mu$	Z cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	6.06	65	22.5	0.012	22.33	0.77	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.38	10	22.5	0.019	22.24	0.17	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.26	10	22.5	0.073	21.51	0.70	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.70.** Résultats de calcul du ferrailage (type 3)

↳ **Type 4 :**

⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 6.31 \text{ KN.m.}$

⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 2.62 \text{ KN.m.}$

⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 6.58 \text{ KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

### ✚ En travée

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

### ✚ Sur appuis

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	6.31	92.11	92.11 > 6.31 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	2.62	56.68	56.68 > 2.62 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	6.58	56.68	56.68 > 6.58 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b * h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65m$  et  $h = 0.25m$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	6.31	65	22.5	0.013	22.32	0.81	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	2.62	10	22.5	0.036	22.02	0.35	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	6.58	10	22.5	0.091	21.27	0.88	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.71.** Résultats de calcul du ferrailage (type 4)



↪ **Type 5 :**

⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 14.56 \text{KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 5.81 \text{KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 14.54 \text{KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✚ **En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✚ **Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	14.56	92.11	92.11 > 14.56 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	5.89	56.68	56.68 > 5.89 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	14.54	56.68	56.68 > 14.54 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b\*h) en flexion simple avec : b = 0.65m et h=0.25m

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	14.56	65	22.5	0.032	22.06	1.96	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	5.89	10	22.5	0.085	21.35	0.082	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	14.54	10	22.5	0.20	19.8	2.12	0.27	2HA12 = 2.26

**Tableau.III.72.** Résultats de calcul du ferrailage (type 5)

↪ **Type 6 :**

⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 9.46 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 1.38 \text{ KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 5.39 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✚ **En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✚ **Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	9.46	92.11	92.11 > 9.49 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.38	56.68	56.68 > 1.38 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.39	56.68	56.68 > 5.39 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65\text{m}$  et  $h = 0.25\text{m}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	9.46	65	22.5	0.020	22.23	1.22	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.38	10	22.5	0.019	22.24	0.17	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.39	10	22.5	0.075	21.48	0.72	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.73.** Résultats de calcul du ferrailage (type 6)

### ❖ Plancher Sous-sol :

#### ↪ Type 1 :

- ⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 7.46 \text{ KN.m}$ .
- ⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 2.01 \text{ KN.m}$ .
- ⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 5.03 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

#### ✚ En travée

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

#### ✚ Sur appuis

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	7.46	92.11	92.11 > 7.46 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	2.01	56.68	56.68 > 2.01 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.03	56.68	56.68 > 5.03 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b\*h) en flexion simple avec : b = 0.65m et h=0.25m

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	b cm	d cm	$\mu$	Z cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	7.46	65	22.5	0.015	22.28	0.96	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	2.01	10	22.5	0.028	22.12	0.26	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.03	10	22.5	0.070	21.55	0.67	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.74.** Résultats de calcul du ferrailage (type 1)

↪ **Type 2 :**

$$\Rightarrow M_{max} (\text{travée}) : M_{ut} = 7.46 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (\text{appui de rive}) : M_{ua} = 2.01 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (\text{appui intermédiaire}) : M_{ua} = 5.03 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**✚ En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

**✚ Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	7.46	92.11	92.11 > 7.46 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	2.01	56.68	56.68 > 2.01 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.03	56.68	56.68 > 5.03 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b\*h) en flexion simple avec : b = 0.65m et h=0.25m

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	b cm	d cm	$\mu$	Z cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	7.46	65	22.5	0.015	22.38	0.96	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	2.01	10	22.5	0.028	22.12	0.26	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	5.03	10	22.5	0.070	21.55	0.67	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.75.** Résultats de calcul du ferrailage (type 2)

**✚ Type 3 :**

- ⇒  $M_{max} (travée) : M_{ut} = 6.93 \text{ KN.m.}$
- ⇒  $M_{max} (appui de rive) : M_{ua} = 1.59 \text{ KN.m.}$
- ⇒  $M_{max} (appui intermédiaire) : M_{ua} = 6.05 \text{ KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

### ✚ En travée

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

### ✚ Sur appuis

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	6.93	92.11	92.11 > 6.93 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.59	56.68	56.68 > 1.59 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	6.05	56.68	56.68 > 6.05 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b * h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65m$  et  $h = 0.25m$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	6.93	65	22.5	0.016	22.26	0.89	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.59	10	22.5	0.022	22.20	0.20	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	6.05	10	22.5	0.084	21.36	0.81	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.76.** Résultats de calcul du ferrailage (type 3)

↪ **Type 4 :**

- ⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 7.26 \text{ KN.m}$ .
- ⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 3.01 \text{ KN.m}$ .
- ⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 7.58 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✚ **En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✚ **Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	7.26	92.11	92.11 > 7.26 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	3.01	56.68	56.68 > 3.01 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	7.58	56.68	56.68 > 7.58 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b * h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65\text{m}$  et  $h = 0.25\text{m}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	7.26	65	22.5	0.015	22.29	0.93	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	3.01	10	22.5	0.041	21.94	0.39	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	7.58	10	22.5	0.105	21.08	1.03	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.77.** Résultats de calcul du ferrailage (type 4)

↪ **Type 5 :**

⇒  $M_{max} (travée) : M_{ut} = 16.76 \text{ KN.m.}$

⇒  $M_{max} (appui de rive) : M_{ua} = 6.78 \text{ KN.m.}$

⇒  $M_{max} (appui intermédiaire) : M_{ua} = 16.27 \text{ KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✚ **En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✚ **Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	16.76	92.11	92.11 > 16.76 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	6.78	56.68	56.68 > 6.78 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	16.27	56.68	56.68 > 16.27 <b>CV</b>



## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65\text{m}$  et  $h = 0.25\text{m}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$D$ Cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	16.76	65	22.5	0.035	22.02	2.18	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	6.78	10	22.5	0.094	21.23	0.91	0.27	1HA14 = 1.54
<b>Appuis intermédiaire</b>	16.27	10	22.5	0.226	19.44	2.40	0.27	1HA14+1HA12 = 2.67

**Tableau.III.78.** Résultats de calcul du ferrailage (type 5)

### ↪ Type 6 :

$$\Rightarrow M_{max}(\text{travée}) : M_{ut} = 10.89 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max}(\text{appui de rive}) : M_{ua} = 1.59 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max}(\text{appui intermédiaire}) : M_{ua} = 6.21 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

#### ✚ En travée

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

#### ✚ Sur appuis

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	10.89	92.11	92.11 > 10.89 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	1.59	56.68	56.68 > 1.59 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	6.21	56.68	56.68 > 6.21 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65\text{m}$  et  $h = 0.25\text{m}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	$b$ cm	$d$ cm	$\mu$	$Z$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	10.89	65	22.5	0.023	22.18	1.41	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	1.59	10	22.5	0.022	22.20	0.20	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	6.21	10	22.5	0.086	21.33	0.83	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.79.** Résultats de calcul du ferrailage (type 6)

↳ **Type 7 :**

- ⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 7.08 \text{ KN.m.}$
- ⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 3.01 \text{ KN.m.}$
- ⇒  $M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 7.94 \text{ KN.m.}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✚ **En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✚ **Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	7.08	92.11	92.11 > 7.08 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	3.01	56.68	56.68 > 3.01 <b>CV</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	7.94	56.68	56.68 > 7.94 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b\*h) en flexion simple avec : b = 0.65m et h=0.25m

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	b cm	d cm	$\mu$	Z cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	7.08	65	22.5	0.015	22.29	0.91	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	3.01	10	22.5	0.041	21.94	0.39	0.27	1HA12 = 1.13
<b>Appuis intermédiaire</b>	7.94	10	22.5	0.110	21.01	1.08	0.27	1HA12 = 1.13

**Tableau.III.80.** Résultats de calcul du ferrailage (type 7)

**III.3.4.2. Vérification à l'E.L. U et l'E.L. S :**

❖ **Plancher terrasse :**

↪ **Type 1 :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 12.59 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{12.59 * 10^3}{100 * 225} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.42}{9.04 \times 15} = 0.047 \rightarrow 0.075 \geq 0.042 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appui de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 10.95 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.08 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 1.08 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 12.59 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.24 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 1.24 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travée</b>	0.017	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.031	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.081	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.81.** Vérifications à l'ELS (type1)

↪ **Type 2 :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 12.05 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{12.05 * 10^3}{100 * 225} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.42}{9.04 \times 15} = 0.047 \rightarrow 0.075 \geq 0.042 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 10.95 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.08 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.08 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 12.05 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.19 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.19 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.017	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.031	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.081	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.82.** Vérifications à l'ELS (type2)

↪ **Type 3 :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 14.23 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{14.23 * 10^3}{100 * 225} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**



➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.08}{9.04 \times 15} = 0.044 \rightarrow 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st\ adopt}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 10.65 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 14.23 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.40 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.016	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.019	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.097	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.83.** Vérifications à l'ELS (type3)

↪ **Type 4 (Plancher terrasse) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 13.84 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{13.84 * 10^3}{100 * 225} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit } A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \quad \quad \quad \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.53}{9.04 \times 15} = 0.048 \rightarrow 0.075 \geq 0.048 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 11.41 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 13.84 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.017	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.047	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.125	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.84.** Vérifications à l'ELS (type4)

↪ **Type 5 (Plancher terrasse) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 20.62 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{20.62 * 10^3}{100 * 225} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit } A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \quad \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{495} = 0.050 \geq 0.044 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{15.08}{20.34 \times 15} = 0.049 \rightarrow 0.050 \geq 0.049 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 20.62 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 20.61 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.040	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.111	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.28	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.85.** Vérifications à l'ELS (type5)

↪ **Type 6 (Plancher terrasse) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 15.68 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{15.68 * 10^3}{100 * 225} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{385} = 0.064 \geq 0.044 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{9.80}{12.30 \times 15} = 0.053 \rightarrow 0.064 \geq 0.053 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 10.65 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 15.68 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.54 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.026	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.023	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.100	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.86.** Vérifications à l'ELS (type6)

❖ **Plancher étage**

↪ **Type 1 (Plancher étage) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 12.16 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{12.16 * 10^3}{100 * 225} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit } A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \quad \quad \quad \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$



➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.22}{9.04 \times 15} = 0.045 \rightarrow 0.075 \geq 0.045 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

🚧 **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 10.57 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.04 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.04 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

🚧 **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 12.16 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.20 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.20 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.017	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.031	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.081	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.87.** Vérifications à l'ELS (type1)

↪ **Type 2 (Plancher étage) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 11.63 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{11.63 * 10^3}{100 * 225} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une

poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 * 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.22}{9.04 \times 15} = 0.045 \rightarrow 0.075 \geq 0.045 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

📍 **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 10.57 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.04 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.04 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

📍 **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 11.63 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.14 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.14 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u/M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.017	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.031	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.081	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.88.** Vérifications à l'ELS (type2)

↪ **Type 3 (Plancher étage) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 13.74 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{13.74 * 10^3}{100 * 225} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 * 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.02}{8.73 \times 15} = 0.045 \rightarrow 0.075 \geq 0.045 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

📌 **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 10.28 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

📌 **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 13.74 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.35 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.35 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.015	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.045	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.119	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.89.** Vérifications à l'ELS (type3)

↪ **Type 4 (Plancher étage) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 13.36 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{13.36 * 10^3}{100 * 225} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.31}{8.73 \times 15} = 0.048 \rightarrow 0.075 \geq 0.048 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

🚧 **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 11.01 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

🚧 **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 13.36 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.31 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.016	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.045	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.119	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.90.** Vérifications à l'ELS (type4)

↪ **Type 5 (Plancher étage) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 19.99 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{19.99 * 10^3}{100 * 225} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**



➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{495} = 0.050 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{14.56}{19.63 \times 15} = 0.049 \rightarrow 0.050 \geq 0.049 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

🚧 **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 19.99 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

🚧 **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 19.90 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.96 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.039	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.107	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.28	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.91.** Vérifications à l'ELS (type5)

↪ **Type 6 (Plancher étage) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 15.24 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{15.24 * 10^3}{100 * 225} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 * 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{385} = 0.064 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{9.46}{11.88 \times 15} = 0.053 \rightarrow 0.064 \geq 0.053 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

🚧 **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 10.28 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

🚧 **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 15.14 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.025	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.024	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.097	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.92.** Vérifications à l'ELS (type6)

❖ **Plancher Sous-sol**

↪ **Type 1 (Plancher Sous-sol) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 14 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{14 * 10^3}{100 * 225} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.22}{10.05 \times 15} = 0.041 \rightarrow 0.075 \geq 0.041 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

🚧 **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 12.17 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.20 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.20 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

🚧 **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 14 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.38 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.38 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.017	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.031	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.081	1.39	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.93.** Vérifications à l'ELS (type1)

↪ **Type 2 (Plancher Sous-sol) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 13.39 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{13.39 * 10^3}{100 * 225} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 * 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{7.45}{10.05 \times 15} = 0.049 \rightarrow 0.075 \geq 0.049 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 12.17 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.20 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.20 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 13.39 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.017	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.031	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.081	1.3	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.94.** Vérifications à l'ELS (type2)

↪ **Type 3 (Plancher Sous-sol) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 15.82 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{15.82 * 10^3}{100 * 225} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**



➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{6.93}{10.05 \times 15} = 0.045 \rightarrow 0.075 \geq 0.045 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 11.83 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.16 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 15.82 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.020	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.027	1.3	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.109	1.39	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.95.** Vérifications à l'ELS (type3)

↪ **Type 4 (Plancher Sous-sol) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 15.39 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{15.39 * 10^3}{100 * 225} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une

poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 * 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{7.26}{8.73 \times 15} = 0.055 \rightarrow 0.075 \geq 0.055 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 12.68 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 15.39 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.018	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.052	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.138	1.39	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.96.** Vérifications à l'ELS (type4)

↪ **Type 5 (Plancher Sous-sol) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 2.67 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 22.92 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{22.92 * 10^3}{100 * 225} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit } A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 * 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \quad \quad \quad \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{495} = 0.050 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{16.76}{22.60 \times 15} = 0.049 \rightarrow 0.050 \geq 0.049 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 22.92 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 2.26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 2.26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 22.91 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 2.26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 2.26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.044	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.123	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.32	1.39	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.97.** Vérifications à l'ELS (type5)

↪ **Type 6 (Plancher Sous-sol) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76\text{cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27\text{cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 17.43 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{17.43 * 10^3}{100 * 225} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une

poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{385} = 0.064 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{10.89}{13.67 \times 15} = 0.053 \rightarrow 0.064 \geq 0.064 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 11.83 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.16 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 17.43 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.72 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.029	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.027	1.38	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.112	1.38	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.98.** Vérifications à l'ELS (type6)

↪ **Type 7 (Plancher Sous-sol) :**

**a. Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 16.39 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{16.39 * 10^3}{100 * 225} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une

poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit  $A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 * 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**



➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{330} = 0.075 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{7.08}{10.05 \times 15} = 0.046 \rightarrow 0.075 \geq 0.046 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 15.50 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 16.39 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.61 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**b. Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.018	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	0.052	1.39	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.146	1.39	0.44	<b>CV</b>

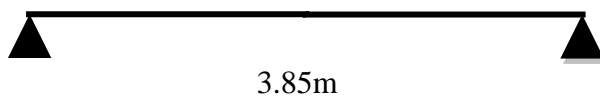
**Tableau.III.99.** Vérifications à l'ELS (type7)

**III.3.5. Plancher buanderie :**

- ⇒ Charge permanente :  $G = 6.77 \text{ KN/m}^2$
- ⇒ Pour une bande de 0.65 :  $G = 4.40 \text{ KN/ml}$
- ⇒ Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- ⇒ Pour une bande de 0.65 :  $Q = 0.65 \text{ KN/ml}$

**a. Calcul des moments**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.65}{4.40+0.65} = 0.12$$



✚ En travée :

Travé	E.LU			E.L. S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.91	12.80	10.88	5.05	9.35	7.94

Tableau.III.100. Résultats des sollicitations en travées buanderie

✚ Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.91	2.56	5.05	1.87
2		2.56		1.87

Tableau.III.101. Résultats des sollicitations sur appuis buanderie

**b. Diagramme de moment :**

✚ E.L.U

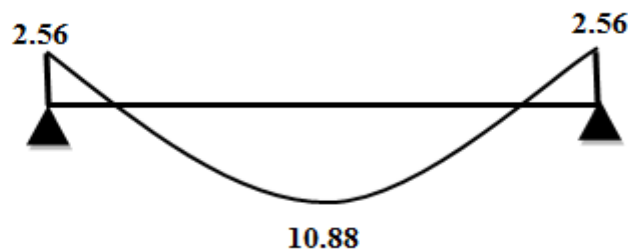


Figure III.62. Diagramme des moments buanderie à E.L.U

✚ ELS

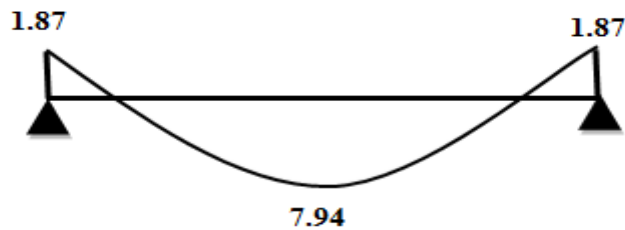


Figure III.63. Diagramme des moments buanderie à E.L.S

**c. Calcul des efforts tranchants :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_e = q_u L/2$	13.30
2	$T_w = q_u L/2$	13.30

Tableau. III.102. Résultats de calcul des efforts tranchants buanderie

**d. Diagramme de l'effort tranchant :**

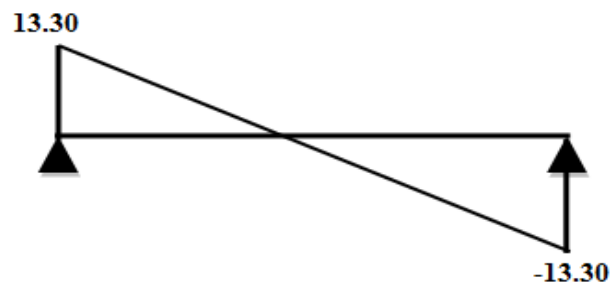


Figure III.64. Diagramme de l'effort tranchant buanderie

⇒  $M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 10.88 \text{KN.m}$ .

⇒  $M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 2.56 \text{KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**✚ En travée**

$$M_t = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

**✚ Sur appuis**

$$M_t = F_{bc} * Z_b = b_0 * h_1 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

	$M_u$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	comparaisons
<b>Travée</b>	10.88	92.11	92.11 > 10.88 <b>CV</b>
<b>Appuis de rive</b>	2.56	56.68	56.68 > 2.56 <b>CV</b>

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b\*h) en flexion simple avec : b = 0.65m et h=0.25m

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

	$M_u$ KN.m	<b>b</b> cm	<b>d</b> cm	$\mu$	<b>Z</b> cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adp}$ cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	10.88	65	22.5	0.023	22.18	1.40	1.76	3HA10 = 2.36
<b>Appui de rive</b>	2.56	10	22.5	0.035	22.02	0.33	0.27	1HA10 = 0.79

**Tableau.III.103.** Résultats de calcul du ferrailage buanderie

**e. Vérification à l'E.L.U et l'E.L.S :**

**❖ Vérification à l'E.L.U**

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

**✚ En travée**

$$A_{min} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**✚ Appuis de rive**

$$A_{min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$T_{u \max} = 13.30 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{13.30 * 10^3}{100 * 225} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On choisit } A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

On a suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9*d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = \min (20.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \quad \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification de flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{385} = 0.064 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{10.88}{12.80 \times 15} = 0.056 \rightarrow 0.064 \geq 0.056 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant**

✚ **appuis de rive**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 13.30 * 10^3}{0.9 * 100 * 225} = 1.31 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

→  $\sigma_{bc} = 1.31 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ **Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travé</b>	0.029	1.37	0.44	<b>CV</b>
<b>Appui de rive</b>	0.044	1.37	0.44	<b>CV</b>

**Tableau.III.104.** Vérifications à l'ELS (type1)

**III.3.6. Ferrailage de la dalle de compression**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \leq l_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 * \frac{l_1}{f_e}$$

$$\text{Si : } l_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1 = 65 \text{ cm}$ )

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P)

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R)

$$A_2 = \frac{A_1}{4}$$

$$A_1 = 4 * \frac{65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5\text{HA6} \rightarrow A_1 = 1.41\text{cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

#### ❖ Armature de réparation

$$A_2 = \frac{A_1}{4} = 0.35\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA6} \rightarrow A_2 = 1.41\text{cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens

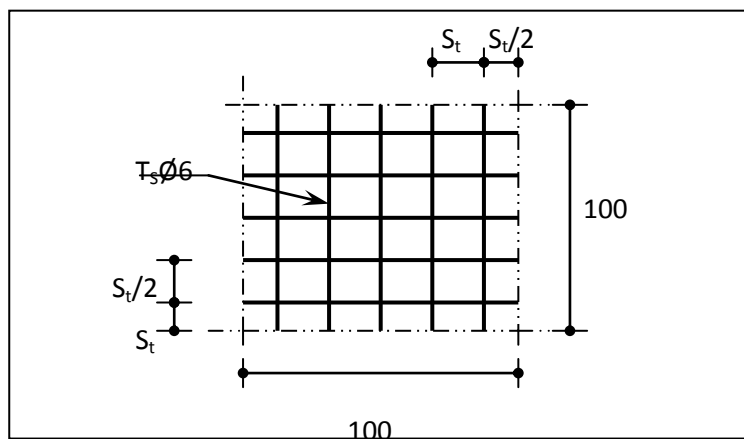
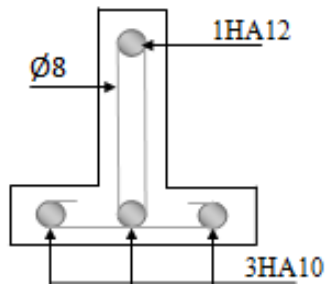


Figure III.65. Ferrailage de la dalle de compression

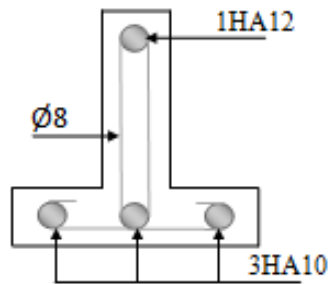
III.3.7. Schémas de ferrailage :

III.3.7.1. Plancher terrasse :

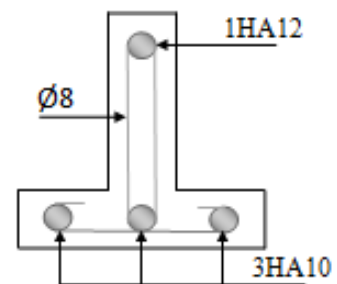
↪ Type (1, 2, 3, 4 et 6)



Appui de rive

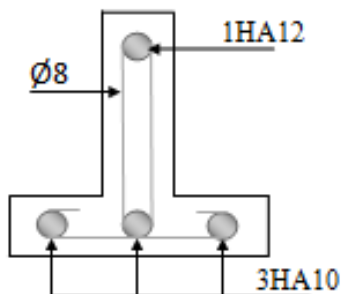


Appui intermédiaire

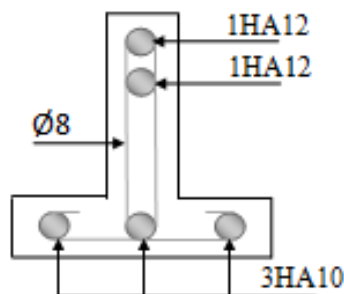


Entravée

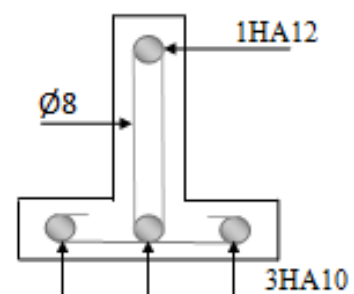
↪ Type 5



Appui de rive



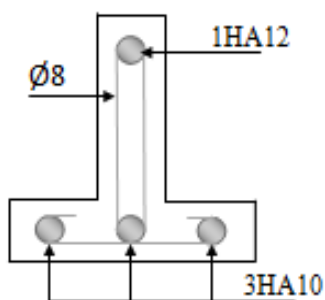
Appui intermédiaire



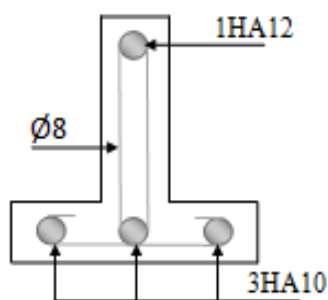
Entravée

III.3.7.2. Plancher étage courant :

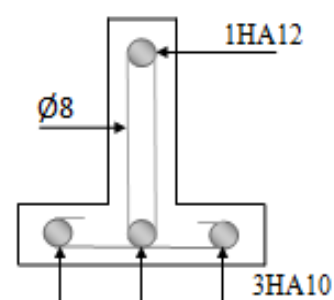
↪ Type (1.2.3.4.6)



Appui de rive



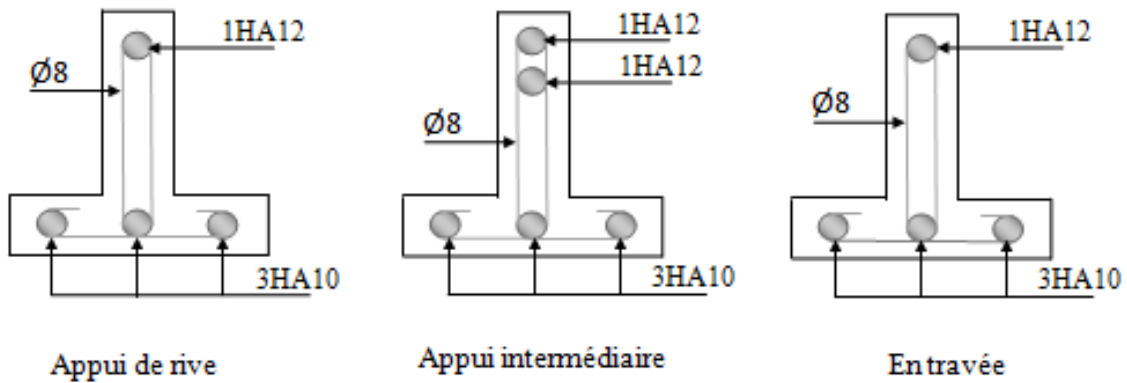
Appui intermédiaire



Entravée

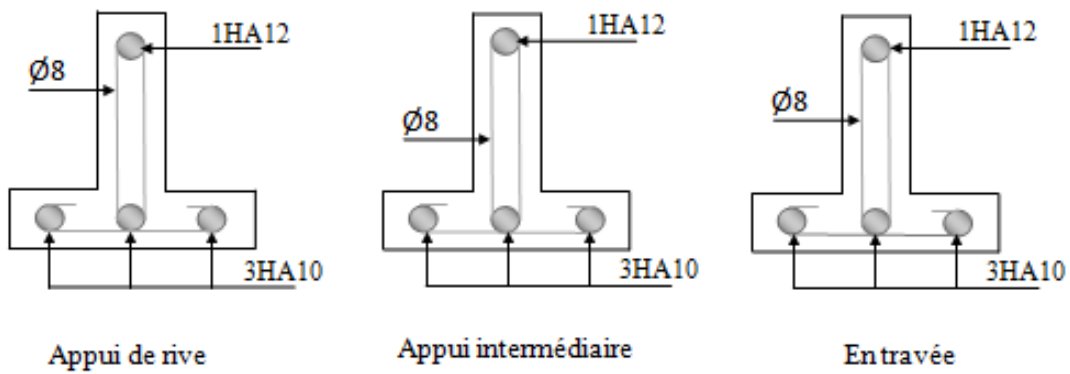


↪ Type 5

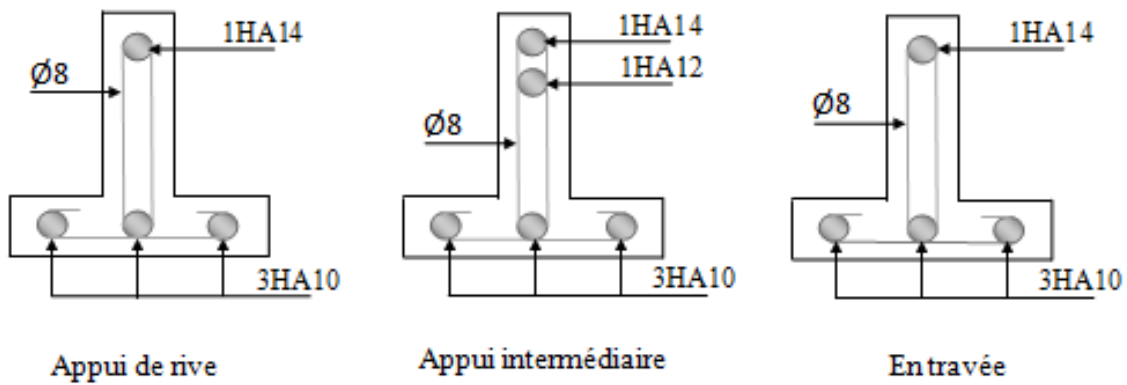


III.3.7.3. Plancher sous-sol :

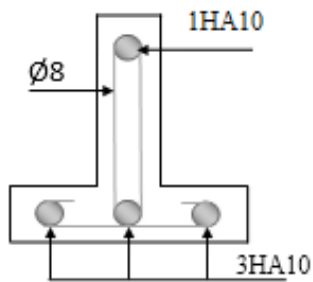
↪ Type (1.2.3.4.6.7)



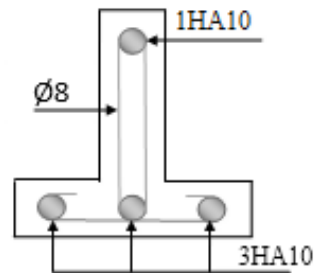
↪ Type 5



### III.3.7.4. Plancher buanderie :



Appui de rive



En travée

## III.4. Balcon

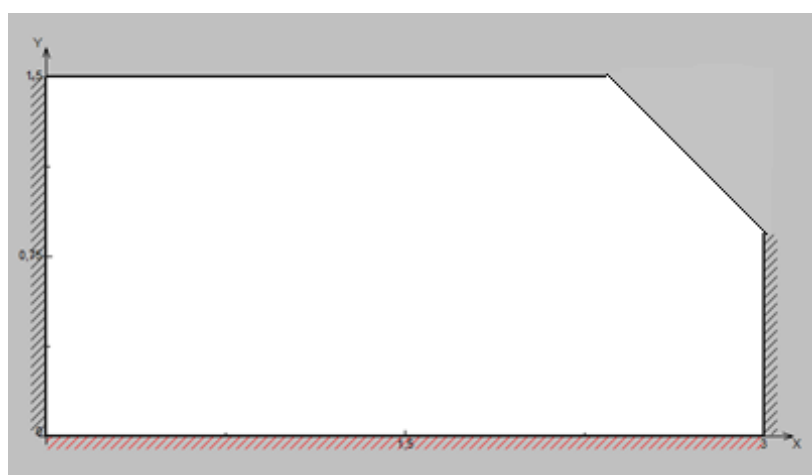
### III.4.1 Introduction

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé et ferrillé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge répartie à l'extrémité libre **P** (poids propre des murs), et une charge d'exploitation **Q**.

Notre étude des balcons a été limitée au choix du panneau le plus sollicité (**figure.III.66.**).

Le balcon objet de notre étude est considéré encastree au niveau de trois cotés.



**Figure III.66.** Balcon encastree à 3 cotés

**III.4.2 Sollicitation de calcul**

$l_x = 3 \text{ m} ; l_y = 1,50 \text{ m}.$

Après le prédimensionnement, on a obtenu que l'épaisseur :  $e = 15 \text{ cm}.$

➤ **Evaluation des charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

La charge permanente :  $G = 6.62 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation :  $Q = 3.50 \text{ KN/ml}$

❖ **L'E.L.U**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.19 \text{ KN/ml}$

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

ELU	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN. m)
En travée	1.65	1.50	3.24
Sur appui	0.00	1,50	-9.40
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN. m)
En travée	1.35	1.09	0.61
Sur appui	3.00	0.92	-8.06
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub> (KN)
Max	3.00	0.92	42.01
Min	0.00	1,50	-23.50
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub> (KN)
Max	3.00	0,73	3.16
Min	3.00	0.92	-12.67

**Tableau III.105.** Résultats des efforts à ELU

❖ **L'ELS :**

- $q_s = G + Q = 10.12 \text{ KN/ml}$

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

ELS	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN. m)
En travée	1.65	1.50	2.31
Sur appui	0.00	1.50	-6.71
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN. m)
En travée	1.35	1.09	0.44
Sur appui	3.00	0.92	-5.75
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub> (KN)
Max	3.00	0.92	29.96
Min	0.00	1.50	-16.76
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub> (KN)
Max	3.00	0.73	24.66
Min	3.00	0.92	-33.67

Tableau III.106. Résultats des efforts à ELS

### III.4.3. Le Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

ELU : On a :

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,5 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de **d<sub>x</sub>** et **d<sub>y</sub>** :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 15 - 2 - 0.5 = 12,5 \text{ cm.}$
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 11,5 \text{ cm.}$

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b\*h) = (100\*15) cm<sup>2</sup>

On utilise les formules suivantes :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right); Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

➤ Sens xx

section	b (cm)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Aadopt (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	12.5	2.24	0.015	0.019	12.41	1.51	0.52	4HA10 = 3.14
Appuis	100	12.5	9.40	0.042	0.053	12.24	1.51	2.21	4HA10 = 3.14

Tableau III-107. Ferrailage dans le sens xx

➤ Sens yy

section	b (cm)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Aadopt (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	11.5	0.61	0.003	0.004	11.48	1.39	0.15	4HA10 = 3.14
Appuis	100	11.5	8.06	0.043	0.055	11.25	1.39	2.06	4HA10 = 3.14

Tableau III.108. Ferrailage dans le sens yy

➤ Espacement maximal :

Sens x-x:

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$ .
- $S_t \leq \min(45 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y:

- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$ .
- $S_t \leq \min(60 ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

❖ ELU

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$$V_{ux} = 42.01 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 12.67 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau'_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{42.01 * 10^3}{1000 * 125} = 0.336 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{12.67 * 10^3}{1000 * 125} = 0.101 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

❖ **ELS**

➤ **Vérification de la contrainte**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_a \leq \overline{\sigma}_a \rightarrow \frac{n M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

Fissuration est considérée comme préjudiciable

➤ **La position de l'axe neutre**

$$b * y^2 + 30(A_s + d' A'_s) * y - 30(d * A_s - d' A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0$$

➤ **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s (d - y)^2 + 15 * A'_s (y - d')^2 ; \text{ avec } A'_s = 0$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 * F_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = n * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_a \text{ avec } n = 15$$

$$\overline{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right) \text{ avec } \eta = 1.6 \text{ (FeE400)}$$

$$\overline{\sigma}_a = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

Sens	Sens xx		Sens yy	
	Travée	Appui	Travée	Appui
As (cm <sup>2</sup> )	3.14			
d (cm)	12.5		11.5	
Yser (cm)	2.99		2.85	
I (cm <sup>4</sup> )	5150.76		4295.77	
Mser (KN*m)	2.31	6.71	0.44	5.75

$\sigma_b$ (MPa)	1.34	3.89	0.29	3.81
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15			
Condition	CV	CV	CV	CV
$\sigma_a$ (MPa)	63.97	185.83	13.29	173.67
$\overline{\sigma}_a$ (MPa)	201.63			
Condition	CV	CV	CV	CV

Tableau III-109.Vérification des contraintes

➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (CV).$
- $\frac{A_s}{b*d} = \frac{3,14}{100*11,5} = 0,0027 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (CV).$

✚ **Remarque**

La section d'armature calculée est posée sur les deux nappes : supérieures et inférieures.

### III.4.4. Schéma de ferrailage

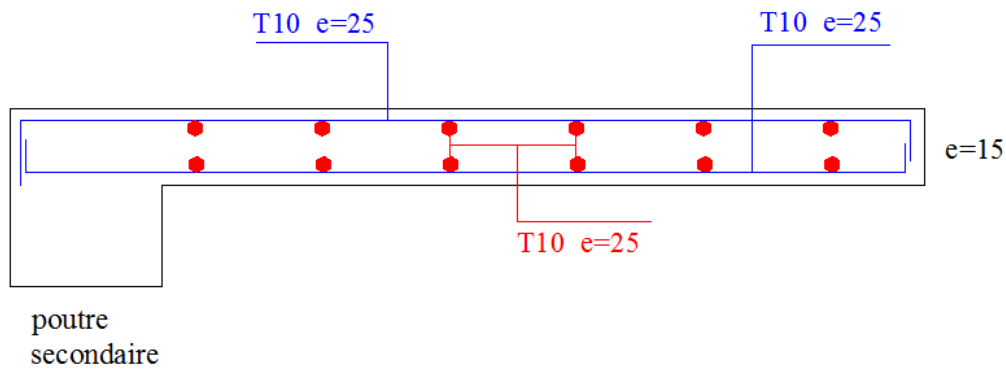
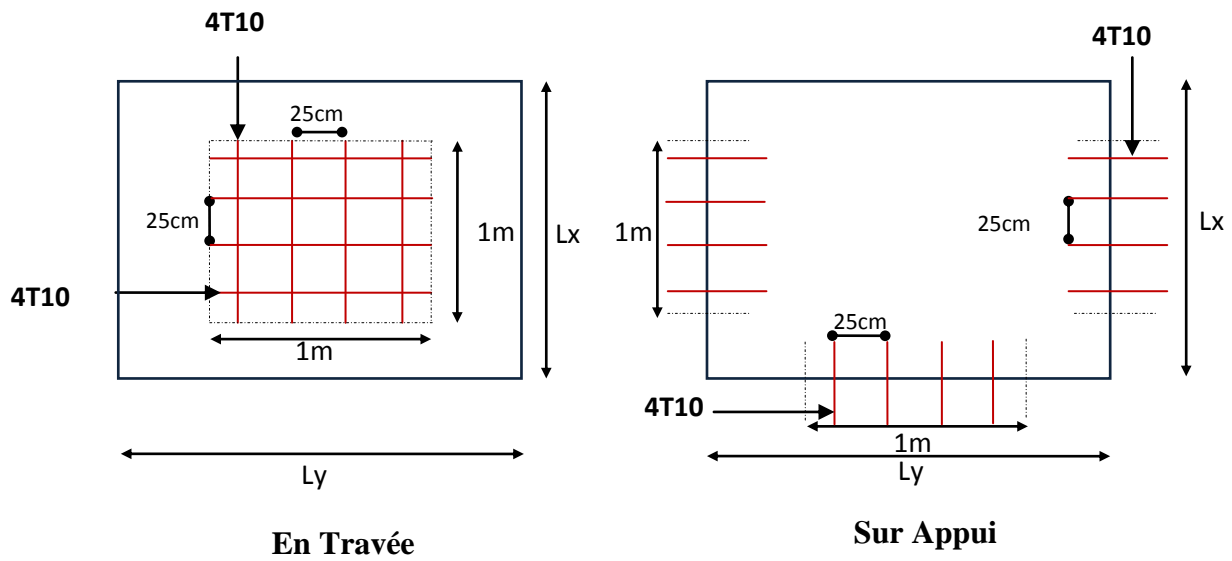


Figure III.67. Ferrailage du balcon encastré à trois cotés

## III.5. ESCALIER

### III.5.1. Introduction

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

**III.5.2. Calcul des escaliers** (On travail seulement sur l'escalier le plus sollicité, escalier de sous sol)



III.5.2.1. Le 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :

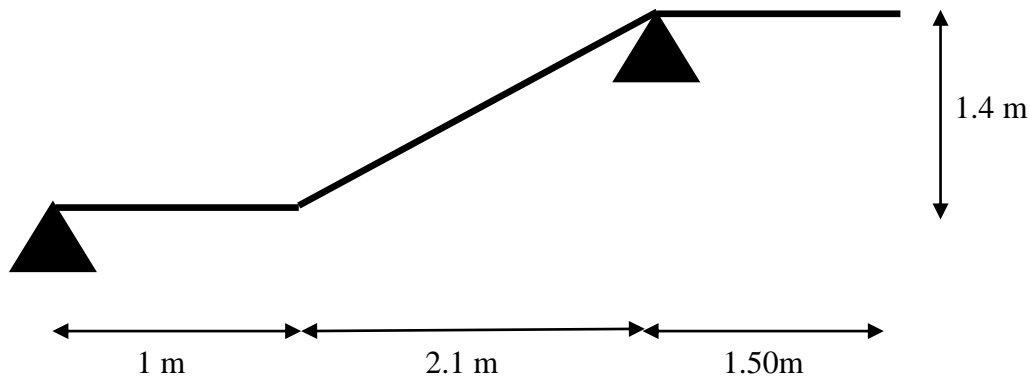
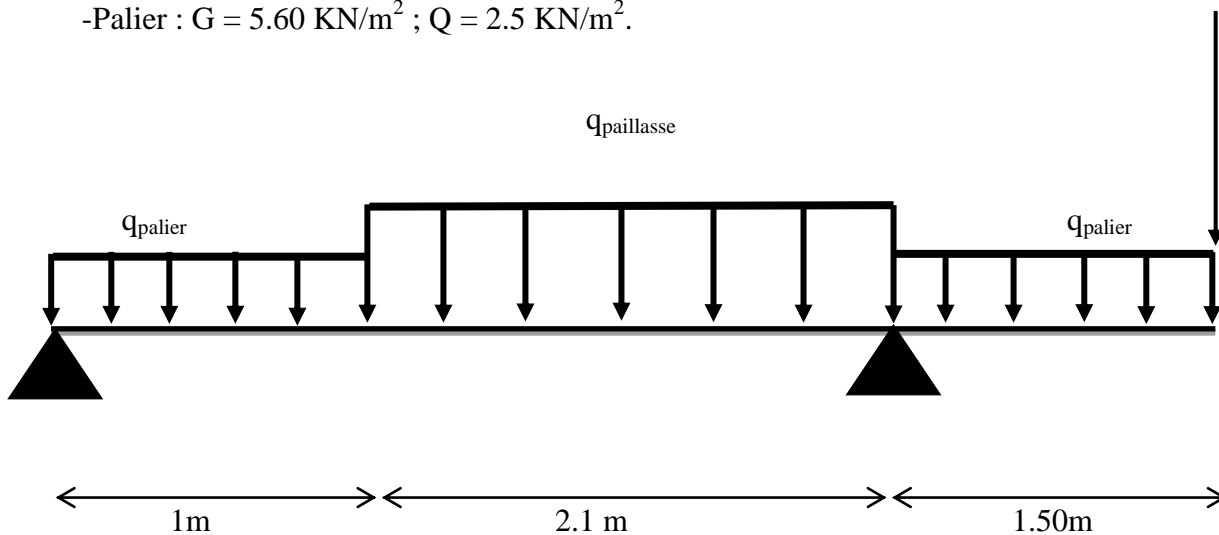


Figure.III.68. Schéma statique d'escalier

➤ Calcul des sollicitations :

-Paillasse :  $G = 8.587 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

-Palier :  $G = 5.60 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .



➤ La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{6.1 \cdot 1 + 9.20 \cdot 2.1 + 6.1 \cdot 1.5}{1 + 2.1 + 1.50} = 7.52 \text{ KN/ml}$$

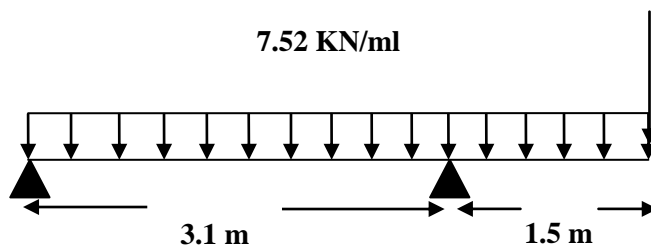


Figure III.69. Charge équivalente.

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

✚ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 7.52 + 1.5 \cdot 2.5 = 13.90 \text{ KN/ml.}$$

✚ **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 7.52 + 2.5 = 10.02 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calculs des moments :**

✚ **ELU :**

$$q_{eq} = 13.90 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 3.35 \times 3.1 \times 1 = 10.38 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \times 10.38 = 14.01 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = (13.90 \cdot (3.1)^2) / 8 = 16.70 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot 16.70 = 14.20 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{a1} = 0.3 M_0 = 0.3 \cdot 16.70 = 5.01 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a2} = q_u l^2 / 2 + P_u \cdot 1 = (13.90 \cdot 1.5^2) / 2 + 14.01 \cdot 1.5 = 36.65 \text{ KN.m}$$

✚ **ELS :**

$$q_{eq} = 10.02 \text{ KN/ml}$$

$$P = 3.35 \cdot 3.1 \cdot 1 = 10.38 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{ser} = 10.38 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = (10.02 \cdot (3.1)^2) / 8 = 12.04 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot 12.04 = 10.23 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{a1} = 0.3 M_0 = 0.3 \cdot 12.04 = 3.61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{a2} = q_{ser} l^2 / 2 + P_{ser} \cdot 1 = (10.02 \cdot 1.5^2) / 2 + 10.38 \cdot 1.5 = 26.84 \text{ KN.m}$$

	<b>Mu (KN.m)</b>	<b>Mser (KN.m)</b>
<b>En travée</b>	14.20	10.23
<b>Sur appuis</b>	36.65	26.84

➤ **Calcul des armatures :**

❖ **L'armature longitudinale :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande

de 1m. La section du béton est:  $A = (b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$ .

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$f_{c28}(\text{MPa})$	$\theta$	$f_{t28}(\text{MPa})$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{cm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	16.2	14,17	348	400

**Tableau III.110.** Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; Z = d(1 - 0.4\alpha),$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

✚ **Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :**

Section	b(cm)	d(cm)	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{s,min}$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}$
<b>Travée</b>	100	16.2	14.20	0.038	0.048	15.89	1.95	2.57	5T10=3.93
<b>Appuis</b>	100	16.2	36.65	0.098	0.129	15.36	1.95	6.85	5T14=7.70

**Tableau III.111.** Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.

❖ **Armatures de répartition :**

✚ En travée :  $A_{rep} = A_{ado}/4 = 0.64 \text{ cm}^2$  ; on adopte : **4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**,

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ Sur appui :  $A_{rep} = A_{ado}/4 = 1.93 \text{ cm}^2$  ; on adopte : **4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**,

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérifications :**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$2.57 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.95 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$6.85 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.95 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Escapement maximal:**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 18; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

- En travée :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- Sur appui :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :**

Il faut que :  $\tau_t \leq \bar{\tau}$

Avec :  $\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\}$  Fissuration non préjudiciable

$\Rightarrow \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$  Avec :  $T_u$  l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM

$T_u = q \frac{l}{2} = 13,90 \times \frac{3,1}{2} = 21,54\text{KN}$

$\tau_u = \frac{21,54 * 10^3}{1000 * 162} = 0,133\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$

➤ **Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

✚ **En travée :**

$\alpha = 0,110, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$

$\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$

Donc :  $\alpha = 0,048 \leq 0,445 \dots\dots\dots \text{CV}$

✚ **Sur appuis :**

$\alpha = 0,129, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,37$

$\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,435$

Donc :  $\alpha = 0,129 \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq M_t/10M_0 \Rightarrow \\ A_s/bd \leq 4,2/f_e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 18/310 = 0,058 \leq 1/16 = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CNV} \\ 0,058 \leq 0,085 \dots \dots \dots \text{CNV} \\ (7.70/100 \times 16.2) = 0,0047 \leq 4,2/400 = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

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

Avec :  $f_{gv}, f_{gi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{500}$

D'après le **BAEL91** on a :  $f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}$  ,  $f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2$$

Avec y : la position de l'axe neutre

n : coefficient d'équivalence =15

❖ **Calcul de y :**

$$y \Rightarrow \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0 \quad \text{Avec : } A' = 0 ; A = 7.70 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \frac{h}{2} - V \right)^2 + 15A_s(d - V)^2 ; \rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = 3700 * (f_{c28})^{1/3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>p</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
5.07	18651.91	10.41	49934.03	0,0047	4.47	1.79	32164,2	10818.9

Tableau III.112. Paramètres pour calculer la flèche.

**✚ flèche instantanée due à G ; « f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q= G.....(pour 1ml)

-Palier : q<sub>1</sub>=q<sub>3</sub>=6.10 KN/ml

-Paillasse : q<sub>2</sub>= 9.20 KN/ml

$$q_{eq} = \frac{9.20 \times 2.1 + 6.1 \times 2.5}{4.6} = 7.52 \text{ KN/ml}$$

**❖ Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85 * M_0 = 0.85 * \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 * \frac{7.52 \times 3.1^2}{8} = 7.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_s * (d - y)}{I} = \frac{15 * 7.68 * 10^6 * (162 - 50.7)}{18651.91 * 10^4} = 68.74 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left( \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0047 * 68.74 + 2.1} \right) = -0.083 = 0$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = \frac{1.1 * 49934.03 * 10^4}{1 + 4.47 * 0} = 549274330 \text{ mm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s * l^2}{10 * E_i * I_{fi}} = \frac{7.68 * 10^6 * 3100^2}{10 * 32164.2 * 549274330} = 0.42 \text{ mm}$$

**✚ flèche diffère due à G : « f<sub>gv</sub> » :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu} = \frac{1.1 * 49934.03 * 10^4}{1 + 1.79 * 0} = 549274330 \text{ mm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s * l^2}{10 * E_v * I_{fv}} = \frac{7.68 * 10^6 * 3100^2}{10 * 10818.9 * 549274330} = 1.24 \text{ mm}$$

**✚ flèche instantanée due à « j » :**

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement

- Paillasse : G = 7.60 KN/m
- Palier : G = 4.5 KN/m

$$q_{eq} = \frac{4.5 * 2.5 + 7.6 * 2.1}{4.60} = 5.91 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 * \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 53.97 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = -0.18 = 0$$

$$I_{ff} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 549274330 \text{ mm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ff}} = 0.33 \text{ mm}$$

✚ **flèche due à G+Q : « f<sub>pi</sub> » :**

$$q_{eq} = 7.52 + 2.5 = 10.02 \text{ KN/ml}$$

$$M_{pi} = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 * \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 * \frac{10.02 \times (3.1)^2}{8} = 10.23 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{15 * M_s * (d - y)}{I} = \frac{15 * 10.23 * 10^6 * (162 - 50.7)}{18651.91 * 10^4} = 91.57 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0.038$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 469521421.4 \text{ mm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 0.65 \text{ mm}$$

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

$$\Delta f_t = 1.24 - 0.33 + 0.65 - 0.42 = 1.14 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = \mathbf{1.14 \text{ mm}}$$

**Et on a :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{array} \right.$$

$$L = 3.1 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 1.14 \text{ mm} < \bar{f} = 6.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Schéma de ferrailage :

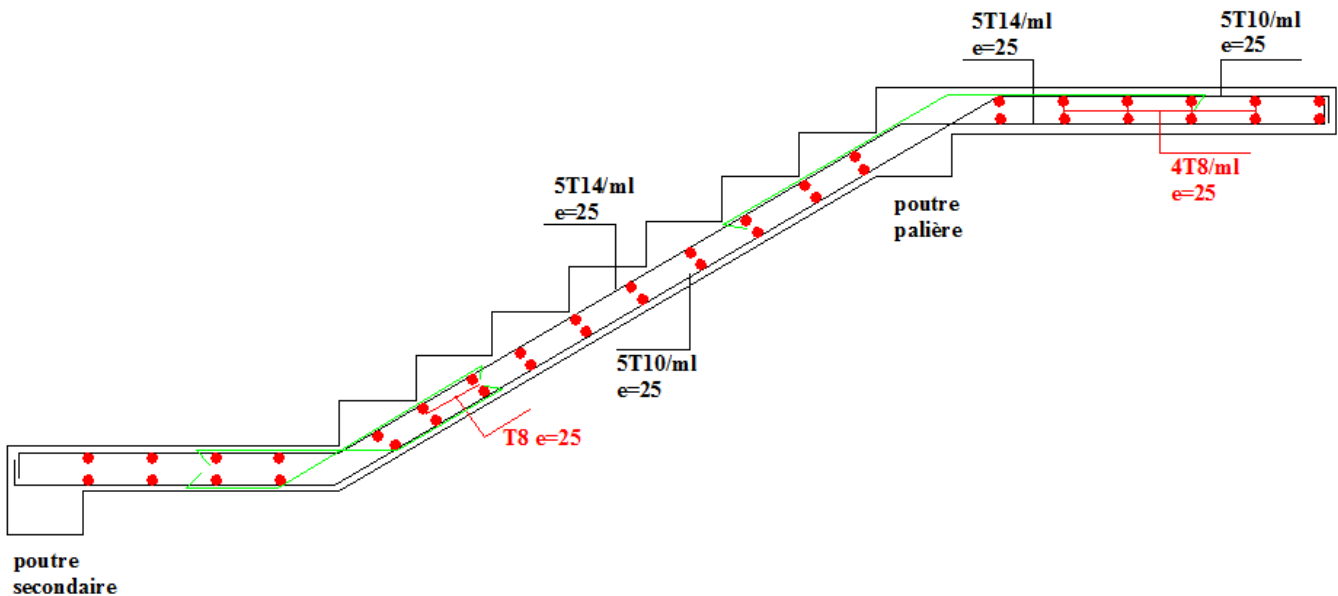


Figure III.70. Ferrailage de volés 1 et 3 de l'escalier

### III.5.2.2. Le 2<sup>ème</sup> volée (volée paillasse)

Le calcul de cette partie de l'escalier (pailasse) se fait à la flexion simple par assimilation à une console encastree au niveau de la poutre palière sollicitée par des charges uniformément réparties. Avec une portée de 1,50 m.

✚ *Calcul des sollicitations*

✚ Paillasse :  $G = 9.14 \text{ KN/m}$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

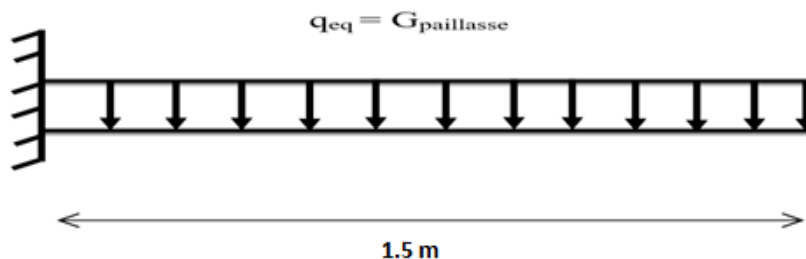


Figure III.71. Escalier paillasse



Les calculs sont fera pour une bande de 1m

➤ **Les Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 9.84 + 1.5 * 2.5 = 17.03 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9.84 + 2.5 = 12.34 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sollicitations de calculs :**

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{2} = \frac{17.03 * 1.50^2}{2} = 19.16 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{2} = \frac{12.34 * 1.50^2}{2} = 13.88 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des armatures**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b\*h) = (100\*18) cm<sup>2</sup>

On utilise les formules suivantes :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm} ; d = 16.2 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; \alpha = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right); Z = d * (1 - 0.4\alpha);$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

Section	b (cm)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Aadopt (cm <sup>2</sup> )
	100	16.2	19.16	0.051	0.065	15.78	1.95	3.49	4HA12 = 4.52

Tableau III.113.Calcul de ferrailage

➤ **Espacement maximal**

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

$$\text{Donc : } S_t \leq 33\text{cm}$$

On prend :

✚ En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33$ .....CV

✚ En appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33$ .....CV

➤ **Les armatures de réparation**

$$\text{En appuis : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4 HA 8 = 2.01cm<sup>2</sup>;  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } V_u: \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$V_u = q_u * l = 17.03 * 1.50 = 25.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{25.54 * 10^3}{1000 * 162} = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes du béton**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

✚ *Sur appuis*

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19.16}{13.88} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.08 < 0.44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{150} = 0.120 > 0.0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{20 * M_u} \rightarrow 0.120 > 0.05 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52 * 10^2}{1000 * 162} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0028 < 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

Schéma de ferrailage :

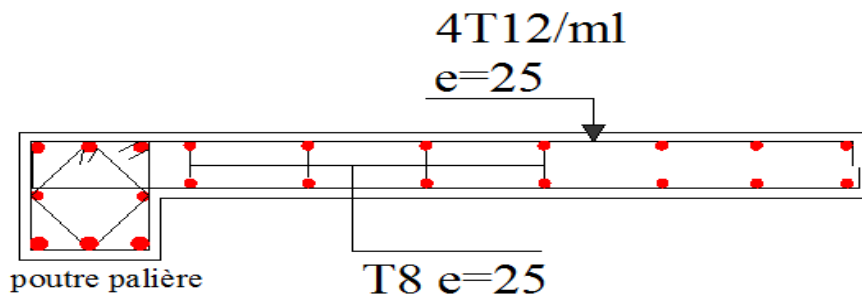


Figure III.72. Ferrailage de l'escalier paillasse

III.5.2.3. Etude de la poutre palière :

a. Définition :

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastree à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

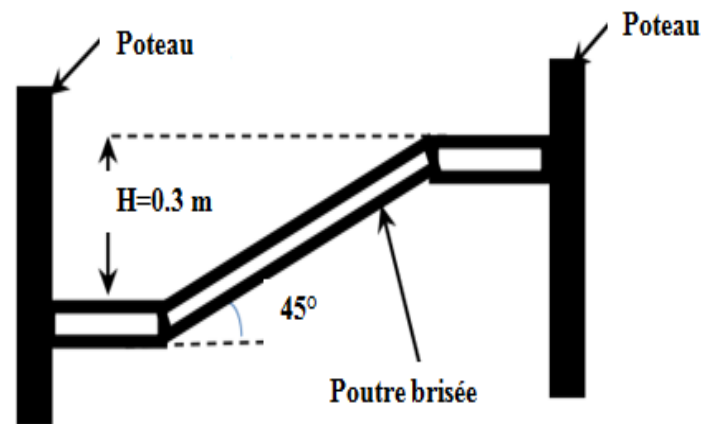
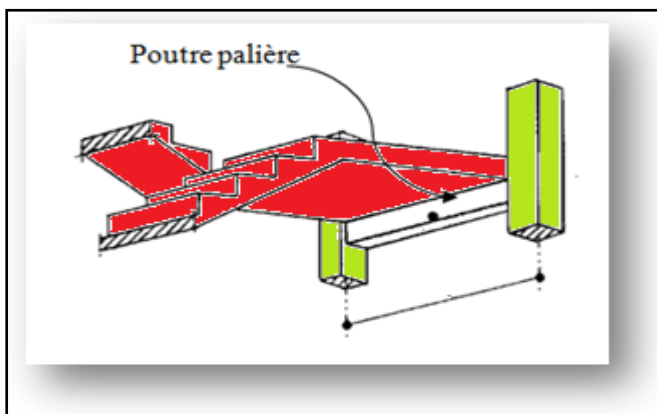


Figure III.73. La Poutre palière.

**b. Pré dimensionnement :**

Selon BAEL91 les dimensionnements de la poutre sont :

$$L=3.5 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 23.33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}.$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 7\text{cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

Suivant les conditions de RPA99/version 2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} ; h=35\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20\text{cm} ; b=30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h/b \leq 4 ; h/b=35/30=1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : nous prenons la section de la poutre palière (b×h) = (30×35) cm<sup>2</sup>.

**c. Calcul des sollicitations :**

 **A l'état limite ultime :**

-poids propre de la poutre :  $G_p=0.3 \times 0.35 \times 25=2.63 \text{ KN/ml}$

-les charges transmises par l'escalier :  $R= \left( \frac{q_u \times l}{2} \right) = 13.90 \times 4.6 / 2 = 31.97 \text{ KN/ml}$

**Donc :**  $q_{u\text{tot}} = 1,35G_p + R = 1.35.(2.63+0)+31.97 = 35.52 \text{ KN/ml}$

-Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{u\text{tot}} l^2}{8} = \frac{35.52 \times 3.5^2}{8} = 54.39 \text{ KN.m}$

-Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 46.23 \text{ KN.m}$

-Moment sur appui :  $M_a = 0.4 M_0 = 21.75 \text{ KN.m}$

 **A l'état limite service :**

-poids propre de la poutre :  $G_p=0.3 \times 0.35 \times 25=2.63 \text{ KN/ml}$

- les charges transmises par l'escalier:  $R= \left( \frac{q_{ser} \times l}{2} \right) = 10.02 \times 4.6 / 2 = 23.05 \text{ KN/ml}$

**Donc :**  $q_{ser\text{tot}} = (2.63 + 0 + 23.05) = 25.68 \text{ KN/ml}$

-Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{ser\text{tot}} l^2}{8} = \frac{25.68 \times 3.5^2}{8} = 39.32 \text{ KN.m}$

-Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 33.42 \text{ KN.m}$

-Moment sur appui :  $M_a = 0.4 M_0 = 15.73 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) :**

$h = 35\text{cm} ; b = 30\text{cm} ; d = 31.5\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha);$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; \quad A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

Section	b(cm)	d(cm)	Mu(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	30	31.5	46.23	0.109	0.144	29.68	1.14	4.47	3T14 = 4.62
Appuis	30	31.5	21.75	0.051	0.065	30.68	1.14	2.03	3T12 = 3.39

Tableau III.114 Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier

**d. Vérification**

**✚ Condition de non fragilité**

$$A_{s\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}, \quad A_{s\min} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

En Travée:  $A_s = 4.47 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  (CV).

Sur Appuis:  $A_s = 2.03 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  (CV).

**✚ Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d}; \quad \text{Avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = 68.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{68.38 * 10^3}{300 * 315} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**➤ Calcul des armatures d'âmes**

$$A_t * \frac{f_e}{b * S_t} \geq \max \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right].$$

$$S_t \leq \min[0,9 * d; 40 \text{ cm}] = 28.35 \text{ cm}. \quad \text{On adopte: } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,4 * b * \frac{S_t}{f_e} = 0,4 * 30 * \frac{25}{400} = 0,75 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_t = 0,75 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01cm<sup>2</sup>.**

✚ **Vérification à l'ELS :**

✚ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$

- **En travée :**  $\alpha = 0.109 \leq 0.44 \dots \dots \dots CV$
- **Sur appui :**  $\alpha = 0.051 \leq 0.44 \dots \dots \dots CV$

✚ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{350} = 0.1 \geq 0.0625 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 0.1 \geq 0.085 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0048 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

**e. Calcul des armatures longitudinales (à la torsion)**

✚ **Calcul du moment dus à la torsion :**

$$V_u = q_u * L / 2 = 68.38 \text{ KN/m}$$

$$M_a = 0.1 \times L / 2 \times V_u = 0.1 \times 3.5 / 2 \times 68.38 = 11.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = \frac{M_a}{L_{esc}} = 2.6 \text{ KN.m}$$

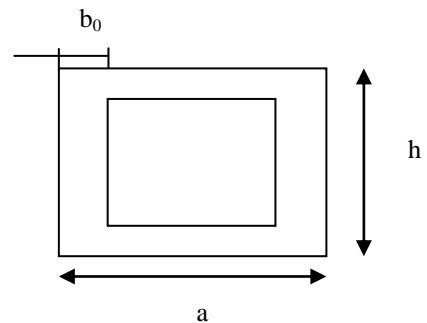
$$M_{tor} = M_{ua} \times L / 2 = 2.6 \times 3.5 / 2 = 4.55 \text{ KN.m}$$

✚ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } a = \min(b \times h) \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$



**Figure III.74.**Section creuse.

✚ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{4.55 \times 10^6}{2 \times 5 \times 750 \times 10^3} = 0.6 \text{ MPa}$$

**✚ Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que :  $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

$$\Rightarrow (0.6)^2 + (0.72)^2 = 0.88 < 11.09$$

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots CV$$

**✚ Calcul des armatures :**

D'après le BEAL91 :  $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

**Avec :** u : périmètre de la section efficace  $\Omega$ .

$A_s^{tor}$  : Armatures longitudinales de torsion.

$$u = [(h - b_o) + (b - b_o)] \times 2 = 1.1 \text{ m}$$

$$A_s^{tor} = \frac{4.55 \times 10^6 \times 1.1 \times 10^3}{2 \times 348 \times 750 \times 10^2} = 95.88 \text{ mm}^2 = 0.96 \text{ cm}^2$$

Alors les aciers longitudinaux :

-en travée :  $A_s^{fle} = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$

-sur appui :  $A_s^{fle} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

-  $A_s^{tor} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**✚ Pourcentage minimal :**

D'après le BEAL91 on a :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e = \frac{1.57}{5 \times 110} \times 400 = 1.14 \text{ MPa}$$

Donc :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

**✚ Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{4.55 \times 10^6}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 0.087 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 31.5 ; 40\text{cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.087 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.087 \times 15 = 1.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8  $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

f. Schéma de ferrailage :

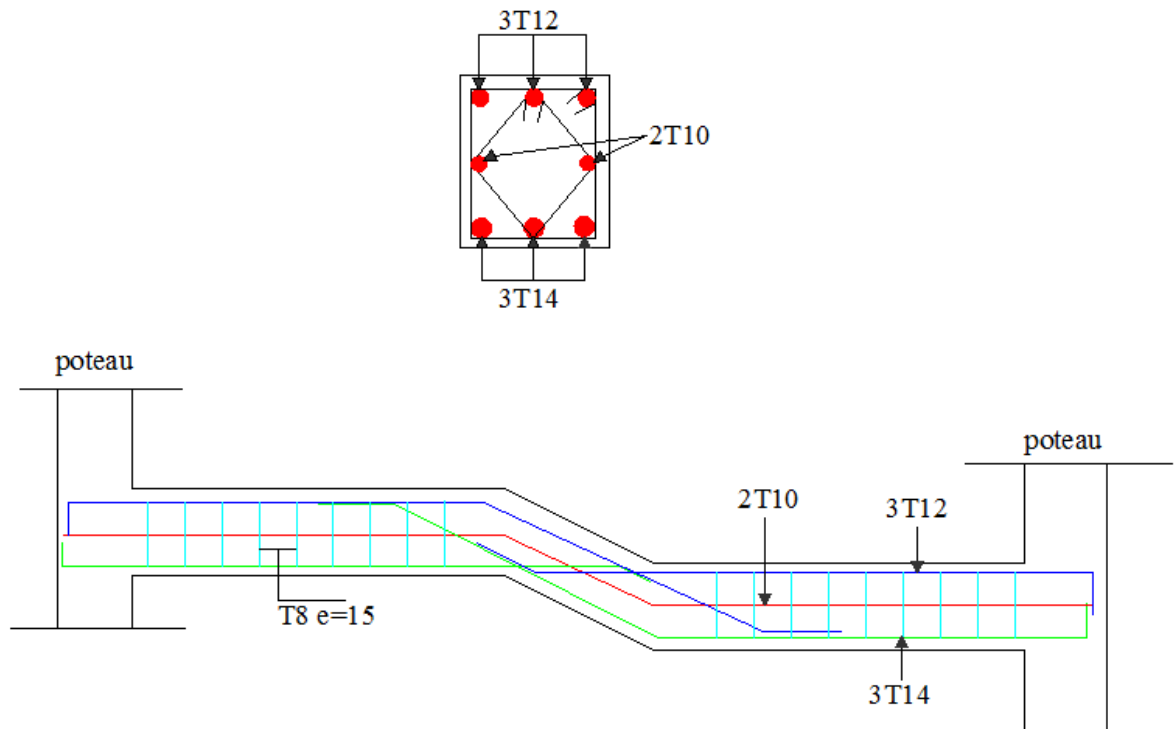


Figure III.75. Ferrailage de la poutre palière

**Conclusion :**

Dans ce chapitre on a calcul les sollicitations et le ferrailage des différents éléments secondaire en basent sur le BAEL et RPA 99. Pour assurée la sécurité et la durabilité de ces éléments.



# CHAPITRE IV :

Etude dynamique

### IV.1. Introduction :

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle, accumulée dans les Roches, par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce Terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se Produit et donne naissance aux ondes sismiques, qui se propagent dans toutes les Directions et atteignent la surface du sol, ces mouvements du sol affectant les ouvrages par déplacement de leurs appuis et effets plus ou moins amplifiés dans la structure, Le niveau d'amplification dépend Essentiellement de la période de la structure et de la nature du Sol, ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

### IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architecturale parasismique.
- ❖ Mise en œuvre soignée.

### IV.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.3.1. Présentation de 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.3.2. Présentation de la méthode modale spectrale :**

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures ; elle est caractérisée par :

- ❖ La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- ❖ L'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- ❖ L'établissement d'une bonne modélisation.
- ❖ Le choix judicieux des modes à retenir.
- ❖ La connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes ; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

### **IV.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :**

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même 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 par un personnel qualifié.

### **IV.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :**

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaite)

### **IV.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :**

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

❖ **La classification des zones sismiques** : selon le RPA on a 4 zones sismiques

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

❖ **La classification des sites** :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

❖ **Classification des ouvrages selon leur importance** :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Groupe	Zone			
	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau.IV.1.**Coefficient d'accélération de zone A.

❖ La classification du système de contreventement.

	Description du système de contreventement	Valeur De R
A	<b>Béton armé</b>	
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau.IV.2.Classification de la structure selon le système de contreventement.

❖ Régularité :

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

• Régularité en plan :

• Selon x :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{18.65}{32.1} = 0.58 < 0.25 \dots\dots\dots C.N.V$$

• Selon y :

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{14}{23.8} = 0.58 < 0.25 \dots\dots\dots C.N.V$$

•  $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{32.1}{23.8} = 1.35 \leq 4 \dots\dots\dots C.V$

Notre structure est irrégulière en plan

• **Régularité en élévation :**

Notre structure est régulière en élévation

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67 \dots\dots\dots C.V$$

<b>Classification des zones sismique</b>	<b>Bâtiment implanté en zone</b> <b>II</b>	<b>A=0,15</b>
<b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>	Groupe 2	
<b>Classification des sites</b>	Site ferme <b>S2</b>	T <sub>1</sub> = 0,15 s T <sub>2</sub> = 0,40 s
<b>Classification des systèmes de contreventements</b>	Système de contreventement mixte portiques – voiles.	R = 3,5 C <sub>T</sub> = 0,05
<b>Classification de l'ouvrage selon sa configuration</b>	irrégulier en plan régulier en élévation	Bâtiment irrégulier

**Tableau.IV.3.**Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre Du **RPA99v2003**, qui dépend des coefficients suivants :

❖ **Facteur de qualité Q :**

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

Critère q	P <sub>q</sub>	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0	O
Redondance en plan	0.05	N.O
Régularité en plan	0.05	N.O
Régularité en élévation	0.05	N.O
Contrôle de qualité des matériaux	0	O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
Σ q		0,25

Tableau. V.4.Pénalité P<sub>q</sub> en fonction des critères de qualités.

$$Q = 1 + 0,25 = 1,25$$

❖ Périodes associées à la catégorie du site T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> :

Donnée par RPA99v2003 (tab4.7page 56) Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{cases}$$

❖ Facteur de correction d'amortissement η :

Donnée par RPA99v2003 (for 4.3 pages 46)  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

❖ Pourcentage d'amortissement critique :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.2 page 48), ξ =7% pour portique en n béton armé avec un remplissage dense.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé-maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau.IV.5.Valeurs de ξ (%)

### IV.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :

#### IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :

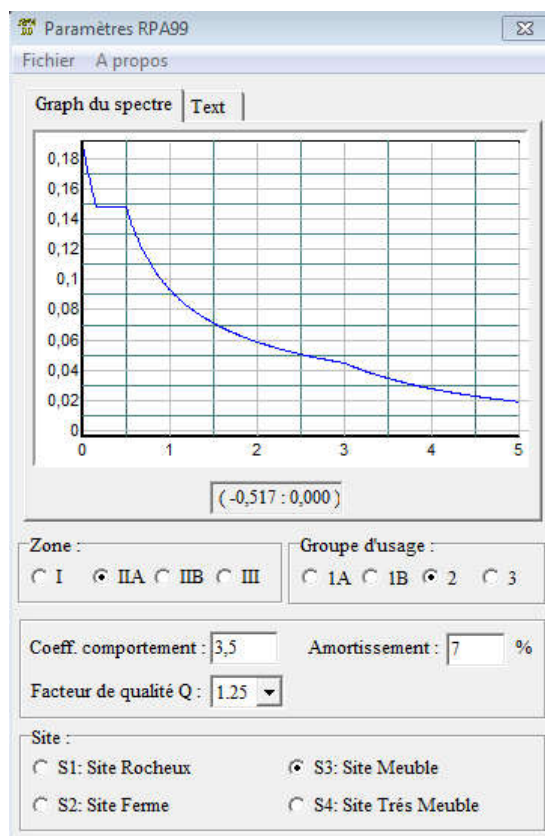


Figure.IV.1.Le spectre de réponse

#### IV.5. 2.Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est nécessaire.

##### IV.5.2.1. Description du logiciel ETABS :

**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI...etc.**). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte



implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

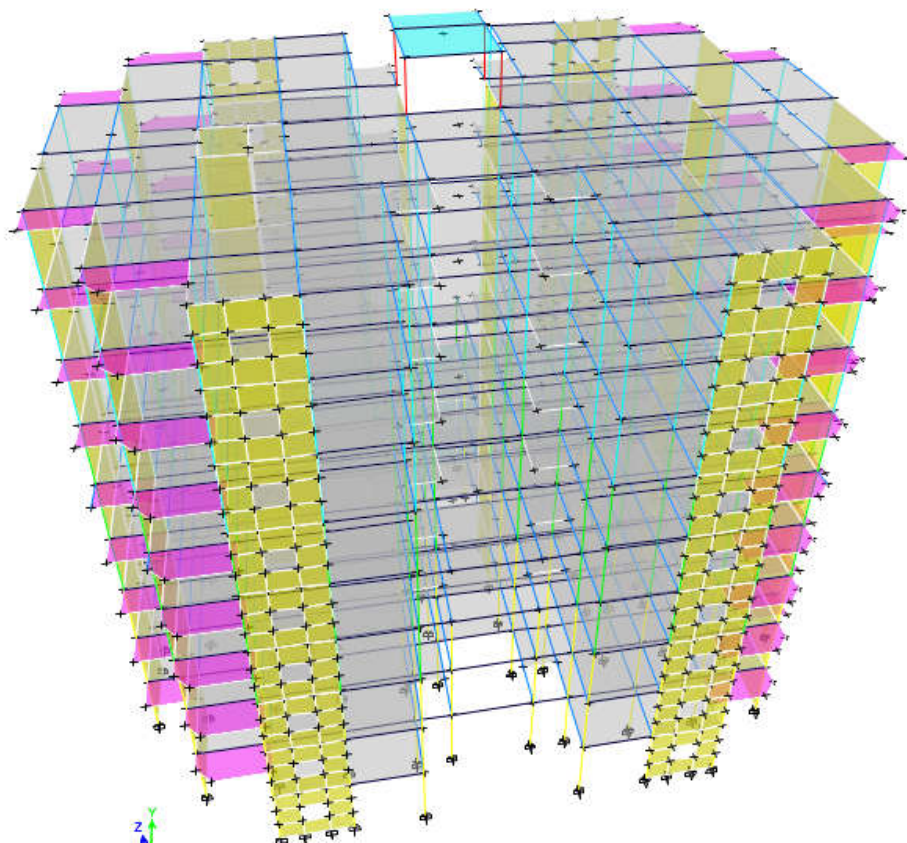
**ETABS** permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD**, **SAP2000** et **SAFE**).

### **IV.5.2.2. 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 (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.



**Figure.IV.2.**Modélisation de la structure par ETABS

### IV.5.2.3. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $Q$  RPA99/Version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5t/m^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

### V.5.2.4. Nombre de mode à prendre en compte :

D'après les **RPA99/Version2003** (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

### IV.6.Etape de modélisation :

La modélisation est effectuée comme suit :

- Définition des matériaux ; - Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME ;
- Les voiles et dalle sont créés par un élément de type SHELL. (Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles )
- Définition des sections ;
- Définition des charges (G ; Q) et les appliquer aux éléments porteurs ;
- Introduction du spectre de réponse à appliquer ;
- définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :
  - $ELU : 1,35G + 1,5Q$  , CBA 93, A. 3.3.2
  - $ELS : G + Q$  , CBA93, A. 3.3.2
  - $G + Q + E_x$  , RPA 2003, 5.2

- $G + Q + E_Y$ , RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_X$ , RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_Y$ , RPA 2003,5.2 .

- Définir les conditions aux limites : pour les fondations en choisissant un type d'appui encastrement à la base ;

- Spécifier un diaphragme à chaque plancher : la théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

### IV.7.La proposition de disposition des voiles :

**1<sup>ème</sup> cas : système contreventement avec voile (variante architecturale):**

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	sec						
1	0,579	0,1791	0,3885	0,1791	0,3885	0,1119	0,1119
2	0,555	0,2718	0,2804	0,4509	0,6689	0,1179	0,2297
3	0,379	0,1134	0,0021	0,5643	0,671	0,3622	0,592
4	0,155	0,053	0,1133	0,6173	0,7843	0,0173	0,6092
5	0,145	0,0965	0,0742	0,7138	0,8585	0,0126	0,6219
6	0,115	0	0,0003	0,7138	0,8588	0,017	0,6388
7	0,096	0,0091	0,0008	0,7229	0,8596	0,1207	0,7596
8	0,088	0,00004482	0,0125	0,7229	0,8721	0	0,7596
9	0,085	0,0026	0,000014	0,7255	0,8721	0,0035	0,763
10	0,071	0,0412	0,0414	0,7667	0,9134	0,0003	0,7633
11	0,067	0,0862	0,0236	0,8529	0,937	0,0097	0,773
12	0,058	0,0012	0,0007	0,8541	0,9377	0,0091	0,7821
13	0,053	0,00001236	0,00002867	0,8541	0,9377	0,0026	0,7847
14	0,052	0,000007142	0,000009079	0,8541	0,9378	0,0021	0,7868
15	0,051	0,0001	0,0002	0,8542	0,9379	0,0341	0,8209
16	0,047	0,0003	0,000009757	0,8545	0,9379	0,0173	0,8382
17	0,045	0,0015	0,00002267	0,856	0,938	0,0008	0,839
18	0,044	0,0811	0,0074	0,9371	0,9453	0,0648	0,9038
19	0,043	0,0035	0,0002	0,9406	0,9455	0,0023	0,9061
20	0,042	0,0152	0,0224	0,9559	0,9679	0,0218	0,928

**Tableau.IV.6.**Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante archi.

2<sup>ème</sup> cas : système contreventement avec voile (variante proposé) :

Mode	Période sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,684	0,6985	0,000003876	0,6985	0,000003876	0,00001516	0,00001516
2	0,481	0,00001385	0,6619	0,6985	0,6619	0,0095	0,0095
3	0,404	0,0002	0,0094	0,6987	0,6713	0,6541	0,6636
4	0,185	0,1672	0	0,8659	0,6713	0,0001	0,6638
5	0,119	0,00001061	0,1806	0,8659	0,8519	0,0037	0,6674
6	0,115	0,004	0,0018	0,8699	0,8537	0,0025	0,6699
7	0,097	0,0029	0,0026	0,8728	0,8563	0,1893	0,8592
8	0,089	0,0456	0,00002216	0,9183	0,8563	0,0033	0,8625
9	0,085	0	0,0109	0,9183	0,8672	0,0003	0,8627
10	0,084	0,0182	0,000008958	0,9365	0,8672	0,0001	0,8628
11	0,062	0,0041	0,000008883	0,9406	0,8672	0,0009	0,8637
12	0,059	0	0,00004866	0,9406	0,8673	0,000007995	0,8637
13	0,058	0,0006	0,000001119	0,9412	0,8673	0,00003596	0,8637
14	0,056	0,0001	0	0,9413	0,8673	0,00000549	0,8637
15	0,054	0,0186	0,0016	0,9599	0,8688	0,0006	0,8643
16	0,053	0,0004	0,0685	0,9603	0,9373	0,0013	0,8657
17	0,049	0,0002	0,00003069	0,9605	0,9374	0,0001	0,8657
18	0,049	0,0063	0,0001	0,9668	0,9375	0,0002	0,866
19	0,044	0,0000373	0,0002	0,9668	0,9376	0,0079	0,8739
20	0,044	0,0002	0,0021	0,9671	0,9398	0,0655	0,9394

Tableau.IV.7.Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante proposé

◆ Les modes propres :

⇒ 1<sup>ere</sup> mode :(Translation suivant XX)

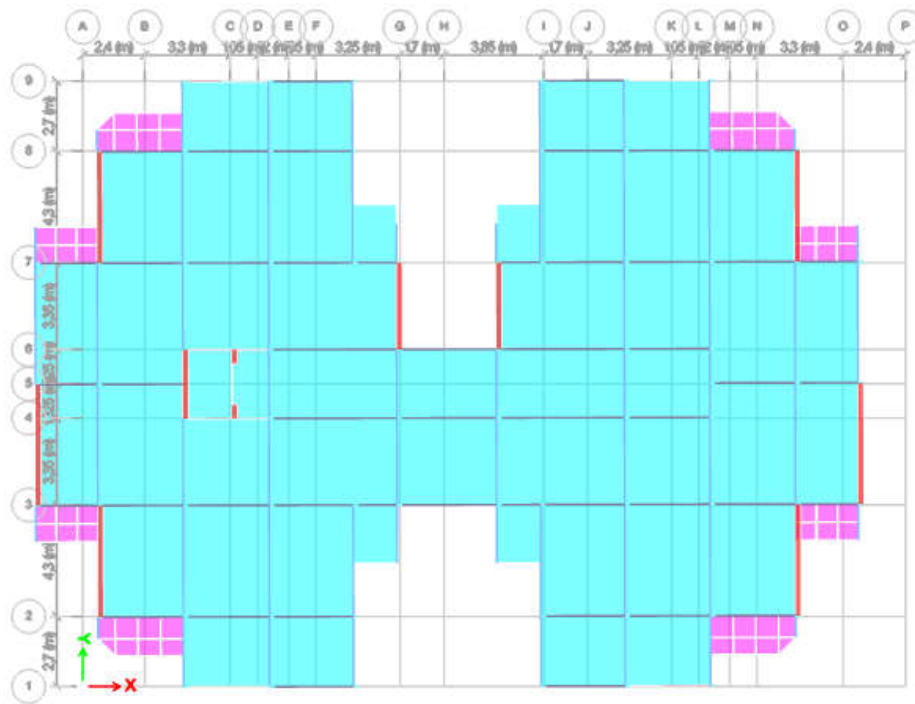


Figure.IV.3.Mode 1 ; T= 0.68 sec.

⇒ 2<sup>eme</sup> mode :(Translation suivant YY)

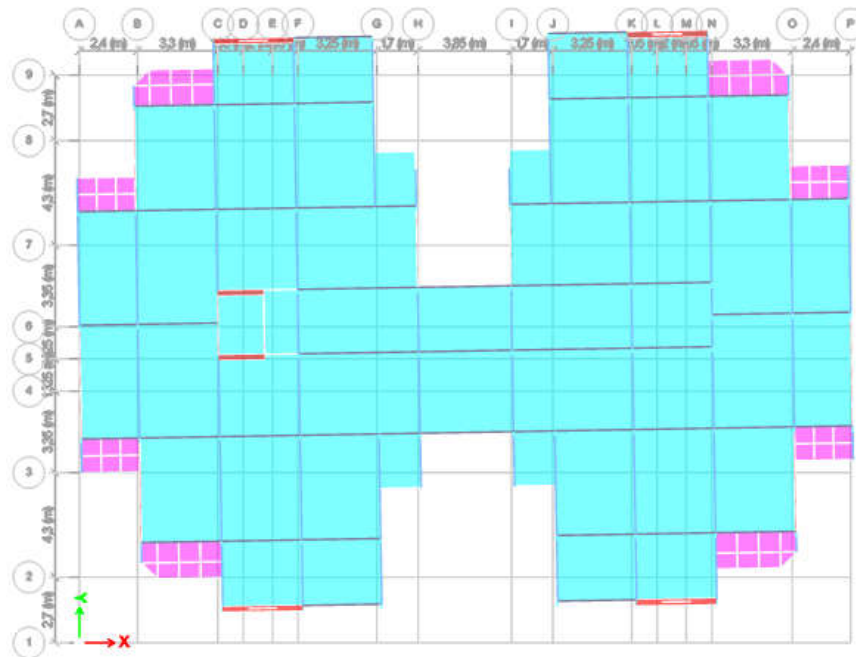


Figure.IV.4.Mode 2 ; T= 0.48 sec.

⇒ 3<sup>eme</sup> mode : (Torsion)

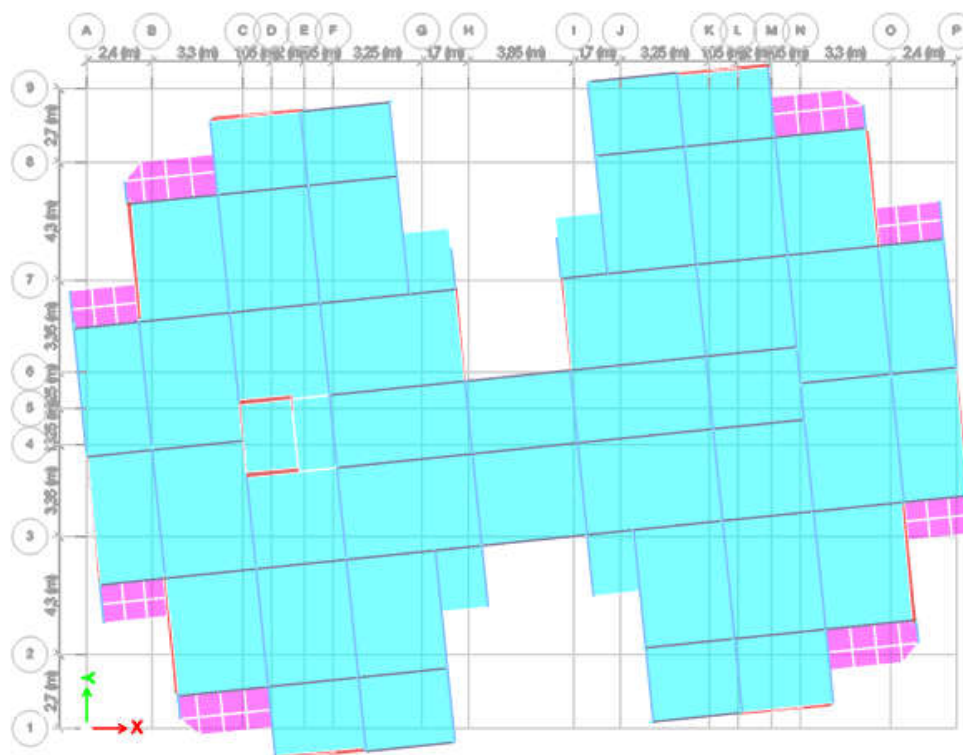


Figure.IV.5.Mode 3 ; T= 0.40 sec.

#### IV.8.Période fondamentale théorique :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules 4-6 du RPA99/version 2003.

On a donc :

$$T = C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003.

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	$C_T$	$h_N$ (m)	$D$	$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$	T (sec)
Sens X	0.05	27.3	32.1	0.60	0.43	0.43
Sens Y	0.05	27.3	23.8	0.60	0.50	0.50

Tableau.IV.8.Période fondamentale de la structure.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

◆ Une période fondamentale :  $T_{dynm} = 0.68 \text{ sec}$

◆ Une période empirique :  $T_{emp} = 0.60 \text{ sec}$ .

D'après RPA99v 2003 (Art 4.2.4. page 54), il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques  $T_{emp}$  appropriées de plus de 30 %.

$1.3 \times T_{emp} = 0.78 \geq T_{dynm} = 0.68 \text{ sec}$  .....CV

◆ La 1<sup>ère</sup> mode et 2<sup>ème</sup> mode est des modes de translation.....CV

◆ La 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.....CV

Il faudra aussi que la somme modèle effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (16<sup>ème</sup> mode)

- ❖ Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.

### IV.9. Disposition des voiles :

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposé, On doit vérifier les conditions données par le RPA version 2003, à savoir :

- ⇒ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ⇒ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ⇒ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

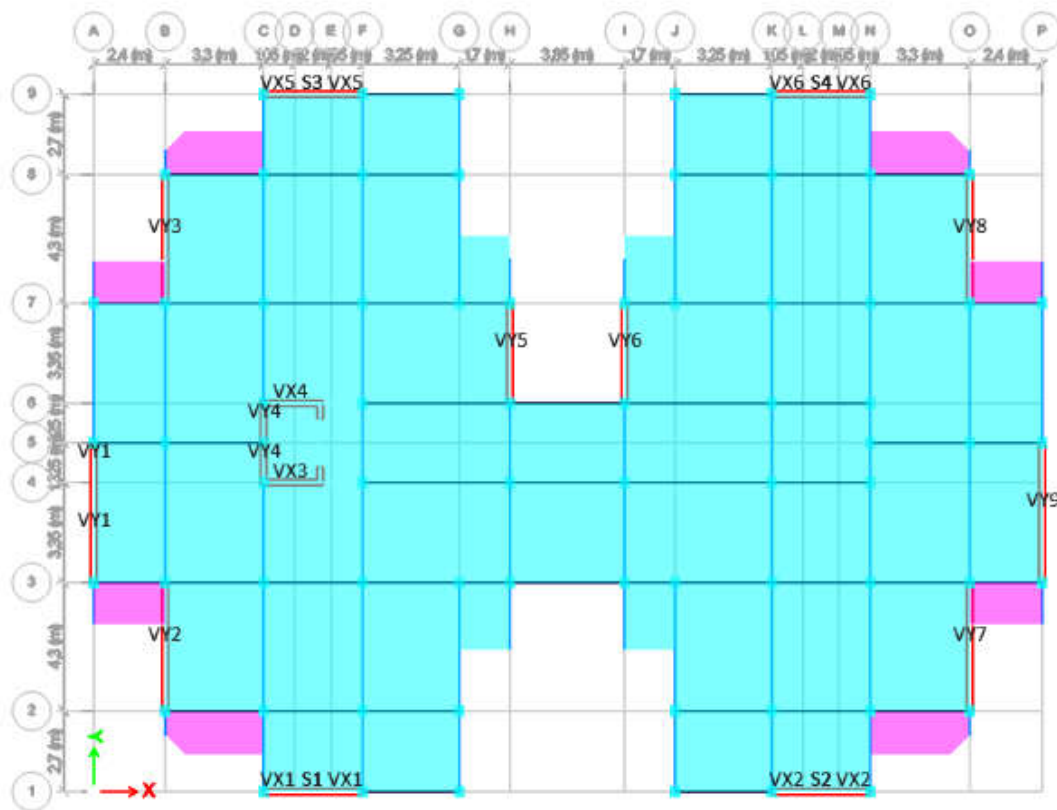


Figure.IV.6.La disposition des voiles proposés

#### IV.10. Poids total de la structure :

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

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

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. DeRPA99/Versión 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale :  $\beta = 0,20$



Story	Poids
Buanderie	215,9664
5 <sup>eme</sup> étage	6003,4656
4 <sup>eme</sup> étage	5786,7543
3 <sup>eme</sup> étage	5786,7542
2 <sup>eme</sup> étage	5870,023
1 <sup>eme</sup> étage	5870,023
RDC	4592,7761
Sous Sol 3	6808,9409
Sous Sol 2	6832,5409
Sous Sol 1	6832,5408
totale	54599,7852

Tableau.IV.9.Poids de chaque étage

#### IV.11. Vérifications réglementaires :

##### V.11.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

###### ➤ Centre de masse :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

###### ➤ Centre de rigidité (centre de torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

##### IV.11.2. Calcul de l'excentricité théorique :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \quad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

###### • L'excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle (additionnelle) 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 qui est donnée par les formules suivantes

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x, L_x = 32.1m \Rightarrow e_x^{acc} = 1.605 m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y, L_y = 23.8 m \Rightarrow e_y^{acc} = 1.19 m$$

Story	Centre des Masses (ETABS)		Centre de rigidité (ETABS)		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM m	YCM m	XCR M	YCR m	$e_x^{the}$	$e_y^{the}$	$e_x^{acc}$	$e_y^{acc}$
BUANDERIE	15,875	15,431	15,8655	14,6013	0,0095	0,8297	1.605	1.19
ETAGE 5	15,8141	11,6218	15,2435	11,3342	0,5706	0,2876	1.605	1.19
ETAGE 4	15,7759	11,6189	15,2392	11,3388	0,5367	0,2801	1.605	1.19
ETAGE 3	15,7759	11,6189	15,225	11,3495	0,5509	0,2694	1.605	1.19
ETAGE 2	15,7762	11,6193	15,2049	11,37	0,5713	0,2493	1.605	1.19
ETAGE 1	15,777	11,6198	15,1789	11,4074	0,5981	0,2124	1.605	1.19
RDC	15,8285	7,1762	15,1363	11,2193	0,6922	-4,0431	1.605	1.19
SS3	15,7876	12,5638	15,1194	11,6174	0,6682	0,9464	1.605	1.19
SS2	15,786	12,5678	15,1012	11,6611	0,6848	0,9067	1.605	1.19
SS1	15,786	12,5678	15,0674	11,6814	0,7186	0,8864	1.605	1.19

Tableau.IV.10. valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+accidentelle)

$$e_{xthé} = 0.71 < e_{xacc} = 1.605 \text{ m} \dots\dots\dots C. V$$

$$e_{ythé} = 4.04 \text{ m} < e_{yacc} = 1.19 \text{ m} \dots\dots\dots C.N. V$$

**IV.12. Justification de l'interaction portiques voiles :**

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

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

N <sub>U</sub> (total)	N <sub>VOIL</sub>	N <sub>VOIL</sub> (%)
<b>60658.78</b>	<b>20119.14</b>	<b>33.16</b>

Tableau.IV.11. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.

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

◆ **Sens longitudinal (X-X) :**

⇒ L'effort tranchant total à la base :  $V_{total} = 4117.96 \text{ KN}$

⇒ L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{portique} = 311.63 \text{ KN}$

$$V_{portique \%} = \frac{311.63}{4117.96} \times 100 = 7.57$$

◆ **Sens transversal (Y-Y) :**

⇒ L'effort tranchant total à la base :  $V_{total} = 5163.27 \text{ KN}$

⇒ L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{portique} = 514.31 \text{ KN}$

$$V_{portique} \% = \frac{514.31}{5163.27} \times 100 = 9.96$$

🚦 Remarque :

Au début de calcul, on a pris  $R = 3.5$  (Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide), mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA donc on a changé sa valeur par  $R = 5$  (Mixte portiques /voiles avec interaction) puisque la charge supportée par les voiles est  $33.16\% > 20 \%$ .

**V.13.Vérification de l'effort sismique :**

**Coefficient dynamique (Site : S3) :**

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

	$\Sigma F_x \text{ (KN)}$	$\Sigma F_y \text{ (KN)}$
$E_x$	3338,67	23,46
$E_y$	23,69	3938,23

$$\left\{ \begin{array}{ll} D = 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ D = 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{array} \right.$$

$$T_1 = 0,15 \text{ sec} ; \quad T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

◆  $\eta = 0.8819 \quad T_x = 0,43 \text{ s} \text{ donc } 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2.20$

◆  $\eta = 0,8819 \quad T_y = 0.50 \text{ s} \text{ donc } T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.20$

**Calcul de la résultante des forces sismiques «  $V_b^s$  » :**

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x^s = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.25}{5} \times 54599.78 = 4504.48 \text{ KN.}$$

$$V_y^s = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.25}{5} \times 54599.78 = 4504.48 \text{ KN.}$$

$$0,8V_x^s = 3603.58 \text{ KN}$$

$$0,8V_y^s = 3603.58 \text{ KN}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 3338.67 > 0,8V_x^s = 3603.58 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

$$V_{ty} = 3938.23 > 0,8V_y^s = 3603.58 \text{ KN.} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**D'après RPA 2003 :**

Si  $V_t < 0.80V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

$$\text{Donc : } \frac{0,8V_x^s}{V_{tx}} = \frac{3603.58}{3338.67} = 1.08$$

**IV.14. Modélisation par brochette :**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

**IV.14.1. Par la méthode statique équivalent :**

**a. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \text{ Avec : } F_t : \text{ force concentrée au sommet de la structure.}$$

$$F_i : \text{ force horizontale au niveau } i.$$

$$F_t = 0,07 T \times V \text{ Si } T > 0.7 \text{ sec.}$$

$$F_t = 0 \text{ Si } T < 0.7 \text{ sec}$$

$V$  : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

$T$  : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0.25 V$  et sera prise égale à  $0$  quand  $T$  est plus petite ou égale à  $0.7 \text{ sec}$ .

$$\text{Pour : } \begin{cases} T_x = 0,60 \text{ s} & F_{tx} = 0 \text{ KN} \\ T_y = 0,60 \text{ s} & F_{ty} = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

La partie restante ( $V - F_t$ ) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{Avec : } W_i : \text{ poids de niveau } i.$$

$H_i$  : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force  $F_i$ .

◆ **Distribution des forces suivant X :**

Plancher	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i * W_i$ (KN.m)	$\sum h_i * W_i$ (KN.m)	$V_x - F_{tx}$	$F_{xi}$
Buanderie	233,243712	29,6	6904,01388	879933,142	4864,84	38,1698577
étage 5	6483,74285	27,3	177006,18	879933,142	4864,84	978,60474
étage 4	6249,69464	24,3	151867,58	879933,142	4864,84	839,622287
étage 3	6249,69454	21,3	133118,494	879933,142	4864,84	735,965202
étage 2	6339,62484	18,3	116015,135	879933,142	4864,84	641,406762
étage 1	6339,62484	15,3	96996,2601	879933,142	4864,84	536,258112
RDC	4960,19819	12,3	61010,4377	879933,142	4864,84	337,305192
SS 3	7353,65617	9,3	68389,0024	879933,142	4864,84	378,098674
SS 2	7379,14417	6,2	45750,6939	879933,142	4864,84	252,939451
SS 1	7379,14406	3,1	22875,3466	879933,142	4864,84	126,469723
			879933,142			

Tableau.IV.12.La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X

◆ **Distribution des forces suivant y :**

Plancher	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i * W_i$ (KN.m)	$\sum h_i * W_i$ (KN.m)	$V_y - F_{ty}$	$F_{yi}$
Buanderie	233,243712	29,6	6904,01388	879933,142	4864,84	38,1698577
étage 5	6483,74285	27,3	177006,18	879933,142	4864,84	978,60474
étage 4	6249,69464	24,3	151867,58	879933,142	4864,84	839,622287
étage 3	6249,69454	21,3	133118,494	879933,142	4864,84	735,965202
étage 2	6339,62484	18,3	116015,135	879933,142	4864,84	641,406762
étage 1	6339,62484	15,3	96996,2601	879933,142	4864,84	536,258112
RDC	4960,19819	12,3	61010,4377	879933,142	4864,84	337,305192
SS 3	7353,65617	9,3	68389,0024	879933,142	4864,84	378,098674
SS 2	7379,14417	6,2	45750,6939	879933,142	4864,84	252,939451
SS 1	7379,14406	3,1	22875,3466	879933,142	4864,84	126,469723
			879933,142			

Tableau.IV.13.La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y

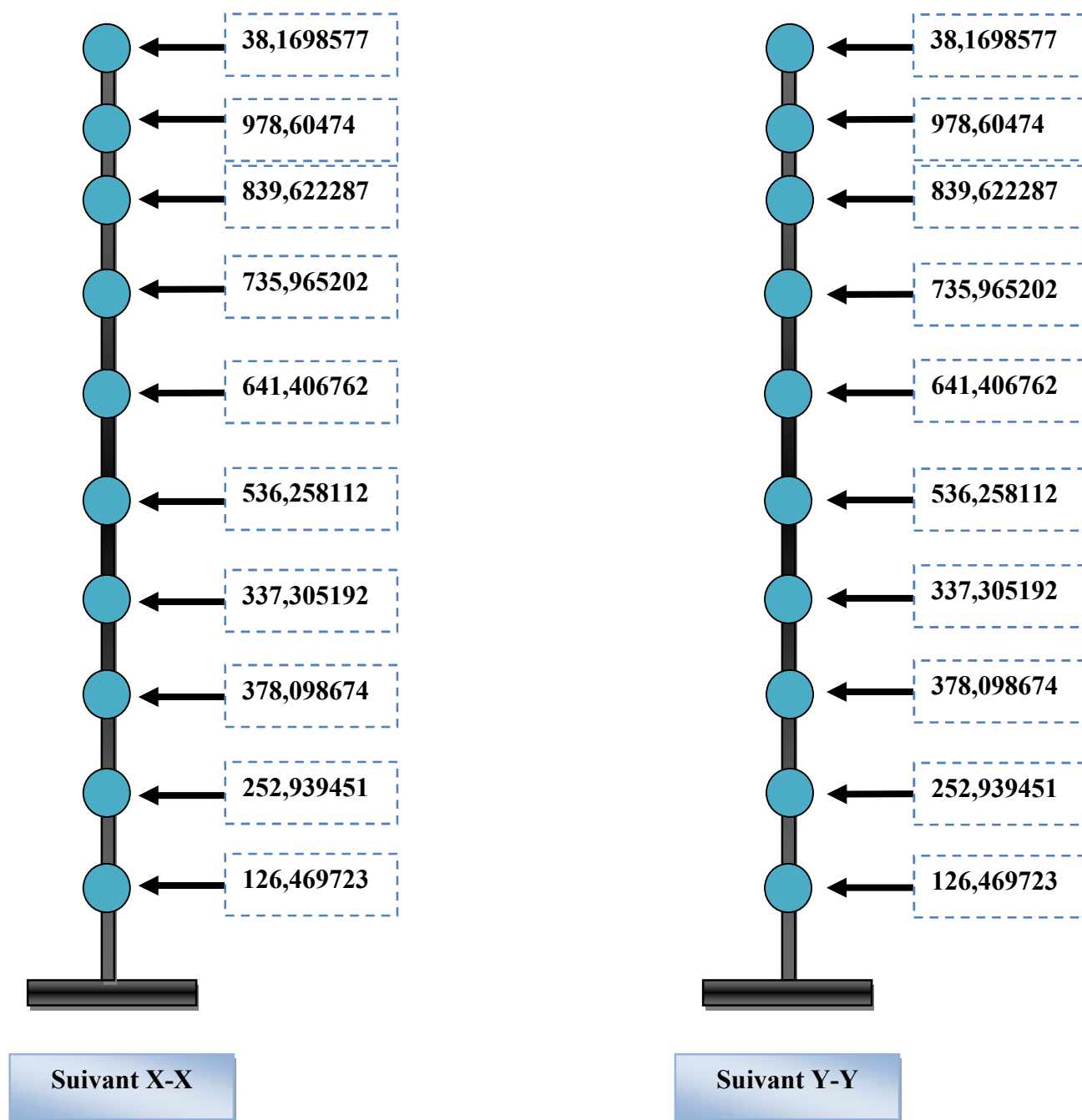


Figure .IV.7.Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

**b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

On a :  $F_t = 0 \text{ KN}$  donc :

$$V_k = \sum F_i$$

◆ **Distribution de l'effort tranchant suivant X :**

Plancher	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$F_{tx}$	$F_{xi}$	$V_{xi}$
Buanderie	233,243712	29,6	0	38,1698577	38,1698577
étage 5	6483,74285	27,3	0	978,60474	1016,7746
étage 4	6249,69464	24,3	0	839,622287	1856,39688
étage 3	6249,69454	21,3	0	735,965202	2592,36209
étage 2	6339,62484	18,3	0	641,406762	3233,76885
étage 1	6339,62484	15,3	0	536,258112	3770,02696
RDC	4960,19819	12,3	0	337,305192	4107,33215
SS 3	7353,65617	9,3	0	378,098674	4485,43083
SS 2	7379,14417	6,2	0	252,939451	4738,37028
SS 1	7379,14406	3,1	0	126,469723	4864,84

**Tableau.IV.14.**La distribution de l'effort tranchant suivant X.

◆ **Distribution de l'effort tranchant suivant Y :**

Plancher	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$F_{ty}$	$F_{yi}$	$V_{yi}$
Buanderie	233,243712	29,6	0	38,1698577	38,1698577
étage 5	6483,74285	27,3	0	978,60474	1016,7746
étage 4	6249,69464	24,3	0	839,622287	1856,39688
étage 3	6249,69454	21,3	0	735,965202	2592,36209
étage 2	6339,62484	18,3	0	641,406762	3233,76885
étage 1	6339,62484	15,3	0	536,258112	3770,02696
RDC	4960,19819	12,3	0	337,305192	4107,33215
SS 3	7353,65617	9,3	0	378,098674	4485,43083
SS 2	7379,14417	6,2	0	252,939451	4738,37028
SS 1	7379,14406	3,1	0	126,469723	4864,84

**Tableau.IV.15.**La distribution de l'effort tranchant suivant Y.

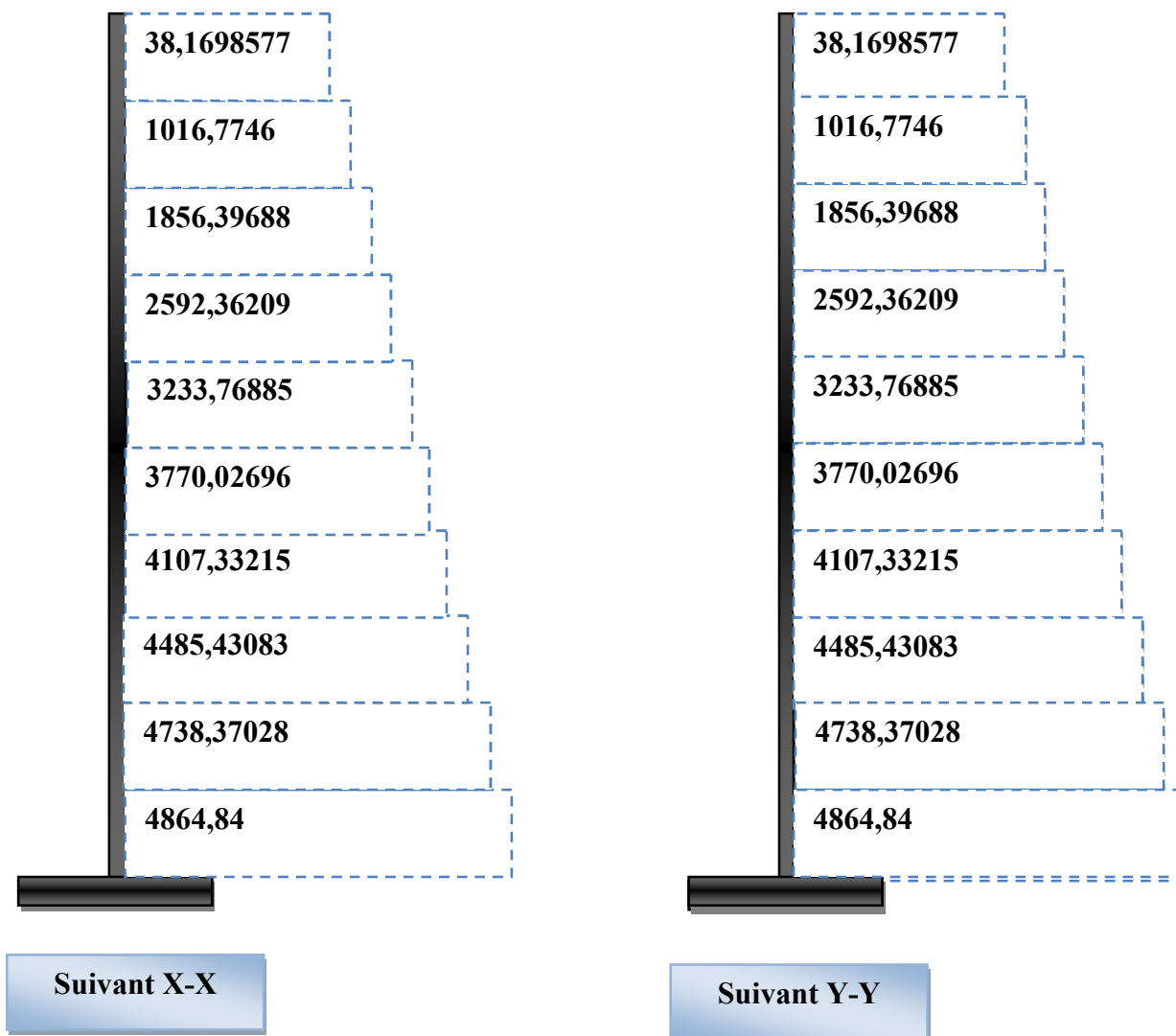


Figure.IV.8.La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y

#### IV.15. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

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.

$$\Delta_x^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_y^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{h_e}{100}$$

$\Delta_{adm}$ : le déplacement relatif admissible.



### ◆ Calcul des déplacements :

D'après RPA99 Version 2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau " $k$ " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \text{ avec :}$$

$\delta_K$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $Fi$  (y compris l'effet de torsion).

$R$ : Coefficient de comportement.

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

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

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures

ETABS v9.7.1 on peut avoir le déplacement dans chaque niveau :

Plancher	$\delta_{ex}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\delta_{ey}$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\Delta_x$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_{adm}$ (mm)	OB
<b>Buanderie</b>	16,16112	80,8056	10,22652	51,1326	5,3784	6,7176	23	<b>C.V</b>
<b>étage 5</b>	15,08544	75,4272	8,883	44,415	8,1216	5,6376	30	<b>C.V</b>
<b>étage 4</b>	13,46112	67,3056	7,75548	38,7774	8,8452	5,859	30	<b>C.V</b>
<b>étage 3</b>	11,69208	58,4604	6,58368	32,9184	9,5526	6,0372	30	<b>C.V</b>
<b>étage 2</b>	9,78156	48,9078	5,37624	26,8812	10,0386	6,0372	30	<b>C.V</b>
<b>étage 1</b>	7,77384	38,8692	4,1688	20,844	9,99	5,832	30	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	5,77584	28,8792	3,0024	15,012	9,963	5,3028	30	<b>C.V</b>
<b>SS 3</b>	3,78324	18,9162	1,94184	9,7092	8,8182	4,644	31	<b>C.V</b>
<b>SS 2</b>	2,0196	10,098	1,01304	5,0652	6,7716	3,4344	31	<b>C.V</b>
<b>SS 1</b>	0,66528	3,3264	0,32616	1,6308	3,3264	1,6308	31	<b>C.V</b>

**Tableau.IV.16.**Vérification des déplacements

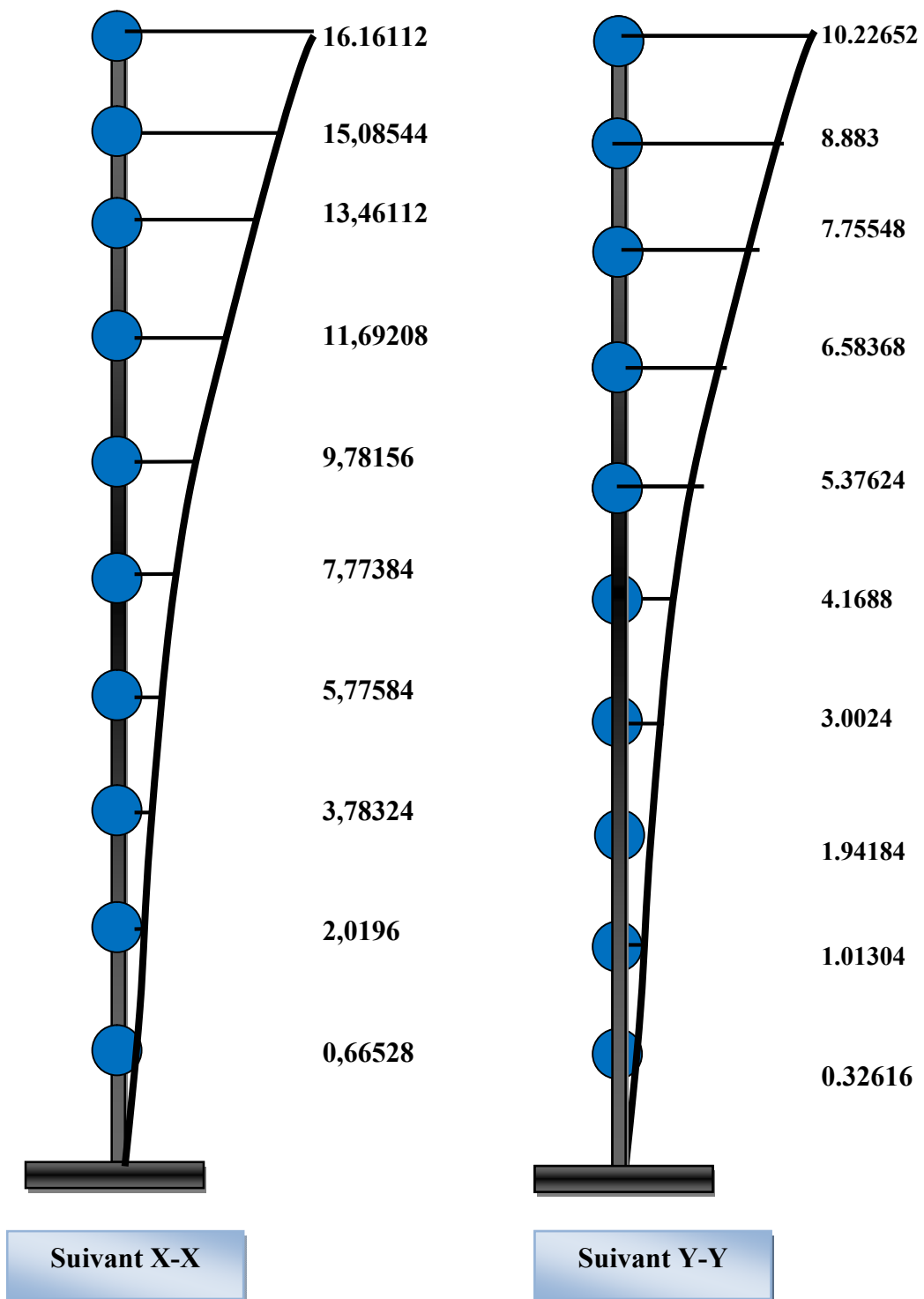


Figure.IV.9.Déplacements de chaque niveau dans les deux sens : X et Y

**IV.16. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

$P_K$ : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

⇒ **Si :  $0.1 < \theta_k < 0.2$**  : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1-\theta_k)$ .

⇒ **Si :  $\theta_k > 0.2$**  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

◆ **Sens X-X:**

Planchers	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{xi}$ (cm)	$V_{xi}$ (KN)	$h_i$ (cm)	$\theta_x$
Buanderie	233,243712	233,243712	0,53784	38,1698577	230	0,01428942
5 <sup>ème</sup> étage	6483,74285	6716,98656	0,81216	1016,7746	300	0,01788423
4 <sup>ème</sup> étage	6249,69464	12966,6812	0,88452	1856,39688	300	0,02059418
3 <sup>ème</sup> étage	6249,69454	19216,3757	0,95526	2592,36209	300	0,02360349
2 <sup>ème</sup> étage	6339,62484	25556,0006	1,00386	3233,76885	300	0,02644453
1 <sup>ème</sup> étage	6339,62484	31895,6254	0,999	3770,02696	300	0,02817286
RDC	4960,19819	36855,8236	0,9963	4107,33215	300	0,02979993
SS 1	7353,65617	44209,4798	0,88182	4485,43083	310	0,02803687
SS 2	7379,14417	51588,624	0,67716	4738,37028	310	0,02378234
SS 3	7379,14406	58967,768	0,33264	4864,84	310	0,01300645

**Tableau .IV.17.**Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X.X

◆ Sens Y-Y :

Planchers	W <sub>i</sub> (KN)	P <sub>i</sub> (KN)	Δ <sub>yi</sub> (cm)	V <sub>yi</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (cm)	θ <sub>y</sub>
Buanderie	233,243712	233,243712	0,67176	38,1698577	230	0,01784743
5 <sup>ème</sup> étage	6483,74285	6716,98656	0,56376	1016,7746	300	0,01241432
4 <sup>ème</sup> étage	6249,69464	12966,6812	0,5859	1856,39688	300	0,01364144
3 <sup>ème</sup> étage	6249,69454	19216,3757	0,60372	2592,36209	300	0,0149173
2 <sup>ème</sup> étage	6339,62484	25556,0006	0,60372	3233,76885	300	0,0159037
1 <sup>ème</sup> étage	6339,62484	31895,6254	0,5832	3770,02696	300	0,01644686
RDC	4960,19819	36855,8236	0,53028	4107,33215	300	0,01586099
SS 1	7353,65617	44209,4798	0,4644	4485,43083	310	0,01476528
SS 2	7379,14417	51588,624	0,34344	4738,37028	310	0,01206186
SS 3	7379,14406	58967,768	0,16308	4864,84	310	0,00637654

Tableau.IV.18.Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y.Y

◆ Remarque :

On remarque que tous les coefficients θ<sub>k</sub> sont inférieurs à 0.10. Donc l'effet P – Δ est négligé.

IV.17. Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage Sollicité par des efforts d'origine sismique.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition

$$\text{suivante : } \frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5 \rightarrow \begin{cases} M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec :

M<sub>s</sub> : Moment stabilisant.

M<sub>r</sub> : Moment renversant dû à l'effort sismique, calculées manuellement.

W : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	W(KN)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	58967,768	946432,6764	93492,5627	10,12 > 1,5	C.V
Suivant y		701716,4392	93492,5627	7,50 > 1,5	C.V

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

Le bâtiment est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

**IV.18. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3):**

On doit vérifier que :  $v \leq 0.3 \rightarrow v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$

◆ Type 1

Poteaux	50 × 35	45 × 35	40 × 35	35 × 35
$N_d$ (KN)	1477,0723	909,4788	450,8966	111,8555
$v$	0.34	0.23	0.13	0.036
$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$	C.N. V	C.V	C.V	C.V

Tableau.IV.20.Vérification de L'effort normal réduit

◆ Redimensionner les poteaux :

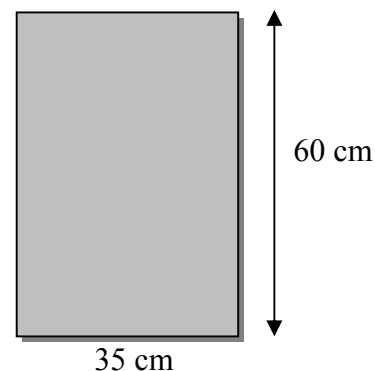
$$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30 \rightarrow \frac{1477.0723 \times 10^3}{B_r \times 25} \leq 0.30$$

$$B_r = \frac{1477.0723 \times 10^3}{25 \times 0.30} = 196942.9733 \text{ mm}^2$$

$$a \times b = 196942.9733 \text{ mm}^2$$

Fixe : b= 350 mm

$$a = \frac{196942.9733}{350} = 562.69 \text{ mm}$$



On prend : a= 60 cm et b = 35 cm

Poteaux	60 × 35	45 × 35	40 × 35	35 × 35
$N_d$ (KN)	1503,2617	923,0604	456,9997	111,8293
$v$	0.286	0.234	0.130	0.036
$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau IV.21.Vérification de L'effort normal réduit

### **IV.19. Conclusion :**

Dans ce chapitre nous a permis d'étudier l'influence des efforts sismique sur notre structure, et déterminer les valeurs propres du bâtiment, les modes propres les périodes fondamentales et la participation massique pour chaque mode, ainsi la vérification de l'effort sismique, Ces résultats seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure dus à un séisme.

# CHAPITRE V :

## Ferraillage des éléments porteurs

### V.1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS18.1.1**. La section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
  2. Traction simple.
  3. Flexion simple.
  4. Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment 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 fléchissants, ils seront donc calculés en flexion composée.

### V.2. Ferrailage des portiques :

#### V.2.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

##### ❖ Situation durable :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

##### ❖ Situation accidentelle :

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \gamma_s = 1, \gamma_b = 1.15,$$

#### V.2.1.1 Combinaisons des charges :

##### ❖ Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G+1,5Q\dots\dots\text{Selon BAEL93}$$



### ❖ Etat limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

**G+Q.....Selon BAEL93**

### ❖ Etat limite accidentelle :

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

**G+Q ± E..... Selon RPA2003**

**0.8G ± E..... Selon RPA2003**

### V.2.1.2. Calcul de ferrailage :

#### V.2.1.2.1. Ferrailage des poutres Principales :

❖ Ferrailage en travée : ELU (**1.35G + 1.5 Q**)

❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : **G+Q ± E**

❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du logiciel ETABS :

◆  $M_{max} \text{ en Travée} = 54.33 \text{ KN.m}$

◆  $M_{max} \text{ sur Appuis : nappe sup} \rightarrow M_{sup}^a = 98.27 \text{ KN.m}$

$\text{Nappe inf} \rightarrow M_{inf}^a = 82.03 \text{ KN.m}$

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Position	Mu ((KN.m)	b(cm)	H	d(cm)	μ	α	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin	A adoptée(cm <sup>2</sup> )
Travée	54.33	30	45	42	0.072	0.093	40.42	3.86	1.52	6T12 = 6.79
Appui Sup	98.27	30	45	42	0.130	0.175	39.04	7.23	1.52	3T14+3T12= 8.01
Appui Inf	82.03	30	45	42	0.109	0.144	39.56	5.95	1.52	3T14+3T12= 8.01

Tableau.V.1. Calcul du ferrailage des poutres principales

➤ **Section minimale (RPA) :**  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 45 = 6.75 \text{ cm}^2.$$

➤ **Section maximale (RPA)**

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 45 = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 45 = 81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

La section d'armature sur appuis :

$$A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Donc :  $8.01 + 8.01 = 16.02 \text{ cm}^2 \rightarrow 16.02 \text{ cm}^2 < 70 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{(f_{t28} \cdot b \cdot d)}{f_e} = 1,52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots\dots\dots (CV)$$

**V.2.1.2.1.1 Vérification à L'ELU :**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :  $\tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée ;  $T_{\max} = 66.40 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 42 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0.52 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (CV)$$

**b. Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :** On a :

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right)$$

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) = 12.85 \text{ mm} = 1.28 \text{ cm}$$

⇒ On prendre T8 [HA →  $f_e$  400 MPa]

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 37.8}{400} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> > 1,13cm<sup>2</sup> .....CV

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{(2.01 \times 400)}{(0.4 \times 30)} = 67\text{cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 37.8 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

**En zone nodale :**  $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.4\right) = 11.25 \text{ cm}$

**En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$  ..... **En zone nodale.**

$S_t = 15\text{cm}$  ..... **En zone courante.**

➤ La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \text{ .....CV}$$

**V.2.1.2.1.2. Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

**a- La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure :  $A_t = 3T14 + 3T12 = 8.01cm^2$

**b- Calcul de  $\sigma_b$  :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 240.3y - 10092.6 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 14.76cm$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 121309.19 cm^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée  $B27 \rightarrow M_{ser} = 39.40 KN.m$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{39.40 \times 10^6 \times 147.6}{121309.19 \times 10^4} = 4.79 MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa \rightarrow \sigma_b = 4.79 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{39.40 \times 10^6}{121309.19 \times 10^4} \times (420 - 147.6) = 130.14 MPa$$

$$\sigma_{st} = 132.70 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 MPa \dots \dots \dots CV$$

**c- La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{plancher}) = 23.46KN/ml \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q = 7.05KN/ml. \\ L = 2.65m. \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(23.46 + 7.05) \times 2.65^2}{8} = 26.78 KN.m$$

**En travée :**  $A_s = 6T12 = 6.79 cm^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0,17 > 0,0625 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \geq 0,17 > 0,14 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0053 < 0,0105 \dots \dots \dots CV.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

## Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

**NB :** Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$\frac{L_{max}}{5}$  : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 0.93m.

$\frac{L_{max}}{4}$  : Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1.28 m

### V.2.1.2.2. Ferrailage des poutres secondaire :

- ❖ Ferrailage en travée : ELU (**1.35G + 1.5 Q**)
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : **G+Q ± E**
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du **logiciel ETABS** :

❖  $M_{max} \text{ en Travée} = 26.87 \text{ KN.m}$

❖  $M_{max} \text{ sur Appuis : Nappe sup} \rightarrow M_{sup}^a = 46.44 \text{ KN.m}$

$\text{Nappe inf} \rightarrow M_{inf}^a = 44.83 \text{ KN.m}$

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Position	Mu ((KN.m)	b(cm)	H	d(cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin	A adoptée(cm <sup>2</sup> )
Travée	26.87	30	35	32	0.061	0.079	30.98	2.49	1.15	5T12 = 5.65
Appuis Sup	46.44	30	35	32	0.106	0.141	30.19	4.41	1.15	6T12 = 6.79
Appuis Inf.	44.83	30	35	32	0.102	0.135	30.26	4.25	1.15	6T12 = 6.79

Tableau.V.2. Calcul du ferrailage des poutres secondaires

➤ **Section minimale (RPA) :** b = 30 cm ; h = 35 cm

⚡  $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

➤ **Section maximale (RPA)**

⚡  $A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 35 = 42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone courante.}$

⚡  $A_{max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 35 = 63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$

La section d'armature sur appuis :

$$\# A_s = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\# A_s = 6T14 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Donc :  $6.79 + 6.79 = 13.58 \text{ cm}^2 \rightarrow 13.58 \text{ cm}^2 < 70 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  (CV)

**Condition de non fragilité :**

$$\# A_{\min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 1,15 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots\dots\dots$$
 (CV)

**V.2.1.2.2.1. Vérification à L'ELU :**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :  $\tau_u = \min\left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée ; B278  $\rightarrow T_{\max} = 34.45 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 32 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} = \frac{34.45 * 10^3}{300 * 320} = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 CV

**b. Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :** On a :

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right)$$

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

⇒ **On prendre T8 [HA  $\rightarrow f_e 400 \text{ MPa}$ ]**

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 * 30 * 28.8}{400} = 0.86 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> > 0.86 cm<sup>2</sup>.....**CV

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4 * b} = \frac{(2,01 * 400)}{(0,4 * 30)} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 28.8 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

**En zone nodale :**  $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2\right) = 8.75 \text{ cm}$

**En zone courante :**  $s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$s_t = 10 \text{ cm}$  ..... En zone nodale.

$s_t = 15 \text{ cm}$  ..... En zone courante.

➤ La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$

$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$  .....CV

**V.2.1.2.2.2. Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

**a- La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure :  $A_t = 6T 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

**b- Calcul de  $\sigma_b$  :**

$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 203.7 y - 6518.4 = 0$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 11.72 \text{ cm}$

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 57987.10 \text{ cm}^4$

Soit la poutre la plus sollicitée B260  $\rightarrow M_{ser} = 19.50 \text{ KN.m}$

$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{19.50 \times 10^6 \times 117.2}{57987.10 \times 10^4} = 3.94 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 3.94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  ..... C.V

$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{19.50 \times 10^6}{57987.10 \times 10^4} \times (320 - 117.2) = 102.29 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 102.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  ..... CV

**c- Vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 28.84 \text{KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 7.17 \text{KN/ml.} \\ L = 2.4 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(28.84 + 7.17) \times 2.4^2}{8} = 25.92 \text{KN.m}$$

**En travée :**  $A_s = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0,14 > 0,0625 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \geq 0,14 > 0,075 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0058 < 0,0105 \dots\dots\dots CV.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**NB :** Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

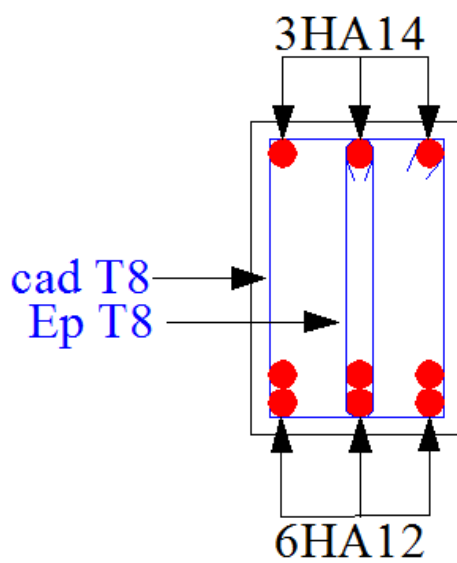
$$\frac{L_{max}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : } 0.93m.$$

$$\frac{L_{max}}{4} : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : } 1.28 \text{ m}$$

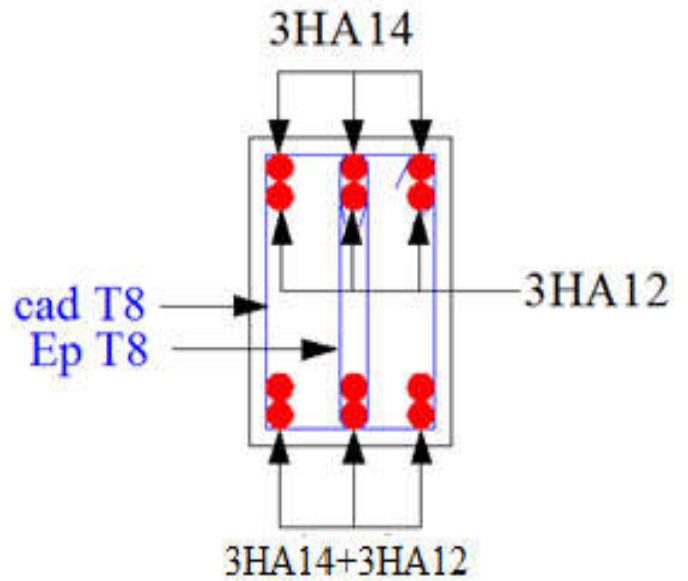


V.2.1.3. Schéma de ferrailage :

a- Poutre principale :

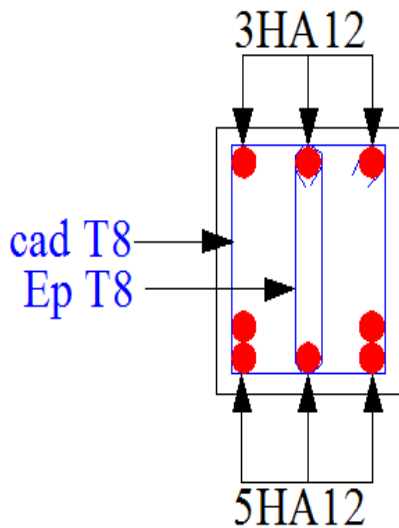


Travée

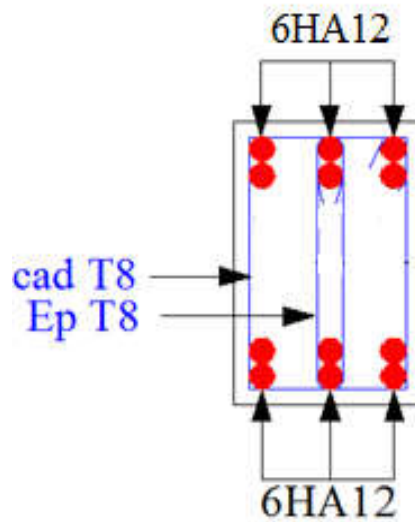


Appui

b- Poutre secondaire :



Travée



Appui

Figure.V.1.Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.

### V.2.2 Ferrailage des poteaux :

#### V.2.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciable.

▪ **Selon BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable : **1,35 G +1,5 Q**

▪ **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 53)

❖ **G +Q ± E**

❖ **0.8G ± E**

❖ Avec

G : charges permanentes.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

1.  $N_{\max}$  —————> **M correspondant. (1,35G+1,5Q).**
2.  $M_{\max}$  —————> **N correspondant. (G+Q ± E).**
3.  $N_{\min}$  —————> **M correspondant. (0,8G ± E).**

#### V.2.2.2 Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en **zone sismique II** est limité par :




- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 4\% \rightarrow$  En zone courante.
- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \rightarrow$  En zone recouvrement.
- $A_{\min} = A_s > 0,8 \% b \times h$  (**zone IIa**)
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi_L$ .

❖ **Les Efforts internes :**

- Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « **ETABS** ».

### ➤ Combinaison de calcul

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

-  Effort Normal.
-  Effort Tranchant.
-  Moment Fléchissant.

### V.2.2.3. Calcul de ferrailage :

Le résumée des sollicitations données par le logiciel ETABS. Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1.15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Poteau	60 * 35	45 * 35	40 * 35	35 * 35
<b>Combinaison</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>
<b>M<sub>max</sub> (KN. m)</b>	60.05	65.95	59.05	26.3
<b>N<sub>cor</sub> (KN)</b>	549.43	293.26	219.68	24.88
<b>Combinaison</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	14.68	27.84	26.43	23.96
<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	1245.70	511.12	249.50	75.77
<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	0.56	4.14	5.94	3.92
<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	1623.52	996.90	493.54	116.13

**Tableau.V.3.** Les sollicitations dues aux poteaux

-Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », on prenant le cas le plus défavorable.

Poteau	M(KN.m)	N(KN)	AS <sub>cal</sub>	AS <sub>min</sub> (BAEL)	AS <sub>min</sub> (RPA)	AS <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>35 × 60</b>	60.05	549.43	0	4.2	16.8	<b>12T14 =18.47</b>
<b>35 × 45</b>	65.95	293.26	0	3.15	12.6	<b>12T14 =18.47</b>
<b>35 × 40</b>	59.05	219.68	0	2.8	11.2	<b>8T14 =12.32</b>
<b>35 × 35</b>	26.3	24.88	0	2.45	9.8	<b>4T14+4T12 =10.68</b>

**Tableau.V.4.** Calcul du ferrailage des poteaux.

**V.2.2.4. Vérification de ferrailage :**

➤ **Les armatures longitudinales :**

❖ **Suivant le RPA :**

✚ **La section minimale :**

La section minimale est de  $A_{min} = 0,8\% \times b \times h$

✚ **La section maximale :**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

❖ **Suivant les règles BAEL91 :**

✚ **La section minimale :  $A_{min} = 0,2\% \times b \times h$**

✚ **La section maximale :  $A_{max} = 5\% \times b \times h$**

Section	$A_{smin}$ BAEL91	$A_{smin}$ R.P. A	$A_{max}$ BAEL91 $5\%b \times h$	$A_{max}$ R. P. A $4\%b \times h$	$A_{max}$ R. P. A $6\%b \times h$	$A_{sadopt}$	O.B
<b>35 × 60</b>	4.20	16.8	90	84	126	18.47	<i>CV</i>
<b>35 × 45</b>	3.15	12.6	78.75	54	94.5	18.47	<i>CV</i>
<b>35 × 40</b>	2.8	11.2	70	56	84	12.32	<i>CV</i>
<b>35 × 35</b>	2.45	9.8	61.25	49	73.5	10.68	<i>CV</i>

Tableau.V.5. Vérification de ferrailage des poteaux

**V.2.2.5. Vérification à l'E.L. U :**

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

➤ **D'après le BAEL :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Les résultats sont resumés dans le tableau suivant:

<b>b × h</b>	<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	<b>τ<sub>u</sub> MPa</b>	<b>τ<sub>u</sub> (MPa)</b>	<b>τ<sub>u</sub> ≤ τ<sub>u</sub></b>
<b>60 × 35</b>	16.14	0.085	3.33	<b>CV</b>
<b>45 × 35</b>	22.52	0.159	3.33	<b>CV</b>
<b>40 × 35</b>	27.15	0.215	3.33	<b>CV</b>
<b>35 × 35</b>	0.90	0.008	3.33	<b>CV</b>

**Tableau.V.6.** Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.

➤ **Vérification selon le RPA :**

$$\tau_u \leq \tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.075 \rightarrow Si : \lambda_g \geq 5.00$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.04 \rightarrow Si : \lambda_g < 5.00$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.70 \times l_0$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>b × h</b>	<b>L<sub>F</sub></b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>d</sub></b>	<b>τ<sub>u</sub></b>	<b>τ<sub>u</sub></b>	<b>O.B</b>
<b>35 × 60</b>	2.17	6.2	0.075	0.085	1.875	<b>C.V</b>
<b>35 × 45</b>	2.1	6	0.075	0.159	1.875	<b>C.V</b>
<b>35 × 40</b>	2.1	6	0.075	0.215	1.875	<b>C.V</b>
<b>35 × 35</b>	2.1	6	0.075	0.008	1.875	<b>C.V</b>

**Tableau.V.7.** Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.

**b - Calcul des armatures transversales :**

❖ **Choix de diamètre :**

$$\text{On a : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \rightarrow \text{donc : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte des cadres : **T8**

$$S_t \leq \text{Min} (15\phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} ([15 \times 1,2]; 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

❖ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

➤ **Dans la zone nodale :**

$$S_t = \min(10\phi_l, 15\text{cm}); \text{ en zone II} \rightarrow R.P.A[7.4.2.2, p63]$$

$$S_t \leq \min([10 \times 1.2], 15\text{cm}) = 12\text{ cm} \rightarrow \text{Donc : } S_t = 10\text{ cm.}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$s_t \leq 15\phi_l \text{ zone I et II} \rightarrow s_t \leq 15 \times 1.2 \rightarrow s_t = 18\text{ cm}$$

donc :  $S_t = 15\text{ cm.}$

❖ **Calcul de la section d'armature transversale :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e}$

$T_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_a \times T_u)}{(h_1 \times f_e)}$  R.P.A[7.4.2.2 ; p63]

$$\Rightarrow \rho_a = 2.50 \dots \dots \dots Si \cdot \lambda_g \geq 5$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75 \dots \dots \dots Si : \lambda_g < 5$$

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq 15\text{cm} \rightarrow \text{zone II} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm.}$

- Dans la zone courante :  $S_t \leq \min(15\phi_l) \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$

La quantité d'armatures transversales minimale  $A'_t/S_t \cdot b$  en % est donnée comme suit:

$$\Rightarrow Si \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots 0.3\%.$$

$$\Rightarrow Si \lambda_g < 3 \dots \dots \dots 0.8\%.$$

$\Rightarrow Si 3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots \text{interpoler entre les valeurs limite précédentes.}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

$b \times h$	$T_{max}$	$h_t$	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_t$	$A_t \text{ adopt}$
<b>35 × 60</b>	16.14	0.60	6.2	2.5	0.25	<b>2T8=1.01</b>
<b>35 × 45</b>	22.52	0.45	6	2.5	0.47	<b>2T8=1.01</b>
<b>35 × 40</b>	27.15	0.40	6	2.5	0.63	<b>2T8=1.01</b>
<b>35 × 35</b>	0.90	0.35	6	2.5	0.02	<b>2T8=1.01</b>

**Tableau.V.8.** Calcul les armatures transversales des poteaux

❖ **Calcul de la zone de recouvrement :**

Selon R.P.A [art . 74. 2. 1 ; p62],

**La longueur de recouvrement :** soit le tableau suivant la zone II

Poteaux	<b>35 × 60</b>	<b>35 × 45</b>	<b>35 × 40</b>	<b>35 × 35</b>
$\varnothing_{max}$ (mm)	14	14	14	14
40 $\varnothing$ (m)	0.56	0.48	0.64	0.56

**Tableau.V.9.** Longueur de recouvrement poteaux.

**V.2.2.6.Vérification à l'état limite de service :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC"

❖ **Contrainte admissible de béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

❖ **Contrainte admissible d'acier**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$b \times h$	$N_{SER}$	$M_{SER}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$ <15	$\sigma_{St}$	$\sigma_{st} < 201.63$
<b>35 × 60</b>	1178.43	0.39	18.47	3.83	CV	59.5	CV
<b>35 × 45</b>	726.09	2.98	18.47	2.99	CV	47.4	CV
<b>35 × 40</b>	359.48	4.28	12.32	1.44	CV	23.7	CV
<b>35 × 35</b>	85.12	2.85	10.68	0.18	CV	4	CV

**Tableau.V.10.** Vérification des contraintes à l'ELS poteaux

V.2.2.7. Schémas de Ferrailage des poteaux :

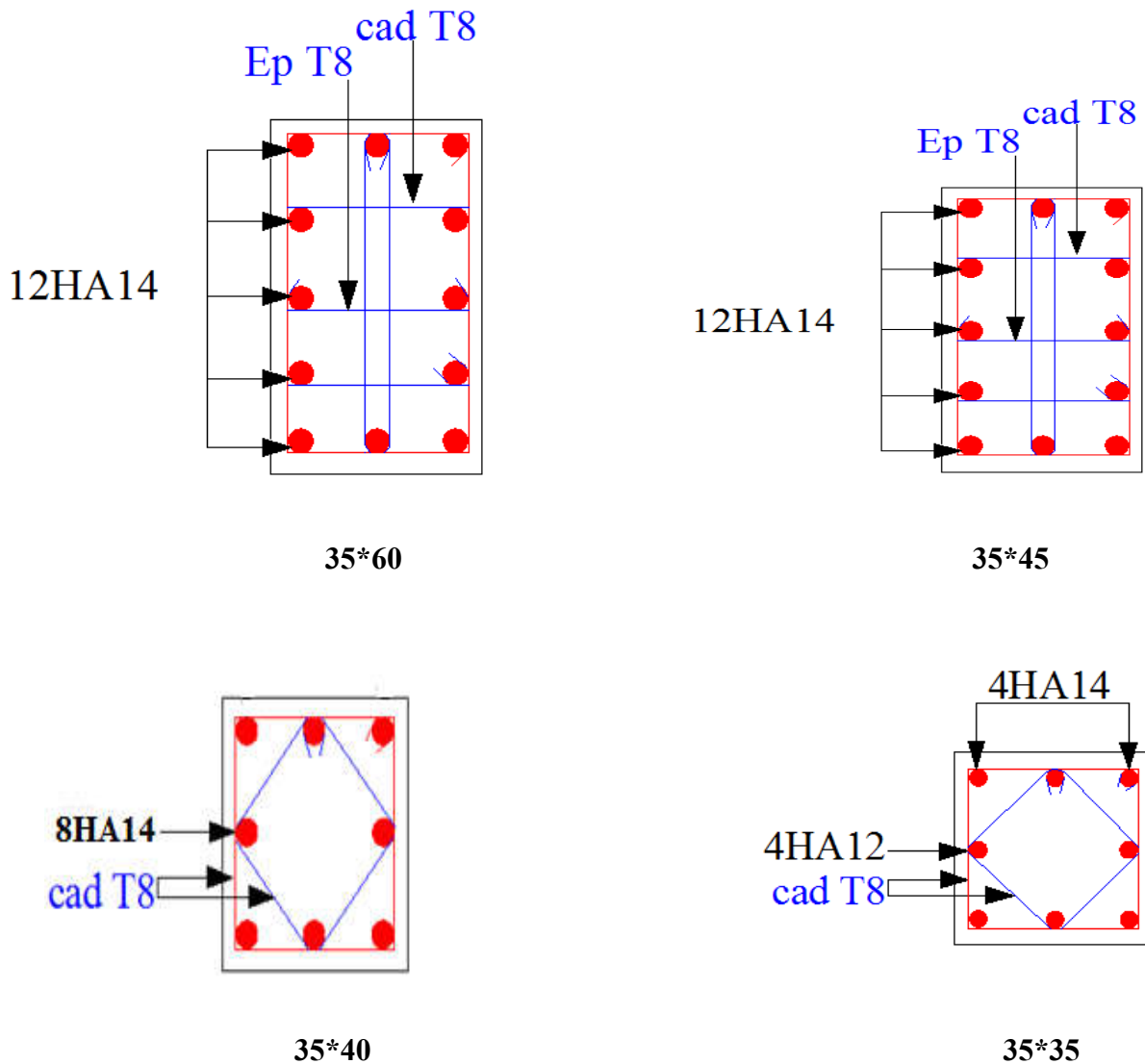


Figure.V.2.Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Les voile :

V.3.1 Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :



- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

### a- Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

#### 1-Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- 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).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

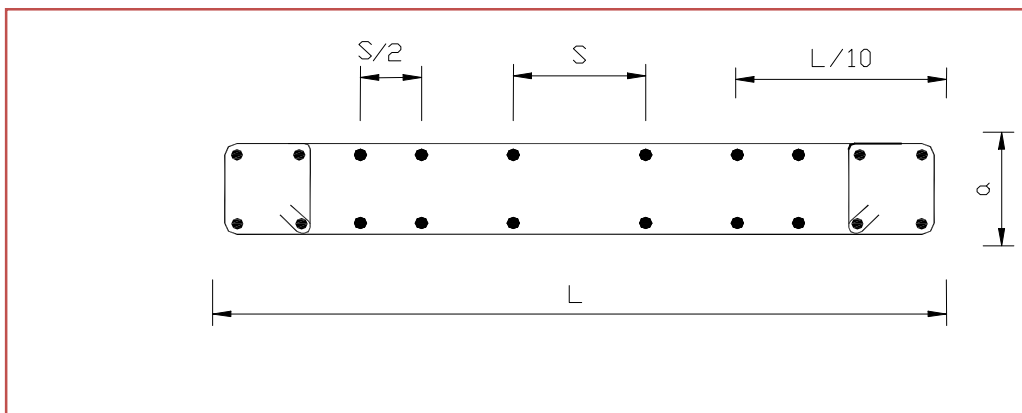


Figure.V.3. Section transversale du voile

### 2- Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

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.

### 3- Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%.
  - En zone courante 0.10%.
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$-S \leq (1,5 \times e ; 30cm)$  avec  $e$  : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

⇒  $\Phi_t = 6 mm$  Lorsque  $\Phi_v \leq 20 mm$ .

⇒  $\Phi_t = 8 mm$  Lorsque  $\Phi_v > 20 mm$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

⇒  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

⇒  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

### V.3.2 Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; 2 \times \frac{l'}{3} \right)$$

Avec :  $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.

$h_e$  : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

### V.3.3 Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- Section entièrement comprimée. SEC.
- Section entièrement tendue. SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

✓ Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** »

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$$

#### V.3.3.1 Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$$

- Si :  $M > 0$ ..... $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer '  $L_t$  ' en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$ .

- Si :  $M < 0$ ..... $\sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$ .

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

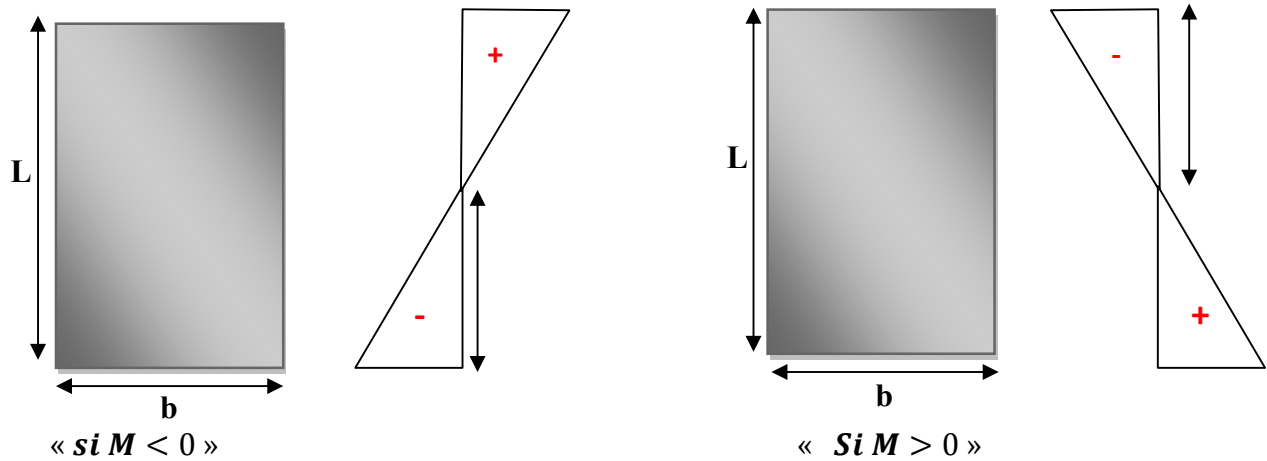


Figure .V.4. Section partiellement comprimée

**V. 3.3.2. Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 L \times b$$

**V.3.3.3. Section entièrement tendue. SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ )

- La longueur tendue est égal à « L » .....  $L = L_t$ .
- L'effort de traction est donnée par :  $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times b/2$ .
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{(f_e/\gamma_s)}$

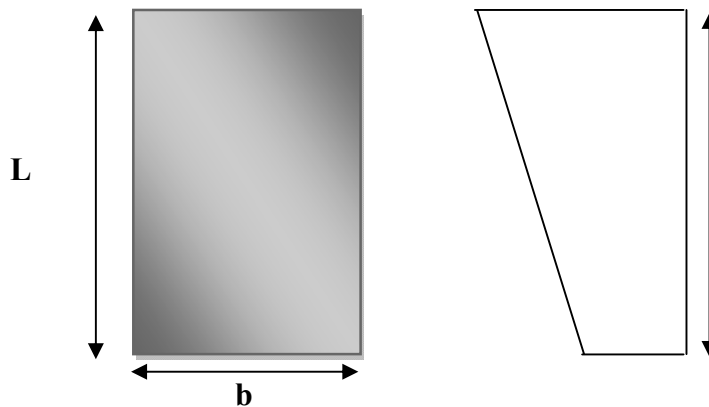


Figure .V.5. Section entièrement tendue

**V.3.4. Ferrailage des voiles :**

Les combinaisons à considérer sont :

1-  $G + Q \pm E$

2-  $0.8G \pm E$

**V.4.1. Calcul de ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0.15\% b \times L$ ..... Globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.10\% b \times L$ ..... Dans la zone courante.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

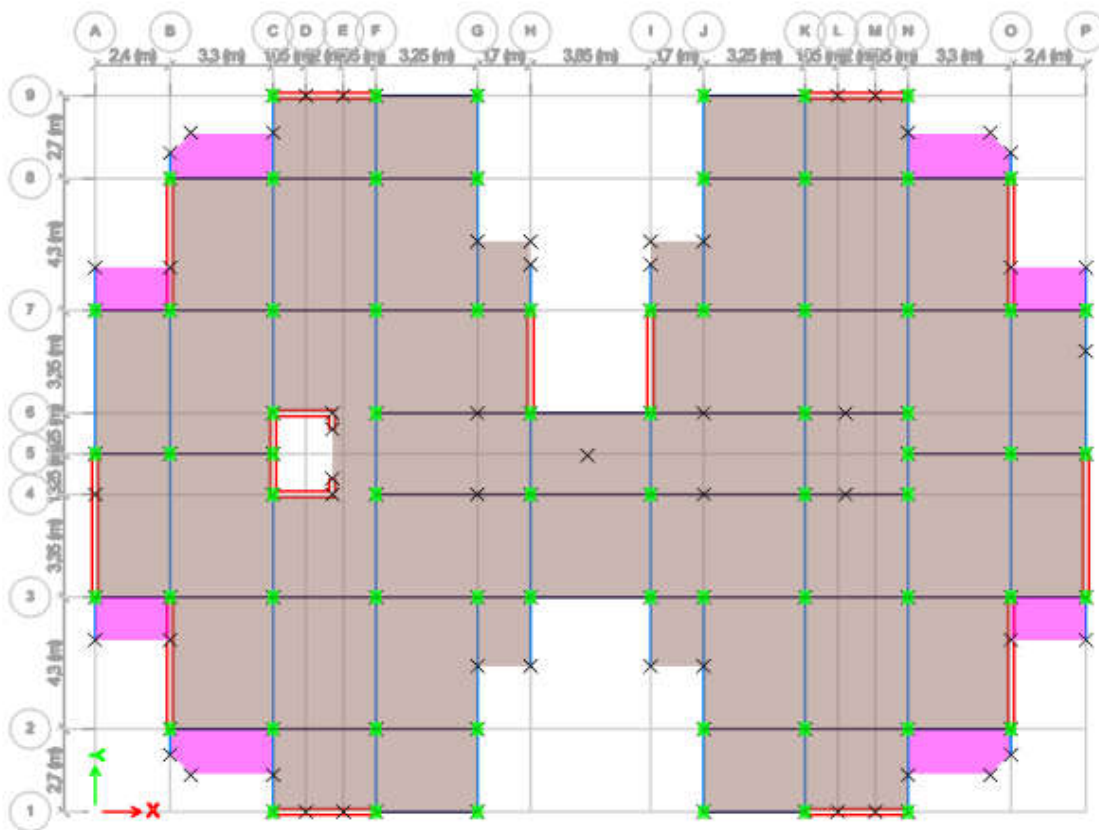


Figure .V.6. Vue en plan des voiles existants.

● Exemple de calcul :

➤ Sens X-X :

b- Voile : V3

Les données utilisées sont les suivantes :

✚ Dimension :

⇒  $L = 1.85 \text{ m}$

⇒  $b = 0.20 \text{ m}$ .

✚ Caractéristique géométrique :

$$\Rightarrow I = \frac{0.20 \times 1.85^3}{12} = 0.10552 m^4.$$

$$\Rightarrow s = 0.37 m^2$$

$$\Rightarrow Y = 0.93 m$$

✚ Les sollicitations sont :

$$\Rightarrow M = 862.68 KN.m$$

$$\Rightarrow N = 317.58 KN$$

✚ Les contraintes :

$$\Rightarrow \sigma_A = 8420.20 KN/m^2$$

$$\Rightarrow \sigma_B = -6703.52 KN/m^2$$

$\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0 \rightarrow$  section est : SPC

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0.8200 m$$

$$T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 549.688 KN.$$

$$A_s \text{ cal} = T * \gamma S / f_e$$

$$A_s \text{ cal} = 15.80 cm^2$$

• **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

❖ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) :  $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t$

b: Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la section tendue.

- $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t = 3.28 cm^2$
- $A_{min} = 0.0015 \times b \times L = 0.0015 \times 0.20 \times 5.35 = 5.55 cm^2$
- $A_{adopté} = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 15.80 cm^2$

❖ **Espacement :**

✓ **En zone courante :**

$s_t \leq \text{min}(1,5e.30) = 30cm$  On adopte :  $s_t = 20 cm.$

✓ **En zone d'about :**

$$S_{ta} = \frac{s_t}{2} = 10 cm.$$

## ◆ Sens X-X :

Voile	V <sub>x4</sub>	V <sub>x3</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>x5</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>x6</sub>
La nature de la section	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
<b>L(m)</b>	1.85	1.85	0.85	0.85	0.85	0.85
<b>b(m)</b>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0.1055	0.1055	0.010	0.010	0.010	0.010
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0.37	0.37	0.17	0.17	0.17	0.17
<b>Y(m)</b>	0.93	0.93	0.43	0.43	0.43	0.43
<b>M(KN.m)</b>	865.00	862.68	365.245	363.69	372.09	368.20
<b>N(Kn)</b>	271.46	317.58	377.2872	387.43	448.07	423.42
<b>∂<sub>b</sub></b>	-6848.52	-6703.52	-12946.55	-12822.26	-12814.50	-12798.03
<b>∂<sub>a</sub></b>	8315.91	8420.20	17385.23	17380.37	18085.91	17779.50
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	0.835	0.820	0.363	0.361	0.352	0.356
<b>T(KN)</b>	572.19	549.69	469.71	462.70	451.71	455.31
<b>A<sub>s,cal</sub></b>	16.45	15.80	13.50	13.30	12.99	13.09
<b>A<sub>RPA</sub></b>	3.34	3.28	1.45	1.44	1.41	1.42
<b>A<sub>min</sub></b>	5.55	5.55	2.55	2.55	2.55	2.55
<b>A<sub>v,max</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	16.45	15.80	13.50	13.30	12.99	13.09
<b>Barre tendue</b>	<b>8HA12 + 10HA10</b>	<b>8HA12 + 10HA10</b>	<b>6HA16 + 2HA12</b>	<b>6HA16 + 2HA12</b>	<b>6HA16 + 2HA12</b>	<b>6HA16 + 2HA12</b>
<b>St<sub>courant</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20
<b>St<sub>about</sub> (cm)</b>	10	10	10	10	10	10

**Tableau.V.11.** Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens x-x.

◆ Sens Y-Y :

Voile	V <sub>y1</sub>	V <sub>y9</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>y3</sub>	V <sub>y4</sub>	V <sub>y5</sub>	V <sub>y6</sub>	V <sub>y7</sub>	V <sub>y8</sub>
S.N	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	4.08	4.08	3.7	3.7	2.92	2.2	2.2	3.7	3.7
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m <sup>4</sup> )	1.132	1.132	0.8442	0.8442	0.4150	0.1775	0.1775	0.8442	0.8442
S(m <sup>2</sup> )	0.816	0.816	0.74	0.74	0.584	0.44	0.44	0.74	0.74
Y(m)	2.04	2.04	1.85	1.85	1.46	1.10	1.10	1.85	1.85
M(KN.m)	3045.54	3759.06	2469.52	2444.56	840.68	1337.35	1391.30	2978.13	2951.96
N(Kn)	1409.88	1402.45	1426.01	1723.17	978.23	1568.34	1575.67	1403.03	1751.89
δ <sub>b</sub>	-3760.86	-5055.85	-3484.63	-3028.36	-1282.87	-4724.96	-5042.74	-4630.22	-4101.45
δ <sub>a</sub>	7216.46	8493.25	7338.72	7685.60	4632.98	11853.8	12204.8	8422.22	8836.30
L <sub>t</sub> (m)	1.398	1.522	1.191	1.046	0.633	0.627	0.643	1.313	1.173
T(KN)	525.70	769.73	415.10	316.71	81.23	296.26	324.36	607.73	481.08
A <sub>s cal</sub>	15.11	22.13	11.93	9.11	2.34	8.52	9.33	17.47	13.83
A <sub>RPA</sub>	5.59	6.09	4.76	4.18	2.53	2.51	2.57	5.25	4.69
A <sub>min</sub>	12.24	12.24	11.1	11.1	8.76	6.6	6.6	11.1	11.1
A <sub>vmax</sub> (cm <sup>2</sup> )	15.11	22.13	11.93	11.10	8.76	8.52	9.33	17.47	13.83
Barre courant	12HA10	8HA10	12HA10	12HA10	14HA10	14HA10	14HA10	10HA10	10HA10
Barre tendue	8HA12 + 12HA10	12HA12 +12HA1 0	4HA12 + 12HA10	4HA12 + 12HA10	4HA12 + 8HA10	4HA12 + 8HA10	4HA12 + 8HA10	8HA12 + 12HA10	4HA12 + 14HA10
St <sub>courant</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
St <sub>about</sub> (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Tableau.V.12. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens y-y.



### a- Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suit : (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{(b \times 0.90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

#### ◆ Sens X-X :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
<b>VX1.VX5.VX2 et VX6</b>	231.11	0,2	0.85	2.08	3.25	CV
<b>VX3 et VX4</b>	335.19	0,2	1.85	1.40	3.25	CV

Tableau.V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

#### ◆ Sens Y-Y :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
<b>VY1</b>	483.28	0,2	4.08	0.92	3.25	CV
<b>VY2 et VY3</b>	456.49	0,2	3.7	0.95	3.25	CV
<b>VY4</b>	275.61	0.2	2.92	0.73	3.25	CV
<b>VY5 et VY6</b>	325.67	0,2	2.2	1.15	3.25	CV
<b>VY7</b>	513.70	0.2	3.7	1.07	3.25	CV
<b>VY8</b>	552.40	0.2	3.7	1.17	3.25	CV
<b>VY9</b>	604.08	0.2	4.08	1.15	3.25	CV

Tableau.V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

### b- Calcul de ferrailage horizontal :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_s}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\delta_s(\tau_u - 0,3 f_{tj \times k})}{0,9 f_e} \quad \text{C.B.A.93 Art A.5.1.2.3.}$$

$k=0$  en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}, \sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est :

$$\text{Pour : } \tau \leq 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad \rightarrow A_t = 0.0015 \times b \times L.$$

$$\text{Pour : } \tau > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad \rightarrow A_t = 0.0025 \times b \times L.$$

• **Exemple d'application :**

Suivant sens xx :

Voile : V3

Pas de reprise de bétonnage  $\alpha = 90^\circ \rightarrow K = 0$ .

$S_t \leq \min(1.5e; 30cm) \rightarrow$  (Art7.7.4.3 RPA99).

$S_t = 20cm$

$V = 333.95KN$

$\tau = 1.85MPa \leq 3.25MPa$ .

$$A_{bael} = \frac{(\tau \times S_t) \times b}{0.9 \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{(1.85 \times 20) \times 20}{0.9 \times (400/1)} = 1.78$$

$A_t \geq 1.78 \text{ cm}^2$ .

❖ **Ferrailage minimal de RPA :**

$\tau = 1.6 > 0.025 \times f_{c28} = 0.625MPa \rightarrow A_t = 0.0025 \times b \times L$

$A_{RPA} = 0,25\% \times 20 \times 1.85 = 9.25 \text{ cm}^2$

Alors :

$A_t = \max(1.78 ; 9.25) = 9.25 \text{ cm}^2$

$$A_t(\text{ml/face}) = \frac{9.25}{2 \times 1.85} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

Soit :  $A_{adopté}(\text{ml/face}) = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Sens X-X :**

Voiles	$\tau$ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	$A_{BAEL}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{RPA}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_t$ ( $\text{cm}^2/\text{ml/face}$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2$ )
VX1,VX5 ,VX2 et VX6	2.08	0,20	0,2	0.85	2.65	4.25	2.5	5T8=2.51
V10	1.4	0,20	0,2	1.85	1.78	9.25	2.5	5T8=2.51

Tableau.V.15. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.

◆ Sens Y-Y :

Voiles	$\tau$ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	$A_{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_t$ ( $cm^2/ml/face$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )
VY1	0.92	0,20	0,2	4.08	1.17	20.40	2.5	5T8=2.51
VY2 et VY3	0.95	0,20	0,2	3.7	1.21	18.50	2.5	5T8=2.51
VY4	0.73	0,20	0,2	2.92	0.93	14.60	2.5	5T8=2.51
VY5 et VY6	1.15	0.20	0,2	2.2	1.46	11.00	2.5	5T8=2.51
VY7	1.07	0.20	0.2	3.7	1.36	18.50	2.5	5T8=2.51
VY8	1.17	0.20	0.2	3.7	1.49	18.25	2.5	5T8=2.51
VY9	1.15	0.2	0.2	4.08	1.46	20.40	2.5	5T8=2.51

Tableau.V.16. Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.

V.3.4.2.schémas de ferrailage :

◆ Sens X-X

Voile VX (1.2.5.6) :

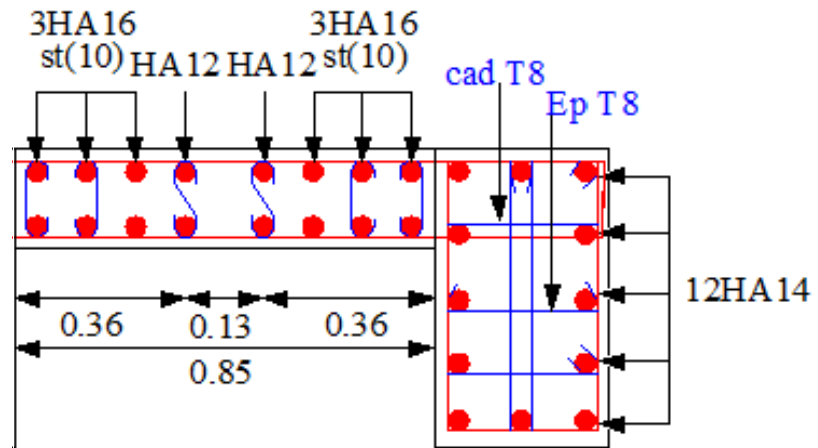
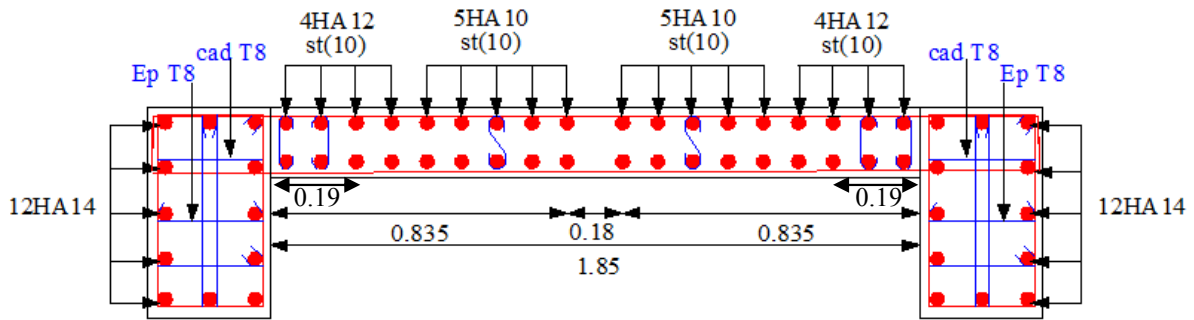


Figure.V.7. Ferrailage du voile VX (1,2,5,6)

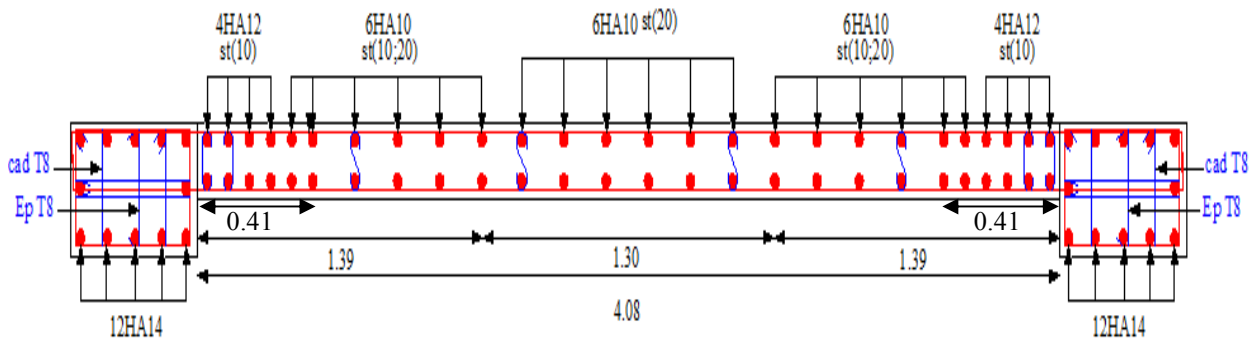
**Voile VX (3 et 4) :**



**Figure.V.8.** Ferrailage du voile VX(3,4)

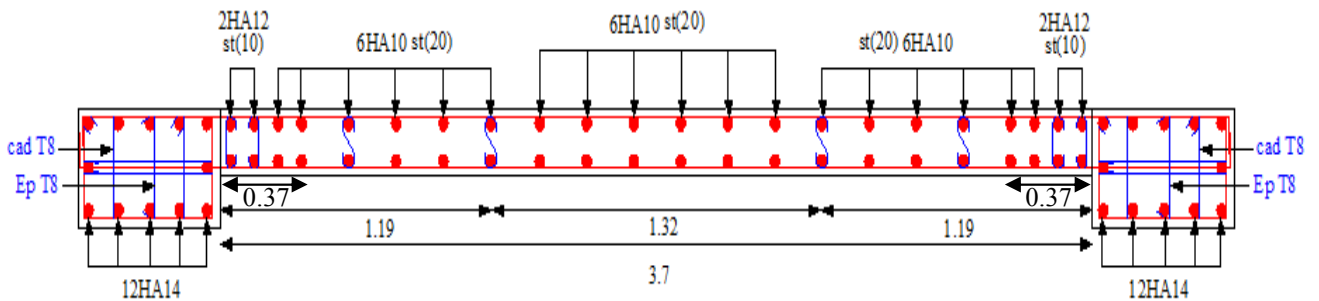
◆ **Sens Y-Y :**

**Voile VY1 :**



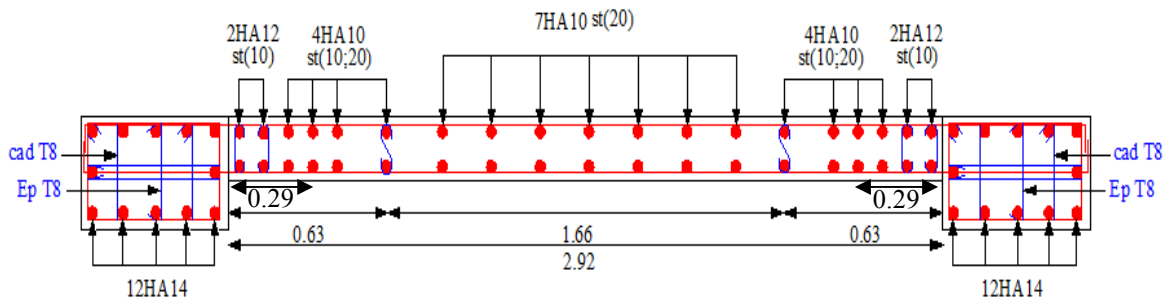
**Figure.V.9.** Ferrailage du voile VY1

**Voile VY2.3 :**



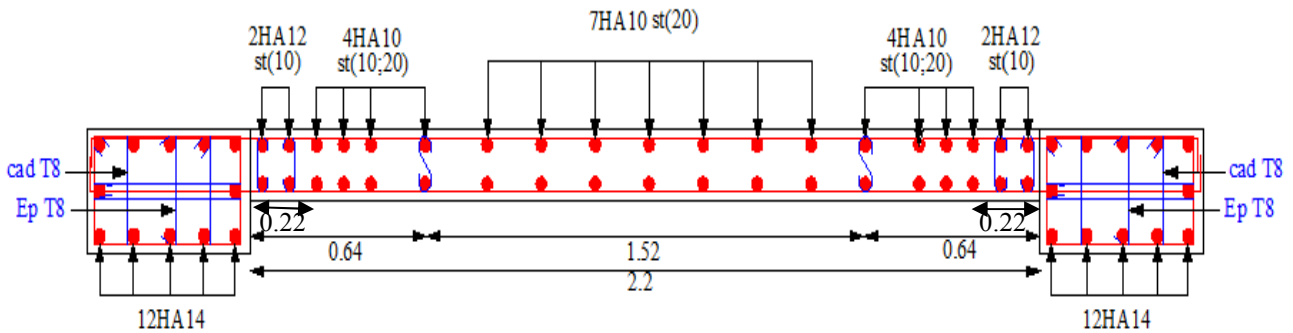
**Figure.V.10.** Ferrailage du voile VY (2,3)

**Voile VY4 :**



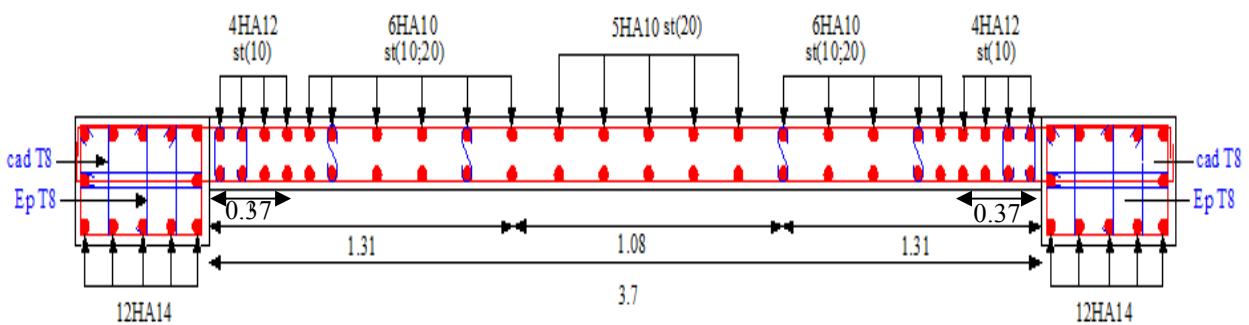
**Figure.V.11.** Ferrailage du voile VY4.

**Voile VY5 et VY6 :**



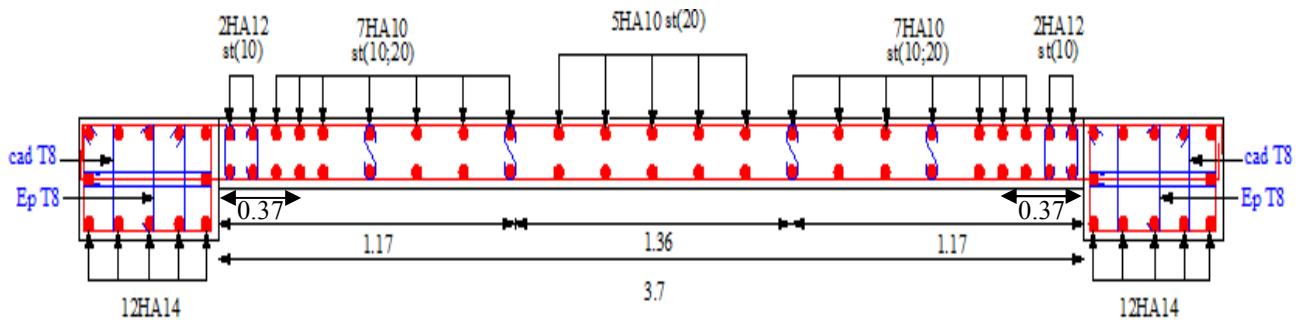
**Figure.V.12.** Ferrailage du voile V5 et V6

**Voile VY7 :**



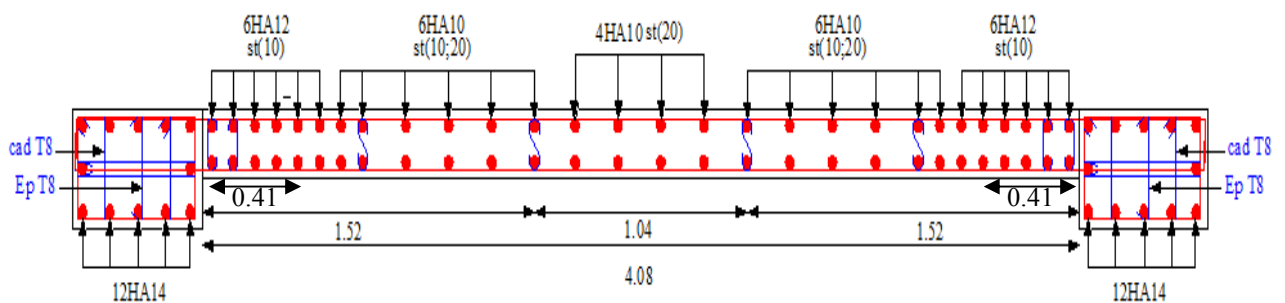
**Figure.V.13.** Ferrailage du voile VY7

**Voile VY8:**



**Figure.V.14.** Ferrailage du voile VY8

**Voile VY9**



**Figure.V.15.** Ferrailage du voile VY9

**V.4. Calcul d'un voile avec ouverture :**

Dans le cas d'un voile avec ouverture, on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait, on procède au renforcement de cette partie en disposant d'un linteau.

**V.4.1. Introduction :**

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ( $\lambda_g$ ), encastées aux extrémités, reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite) .

Le calcul de ferrailage du linteau ce fait comme il est indiqué en art 7.7.3 RPA 99.

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant ( $V_u$ ), doit être majoré de 40 %.

**V.4.2. Calcul des linteaux :**

dans notre cas tous les linteaux ayant les même caractéristiques géométriques donc sera le même calcul

## V.4.2.1. Linteau 1 :

Les caractéristiques géométriques de linteau :

$$H_e = 3.10m, h = 100cm, b = 20 cm, L = 1.20 m$$

Déterminations des sollicitations :

D'après le fichier des résultants du logiciel « ETAPS18.1 » On a :

$$\text{Soit : } V_U = 552.96KN.$$

$$V = 1,4 V_U.$$

$$V = 1,4 \times 16.80 = 774.14 KN.$$

### V.4.2.1.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99, on a :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} ; d = 0,9 h = 0,9 \times 1 = 0.9 m$$

$$\tau_b = \frac{774.14 \times 10^3}{200 \times 900} = 4.30 Mpa$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 Mpa$$

$$\tau_b = 4.30 Mpa < \bar{\tau}_b = 5 Mpa,$$

la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

### V.4.2.1.2. calcul du ferrailage :

$$\tau_b = 4.30 Mpa > 0.06 \times 25 = 1,5 Mpa \rightarrow \text{Donc on devra disposer :}$$

- ⇒ Des aciers longitudinaux ( $A_L, A_L'$ ) de flexion ;
- ⇒ Des aciers transversaux ( $A_t$ );
- ⇒ Des aciers en partie courante ( $A_c$ )
- ⇒ Des aciers diagonaux ( $A_d$ )

#### ◆ Calcul de ( $A_L$ ):

$$\tau_b = 4.30 Mpa > 1,5 Mpa$$

Section minimale exigée par le RPA99 : ( $A_L, A_L'$ )  $\geq 0.0015 \times b \times h$

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 cm^2.$$

$$A_L = A_L' = 4T10 = 3.14 cm^2$$

#### ◆ Calcul de ( $A_t$ ) :

Condition minimale du RPA 99(art4.3.2.2.B) :

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t \geq 0.0015 \times b \times S_t$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t > 0.0025 \times b \times S_t$$

$S_t$ : espacement des armatures transversales.

$$\tau_b = 4.30 > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 Mpa$$

$$S_t = \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \text{ On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 25 = 1.25\text{cm}^2$$

$$A_t = 3T8 = 1.51\text{cm}^2$$

◆ Calcul de ( $A_c$ ):

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h$$

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_c = 4T12 = 4.52$$

◆ Calcul de ( $A_d$ ) :

$$A_d = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\tau_b = 4.30 > 1,5 \text{ MPa.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{1 - 2 \times 0.1}{1.20} = 0.66 \dots \alpha = 33.69^\circ$$

$$A_d = \frac{552.96 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 33.69} = 12.46 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 4.30 > 0.06 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$$

Section minimale du RPA 99:

$$A_d > 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2$$

$$\text{donc : } A_d = \max(A_{dcal}, A_{dRPA})$$

$$A_d = 12.46 = 8T16 = 16.08\text{cm}^2$$

#### V.4.2.1.3. Choix des Barres d'aciers :

Le ferrailage final du linteau se résume comme suite :

	$A_L$	$A_t$	$A_c$	$A_d$
Choix des barres	<b>4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b>	<b>A<sub>t</sub> = 3T8 = 1.51cm<sup>2</sup></b>	<b>4T12 = 4.52</b>	<b>8T16 = 16.08cm<sup>2</sup></b>

Tableau.V.17.Le ferrailage final du linteau1.



V.4.2.1.4. Croquis de ferrailage :

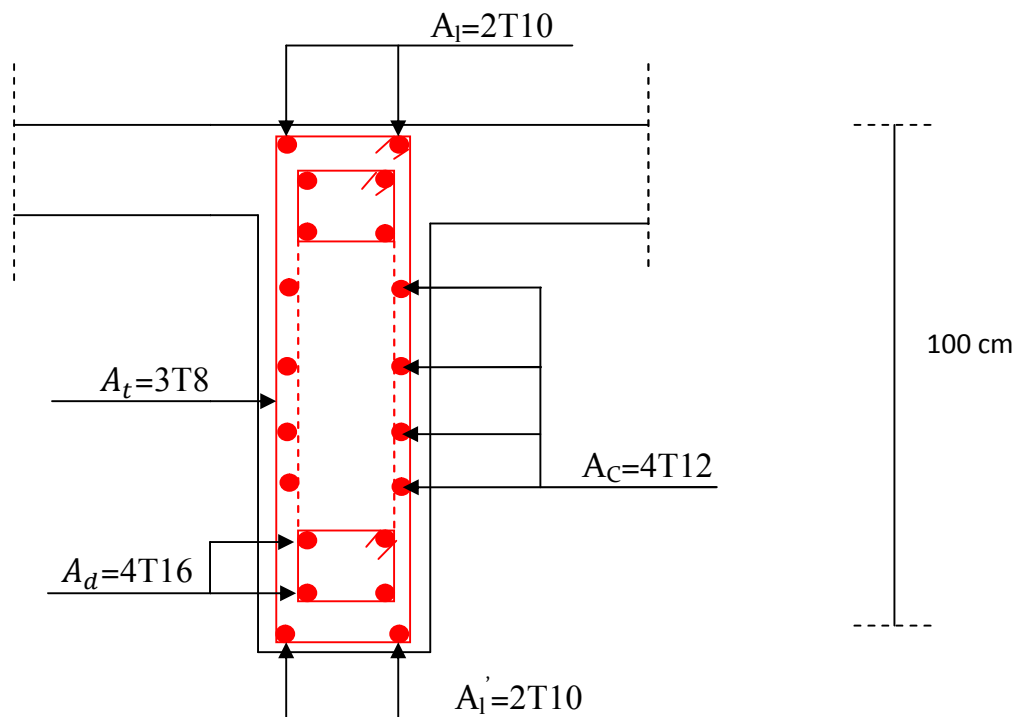
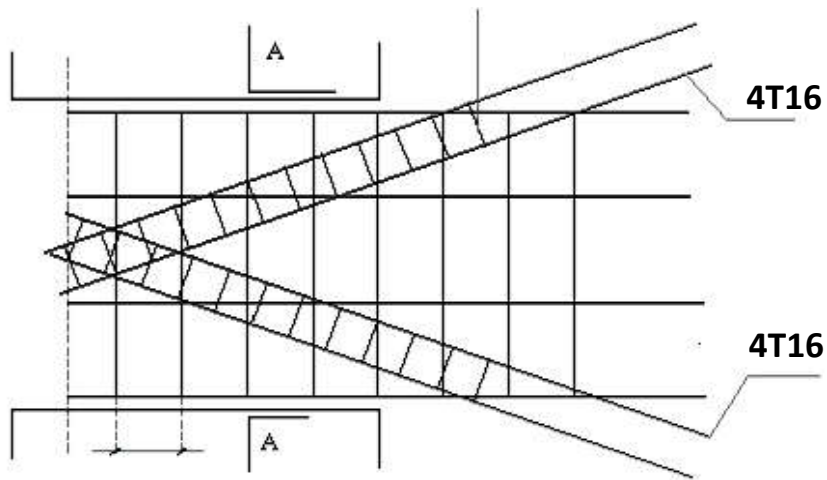


Figure.V.16. Ferrailage du linteau 1

V.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a calculé les différentes sollicitations et les sections d'acier nécessaires pour assurer la stabilité des éléments porteurs en cas de séisme et assurée la stabilité et la durabilité de notre structure.

# CHAPITRE VI :

## Etude de l'infrastructure

## VI.1.Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la répartition sur le sol de la charge verticale transmise à la base d'un mur au d'un poteau. On distingue :

- ✚ Les semelles isolées sous poteau.
- ✚ Les semelles isolées sur pieux.
- ✚ Les semelles filantes sous mur.
- ✚ Les semelles continuent sous poteaux.
- ✚ Le radier générale.

## VI.2.Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend du :

- ✚ Type d'ouvrage construire.
- ✚ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✚ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✚ La charge totale transmise au sol.
- ✚ La raison économique.
- ✚ La facilité de réalisation.

### VI.2.1 Semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$\text{✚ } A * B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol adm}}$$

Notre capacité portante du terrain est :

$$\text{✚ } \sigma_{sol} = 1.5 \text{ Bars.}$$

✚  $S_{bat}$ : Surface total du bâtiment = 689,90 m<sup>2</sup>

✚ les surfaces des semelles : d'après l'ETABS.

Les résultats sont comme suites :

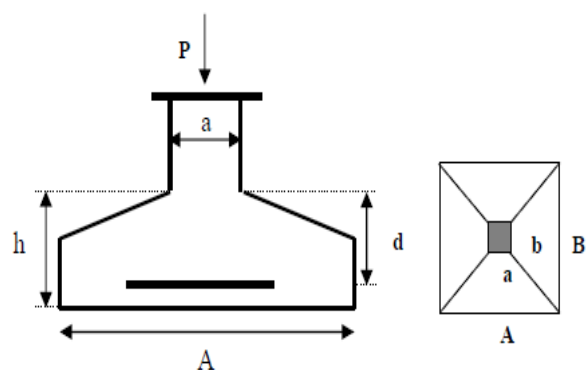


Figure.VI.1 Semelle isolée

POTEAU	Nser (KN)	S=Nser/ $\sigma_{sol}$	POTEAU	Nser (KN)	S=Nser/ $\sigma_{sol}$
P1	411,09	2,7406	P40	1217,45	8,11633333
P2	403,21	2,68806667	P41	973,92	6,4928
P3	1233,14	8,22093333	P42	672,34	4,48226667
P4	795,22	5,30146667	P43	475,99	3,17326667
P5	828,89	5,52593333	P44	1262,31	8,4154
P6	638,73	4,2582	P45	862,29	5,7486
P7	110,48	0,73653333	P46	935,27	6,23513333
P8	109,57	0,73046667	P47	540,22	3,60146667
P9	634,89	4,2326	P48	1174,03	7,82686667
P10	827,51	5,51673333	P49	1184,7	7,898
P11	799,11	5,3274	P50	553,75	3,69166667
P12	1253,15	8,35433333	P51	994,54	6,63026667
P13	805,86	5,3724	P52	928,08	6,1872
P14	1223,25	8,155	P53	1281,86	8,54573333
P15	928,36	6,18906667	P54	481,88	3,21253333
P16	1029,14	6,86093333	P55	232,18	1,54786667
P17	723,56	4,82373333	P56	1208,18	8,05453333
P18	820,37	5,46913333	P57	744,15	4,961
P19	822,75	5,485	P58	770,71	5,13806667
P20	736,69	4,91126667	P59	572,44	3,81626667
P21	1091,15	7,27433333	P60	426,61	2,84406667
P22	995,16	6,6344	P61	424,07	2,82713333
P23	1242,74	8,28493333	P62	570,58	3,80386667
P24	1015,61	6,77073333	P63	769,26	5,1284
P25	917,95	6,11966667	P64	748,12	4,98746667
P26	706,12	4,70746667	P65	1226,15	8,17433333
P27	905,08	6,03386667	P66	235,59	1,5706
P28	917,6	6,11733333	P67	121,28	0,80853333
P29	1021,52	6,81013333	P68	195,85	1,30566667
P30	690,54	4,6036	P69	489,89	3,26593333
P31	478,82	3,19213333	P70	511,79	3,41193333
P32	733,92	4,8928	P71	369,79	2,46526667
P33	799,98	5,3332	P72	198,59	1,32393333
P34	685,54	4,57026667	P73	197,37	1,3158
P35	778,66	5,19106667	P74	364,5	2,43
P36	988,28	6,58853333	P75	491,41	3,27606667

<b>P37</b>	885,06	5,9004	<b>P76</b>	512,37	3,4158
<b>P38</b>	667,05	4,447	<b>P77</b>	196,42	1,30946667
<b>P39</b>	1206,3	8,042	<b>P78</b>	122,17	0,81446667
<b>TOTAL</b>				<b>57100,15</b>	<b>380,667667</b>

Tableau.VI-1 Surfaces revenantes aux semelles isolées

### VI.2.2 Semelles filantes

#### Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

On a :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{a \cdot b}$$

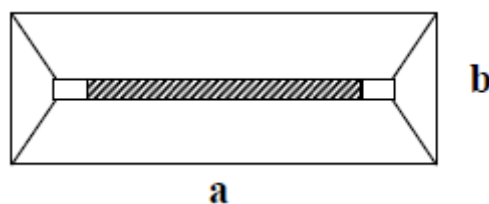


Figure.VI.2 Semelle filante

Avec :

$\sigma_{sol}$ : Capacité portante du sol  $\sigma_{sol} = 1,5$  bars.

**a**: La longueur de la semelle

**b**: La largeur de la semelle

Les surfaces des semelles filantes sous voiles : d'après l'ETABS.

Semelles	Nser(KN)	S = Nser/ $\sigma_{sol}$	Semelles	Nser(KN)	S = Nser/ $\sigma_{sol}$
<b>VY1</b>	1372,9176	9,152784	<b>VY9</b>	1707,0314	11,3802093
<b>VY2</b>	1671,8872	11,1459147	<b>VX1</b>	727,5184	4,85012267
<b>VY3</b>	1681,5349	11,2102327	<b>VX2</b>	729,8546	4,86569733
<b>VY4</b>	980,7628	6,53841867	<b>VX3</b>	671,9476	4,47965067
<b>VY5</b>	1485,6667	9,90444467	<b>VX4</b>	645,5256	4,303504
<b>VY6</b>	1499,2872	9,995248	<b>VX5</b>	726,4092	4,842728
<b>VY7</b>	1698,78	11,3252	<b>VX6</b>	727,9369	4,85291267
<b>VY8</b>	1399,6663	9,33110867			
<b>TOTAL</b>				<b>17726,7264</b>	<b>118,178176</b>

Tableau .VI-2 : Les surfaces des semelles filantes

✚ La surface des semelles filantes des voiles :  $S_{\text{voil}} = 118.18 \text{ m}^2$

✚ La surface des semelles isolées sous poteaux :  $S_{\text{pot}} = 380.67 \text{ m}^2$

$$\rightarrow S_{\text{TOT}} = 118.18 + 380.67 = 498.85 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } \frac{S_{\text{TOT}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{498.85}{689.9} = 0.723 \dots \dots \dots 72.3\% > 50\%$$

### VI.2.3 Conclusion

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer **un radier général** comme fondation

### Radier général

Quand la capacité portante du sol est faible ou que les charges transmises par les poteaux sont très élevées, on a recours à un radier général afin d'étaler les charges. Cette solution est adoptée quand elle est moins onéreuse qu'une fondation profonde par pieux.

Une telle fondation se présente sous l'aspect d'une dalle inversée portant dans un ou deux directions.

Il existe quatre types de radier :

- ✚ Le radier dalle (peu utilisé).
- ✚ Le radier nervuré (le plus courant).
- ✚ Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- ✚ Le radier voûte (rarement utilisé).

On a choisi le radier nervuré dans notre conception, car il est le plus économique.

### VI.3. Pré dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier ( $h_r$ ) doit vérifier les conditions suivantes :

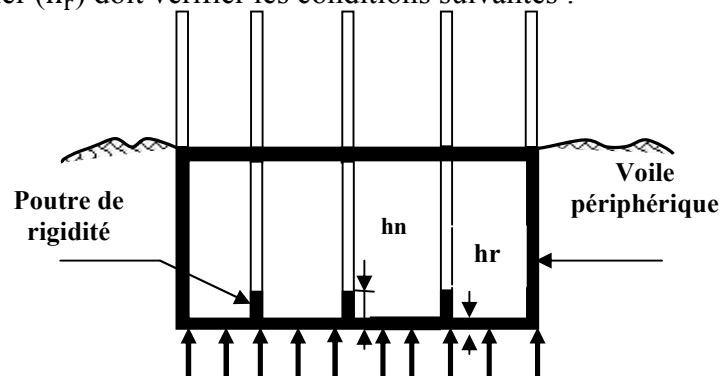


Figure.VI.3 Schéma Statique du radier

### VI.3.1 L'épaisseur du radier :

#### Condition forfaitaire

Il faut respecter la condition suivante  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$ .

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Telle que :  $L_{\max} = 4.95 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 24.75 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_r = 70 \text{ cm}$ .

### VI.3.2.Nervure :

#### La hauteur de la nervure

##### a. Condition forfaitaire

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$  : la longueur maximale entre axes des poteaux.

$L_{\max} = 4,95 \text{ m}$  D'où :  $h_n \geq 49,5 \text{ cm}$ .

Il faut respecter la condition suivante  $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$ .

##### b. Condition de la longueur élastique

$$L_e \geq \frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec :

$K$  : La raideur moyenne du sol  $K = 40000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

$E$  : Le module d'élasticité longitudinal du béton  $E = 3,21 \cdot 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

On obtient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}} = 71,75 \text{ cm}.$$

On adopte :  $h_n = 1,2 \text{ m}$  et  $b = 60 \text{ cm}$ .

➤ **Le choix final**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de  $h_r = 70 \text{ cm}$ , avec des nervures d'une hauteur  $h_n = 1,2 \text{ m}$ . Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

**Condition de résistance au cisaillement**

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \min \left[ 0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa}.$$

Avec :

✚  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.  $V_u = \frac{q_u * L_{max}}{2}$ .

✚  $N_u$  : L'effort normal a la base,  $N_u = 86763,01 \text{ KN}$ .

D'où :

✚  $q_u = \frac{N_u * 1ml}{S_{bat}} \rightarrow q_u = \frac{86763,01}{689,9} = 125,76 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

✚  $V_u = \frac{125,76 * 4,95}{2} = 311,256 \text{ KN}$

$\rightarrow \tau_u = \frac{311,256 * 10^3}{600 * 0,9 * 1200} = 0,48 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

**La surface minimale du radier**

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1,5**.

✚  $\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol adm}$ .

Avec :

$\sigma_{sol adm}$  : la capacité portante de sol.

Donc :  $S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{sol adm}} = \frac{86763,01}{1,5 * 150} = 385,61 \text{ m}^2 < S_{bat} = 689,9 \text{ m}^2$ .



### ➤ Conclusion

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

### ➤ Calcul du D (débordement)

$$D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right] = 35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 35\text{cm}$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D * (L_x + L_y) + D^2 = 689.9 + 0.35 * (23,35 + 31,75) + 0.35^2 \\ = 709,31\text{m}^2.$$

Alors la surface du radier est :  $S_{\text{rad}} = 709,31 \text{ m}^2$ .

### VI.3.3.Vérification du poinçonnement

#### • Sous poteau :

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

$N_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau  $N_u = 1503,2628 \text{ KN}$ .

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle.

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé :  $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 7.4 \text{ m}$ .

Donc :  $\frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = 6660\text{KN} \rightarrow N_u = 1503,2628 \text{ KN} < 6660 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

#### • Sous voile

Le voile le plus sollicité de longueur 4.30 m et  $N_u = 2344,6053 \text{ KN}$ .

Pour une bande de 1 ml :  $N_u / \text{ml} = 2344,6053 / 4.30 = 545,26 \text{ KN/ml}$ .

Cette vérification s'effectue comme suit :

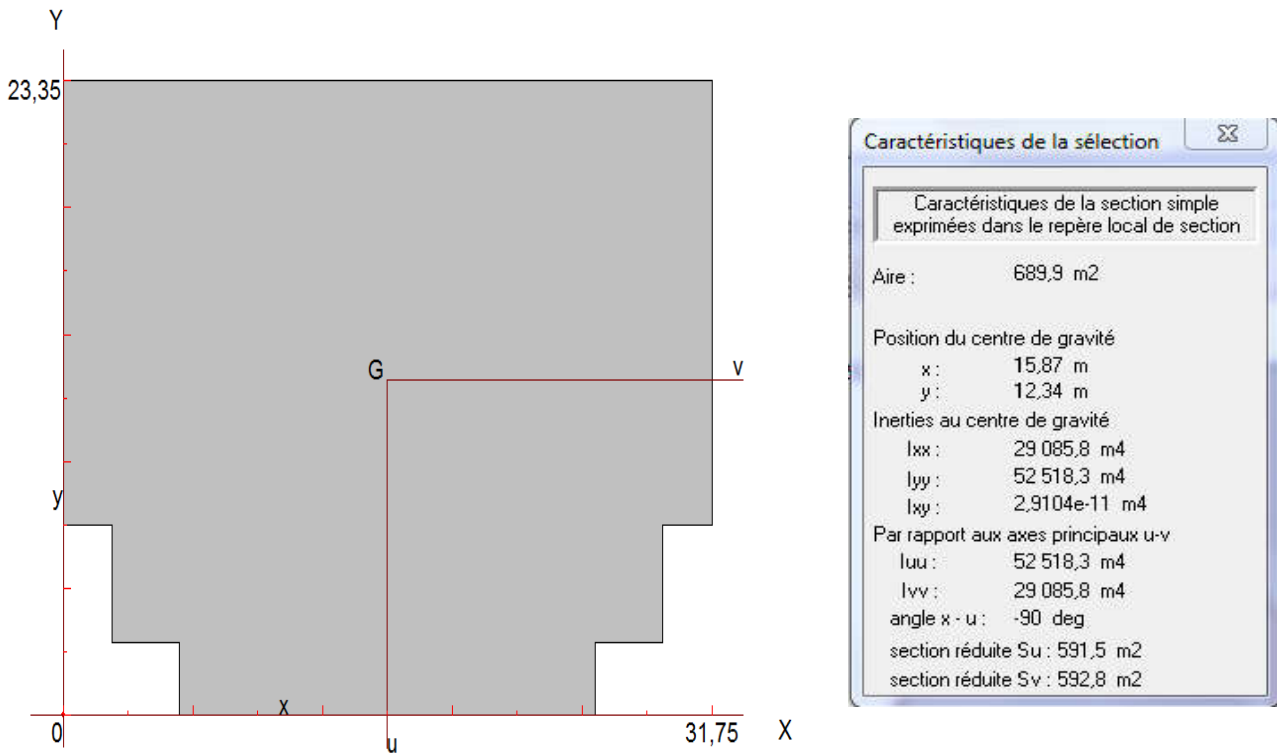
$$N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $\mu_c = 2(l + b + 2h) = 13.8 \text{ m}$ .

Donc :  $\frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 12420 \text{ KN} \rightarrow N_u = 545,26 \text{ KN} < 12420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**VI.4. Caractéristiques géométriques du radier**



**Figure.VI.4.** Schéma du radier sous SOCOTEC

Les inerties du radier sont :  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

Les inerties/X :  $I_{xx} = 29085,8 \text{ m}^4$ .

Les inerties/Y :  $I_{yy} = 52518,3 \text{ m}^4$ .

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$X_g = 15,87 \text{ m}$ .

$Y_g = 12,34 \text{ m}$ .

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

$X_{gm} = 15,875 \text{ m}$ .

$Y_{gm} = 12,5678 \text{ m}$ .

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

$$e_x = 0,005 \text{ m.}$$

$$e_y = 0,2278 \text{ m.}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

### VI.4.1.Vérification de la stabilité du radier

#### VI.4.1.1.Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

$$\sigma_{\text{adm}} \geq \frac{N_t}{S_{\text{rad}}}$$

Avec :

$$N_t = N_{\text{bat}} + N_{\text{rad}}$$

D'où :

$$N_{\text{bat}} = 55204,2602 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{rad}} = G_{\text{rad}} = 709,31 * 0.7 * 25 = 12412,92 \text{ KN.}$$

$$N_t = 55204,2602 + 12412,92 = 67617,1852 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow \frac{N_t}{S_{\text{rad}}} = \frac{67617,1852}{709,31} = 95,33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} = 250 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

#### VI.4.1.2.Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles :  $0,8G \pm E$  :

$$\text{D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison  $0,8G \pm E_x$  :

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	L/4 (m)	OB
0,8G ± E <sub>x</sub>	42571,5701	44064,965	1.035	7,94	CV
0,8G ± E <sub>y</sub>	42571,5701	71527,0267	1,68	5,84	CV

**Tableau VI-3** Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G± E

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes**

La contrainte moyenne est :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ .

Avec :  $\sigma_1 = \frac{N}{S} + M * \frac{V}{I}$  ;  $\sigma_2 = \frac{N}{S} - M * \frac{V}{I}$ .

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 150 \frac{KN}{m^2}$  , Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

	Sens X	Sens Y
M (KN.m)	44064,965	71527,0267
N (KN)	42571,5701	42571,5701
I (m <sup>4</sup> )	29085,8	52518,3
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	84,06	76,82
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	35,98	43,21
$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	72,04	68,42

**Tableau VI. 4 : Calcul des contraintes.**

**VI.4.1.3.Vérification de la compression sous G + Q ± E**

Les contraintes sous le Radier sont données par :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * V \leq 1,5 * \sigma_{adm}$ .

	Sens X	Sens Y
M (KN.m)	44064,965	71527,0267
N (KN)	63163,4507	63163,4507
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	113,09	105,86

$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	65,01	72,24
$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	101,07	97,45

**Tableau VI-5** Vérification de la compression sous G+Q±E

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

### VI.5.Ferraillage du radier

#### 1. Dalle de radier

➤ **Les combinaisons de charges**

🚧 **ELU**

$$q_u = 1,35 \left( \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left( \frac{12412,92}{709,31} - 150 \right) = 178,87 \frac{KN}{m^2}$$

🚧 **ELS**

$$q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} = \frac{12412,92}{709,31} - 150 = 132,50 \frac{KN}{m^2}$$

➤ **Ferraillage de panneau le plus sollicité**

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 3,35$  m,  $L_y = 4,95$  m,  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$\alpha = 0,68 > 0,4 \rightarrow$  (La dalle porte dans les **deux** sens).

$$M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2. \text{Bonde // a } l_x.$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x}. \text{Bonde // a } l_y.$$

🚧 **ELU**

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_u$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN. m)	$M_{0y}$ (KN. m)
3,35*4,95	3,35	4,95	0,67676768	178,87	0,071	0,4	192,546116	77,0184464

**Tableau VI-6** Les sollicitations à l'ELU

🚧 **ELS**

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_s$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN. m)	$M_{0y}$ (KN. m)
3,35*4,95	3,35	4,95	0,67676768	132,50	0,076	0,558	152,67089	85,1903566

**Tableau VI-7** Les sollicitations à l'ELS

➤ Calcul des sections d'armatures

✚ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75. M_x$ ;  $M_{ty} = 0,75. M_y$ ).

✚ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50. M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50. M_y$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Sens	X-X		Y-Y	
	sur appui	En Travée	sur appui	En Travée
<b>M<sub>u</sub>(KN.m)</b>	96,273	144,410	38,509	57,764
<b>h (cm)</b>	70,000	70,000	70,000	70,000
<b>d (cm)</b>	66,500	66,500	66,500	66,500
<b>μ</b>	0,015	0,023	0,006	0,009
<b>α</b>	0,027	0,029	0,008	0,012
<b>Z (cm)</b>	65,782	65,726	66,295	66,193
<b>F<sub>su</sub> (MPa)</b>	348	348	348	348
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4,208	6,314	1,669	2,508
<b>A<sub>s</sub> (min)</b>	8,030		8,030	
<b>A<sub>s</sub> adop (cm<sup>2</sup>)</b>	6T14=9,24	6T14=9,24	6T14=9,24	6T14=9,24
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15,000	15,000	15,000	15,000
<b>S<sub>tmax</sub> (cm)</b>	33,000	33,000	33,000	33,000
<b>S<sub>t</sub>&lt;S<sub>t</sub> max</b>	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau VI-8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : selon BAEL**

**Pour Fe E400 :**

selon Ly :  $A_{sy \min} = 8 \times h_0$

selon Lx:  $A_{sx \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{sy \min}$

➤ **Espacement maximal**

**1. Et travée**

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

**2. Sur appui :**

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

On adopte pour un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**ELS:**  $A'_s = 0 \rightarrow b * y^2 + 30 * A_s * y - 30 * d * A_s = 0$ .

$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$ .

$K = \frac{M_{ser}}{I} ; \sigma_{st \text{ adm}} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 90 * \sqrt{(1,6 * 2,1)})$

$\sigma_{st} = 15 * K(d - y) ; \sigma_{bc} = K * y$

Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En Travée	sur appui	En Travée
<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	76,335	114,503	42,595	63,893
<b>b (cm)</b>	100,000	100,000	100,000	100,000
<b>h (cm)</b>	70,000	70,000	70,000	70,000
<b>d (cm)</b>	66,500	66,500	66,500	66,500
<b>A<sub>s adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,240	9,240	9,240	9,240
<b>D (cm)</b>	1,386	1,386	1,386	1,386
<b>E (cm<sup>2</sup>)</b>	184,338	184,338	184,338	184,338
<b>Y<sub>ser</sub> (cm)</b>	12,262	12,262	12,262	12,262
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	469183,797	469183,797	469183,797	469183,797

<b>K (N/mm<sup>3</sup>)</b>	0,016	0,024	-0,009	0,014
<b>σ<sub>st adm</sub> (Mpa)</b>	164,973	164,973	164,973	164,973
<b>σ<sub>bc adm</sub> (Mpa)</b>	15,000	15,000	15,000	15,000
<b>σ<sub>st</sub> (Mpa)</b>	132,367	198,551	-73,861	110,791
<b>σ(bc ) (Mpa)</b>	1,995	2,992	-1,113	1,670
<b>σ(bc ) &lt; σ<sub>bc</sub></b>	C.V	C.V	C.V	C.V
<b>σ<sub>st</sub> &lt; σ<sub>st adm</sub></b>	C.V	CNV	C.V	C.V

**Tableau VI-9** Vérification des contraintes à l'ELS

**Calcul les armatures à l'ELS**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

**Vérification de la contrainte de béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

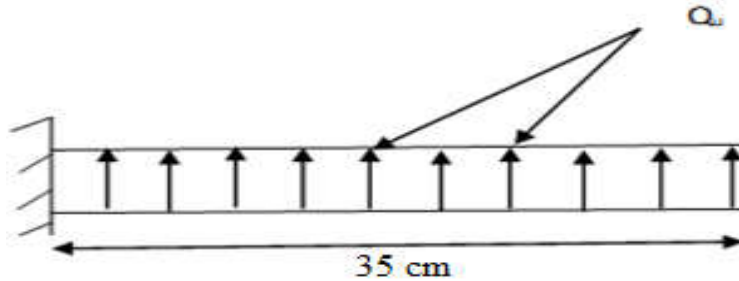
<b>MSER (KN.m)</b>	<b>μ<sub>s</sub></b>	<b>K</b>	<b>β</b>	<b>A<sub>ser</sub> cm<sup>2</sup></b>	<b>σ<sub>bc</sub></b>	<b>σ<sub>bc</sub> &lt; σ<sub>bc</sub></b>	<b>AS adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>St (cm)</b>
<b>76,335</b>	0,0010	77,040	0,946	7,358	2,141	Vérifié	6HA16=12,06	15
<b>114,503</b>	0,0016	59,020	0,933	11,193	2,795	Vérifié	6HA16=12,06	15
<b>42,595</b>	0,0006	102,140	0,957	4,056	1,615	Vérifié	6HA16=12,06	15
<b>63,893</b>	0,0009	82,135	0,948	6,141	2,009	Vérifié	6HA16=12,06	15

**Tableau VI-10** ferrailage à l'ELS



**VI.5.1. Etude de débord du radier**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 35 \text{ cm}$ , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :  $h = 0.70 \text{ m}$ ,  $d = 66.5 \text{ cm}$ .



**Figure VI.5** Schéma du débord

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{2}$ , Donc on ferraille à l'ELS :

➤ **ELU**

$$Q_u = 178,87 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_u \cdot l^2}{2} = 10,96 \text{ KN. m.}$$

➤ **ELS**

$$Q_{\text{ser}} = 132,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{elu}} \cdot l^2}{2} = 8,12 \text{ KN. m.}$$

$$\sigma_{\text{st adm}} = 201,63 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa.}$$

➤ **Calcul de Section en Flexion Simple**

On utilise les formules suivantes pour déterminer le ferrailage :

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}} \quad ; \quad f_{\text{bu}} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad A_{s \text{ min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultants de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	ELU
section	sur appui
$M_u$ (KN.m)	10,960
h (cm)	70,000
d (cm)	66,500
$\mu$	0,002
$\alpha$	0,002
Z (cm)	66,442
$F_{su}$ (MPa)	348
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0,474
$A_s$ (min)	8,030
$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	6T14 = 9,24
$S_t$ (cm)	15,000
$S_{tmax}$ (cm)	33,000
$S_t < S_{t \text{ max}}$	C.V

Tableau.VI.11. Ferrailage de débord de radier à l'ELU.

➤ Condition de non fragilité :  $A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$A_{s_{adop}} > A_{s_{min}} = 8,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$

➤ Vérification à l'ELS : Les résultants de calcule sont donnés dans le tableau suivant

Sens	SENS X-X
section	sur appui
Mser (KN.m)	8,120
b (cm)	100,000
h (cm)	70,000
d (cm)	66,500
As adop (cm <sup>2</sup> )	9,240
D (cm)	1,386
E (cm <sup>2</sup> )	184,338
Yser (cm)	12,262
I (cm <sup>4</sup> )	469183,797
K (N/mm <sup>3</sup> )	0,002
σst (Mpa)	164,973
σ(bc) (Mpa)	15,000
σst (Mpa)	14,080
σ(bc) (Mpa)	0,212
σ(bc) < σ(bc)	C.V
σst < σst	C.V

Tableau.VI.12. Vérification de débord de radier à l'ELS.

Les résultats sont vérifiés donc on adopte le ferrailage de l'ELU.

➤ Les armatures de répartition

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_s}{4} \quad A_r = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte : } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t_{28}}}{f_e}$$

$$A_{s_{\text{adop}}} > A_{s_{\min}} = 8,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Armatures transversales :  $A_t = \frac{A_s}{4} = 2.31$ , on adopte  $3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$ .

### ➤ Conclusion

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

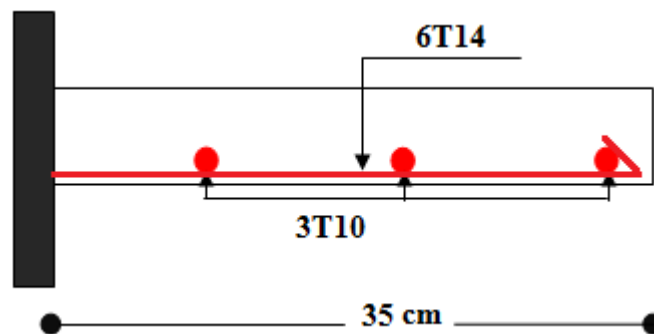


Figure.VI.6. Schéma de ferrailage débordement.

### VI.6.Calcul des nervures

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 16.0.2** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

#### ➤ Présentation du logiciel SAFE 16.2.0 :

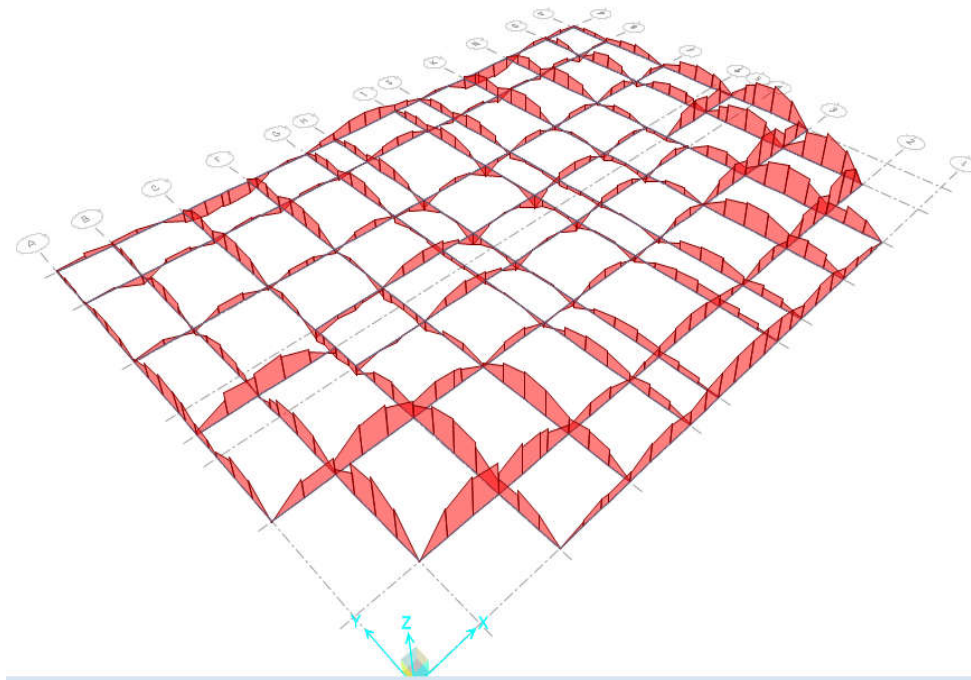
**SAFE** est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègre l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments inter faciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans

de plus grandes structures. SAFE fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

➤ **Démarches de modélisation de notre radier :**

Lors de modélisation de notre structure dans SAFE, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis ETABS exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur SAFE.
3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans SAFE.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.



**Figure VI.7** diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016

**a. Ferrailage longitudinal :**

➤ **l'ELU :**

ELU	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_u (KN, m)$	324,56	336,07
$b (m)$	0,60	0,60
$h (m)$	1,20	1,20
$d (m)$	1,14	1,14
$F_{su}(Mpa)$	348	348
$F_{bu}(Mpa)$	14.17	14,17
$\mu_{bu}$	0.029	0,03
$\alpha$	0,037	0,039
$Z (cm)$	112,3	112,24
$A_s (cm^2)$	8.305	8,60
$A_{s\ min} (cm^2)$	8,25	8,25
<b>Chois des barres</b>	<b>6T16</b>	<b>6T16</b>
$A_{s\ adop} (cm^2)$	12,05	12.05

**Tableau VI-13** Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

➤ **Vérification à ELS :**

**Vérification de la contrainte :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_a \leq \overline{\sigma_a} \rightarrow \frac{nM_{ser}}{I} (d - y) \leq \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$$

Fissuration est considérée très préjudiciable

➤ **La position de l'axe neutre**

$$b * y^2 + 30(A_s + d'A'_s) * y - 30(d * A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0$$

➤ **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s(d - y)^2 + 15 * A'_s(y - d')^2 ; \text{avec } A'_s = 0$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 * F_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = n * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_a \text{ avec } n = 15$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(200 ; 164.97) = 164.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = 164.97 \text{ MPa}$$

Sens	Sens (x-x et y-y)	
	Appui	Travée
Section		
As (cm <sup>2</sup> )	12,05	12,05
b (cm)	60	
h (cm)	120	
d (cm)	114	
Yser (cm)	28.37	28.37
I (cm <sup>4</sup> )	1739917,52	1739917,52
Mser (KN*m)	56,27	297,05
σ <sub>b</sub> (MPa)	0,74	3,99
σ <sub>b</sub> (MPa)	15	
Condition	CV	CV
σ <sub>a</sub> (MPa)	43,97	232,1
σ <sub>a</sub> (MPa)	164.97	
Condition	CV	CNV

Tableau VI-14 Vérification à l'ELS

➤ **Calcul des armatures à l'ELS :**

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

✚ **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Sens	Sens (x-x et y-y)	
Section	Appui	Travée
Mser (KN.m)	56,27	297,05
b (cm)	60	
d (cm)	114	
$\mu_s$	0.0004	0.0023
$\beta_s$	0.9648	0.9204
Aser (cm <sup>2</sup> )	<b>3.1</b>	<b>17.16</b>
K	127,22	47.84
$\sigma_b$ (MPa)	1,3	3,45
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	
Condition	CV	CV
Chois des barres	<b>6T16</b>	<b>6T20</b>
A <sub>s</sub> adoptée	<b>12,05</b>	<b>18,84</b>

**Tableau VI-15** Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

On doit vérifier que :



$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]. \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{586,54*10^3}{600*1140} = 0,86 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

### ➤ Les armatures de peau

Les armatures de peau calculer par :

$$A_p = 0,1\% b * h.$$

$$A_p = \frac{0,1*60*120}{100} = 7,2 \text{ cm}^2.$$

On adopte au milieu de la section de nervure : **6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**

### ➤ Les armatures transversales

#### Espacement

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min(30 ; 24) = 24 \text{ cm.}$$

### ➤ Diamètre des armatures transversal

#### a. C.B.A :

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4. \implies A_t = \frac{0,4*60*10}{400} = 0,60 \text{ cm}^2.$$

#### b. RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 * S_t * b$$

$$A_t = 0,003 * 10 * 60 = 1,8 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte 6 cadres de Ø8.

Donc on choisit

$$\text{Dans les zones courantes : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Dans les zones nodales : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

#### Schéma de ferrailage

➤ Travée

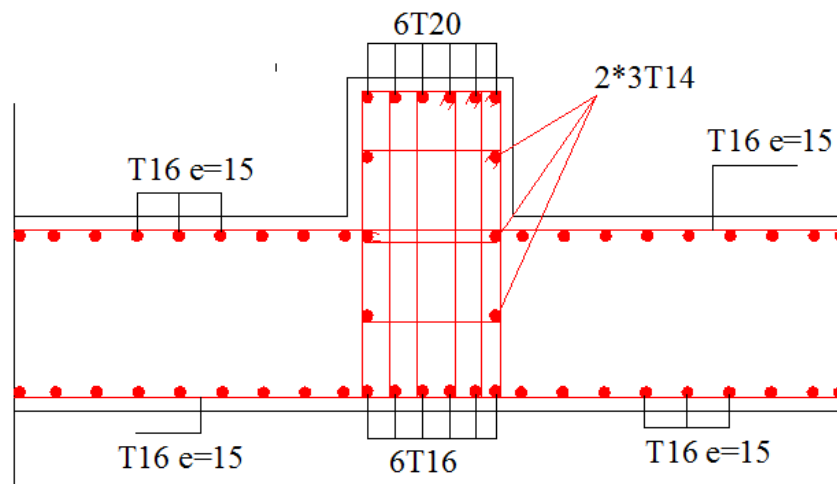


Figure VI.8. Ferrailage des nervures : en travée

➤ Appuis

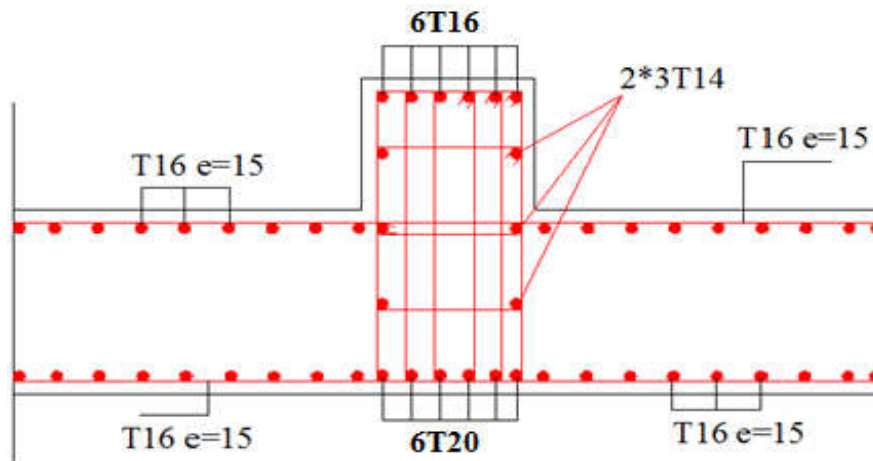


Figure VI.9. Ferrailage des nervures : sur appuis

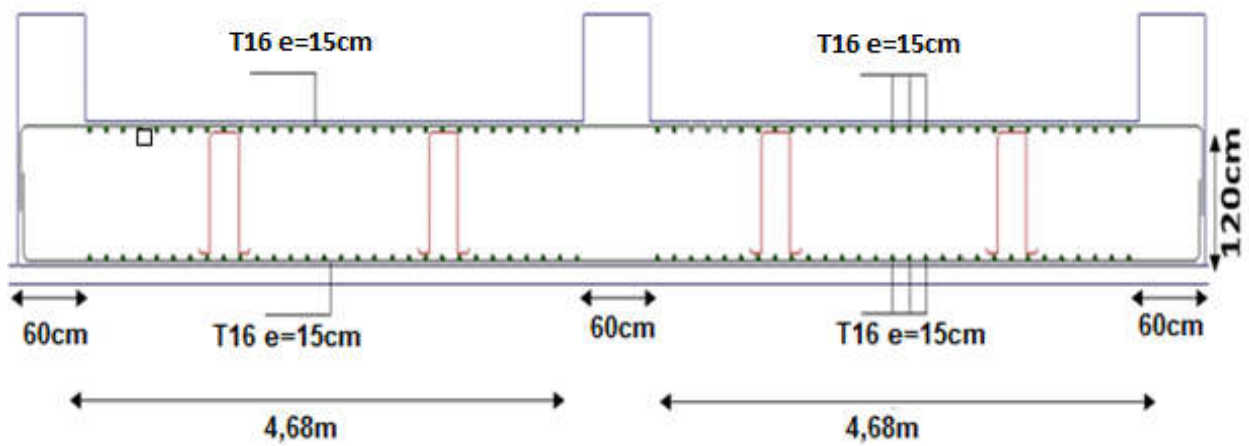


Figure VI.10 Ferrailage du radier général  $e_p=70$  cm

## VI.7.Calcul des éléments de soutènement

### VI.7.1.Introduction

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service D'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par **RPA99 VERSION 2003**

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le RPA 99 VERSION 2003 exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✚ Épaisseur supérieure et égale  $\geq 15 \text{ cm}$ .
- ✚ Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens.

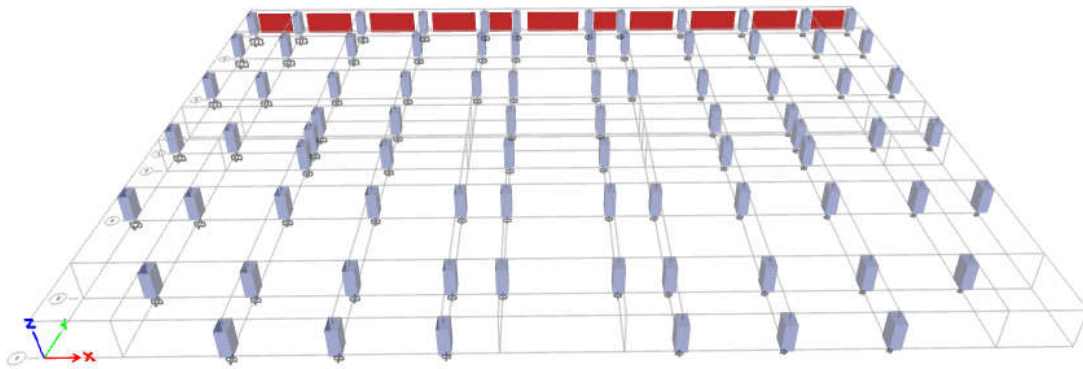


Figure VI.11 Position des voiles périphérique

### VI.7.2.Dimensionnement du voile

- ✚ Épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ .
- ✚ Hauteur :  $H = 1.50 \text{ m}$ .

### VI.7.3.Calcul de la poussée de terre

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,25$$

Avec :

- ✚  $\gamma$  : Poids volumique du remblai, ( $\gamma = 18,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ ).
- ✚  $\sigma_h$  : contrainte horizontale
- ✚  $h$  : Hauteur entre nus du mur voile  $0 \leq h \leq 3.23 \text{ m}$ .
- ✚  $C$  : Cohésion du sol (Sol non cohérent)  $C = 0$ .
- ✚  $\varphi$  : Angle de frottement ( $\varphi = 30^\circ$ ).

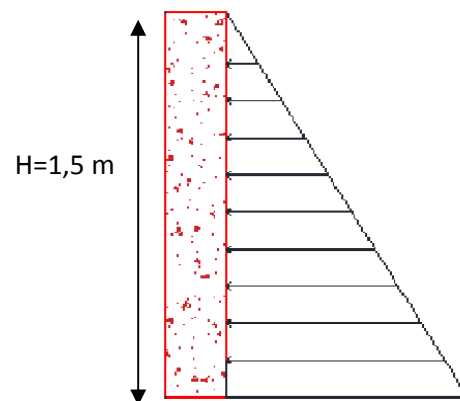


Figure VI.12 Poussée de terre

✚  **$K_a$** : Coefficient de poussée de terre.

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.25 \times 18.5 \times 1.50 = 6.94 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

### VI.7.4. Calcul de la poussée due aux surcharges

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec :  $q_u$ : Contrainte éventuelle d'exploitation.  $q = 10 \text{ KPa}$

$$\sigma_q = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

✚ **ELU** :

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(h) + 1,5 \sigma_q$$

$$\text{Pour } h = 0 \implies \sigma_{\min}(0) = 3,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pour } h = 1.50 \text{ m} \implies \sigma_{\max}(1.50) = 13,12 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 10,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

✚ **ELS**:

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

$$\text{Pour } h = 0 \implies \sigma_{\min}(0) = 2,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pour } h = 1.50 \text{ m} \implies \sigma_{\max}(1.50) = 9,44 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 7,70 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$$P_u = 10,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad \text{et} \quad P_{\text{ser}} = 7,70 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

#### ➤ Méthode de calcul

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension  $(3,85 * 1,50) \text{ m}^2$ , et d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

Calcul le rapport  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$  :

#### ➤ Calcul des moments fléchissant

On sait que  $\alpha = 0,38 < 0,4$  donc notre dalle travaille dans une seul sens

$$\mu(x) = \frac{1}{8(1 + 2.1 * 0.38^3)} = 0.111$$

$$M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2. \text{ Bande // a } l_x.$$

**Moment sur travée**

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,85 * M_{0x}.$$

**Moment sur appuis**

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0.5 * M_{0x}.$$

	ELU			ELS		
Moment	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)
	2.695	2.29	1.35	1.93	1.64	0.965

Tableau VI-16 Les sollicitations à l'ELU, ELS

➤ **Calcul de ferrailage**

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}); z = d(1 - 0.4\alpha);$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

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

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

Section	En Travée	Sur Appui
Mu(KN. m)	2.29	1.35
b (cm)	100	
d (cm)	18	
μ	0.0008	0.0005
α	0,01	0.006
Z (cm)	17.925	17.956
As (cm <sup>2</sup> )	0.367	0.216
As (min)	2.17	
As adop (cm <sup>2</sup> )	<b>5T10 = 3.93</b>	<b>5T10 = 3.93</b>

Tableau VI-17 Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

➤ **Ferraillage minimal**

✚ **Condition de non fragilité**

Selon le RPA :

$$A_{RPA} = 0,1\% b * h.$$

➤ **Vérification de la contrainte à ELS**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_a \leq \overline{\sigma}_a \rightarrow \frac{nM_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

Fissuration est considérée très préjudiciable

➤ **La position de l'axe neutre**

$$b * y^2 + 30(A_s + d'A'_s) * y - 30(d * A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0$$

➤ **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s (d - y)^2 + 15 * A'_s (y - d')^2 ; \text{avec } A'_s = 0$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 * F_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = n * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_a \text{ avec } n = 15$$

$$\overline{\sigma}_a = \min(200 ; 164.97) = 164.97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_a = 164.97 \text{ MPa}$$

Section	Travée	Appui
As (cm <sup>2</sup> )	3.93	
b (cm)	100	
d (cm)	18	
Yser (cm)	4.05	
I (cm <sup>4</sup> )	13686.14	
Mser (KN*m)	1.64	0.965
σ <sub>b</sub> (MPa)	0.486	0.286
σ <sub>b</sub> (MPa)	15	
Condition	CV	CV
σ <sub>a</sub> (MPa)	25.07	14.75
σ <sub>a</sub> (MPa)	164.97	
Condition	CV	CV

**Tableau VI-18** Vérification à l'ELS

### ➤ Distributions constructives

L'espace des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$S_t = \min[1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

L'espace à l'extrémité est  $\frac{S_t}{2}$  le long d'une longueur égale à  $\frac{1}{10}$ .

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$ , en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

40 $\phi$  = 40 cm Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 $\phi$  = 20 cm Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### ➤ Schéma de ferrailage

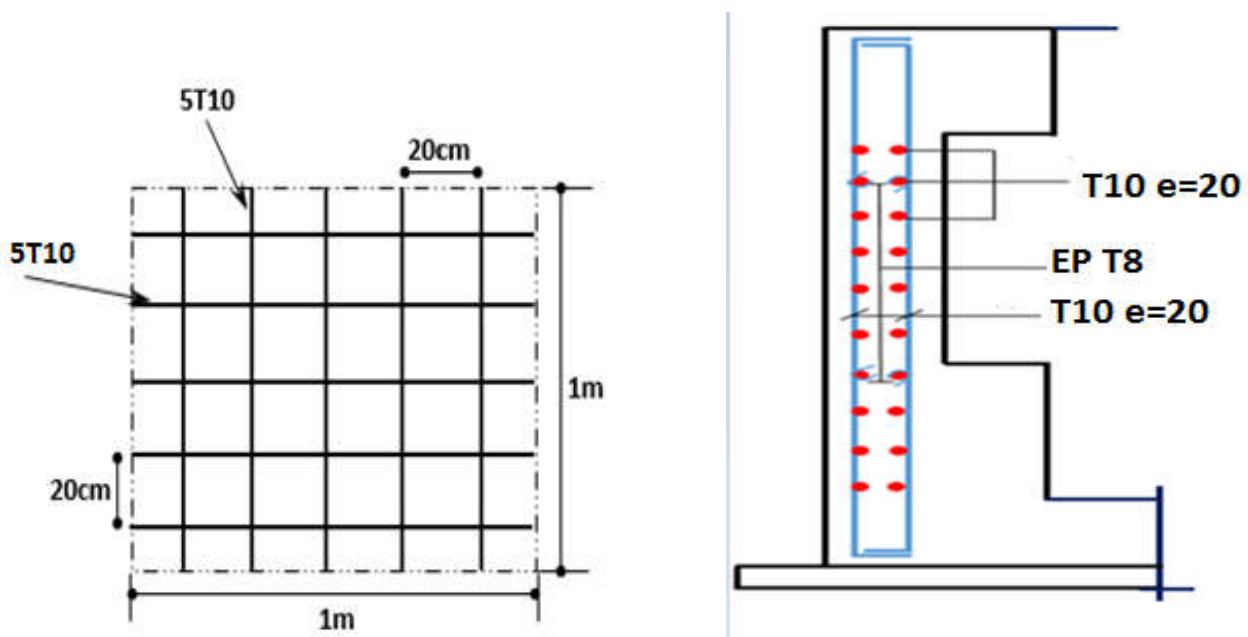


Figure VI.13 : Ferrailage de voile périphérique

**VI.8. Calcul de voile périphérique des sous sols :**

**VI.8.1. Dimensionnement du voile**

✚ Épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ .

✚ Hauteur :  $H = 3.1 \text{ m}$ .

**VI.8.2. Calcul de la poussée de terre**

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,25$$

Avec :

✚  $\gamma$  : Poids volumique du remblai, ( $\gamma = 18,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ ).

✚  $\sigma_h$  : contrainte horizontale

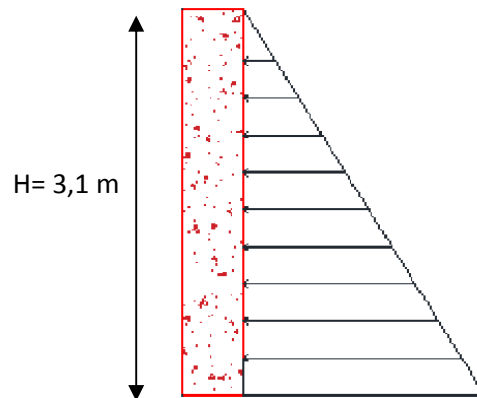
✚  $h$  : Hauteur entre nus du mur voile  $0 \leq h \leq 3.23 \text{ m}$ .

✚  $C$  : Cohésion du sol (Sol non cohérent)  $C = 0$ .

✚  $\varphi$  : Angle de frottement ( $\varphi = 30^\circ$ ).

✚  $K_a$  : Coefficient de poussée de terre.

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.25 \times 18.5 \times 3.1 = 14.34 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$



**Figure VI.14** Poussée de terre de voile périphérique de sous sol

**VI.8.3. Calcul de la poussée due aux surcharges**

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec :  $q_u$  : Contrainte éventuelle d'exploitation.  $q = 10 \text{ KPa}$

$$\sigma_q = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

✚ **ELU :**

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(h) + 1,5 \sigma_q$$

Pour  $h = 0 \implies \sigma_{\min}(0) = 3,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Pour  $h = 3.1 \text{ m} \implies \sigma_{\max}(3.1) = 23.11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 18.27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

✚ **ELS:**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$



Pour  $h = 0 \implies \sigma_{\min}(0) = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Pour  $h = 1.50 \text{ m} \implies \sigma_{\max}(1.50) = 16.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 13.25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$P_u = 18.27 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$  et  $P_{\text{ser}} = 13.25 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

Le panneau à étudier est de dimension  $(3.85 * 3.1) \text{ m}^2$ , et d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

Calcul le rapport  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$  :

➤ **Calcul des moments fléchissant**

On sait que  $\alpha = 0.80 > 0.4$  Donc La dalle travaille dans les deux sens.

➤ **À l'ELU :**

- $\mu_x = 0,0561$ .
- $\mu_y = 0,5959$

**VI.8.4.Calcul des sollicitations :**

✚  $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .

✚  $M_{0y} = \mu_y * M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\alpha$	$q_u(\text{KN})$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (\text{KN. m})$	$M_{0y} (\text{KN. m})$
<b>3.85x3.1</b>	3.10	3.85	0.80	18.27	0,0561	0,5959	9.85	5.87

**Tableau .VI.19.** Les sollicitations à l'ELU

**VI.8.5.Ferraillage du voile périphérique des sous sols :**

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de  $10 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$  répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferraillage suivant :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.
- **Calcul des sections d'armatures :**
  - Moment en travée :  $(M_{tx} = 0,85. M_x; M_{ty} = 0,85. M_y)$ .
  - Moment sur appuis :  $(M_{ax} = 0,50. M_x ; M_{ay} = 0,50. M_y)$ .

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appui	Travée	Appui	Travée
$M_U$ (KN, m)	4.92	8.37	2.94	4.99
$b$ (m)	1	1	1	1
$h$ (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
$d$ (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
$\mu_{bu}$	0.011	0.018	0.006	0.011
$\alpha$	0.013	0.023	0.008	0.014
$Z$ (cm)	17.90	17.83	17.94	17.90
$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14,17	14,17	14,17	14,17
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0.791	1.35	0,47	0,801
$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.174	2.174	2.174	2.174
$A_{s \min \text{ RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	2.00	2.00	2.00	2.00
Choix des barres	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>
$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	3,93	3,93	3,93	3,93

Tableau VI.20. Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

➤ **Ferrailage minimal :**

**Condition de non fragilité :** selon **BAEL** :

- selon  $A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Selon le RPA :

- $A_{RPA} = 0,1\% \ b \times h$ .

➤ **À ELS :**

- $\mu_x = 0,0628$ .
- $\mu_y = 0,7111$ .

➤ **Calcul des sollicitations :**

🚩  $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .

🚩  $M_{0y} = \mu_y \times M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_s$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN. m)	$M_{0y}$ (KN. m)
<b>3.85X3.10</b>	3.1	3.85	0.80	13.25	0,0628	0,7111	8.00	5.69

Tableau VI.21. Les sollicitations à l'ELS

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85.M_x$ ;  $M_{ty} = 0,85.M_y$ ).
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50.M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50.M_y$ ).

**VI.8.6. Vérification à l'ELS :**

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser}$ (KN, m)	4.00	6.80	2.85	4.84
$h$ (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
$d$ (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
$y$ (cm)	4,05	4,05	4,05	4,05
$I$ (cm <sup>4</sup> )	13686.14	13686.14	13686.14	13686.14
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0,029	0,050	0,021	0.035
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	1.185	2.015	0.843	1.433
$\sigma_{st}$ (MPa)	61.14	103.93	43.48	73.92
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

Tableau VI.22. Vérification à l'ELS

➤ **Distributions constructives :**

L'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\# S_t = \min[1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm.}$

L'espacement à l'extrémité est  $\frac{S_t}{2}$  le long d'une longueur égale à  $\frac{1}{10}$ .

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm,}$  en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

#  $40\phi = 40 \text{ cm}$  Pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.

#  $20\phi = 20 \text{ cm}$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

VI.8.7. Schéma de ferrailage :

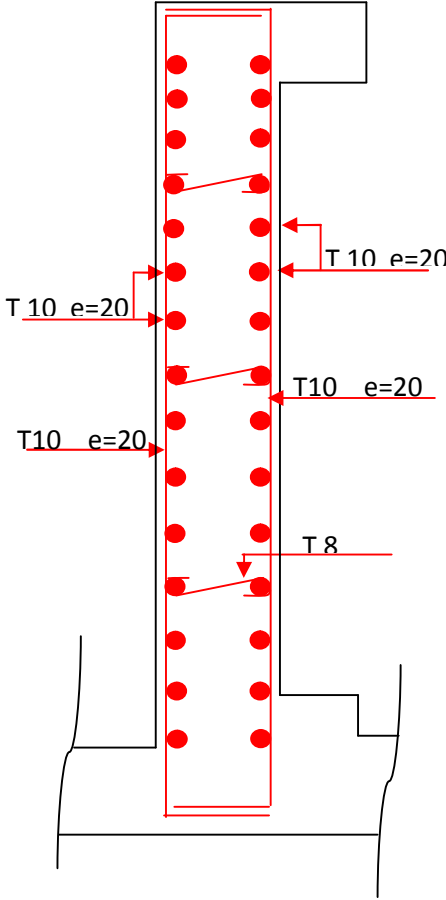


Figure VI.15. Ferrailage de voile périphérique de sous sol

VI.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé et Dimensionné notre infrastructure, pour assurer la stabilité et la bonne transmission Des charges au sol en adoptant un radier Général

# CONCLUSION GENERALE:

# CONCLUSION GENERALE

*Cette étude vise son objectif de créer une meilleure résistance du bâtiment au séisme au moindre coût.*

*Ce projet nous a permis d'appliquée les informations théoriques pour étudier la construction réel en utilisant différents programmes et des techniques de calcul, en respectant les règlements en vigueur de la construction (RPA/Version2003, CBA 93)*

*Et ceci dans l'objectif de créer une meilleure résistance du bâtiment aux actions accidentelles tel que le séisme et au moindre coût.*

*Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.*

*Ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a était très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.*

*En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.*

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique règlementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

## Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**JEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- C.B.A.93.....**Règles de conception et de calcul  
des structures en béton armé.**
- Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**

## Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

## Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, université de Bejaia

## Logiciels :

- SAFE 16.0.1
- ETABS 18.1.1
- AUTOCAD 2011
- SOCOTEC
- WORD 2013
- EXCEL 2013

# ANNEXE

## ANNEXE 1 :

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm.

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33



**ANNEXE 2 :**

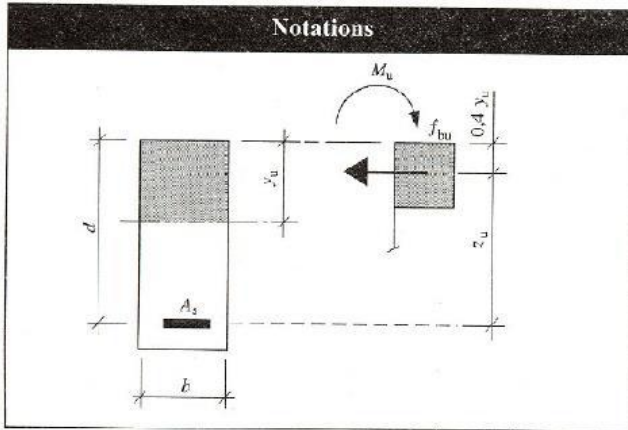
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$M_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$M_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe

# 4 Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers naturels:  $f_e$  E 400 → ①  
 $f_e$  E 500 → ②
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié



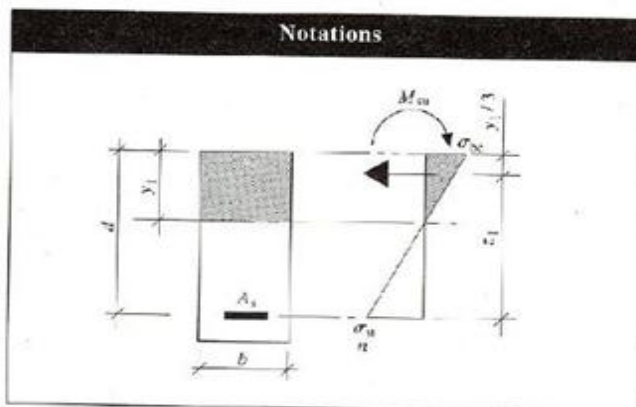
Contraintes de calcul	Paramètres
Béton	$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$ $\alpha_u = \frac{y_u}{d}$ $\beta_u = \frac{z_u}{d}$ $\varepsilon_{st} : \text{allongement armature } A_u$ $p_u : \text{pourcentage mécanique}$ $p_u = \frac{A_u}{b d} \cdot \frac{f_{su}}{f_{bu}}$
$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cf}}{\gamma_b}$ $\gamma_b = 1,5$	
Acier	
$f_{su} = \frac{f_s}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$	

$\mu_{bu}$	$\alpha_u$	$\beta_u$	$\varepsilon_{st}$	$p_u$	
				①	②
0.000	0.000	1.0000	10.000	0.000	0.000
0.002	0.003	0.9990	10.000	0.002	0.002
0.004	0.005	0.9980	10.000	0.004	0.004
0.006	0.008	0.9970	10.000	0.006	0.006
0.008	0.010	0.9960	10.000	0.008	0.008
0.010	0.013	0.9950	10.000	0.010	0.010
0.012	0.015	0.9940	10.000	0.012	0.012
0.014	0.018	0.9930	10.000	0.014	0.014
0.016	0.020	0.9919	10.000	0.016	0.016
0.018	0.023	0.9909	10.000	0.018	0.018
0.020	0.025	0.9899	10.000	0.020	0.020
0.022	0.028	0.9889	10.000	0.022	0.022
0.024	0.030	0.9879	10.000	0.024	0.024
0.026	0.033	0.9868	10.000	0.026	0.026
0.028	0.036	0.9858	10.000	0.028	0.028
0.030	0.038	0.9848	10.000	0.030	0.030
0.032	0.041	0.9837	10.000	0.032	0.032
0.034	0.043	0.9827	10.000	0.034	0.034
0.036	0.046	0.9817	10.000	0.036	0.036
0.038	0.048	0.9806	10.000	0.038	0.038
0.040	0.051	0.9796	10.000	0.041	0.041
0.042	0.054	0.9785	10.000	0.043	0.043
0.044	0.056	0.9775	10.000	0.045	0.045
0.046	0.059	0.9764	10.000	0.047	0.047
0.048	0.062	0.9754	10.000	0.049	0.049
0.050	0.064	0.9743	10.000	0.051	0.051
0.052	0.067	0.9733	10.000	0.053	0.053
0.054	0.069	0.9722	10.000	0.056	0.056
0.056	0.072	0.9712	10.000	0.058	0.058
0.058	0.075	0.9701	10.000	0.060	0.060
0.060	0.077	0.9690	10.000	0.062	0.062
0.062	0.080	0.9680	10.000	0.064	0.064
0.064	0.083	0.9669	10.000	0.066	0.066
0.066	0.085	0.9658	10.000	0.068	0.068
0.068	0.088	0.9648	10.000	0.070	0.070
0.070	0.091	0.9637	10.000	0.073	0.073
0.072	0.093	0.9626	10.000	0.075	0.075
0.074	0.095	0.9615	10.000	0.077	0.077
0.076	0.099	0.9604	10.000	0.079	0.079
0.078	0.102	0.9593	10.000	0.081	0.081
0.080	0.104	0.9583	10.000	0.083	0.083
0.082	0.107	0.9572	10.000	0.085	0.085
0.084	0.110	0.9561	10.000	0.088	0.088
0.086	0.113	0.9550	10.000	0.090	0.090
0.088	0.115	0.9539	10.000	0.092	0.092
0.090	0.118	0.9528	10.000	0.094	0.094
0.092	0.121	0.9517	10.000	0.097	0.097
0.094	0.124	0.9506	10.000	0.099	0.099
0.096	0.126	0.9494	10.000	0.101	0.101
0.098	0.129	0.9483	10.000	0.103	0.103

# Annexe 5

## Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple – Section rectangulaire
  - Aciers
  - Béton
- domaine élastique  $n = 15$



Contraintes de calcul	Paramètres
Béton $\sigma_{bc}$ Limite réglementaire $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$	$\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$ $\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
Acier $\sigma_{st}$ Limite réglementaire $\bar{\sigma}_{st}$ (cf. BAEL)	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$

$\mu_s$	K	$\mu_b$	$\alpha_1$	$\beta_1$	100 $\rho$
0.0000	8.66	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	183.63	0.0368	0.075	0.9749	0.021
0.0004	127.22	0.0509	0.105	0.9549	0.041
0.0006	102.14	0.0613	0.128	0.9373	0.063
0.0008	87.23	0.0698	0.147	0.9211	0.084
0.0010	77.04	0.0771	0.163	0.9057	0.105
0.0012	69.57	0.0834	0.177	0.8910	0.127
0.0014	63.72	0.0892	0.191	0.8765	0.150
0.0016	59.02	0.0945	0.203	0.8625	0.172
0.0018	55.16	0.0993	0.214	0.8487	0.194
0.0020	51.89	0.1037	0.224	0.8353	0.216
0.0022	49.07	0.1077	0.234	0.8220	0.239
0.0024	46.61	0.1113	0.243	0.8088	0.261
0.0026	44.45	0.1145	0.252	0.7959	0.284
0.0028	42.53	0.1173	0.261	0.7831	0.307
0.0030	40.79	0.1204	0.269	0.7704	0.330
0.0032	39.23	0.1236	0.277	0.7578	0.353
0.0034	37.82	0.1268	0.284	0.7453	0.375
0.0036	36.51	0.1301	0.291	0.7329	0.399
0.0038	35.32	0.1334	0.298	0.7206	0.422
0.0040	34.22	0.1369	0.305	0.7084	0.445
0.0042	33.21	0.1394	0.311	0.6963	0.469
0.0044	32.25	0.1419	0.317	0.6842	0.492
0.0046	31.37	0.1443	0.323	0.6722	0.516
0.0048	30.54	0.1466	0.329	0.6602	0.539
0.0050	29.77	0.1488	0.335	0.6483	0.563
0.0052	29.04	0.1510	0.341	0.6365	0.587
0.0054	28.34	0.1531	0.346	0.6248	0.610
0.0056	27.70	0.1551	0.351	0.6132	0.634
0.0058	27.08	0.1571	0.356	0.6017	0.658
0.0060	26.47	0.1590	0.362	0.5903	0.682
0.0062	25.94	0.1608	0.366	0.5790	0.706
0.0064	25.41	0.1626	0.371	0.5678	0.730
0.0066	24.91	0.1644	0.376	0.5567	0.754
0.0068	24.43	0.1661	0.380	0.5457	0.777
0.0070	23.97	0.1678	0.385	0.5347	0.803
0.0072	23.53	0.1694	0.389	0.5238	0.827
0.0074	23.11	0.1710	0.394	0.5130	0.852
0.0076	22.70	0.1725	0.398	0.5023	0.876
0.0078	22.32	0.1741	0.402	0.4917	0.901
0.0080	21.94	0.1755	0.406	0.4812	0.925
0.0082	21.58	0.1770	0.410	0.4708	0.950
0.0084	21.24	0.1784	0.414	0.4605	0.975
0.0086	20.91	0.1798	0.418	0.4503	0.999
0.0088	20.59	0.1811	0.422	0.4402	1.024
0.0090	20.27	0.1825	0.425	0.4303	1.049
0.0092	19.96	0.1838	0.429	0.4205	1.073
0.0094	19.67	0.1851	0.432	0.4108	1.098
0.0096	19.41	0.1863	0.436	0.4012	1.123
0.0098	19.14	0.1875	0.439	0.3917	1.148