

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



**Université Mohamed Seddik**

**Ben Yahia -Jijel-**

Faculté des Sciences et de  
la technologie

Département de Génie civil et hydraulique



## **PROJET DE FIN D'ETUDE**

**En vue de l'obtention du diplôme master académie en génie civil  
option : structures.**

## **THEME**

**Etude d'une tour R+15 étage contreventée par refends  
implantée dans la zone III**

**Encadré par :**

**Mr : Mehidi -N-**

**présenter par :**

**Aries Yasser**

**Akroum Messaoud**

**Promotion 2018**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# Remerciement

*Tout d'abord nous remercions dieu, le tout-puissant qui nous a donné le courage, la patience et la volonté durant toute cette période d'étude.*

*Je tenais à remercier tout particulièrement M<sup>er</sup> **MEHIDI NASSIM** d'avoir accepté mon encadrement.*


*Et aussi nos remerciements s'adressent à tous les enseignants de département de génie civil.*

*Je lui exprimé mon haute gratitude de m'avoir donné des conseils et des directives nécessaires pour l'accomplissement de ce modeste travail.*

*Je remercié également tous les ami (es) ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Messaoud et Yasser*





## Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À Ma mère, sans elle, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à la honorer, la servir et la combler*

*À mon chère père qui ma guidé durant les moments les plus pénibles et qui a sacrifié*

*À mes frères et sœurs, BILAL et SIHAM, SAFIA, SOUMIA, MERJEM et SURTOUT MA SŒURS HAFIDA, ET tout la famille « AKROUM »*

*À Tout mon collège de master 2 structure .Et tout les étudiants du Master 2 génie civil (STRUCTURE, VOA, GEO).*



**AKROUM MESSAOUD**





## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À Ma mère, sans elle, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à l'honorer, la servir et la combler*

*À mon cher père qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles et qui a sacrifié*

*À mes frères et sœurs, Abdelmajid, Adel, Yacine, Horya, Khadidja, Aziza et surtout Doaa et doha ..., ET tout la famille « Aries »*

*À Tout mon collège de master 2 structure .Et tous les étudiants du Master 2 génie civil (STRUCTURE, VOA, GEO).*

**ARIES YASSER**

### ***Notation :***

$A, A_s$  : aire d'une section d'acier.

$A_t$  : 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.

$E_b$  : module de déformation longitudinal béton.

$E_i$  : module de déformation instantanée

( $E_{vj}$  : pour a l'âge de j jours).

$E_s$  : module d'élasticité de l'acier.

$E_v$  : module de déformation différé  $E_{vj}$  : 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.

$M_u$  : moment a l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : moment de calcul a l'état limite de service.

$N$  : effort normal.

$Q$  : action ou charge variable.

$S$  : section

$T, V$  : effort tranchant.

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

$f_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours

$f_{c28}$  et  $f_{t28}$  : grandeurs précédemment calculé à 28 jours.

$d$  : hauteur utile.

$h_p$  : épaisseur du plancher.

$h_t$  : la hauteur des poutrelles.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression

$L_x$  : longueur maximale entre axes

$A'$  : section d'armature comprimées

$A$  : section d'armature tendue

$e$  : excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section.

$S$  : espacement des armatures en général.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

### ***Nomenclatures grecques :***

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$ : Angle en général, coefficient

$\zeta_{bc}$ : Raccourcissement relatif du béton.

$\zeta_s$ : Déformation de l'acier.

$\eta$ : Coefficient de fissuration relative a une armature.

$\Theta$ : Coefficient sans dimension.

$\lambda$ : Élancement.

$\mu$ : Coefficient de frottement.

$\nu$ : Coefficient de poisson.

$\rho$ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

$\sigma$ : Contrainte normale général.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$ : Contrainte de traction dans l'acier.

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible.

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE 1

<b>Fig.I.1.</b> Diagramme Parabole-rectangle. ....	7
<b>Fig.I.2.</b> Diagramme linéaire de contrainte-déformation.....	7
<b>Fig. I.3.</b> Diagramme : Déformation – Contrainte de l’acier.....	10

## CHAPITRE II

<b>Fig.II.1.</b> Dimension d’un panneau de dalle.....	12
<b>Fig.II.2.</b> Charge de la dalle.....	13
<b>Fig.II.3.</b> Coupe de voile en élévation.....	15
<b>Fig.II.4.</b> Dimensions d’un escalier.....	15

## CHAPITRE III

<b>Fig.III.1.</b> Acrotère.....	31
<b>Fig.III.2.</b> Coupes transversales de l’acrotère.....	34
<b>Fig.III.3.</b> Ferrailage de l’acrotère.....	39
<b>Fig.III.5.</b> La charge équivalente.....	40
<b>Fig.III.4.</b> Schéma statique de l’escalier.....	40
<b>Fig.III.6.</b> La poutre palière.....	53
<b>Fig.III.7.</b> Section creuse.....	55
<b>Fig.III.8.</b> Ferrailage de la poutre palière.....	57
<b>Fig.III.9.</b> Ferrailage des escaliers.....	57
<b>Fig.III.10.</b> Dimensions du plancher.....	58
<b>Fig.III.11.</b> Ferrailage de plancher terrasse.....	63
<b>Fig.III.12.</b> Ferrailage de plancher RDC.....	68
<b>Fig.III.13.</b> Dimensions du plancher.....	69
<b>Fig.III.14.</b> Ferrailage de plancher terrasse.....	73
<b>Fig.III.15.</b> Dimensions du plancher.....	74
<b>Fig.III.16.</b> Ferrailage de plancher étage courant.....	78
<b>Fig.III.17.</b> Dimensions du plancher.....	79
<b>Fig.III.18.</b> Ferrailage de plancher RDC.....	83
<b>Fig.III.19.</b> Dimensions du plancher.....	84
<b>Fig.III.20.</b> Ferrailage de plancher terrasse.....	88



<b>Fig.III.21.</b> Dimensions du plancher. ....	89
<b>Fig.III.22.</b> Ferrailage de plancher étage courant.....	93
<b>Fig.III.23.</b> Dimensions du plancher .....	94
<b>Fig.III.24.</b> Ferrailage de plancher RDC.....	98
<b>Fig.III.25.</b> Ferrailage de plancher terrasse.....	99
<b>Fig.III.26.</b> Ferrailage de plancher étage courant.....	100
<b>Fig.III.27.</b> Ferrailage de plancher RDC.....	101

## **CHAPITRE IV**

<b>Fig.IV.1.</b> Action de vent .....	102
<b>Fig.IV.2.</b> Répartition de la pression dynamique.....	103
<b>Fig.IV.3.</b> Légende pour les parois verticales .....	105
<b>Fig.IV.4.</b> La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (x-x).....	106
<b>Fig.IV.5.</b> La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (y-y).....	107
<b>Fig.IV.6.</b> Les toitures plates.....	107
<b>Fig.IV.7.</b> La distribution de Cpesur la toiture sens xx.....	108
<b>Fig.IV.8.</b> La distribution de Cpesur la toiture sens yy.....	109
<b>Fig.IV.9.</b> Force résultante R.....	113

## **Chapitre V**

<b>Fig.V.1.</b> limites des décrochements en plans. ....	119
<b>Fig.V.2.</b> Vue en 3D de la structure.....	121
<b>Fig.V.3.</b> Le spectre de réponse. ....	123
<b>Fig.V.4.</b> La disposition du voile proposé. ....	124
<b>Fig.V.5.</b> Mode 1 : rotation selon Z.....	125
<b>Fig.V.6.</b> Mode 2 :translation selon X.....	125
<b>Fig.V.7.</b> Mode 3 : translation selon Y.....	126
<b>Fig.V.8.</b> Distribution de l'effort sismique selon la hauteur. ....	134
<b>Fig.V.9.</b> Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	136
<b>Fig.V.10.</b> Déplacement horizontal dans les deux sens.....	140

## **Chapitre VI :**

<b>Fig.VI.1.</b> Voile soumis à la flexion composée. ....	141
<b>Fig.VI.2.</b> Section partiellement comprimée. ....	144
<b>Fig.VI.3.</b> Vue en plan des voiles existants. ....	144
<b>Fig.VI.4.</b> Disposition des armatures.....	163
<b>Fig.VI.5.</b> sollicitation dans les linteaux.....	164
<b>Fig.VI.6.</b> Moment fléchissant et Effort tranchant. ....	165
<b>Fig.VI.7.</b> Ferrailage du linteau (L1, L2). ....	166
<b>Fig.VI.8.</b> Moment fléchissant et Effort tranchant. ....	167
<b>Fig.VI.9.</b> Ferrailage du linteau (L3).....	168
<b>Fig.VI.10.</b> Moment fléchissant et Effort tranchant. ....	169
<b>Fig.VI.11.</b> ferrailage du linteau (L10).....	170
<b>Fig.VI.12.</b> ferrailage du linteau (L10).....	171

## **Chapitre VII:**

<b>Fig.VII.1.</b> Schéma Statique du radier. ....	174
<b>Fig.VII.2.</b> La surface totale du radier.....	175
<b>Fig.VII.3.</b> Schéma du radier.....	177
<b>Fig.VII.4.</b> Ferrailage du radier. ....	183
<b>Fig.VII.5.</b> Ferrailage du radier. ....	184
<b>Fig.VII.6.</b> Présentation schématique du débord.....	184
<b>Fig.VII.7.</b> Schéma de ferrailage du débord de radier.....	185
<b>Fig.VII.8.</b> Diagramme des moments fléchissant sens XX et YY à ELU.....	186
<b>Fig.VII.9.</b> Diagramme des moments fléchissant sens XX et YY à ELS. ....	187
<b>Fig.VII.10.</b> Ferrailage de nervure sens YY et XX.....	190
<b>Fig.VII.11.</b> Poussée de terre sur voile périphérique.....	191
<b>Fig.VII.12.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	193

## LISTES DES TABLEAUX

### CHAPITRE 1

Tab.I.1. La limite d'élasticité de l'acier.....	8
---	---

### CHAPITRE II

Tab.II.1. Charge permanente du plancher terrasse (dalles pleines).....	17
Tab.II.2. Charge permanente du plancher étage (dalles pleines).....	17
Tab.II.3. Charge permanente du balcon terrasse. ....	18
Tab.II.4. Charge permanente due aux Balcon étage. ....	18
Tab.II.5. Charge permanente due aux murs extérieurs.....	18
Tab.II.6. Charge permanente due aux cloisons.....	19
Tab.II.7. Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois. ....	19
Tab.II.8. Charge permanente des paliers. ....	19
Tab.II.9. Charge permanente de la paillasse.....	20
Tab.II.10. Descente des charges pour le voile « 6 ».....	23
Tab.II.11. Descente des charges pour le voile « E ».....	28

### CHAPITRE III

Tab.III.1. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	41
Tab.III.2. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier. ....	42
Tab.III.3. Différents coefficients pour le calcul de la flèche. ....	44
Tab.III.4. Différents coefficients pour le calcul de la flèche. ....	47
Tab.III.5. Différents coefficients pour le calcul de la flèche. ....	50
Tab.III.6. Résultat du calcul du ferrailage de la poutre palière .....	54
Tab.III.7. Type des charges à L'ELU. ....	59
Tab.III.8. Les résultats des efforts à l'ELU.....	59
Tab.III.9. Type des charges à L'ELS.....	60
Tab.III.10. Les résultats des efforts à l'ELS.....	60
Tab.III.11. Ferrailage de panneau à l'ELU.....	61
Tab.III.12. Vérification des contraintes à l'ELS.....	62
Tab.III.13. Ferrailage à l'ELS. ....	62

Tab.III.14. Type des charges à L'ELU. ....	64
Tab.III.15. Les résultats des efforts à l'ELU.....	64
Tab.III.16. Type des charges à L'ELS. ....	65
Tab.III.17. Les résultats des efforts à l'ELS.....	65
Tab.II.18. Ferrailage de panneau à l'ELU. ....	66
Tab.III.19. Vérification des contraintes à l'ELS.....	66
Tab.III.20. Ferrailage à l'ELS. ....	67
Tab.III.21. Type des charges à L'ELU. ....	69
Tab.III.22. les résultats des efforts à l'ELU.....	70
Tab.III.23. Type des charges à L'ELS. ....	70
Tab.III.24. Les résultats des efforts à l'ELS.....	70
Tab.III.25. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU. ....	70
Tab.III.26. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.....	71
Tab.III.27. Vérification des contraintes à l'ELS.....	72
Tab.III.28. Ferrailage à l'ELS. ....	72
Tab.III.29. Type des charges à L'ELU. ....	74
Tab.III.30. Les résultats des efforts à l'ELU.....	75
Tab.III.31. Type des charges à L'ELS. ....	75
Tab.III.32. Les résultats des efforts à l'ELS.....	75
Tab.III.33. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU. ....	75
Tab.III.34. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.....	76
Tab.III.35. Vérification des contraintes à l'ELS.....	77
Tab.III.36. Ferrailage à l'ELS. ....	77
Tab.III.37. Type des charges à L'ELU. ....	79
Tab.III.38. Les résultats des efforts à l'ELU.....	79
Tab.III.39. Type des charges à L'ELS. ....	80
Tab.III.40. Les résultats des efforts à l'ELS.....	80
Tab.III.41. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU. ....	80
Tab.III.42. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.....	81
Tab.III.43. Vérification des contraintes à l'ELS.....	82
Tab.III.44. Ferrailage à l'ELS. ....	82
Tab.III.45. Type des charges à L'ELU. ....	84

<b>Tab.III.46. Les résultats des efforts à l'ELU.....</b>	<b>84</b>
<b>Tab.III.47. Type des charges à L'ELS.....</b>	<b>85</b>
<b>Tab.III.48. Les résultats des efforts à l'ELS.....</b>	<b>85</b>
<b>Tab.III.49. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU. ....</b>	<b>85</b>
<b>Tab.III.50. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.....</b>	<b>86</b>
<b>Tab.III.51. Vérification des contraintes à l'ELS.....</b>	<b>87</b>
<b>Tab.III.52. Ferrailage à l'ELS.....</b>	<b>87</b>
<b>Tab.III.53. Type des charges à L'ELU. ....</b>	<b>89</b>
<b>Tab.III.54. Les résultats des efforts à l'ELU.....</b>	<b>89</b>
<b>Tab.III.55. Type des charges à L'ELS.....</b>	<b>90</b>
<b>Tab.III.56. les résultats des efforts à l'ELS. ....</b>	<b>90</b>
<b>Tab.III.57. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU. ....</b>	<b>90</b>
<b>Tab.III.58. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.....</b>	<b>91</b>
<b>Tab.III.59. Vérification des contraintes à l'ELS.....</b>	<b>92</b>
<b>Tab.III.60. Ferrailage à l'ELS.....</b>	<b>92</b>
<b>Tab.III.61. Type des charges à L'ELU. ....</b>	<b>94</b>
<b>Tab.III.62. Les résultats des efforts à l'ELU.....</b>	<b>95</b>
<b>Tab.III.63. Type des charges à L'ELS.....</b>	<b>95</b>
<b>Tab.III.64. les résultats des efforts à l'ELS. ....</b>	<b>95</b>
<b>Tab.III.65. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU. ....</b>	<b>96</b>
<b>Tab.III.66. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.....</b>	<b>96</b>
<b>Tab.III.67. Vérification des contraintes à l'ELS.....</b>	<b>97</b>
<b>Tab.III.68. ferrailage à l'ELS.....</b>	<b>97</b>

#### **CHAPITRE IV**

<b>Tab.IV.1. Définition des catégories de terrain.....</b>	<b>104</b>
<b>Tab.IV.2. Valeur de Cr et Ce et qdyn selon la hauteur Z .....</b>	<b>105</b>
<b>Tab.IV.3. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(x-x) ... ..</b>	<b>106</b>
<b>Tab.IV.4. Coefficients de pression extérieure des parois verticales sens(y-y).....</b>	<b>107</b>
<b>Tab.IV.5. Les coefficients de pression externe de la toiture.....</b>	<b>108</b>
<b>Tab.IV.6. Coefficient de pression de vent pour <math>C_{pi} = 0,8</math>.....</b>	<b>109</b>
<b>Tab.IV.7. Coefficient de pression de vent pour <math>C_{pi} = -0,5</math>.....</b>	<b>110</b>

Tab.IV.8. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0,8$ .....	110
Tab.IV.9. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = -0,5$ .....	111
Tab.IV.10. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0,8$ suivant sens (x-x).....	111
Tab.IV.11. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0,8$ suivant sens (y-y).....	111
Tab.IV.12. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = -0,5$ suivant sens (x-x).....	111
Tab.IV.13. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = -0,5$ suivant sens (y-y).....	112
Tab.IV.14. Force résultante.....	114

## Chapitre V

Tab.V.1. Coefficient d'accélération de zone A. ....	118
Tab.V.2. Classification de la structure selon le système de contreventement. ....	119
Tab.V.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003. ....	120
Tab.V.4. Pénalité $P_q$ en fonction des critères de qualités. ....	120
Tab.V.5. Périodes et participation massique. ....	125
Tab.V.6. Période fondamentale de la structure. ....	126
Tab.V.7. Poids de chaque niveau.....	128
Tab.V.8. Valeur de centre (masse+ rigidité)et l'excentricité (théorique+ accidentelle) .....	129
Tab.V.9. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X. ....	132
Tab.V.10. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y. ....	133
Tab.V.11. La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	135
Tab.V.12. La stabilité au renversement.....	137
Tab.V.13. Vérification des déplacements inter- étages sens X-X et Y-Y. ....	138
Tab.V.14. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X-X.....	139
Tab.V.15. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y-Y.....	149

## Chapitre VI :

Tab.VI.1. Ferrailages verticaux des voiles dans le sens X-X et Y-Y. ....	149
Tab.VI.2. Ferrailages verticaux des voiles avec ouverture suivant X-X et Y-Y. ....	152
Tab.VI.3. Vérification de la contrainte de cisaillement suivant X-X et Y-Y. ....	153
Tab.VI.4. Vérification de la contrainte de cisaillement suivant X-X et Y-Y. ....	154
Tab.VI.5. Résultats de ferrailage horizontal suivant X-X et Y-Y. ....	155
Tab.VI.6. Résultats de ferrailage horizontal suivant X-X et Y-Y. ....	156

## **Chapiter VII :**

<b>Tab.VII.1. Les surfaces des semelles filantes.....</b>	<b>173</b>
<b>Tab.VII.2. Stabilité du radier. ....</b>	<b>178</b>
<b>Tab.VII.3. Calcul des contraintes.....</b>	<b>179</b>
<b>Tab.VII.4. Vérification sous G+Q+E. ....</b>	<b>179</b>
<b>Tab.VII.5. Moments à l'ELU.....</b>	<b>180</b>
<b>Tab.VII.6. Moments à l'ELS.....</b>	<b>180</b>
<b>Tab.VII.7. Ferrailage à l'ELU. ....</b>	<b>181</b>
<b>Tab.VII.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....</b>	<b>182</b>
<b>Tab.VII.9. Calcul de ferrailage à l'ELS.....</b>	<b>182</b>
<b>Tab.VII.10. Vérification de débord de radier à l'ELS. ....</b>	<b>185</b>
<b>Tab.VII.11. Ferrailage de nervure à l'ELU.....</b>	<b>187</b>
<b>Tab.VII.12. Vérification des contraintes à l'ELS. ....</b>	<b>188</b>
<b>Tab.VII.13. Ferrailage de nervure à l'ELS. ....</b>	<b>188</b>
<b>Tab.VII.14. Les sections des armatures verticales à l'ELU. ....</b>	<b>193</b>
<b>Tab.VII.15. Vérification des contraintes à l'ELS. ....</b>	<b>193</b>

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>CHAPITRE I : <i>Présentation générale du projet</i></b>	
I.1. Introduction : .....	3
I.2. Caractéristique de l'ouvrage : .....	3
I.2.1. Géométrie : .....	3
I.2.2. La régularité en plan et en élévation : .....	3
I.2.3. Données géotechniques : .....	4
I.3. Les règlements de calcul : .....	4
I.4. Caractéristiques des Matériaux .....	4
I.4.1. Introduction : .....	4
I.4.2. Composants du béton : .....	5
I.4.3. Caractéristiques mécaniques du béton : .....	5
I.4.3.1. Résistance à la compression : .....	5
I.4.3.2. Résistance à la traction : .....	5
I.4.3.3. Modules de déformation longitudinale : .....	6
I.4.3.4. Coefficient de poisson : .....	6
I.4.3.5. Contrainte limite de compression : .....	6
I.4.4. L'acier .....	8
I.4.4.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier : .....	8
I.4.5. Actions et sollicitations : .....	10
<b>CHAPITRE II : <i>prés dimension, évaluation des charges et la décent de charge</i></b>	
II.1. Introduction : .....	12
II.2. Pré dimensionnement du plancher : .....	12
II.3. Pré dimensionnement des voiles : .....	14
II.4. Pré dimensionnement d'escaliers : .....	15
II.5. Evaluation des charges et surcharges : .....	17
II.6. Descente des charges : .....	20
<b>CHAPITRE III : <i>calculs les éléments secondaires</i></b>	
III.1. Introduction : .....	31



III.2. Acrotère :	31
III.2.1. Dimensions et modélisation de l'acrotère :	31
III.2.2. Evaluation des charges :	31
III.2.3. Calcul des sollicitations :	32
III.2.4. Sollicitation majorée de $\delta_f$ :	33
III.2.5. Ferrailage :	34
III.2.5.1. Calcul à L'ELU :	34
III.2.5.2. Calcul à L'ELS :	36
III.2.5.3. Ferrailage minimal :	37
III.2.5.4. Vérification des contraintes :	37
III.2.5.5. Vérification au cisaillement :	38
III.2.5.6. Calcul des armatures de répartition :	38
III.3. Etude de l'escalier :	40
III.3.1. Introduction :	40
III.3.2. Composition d'un escalier :	40
III.3.3. Etude de la poutre palier :	53
III.4. Plancher à dalle plein :	58
III.4.1. Panneau da dalle N <sup>01</sup> :	58
III.4.1.1. Plancher terrasse :	58
III.4.1.1.1. Evaluation des charges :	58
III.4.1.1.2. Sollicitations :	59
III.4.1.1.3. Calcul de ferrailage :	60
III.4.1.2. Plancher étage courant + RDC :	64
III.4.1.2.1. Evaluation des charges :	64
III.4.1.2.2. Sollicitations :	64
III.4.1.2.3. Calcul de ferrailage :	65
III.4.2. Panneau da dalle N <sup>02</sup> :	69
III.4.2.1. Plancher terrasse :	69
III.4.2.1.1. Evaluation des charges:	69
III.4.2.1.2. Sollicitations :	69
III.4.2.1.3. Calcul des armatures :	70
III.4.2.2. Plancher étage courant :	74

III.4.2.2.1. Evaluation des charges :	74
III.4.2.2.2. Sollicitations :	74
III.4.2.2.3. Calcul des armatures :	75
III.4.2.3. Plancher RDC :	79
III.4.2.3.1. Evaluation des charges :	79
III.4.2.3.2. Sollicitations :	79
III.4.2.3.3. Calcul des armatures :	80
III.4.3. Panneau da dalle N <sup>03</sup> :	84
III.4.3.1. Plancher terrasse :	84
III.4.3.1.1. Evaluation des charges :	84
III.4.3.1.2. Sollicitations :	84
III.4.3.1.3. Calcul des armatures :	85
III.4.3.2. Plancher étage courant :	89
III.4.3.2.1. Evaluation des charges :	89
III.4.3.2.2. Sollicitations :	89
III.4.3.2.3. Calcul des armatures :	90
III.4.3.3. Plancher RDC :	94
III.4.3.3.1. Evaluation des charges:	94
III.4.3.3.2. Sollicitations :	94
III.4.3.3.3. Calcul des armatures :	95

## **CHAPITRE IV : Etude de vent**

IV.1. Introduction .....	102
IV.2. Application de RNV 99 .....	102
IV.2.1. Détermination de coefficient dynamique Cd : .....	103
IV.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent qdyn .....	103
IV.2.3. Détermination de coefficient d'exposition Ce : .....	104
IV.2.4. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe : .....	105
IV.2.4.1. Parois verticales .....	105
IV.2.4.2. Toitures plates : .....	107

IV.2.5. Détermination du coefficient de pression nette $C_p$ : .....	109
IV.2.6. Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ : .....	109
IV.2.7. Calcul de la pression due au vent : .....	111
IV.2.8. Calcul des forces de frottement $f_{fr}$ : .....	112
IV.2.9. Détermination de la force résultante : .....	113
IV.3. Conclusion .....	114

## **Chapitre V : Etude Sismique**

V.1. Introduction : .....	115
V.2. Objectifs de l'étude dynamique : .....	115
V.3. Choix de la méthode de calcul : .....	115
V.3.1. Méthode statique équivalente : .....	116
V.3.1.1. Principe de la méthode : .....	116
V.3.1.2. Modélisation : .....	116
V.3.1.3. Domaine d'application : .....	116
V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale : .....	116
V.3.2.1. Principe de la méthode : .....	116
V.3.2.2. Modélisation : .....	116
V.3.2.3. Domaine d'application : .....	117
V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélélogramme : .....	117
V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003 : .....	118
V.4.1. Classification des zones sismiques : .....	118
V.4.2. Classification de l'ouvrage : .....	118
V.5. La modélisation de la structure : .....	122
V.5.1. Présentation du logiciel ETABS 9.7.0 : .....	122
V.5.2. Pourquoi l'ETABS ? .....	122
V.5.3. Démarches de modélisation de notre structure : .....	122
V.5.4. Modélisation des éléments structuraux : .....	123
V.5.5. Modélisation de la masse : .....	123
V.5.6. Nombre de mode à considérer : .....	123
V.6. L'analyse dynamique de la structure par ETABS : .....	123
V.6.1. Spectre de réponse de calcul : .....	123

V.6.2. Disposition des voiles : .....	124
V.6.3. Résultat de calcul modal : .....	124
V.6.4. Caractéristiques de la structure : .....	126
V.6.5. Vérifications réglementaires : .....	129
V.7. Modélisation par brochette : .....	131

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments de contreventement**

VI.1. Introduction: .....	141
VI.2. Les voiles .....	141
VI.2.1. Calcul du ferrailage vertical : .....	143
VI.2.2. Etude des sections .....	143
VI.2.2.1. Section partiellement comprimée SPC : .....	143
VI.2.2.2. Section entièrement comprimée SEC : .....	144
VI.2.2.3. Section entièrement tendue. SET : .....	144
VI.2.2.4. Combinaison d'action : .....	145
VI.3. Ferrailage des voiles : .....	145
VI.3.1. Calcul de ferrailage vertical... ..	145
VI.3.1.1. Exemple de calcul (Voile V1, V6) : .....	145
VI.3.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles : .....	153
VI.3.1.3. Calcul de ferrailage horizontal : .....	154
VI.4. Ferrailage des linteaux : .....	162
VI.4.1. calcule le ferrailages du linteaux : .....	165

## **Chapiter VII : Etude de l'infrastructure**

VII.1. Introduction : .....	172
VII.2. Choix du type des fondations : .....	172
VII.2.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles : .....	172
VII.2.2. Radier général : .....	174
VII.2.2.1. Pré dimensionnement du radier : .....	174
VII.2.2.1.1. Nervure : .....	174
VII.2.2.1.2. L'épaisseur de la dalle : .....	175
VII.2.2.1.3. Calcul du D (débordement) : .....	175

VII.2.3. Le choix final :	175
VII.3. Vérification du radier:	176
VII.4. Calcul de la surface du radier :	176
VII.5. Caractéristiques géométriques du radier :	176
VII.6. Vérification de la stabilité du radier :	176
VII.6.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales.....	178
VII.6.2. Vérification de la Stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement : sous $(0,8G \pm E)$ .....	178
VII.6.3. Diagramme trapézoïdal des contraintes :	179
VII.6.4. Vérification de la Stabilité du radier vis-à-vis le renversement :sous $(G+Q+E)$ .....	179
VII.7. Ferrailage du radier :	179
VII.7.1. Dalle de radier :	179
VII.7.1.1. Les combinaisons de charges.....	179
VII.7.1.2. Ferrailage de panneau le plus sollicité :	179
VII.7.1.3. Calcul des sections d'armatures :	180
VII.7.1.4. Etude de débord du radier :	184
VII.7.2. Ferrailage de la nervure :	186
VII.7.2.1. Ferrailage longitudinal :	187
VII.7.2.2. Les armatures transversales :	189
VII.7.2.3. Schéma de ferrailage des éléments de l'infrastructure :	190
VII.8. Etude du voile périphérique :	191
VII.8.1. Introduction :	191
VII.8.2. Pré-dimensionnement :	191
VII.8.3. Détermination des sollicitations :	192
VII.8.4. Calcul de ferrailage vertical :	192
VII.8.5. Armature de répartition :	193
VII.8.6. Schéma du ferrailage :	193
Conclusion générale.....	194

# *Introduction Générale*

### **I. Introduction :**

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner, chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente ,en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une structure à usage administratif et habitation «**5000 LOGMENT** » (**RDC+15**). Implantée à **REGHAIA** wilaya de **ALGER (la zone sismique III)** , dont le système de contreventement est assuré par des voiles .

## *Introduction Générale*

---

Dans cette étude, on a utilisé deux logiciels de calcul par éléments finis **ETABS.9** et **SAP2000.14** , particulièrement efficaces dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ces logiciels nous ont permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**" et les **Règles de C.B.A 93**.



*Chapitre I :*  
*Présentation générale du*  
*projet*

**I.1. Introduction :**

Dans le cadre de ce projet de fine d'étude, nous avons procédé au calcul d'une tour (RDC+15étage) situé à REGAHAIA qui est classée en Zone de sismicité (ZONE III) selon RPA99/version 2003, il est composé d'un rez-de-chaussée et de 15 étages identiques, la structure est conçue de manière à avoir quatre appartements de types F3etF4 au niveau de chaque étage.

**I.2. Caractéristique de l'ouvrage :****I.2.1. Géométrie :**

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- ✓ Longueur en plan.....27.90 m.
- ✓ Largeur en plan.....21.65 m.
- ✓ Hauteur du RDC.....3.06 m.
- ✓ Hauteur des étages courants.....3.06 m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (Avec l'acrotère)...49.46 m.
- ✓ Hauteur de l'acrotère.....0.5m.

**I.2.2. La régularité en plan et en élévation :**

- **I.2.2.a. La régularité en plan :**

$$l_x/L_x = 0,36 < 0,25 \quad \dots \quad \text{CNV}$$

- **I.2.2.b. La régularité en élévation :**

$$B'/B \geq 0,67 \quad \dots \quad \text{CV}$$

Donc la structure est classée comme une structure régulière en plan et régulière en élévation.

❖ **Ossature de l'ouvrage :**

La structure est contreventée par des voiles en béton armé dans les deux sens (longitudinale et transversale) assurant une stabilité du tour vis-à-vis des forces horizontales (séisme ou vent), et des charges verticales.

❖ **Planchers :**

Nous avons opté pour un seul type de plancher : Plancher à dalle pleine en béton armé coulé sur place assurant la rigidité et une sécurité contre l'incendier.

❖ **maçonnerie :**

la maçonnerie du tour est réalisée en brique creuses, les murs extérieurs et de séparation sont constitués en double parois.

**❖ L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, la tour est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm.

D' hauteur et de 10cm d'épaisseur.

**❖ Escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux jusqu'au dernier étage, elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire ; qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

**❖ Cage d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

**I.2.3. Données géotechniques :**

Le bâtiment est implanté dans une Zone classée par le RPA/V2003 comme :

- ✓ Une Zone de sismicité (ZONE III).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- ✓ -Le site est considéré comme site2 (site meuble).

D'après le rapport géo technique :

- ✓ La contrainte admissible du sol est  $\bar{\sigma} = 2.50$  bars

**I.3. Les règlements de calcul :**

L'étude de cet ouvrage est effectué conformément aux :

- ✓ Règlement parasismiques algériennes (RPA99/V2003).
- ✓ Béton armé aux états limites (BAEL91).

**I.4. Caractéristiques des Matériaux****I.4.1. Introduction :**

Le béton est le matériau de construction le plus répandu à l'époque actuelle, à cause de sa résistance en donnant un monolithisme à la construction, il est destiné à réaliser des éléments structuraux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Il est composé de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les Agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages des ajouts peuvent être envisagés tels que : les adjuvants, les fines, les additions...etc.

**I.4.2. composants du béton :****❖ Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se forme soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. la centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent Élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

**I.4.3. Caractéristiques mécaniques du béton :****I.4.3.1. Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance ( $f_{cj}$ ) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur et une température ambiante.

les règles BAEL donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge :

$$f_{Cj} = \left[ \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \geq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{Cj} = \left[ \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{Cj} = 1,10 \times f_{C28}.$$

Pour notre étude on prend  $f_{C28} = 25 \text{ Mpa}$ .

**I.4.3.2. Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée  $f_{tj}$ , est définie conventionnellement par la relation:

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

Dans notre projet  $f_{t28} = 2,1$  MPa

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} < 60$  MPa.

#### I.4.3.3. Modules de déformation longitudinale:

##### ❖ Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 1100 f_{cj}^{1/3}$$

Avec  $f_{cj}$  exprimé en MPa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

##### ❖ Déformations différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{Avec } f_{cj} \text{ (exprime en MPA).}$$

#### I.4.3.4. Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- ❖ 0,2 : pour le calcul des déformations.
- ❖ 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations

#### I.4.3.5. Contrainte limite de compression :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée

$$\text{par : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte ultime du béton en compression

: Coefficient de sécurité du béton ;  $\gamma_b = 1,5$  cas courant ;  $\gamma_b = 1,15$  cas accidentel

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h, **0,9** lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à **0,85** lorsqu'elle est inférieure.

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme :

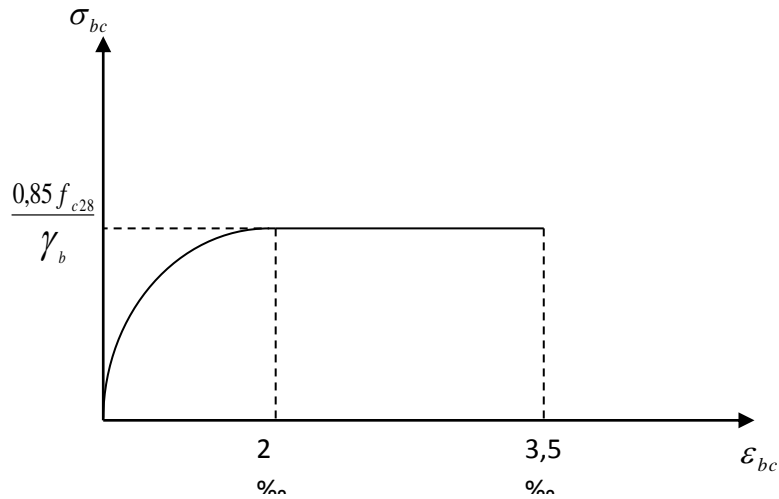


Fig.I.1. Diagramme Parabole-rectangle.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

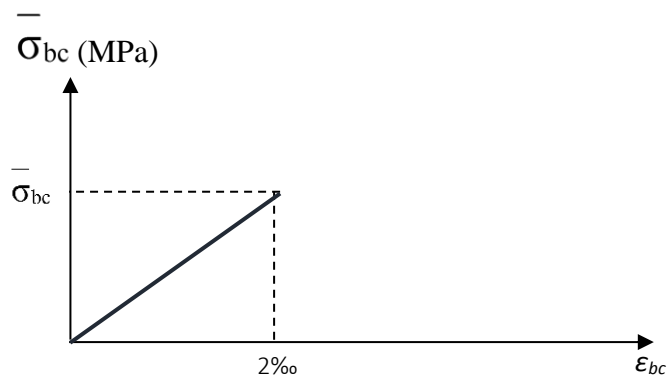


Fig.I.2. Diagramme linéaire de contrainte-déformation

❖ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement donne par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

**a) Cas d'une fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau_u} = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA.}$$

**b) Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\overline{\tau_u} = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

❖ **Contrainte limite de service :**

La contrainte limite de service en compression  $\overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.}$$

**I.4.4. L'acier**

**I.4.4.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :**

**a. Limite d'élasticité garantie  $f_e$ :**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant:

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
<b>Ronds lisses</b>	F <sub>e</sub> E22	215	<b>Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées</b>
	F <sub>e</sub> E24	235	
<b>Barres HA -Type 1 et 2</b>	F <sub>e</sub> E40	4	<b>Emploi courant.</b>
	F <sub>e</sub> E50	500	
<b>Fils tréfiles HA -Type 3</b>	F <sub>e</sub> TE40	400	<b>Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.</b>
	F <sub>e</sub> TE50	500	
<b>Treillis soudés -lisses -Type 4</b>	<b>TSL</b>	<b>500</b>	<b>emploi courant</b>
	<b>TSHA</b>	<b>520</b>	

Tab.I.1. La limite d'élasticité de l'acier.

\* L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HAFeE40** type1 (limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** ( $f_e = 235$  MPa).

\*Le module d'élasticité :  **$E_s = 2 \times 10^5$  MPa**

\*treillis soudé TLE500  **$f_e=500$ Mpa.**

**b. Diagramme contrainte- déformation :**

**❖ Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier}$$

$f_e$  : limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement unitaire de l'acier.}$$

**❖ Contrainte limite de service :**

➤ **Fissuration peu nuisible :**

Aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

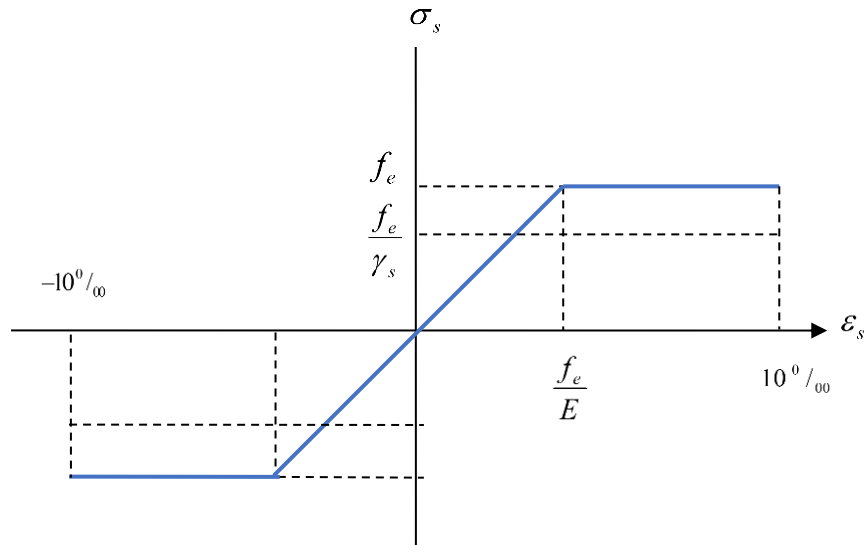
➤ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ MPA.}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ MPA.}$$





**Fig. I.3. Diagramme : Déformation – Contrainte de l'acier.**

Avec :  $\eta$  Coefficient de fissuration dont la valeur est :

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60. & \text{Pour les aciers haute adhérence} \end{cases}$$

#### I.4.5. Actions et sollicitations :

##### ❖ Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- ✓ G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- ✓ Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).
- ✓ E : Action accidentelles (séisme, effet de choc « explosion »).

##### ❖ Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions. Sollicitations de calcul

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

À l'état limite ultime **ELU**.

$$\triangleright 1,35.G + 1,5.Q$$

A l'état Limite de Service **ELS**.

➤  $G + Q$

❖ **Sollicitations sismiques :**

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003 :

➤  $G + Q + E$ .

➤  $0,8 \times G \pm E$ .

➤  $G + Q + 1,2 E$

## ***Chapitre II :***

***Pré dimension, évaluation des charges et la décent de charge***

**II.1. Introduction :**

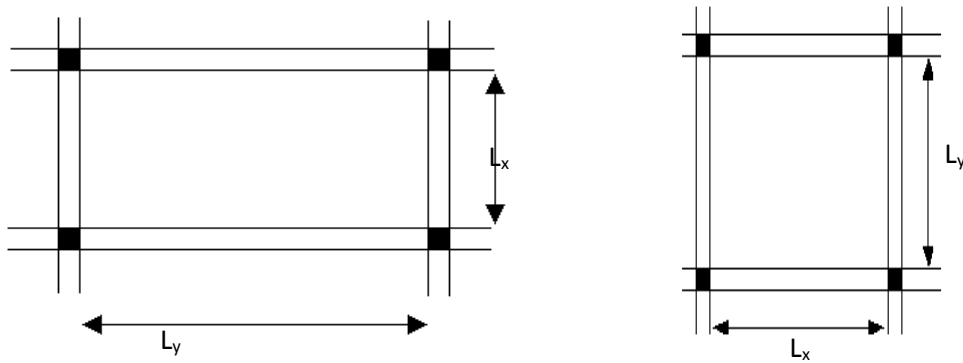
Le pré dimensionnement a pour but ‘le pré calcul ‘des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le BAEL91 et RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

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

• **Plancher à dalle pleine :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (généralement rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  ( $L_x \leq L_y$ ) et d'épaisseur « e ») et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis (les poutres, les voiles).



**Fig.II.1. Dimension d'un panneau de dalle.**

❖ **Résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coup de feu.

$e = 11 \text{ cm}$  donc en adopte ::  **$e = 15 \text{ cm}$ .**

❖ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « BAEL 91 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  **$e=15 \text{ cm}$ .**

❖ **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis.....  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : .....  $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 4,65m = 465cm.$$

$$465/50 \leq e \leq 465/40$$

$$9,3 \leq e \leq 11,62$$

$$\Rightarrow e = 11 \text{ cm} \quad \text{Donc on adopte : } e = 15 \text{ cm}$$

❖ **Condition à flèche :**

On doit vérifier que la flèche maximale  $f_{max}$  subie par la dalle est inférieure aux valeurs limite des flèches, ceci se traduit par les conditions suivantes :

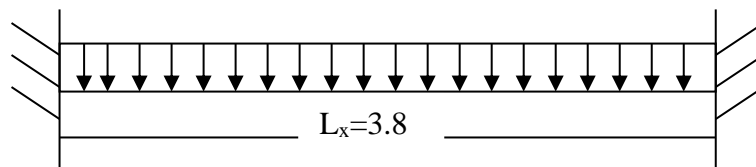
$$f_{max} \leq \frac{l_{max}}{500} \quad \text{si } l_{max} \leq 5m$$

$$f_{max} \leq \frac{l_{max}}{1000} + 0,5 \quad \text{si } l_{max} > 5m$$

Dans notre cas  $L_{max}=4,65m$

$$f_{max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{max}}{500} \quad ; \quad I = \frac{be^3}{12} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12ql_x^4}{384Eb \left(\frac{l_x}{500}\right)}}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur  $b=1 \text{ m}$  avec une épaisseur  $e=15 \text{ cm}$  (préalablement déterminé).



**Fig.II.2. Charge de la dalle.**

$G=6.83 \text{ KN/m}^2$  → Charge permanente.

$Q=1.00 \text{ KN/m}^2$  → Charge d'exploitation.

(Plancher terrasse ; voir descente de charge)

$$q=1.35G+1.5Q$$

$$q=10.72 \text{ KN/m}^2$$

$$E=32.10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$e \geq 8.07 \text{ cm}$$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine **e =15 cm**

### **II.3. Pré dimensionnement des voiles :**

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99, les voiles 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 (ça dépend de la conception)

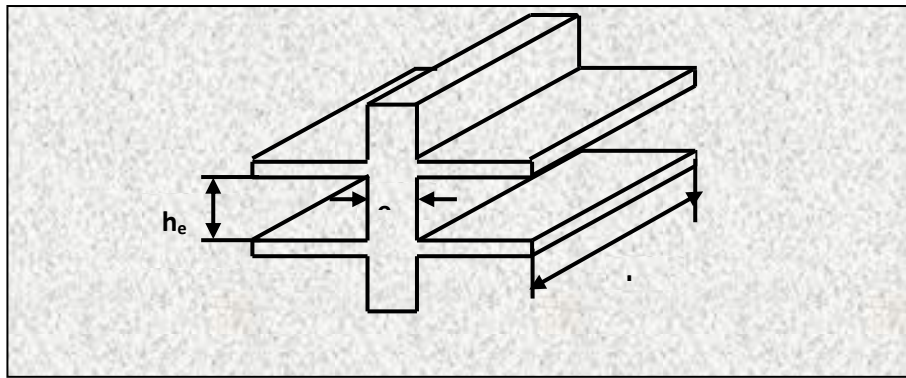
- ✓ Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

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

D'après le RPA99 article 7.7.1 «les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

avec :  $L$  : portée du voile. ,  $e$  : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « 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 comme indiquées à la figure ci- dessous :



**Fig.II.3. Coupe de voile en élévation.**

Soit :  $h_e = 3,06\text{m}$

1)  $e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$

2)  $e \geq \text{Max} (12,24; 13,9; 15,3)$

✓ **Sens x :**

On adopte l'épaisseur du voile :  $e_x = 25\text{cm}$

✓ **Sens y :**

On adopte l'épaisseur du voile :  $e_y = 20\text{cm}$

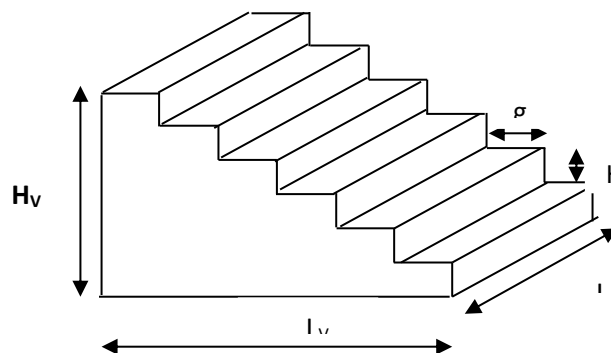
Vérification de la condition  $L > 4e$  :

a) sens longitudinale  $L_{\min} = 180\text{cm} \geq 4(20) = 80\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

b) sens transversale  $L_{\min} = 200\text{cm} \geq 4(20) = 80\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

**II.4. Pré dimensionnement d'escaliers :**

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :



**Fig.II.4. Dimensions d'un escalier.**

a) Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « **h** »entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

b) Et « **g** »entre le 22 cm et 33cm :

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

c) Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :  **$g+2h=m$**

Avec :  $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20\text{cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \\ 60 \text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \end{array} \right.$$

Donc on adopte :  $\left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$

- ❖ Hauteur :  $H=3,06 \text{ m}$ .
- ❖ Giron :  $g = 30 \text{ cm}$ .
- ❖ Hauteur du volée :  $H_V = 3,06/2 = 1,53\text{m}$ .

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL : On a:  $60 < 2h+g < 66$

Avec:  $14,5 < h < 18$ .

Pour  **$h = 17 \text{ cm}$**  on aura :  **$N_c = H/h = 153/17 = 9$** .

Alors on aura 18 contres marches entre chaque deux étage :

**$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$** .

d) La ligne de foulée :

$$L_f = g \times N_{cm} = 0,3 \times 8 = 2,40 \text{ m}$$



e) L'inclinaison :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375$$

f) Epaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivante :  $e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right)$ . Avec :  $L = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,84m$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 15cm.**

**II.5. Evaluation des charges et surcharges :**

❖ **Plancher terrasse dalles pleines « inaccessible » :**

✓ **Charge permanent:**

	<b>Couche et épaisseur (cm)</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	Gravillon roulé 5cm	17	0,85
<b>2</b>	étanchéité 2cm	0.6	0,12
<b>3</b>	Isolation thermique 5cm	0.3	0,15
<b>4</b>	Forme en pente 8cm	22	1,76
<b>5</b>	P- pleine 15cm	25	3,75
<b>6</b>	Enduit de plâtre 2cm	10	0,20
	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )		<b>6,83</b>

**Tab.II.1. Charge permanente du plancher terrasse (dalles pleines).**

✓ Surcharges d'exploitation : **Q =1,00 KN/ m<sup>2</sup>**

❖ **Plancher étage courant dalles pleins :**

✓ **Charge permanent:**

	<b>Couche et épaisseur (cm)</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	Cloison ----	----	1,20
<b>2</b>	Carrelage 2cm	22	0,44
<b>3</b>	Mortier de pose 2cm	20	0,40
<b>4</b>	Couche de sable 2cm	18	0,36
<b>5</b>	P-pleine 15cm	25	3,75
<b>6</b>	Enduit de plâtre 2cm	10	0,20
	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )		<b>6,35</b>

**Tab.II.2. Charge permanente du plancher étage (dalles pleines).**

- ✓ Surcharges d'exploitation :  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharges d'exploitation :  $Q = 5,00 \text{ KN/m}^2$  ( commerciale)

❖ **Les balcons :**

**a- Balcons terrasse :**

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé 5cm	17	0,85
2	Etanchéité ----	----	0,12
3	Isolation thermique 5cm	0,3	0,015
4	Forme en pente 10cm	22	2,2
5	Dalle pleine 15cm	25	3,75
6	Enduit de ciment 2 cm	20	0,40
	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )		<b>7,335</b>

**Tab.II.3. Charge permanente du balcon terrasse.**

- ✓ Surcharges d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

**b- Balcon d'étage courant :**

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage (0,025)	20	0,44
2	mortier de pose (0,02)	20	0,40
3	couche de sable (0,02)	19	0,36
4	dalle pleine(0,15)	25	3,75
5	Enduit de ciment(0,02)	18	0,40
	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )		<b>5,35</b>

**Tab.II.4. Charge permanente due aux Balcon étage.**

- ✓ Surcharges d'exploitation :  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

❖ **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 1.5cm	10	0,15
2	Brique creux 10cm	----	0,90
3	L'aime d'aire 5cm	----	----
4	Brique creux 15cm	----	1,30
5	Enduit de ciment 2cm	20	0,40
	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )		<b>2.75</b>

**Tab.II.5. Charge permanente due aux murs extérieurs.**

❖ Cloison intérieure :

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre 1.5cm cm	10	0,15
2	Brique creux 10cm	9	0,90
3	Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0,15
Charge permanente KN/m <sup>2</sup> )			<b>1,20</b>

**Tab.II.6. Charge permanente due aux cloisons.**

❖ Cloisons intérieures à doubles parois :

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0,4
2	Brique creux 10cm	-----	0,90
3	L'aire d'aire 5cm	----	---
4	Brique creux 15cm	-----	1,30
5	Enduit de plâtre 1.5cm	10	0,15
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			<b>2,75</b>

**Tab.II.7. Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.**

❖ Les escaliers :

✓ Palier :

	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 du palier 0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment 0,02	20	0,4
Total (KN/m <sup>2</sup> )			<b>5,35</b>

**Tab.II.8. Charge permanente des paliers.**

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

❖ **Paillasse avec inclinaison 32.52 ° :**

	<b>Matériaux &amp;Epaisseur(m)</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	carrelage 0.02	22	0,44
<b>2</b>	mortier de pose 0.02	20	0,40
<b>3</b>	couche de sable fin0.02	18	0,36
<b>4</b>	poids propre des marches 0.085m	25	3,75
<b>5</b>	poids propre de la paillasse	0,15x25/cos32,52	0,4
<b>6</b>	Enduit de ciment 0,02m	20	
	<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>8,16</b>

**Tab.II.9. Charge permanente de la paillasse.**

✓ Surcharge d'exploitation : Surcharge d'exploitation : **Q=2,50KN/m<sup>2</sup>.**

**II.6.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 rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On se limitera dans notre étude sur le calcul de la descente de charges du poteau le plus sollicité seulement

**- Sens transversale :**

**- Voile « 6 » :**

$$St = 2,25 \times 4 + 3,61 \times 4 + 2,25 \times 2 = 27,94 \text{ m}^2.$$

$$Sv = (0,9 \times 0,9 / 2 + 1,1 \times 0,9) \times 2 = 2,79 \text{ m}^2.$$

$$S' = 27,94 + 0,25 \times 17,9 = 32,415 \text{ m}^2.$$

$$S'' = 27,94 \text{ m}^2$$

✓ **Charges permanentes :**

- Plancher terrasse :  $G = 6,83 \times 27,94 / 18,2 = 10,485 \text{ KN/ml.}$
- Plancher étage :  $G = 6,35 \times 25,15 / 18,2 = 8,77 \text{ KN/ml.}$
- Poids des voiles :  $G = 0,25 \times 25 \times 3,06 = 19,125 \text{ KN/ml.}$
- Poids de mur extérieur :  $G = 2,75 \times (3,06 - 0,16) \times 1,8 \times 2 / 9,55 = 3,01 \text{ KN/ml.}$

➤ Acrotère :  $G = 2,0875 \times 0,15(0,25 \times 2) / 9,55 = 0,156 \text{ KN/ml}$ .

✓ **Surcharges d'exploitation :**

➤ Plancher terrasse :  $Q = 1 \times 32,415 / 18,2 = 1,781 \text{ KN/ml}$ .

➤ Plancher étage :  $Q = 1,5 \times 29,625 / 18,2 = 2,44 \text{ KN/ml}$ .

➤ Plancher RDC :  $Q = 5 \times 29,625 / 18,2 = 8,138 \text{ KN/ml}$ .

Charges et surcharges revenants au voile :

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN /ml)	Q KN/m
N <sub>1</sub>	Plancher terrasse			10,485	
	Acrotère			0,156	
	Charge d'exploitation	1,781	1		1,781
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>			10,641	1,781
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	1		2,44
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			38,536	4,221
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,9		2,196
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>			66,431	6,417
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,8		1,952
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			94,326	8,369
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,7		1,708
N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>				10,077
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,6		1,464
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>			122,221	11,541

	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub>			150,116	12,761
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub>			178,011	13,981
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant de N <sub>9</sub>			205,906	15,201
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant de N <sub>10</sub>			233,801	16,421
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant de N <sub>11</sub>			261,696	17,641
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant de N <sub>12</sub>			289,591	18,861
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant de N <sub>13</sub>			317,486	20,081
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant de N <sub>14</sub>			345,381	21,301
	Plancher étage			8,77	

	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>16</sub></b>	Venant de N <sub>15</sub>			373,276	22,521
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	2,44	0,5		1,22
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant de N <sub>16</sub>			401,171	23,741
	Plancher étage			8,77	
	Poids voile			19,125	
	Charge d'exploitation	8,138	0,5		4,069
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant de N <sub>17</sub>			429,066	27,81
	Poids voile			19,125	
	Total			<b>448,191</b>	<b>27,81</b>

**Tab.II.10. Descente des charges pour le voile « 6 ».**

• **Calcul des efforts normaux :**

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_y = (1,35 \times 448,191 + 1,5 \times 27,81) \times 18,2 = 11771,27 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_u = 11771,27 \text{ KN.}$$

$$N_s = G + Q = (448,191 + 27,81) \times 18,2 = 8663,22 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_s = 6987,4 \text{ KN.}$$

Par majoration des efforts on trouve :

$$N_u = 12948,4 \text{ KN.}$$

$$N_s = 9529,542 \text{ KN.}$$

- **sens longitudinale :**

- **Voile « E »:**

$$S_t = 15,865 + 1,805 \times 2 + 17,575 + 11,135 + 1,445 \times 2 + 0,81 \times 4 + 10,88 = 63,575 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{pallier}} = 1,40(16 \times 0,3) = 6,72 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{paillasse}} = 1,7 \times (2,15 + 1,55) = 6,29 \text{ m}^2.$$

$$S' = 63,575 + 0,2 \times 22,05 - 0,15 \times (3,8 + 2,1 + 0,9 + 1,85) = 66,68 \text{ m}^2.$$

$$S'' = 63,575 - 0,3 \times 7,2 = 61,415 \text{ m}^2.$$

✓ **Charges permanentes :**

➤ Plancher terrasse :  $G = 6,83 \times 63,575 / 21,65 = 20,056 \text{ KN/ml.}$

➤ Plancher étage :  $G = 6,35 \times (63,575 - 13,01) / 21,65 = 14,83 \text{ KN/ml.}$

➤ Poids des voiles :  $G = 0,2 \times 25 \times 3,06 = 15,3 \text{ KN/ml.}$

➤ Poids de mur extérieur :  $G = 2,75 \times (3,06 - 0,15) \times (1,9 \times 2) / 21,65 = 1,4 \text{ KN/ml.}$

- Acrotère :  $G = 2,087 \times 8,65 / 21,65 = 0,833$  KN/ml.
- Poids de pallier :  $5,35 \times 6,72 / 21,65 = 1,66$  KN/ml.
- Poids de paillasse =  $8,18 \times 6,29 / 21,65 = 2,37$  KN/ml.
- ✓ **charges d'exploitation :**
- Plancher terrasse :  $Q = 1 \times 66,68 / 21,65 = 3,07$  KN/ml.
- Plancher étage :  $Q = 1,5 \times 53,67 / 21,65 = 3,71$  KN/ml.
- Plancher RDC :  $Q = 5 \times 53,67 / 21,65 = 12,39$  KN/ml.
- Q pallier =  $2,5 \times 6,72 / 21,65 = 0,77$  KN/ml.
- Q paillasse =  $2,5 \times 6,29 / 21,65 = 0,72$  KN/ml.

Charges et surcharges revenants au voile :

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN /ml)	Q KN/m
N <sub>1</sub>	Plancher terrasse			20,056	
	Acrotère			0,833	
	Charge d'exploitation	3,07	1		3,07
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>			20,889	3,07
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Charge d'exploitation	3,71	1		3,71
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			54,299	6,78
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,9		3,33
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,9		1,34
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>			91,739	11,45
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	



	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,8		2,96
	Charge d'exploitation des escaliers	1.49	0,8		1,19
<b>N<sub>5</sub></b>	Venant de N <sub>4</sub>			129,179	15,9
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,7		2,59
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,7		1,04
<b>N<sub>6</sub></b>	Venant de N <sub>5</sub>			166,619	19,23
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,6		2,22
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,6		0,89
<b>N<sub>7</sub></b>	Venant de N <sub>6</sub>			204,059	22,34
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1.49	0,5		0,74

<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub>			241,499	24,93
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub>			278,939	27,52
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant de N <sub>9</sub>			316,379	30,11
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant de N <sub>10</sub>			353,819	32,7
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	

	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant de N <sub>11</sub>			391,259	35,29
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant de N <sub>12</sub>			428,699	37,88
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant de N <sub>13</sub>			466,139	40,47
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant de N <sub>14</sub>			503,579	43,06
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	

	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
N <sub>16</sub>	Venant de N <sub>15</sub>			541,019	45,65
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	3,71	0,5		1,85
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
N <sub>17</sub>	Venant de N <sub>16</sub>			578,459	48,24
	Plancher étage			14,83	
	Poids voile			15,3	
	Poids mur			3,28	
	Poids pallier			1,66	
	Poids paillasse			2,37	
	Charge d'exploitation	12,39	0,5		6,2
	Charge d'exploitation des escaliers	1,49	0,5		0,74
N <sub>18</sub>	Venant de N <sub>17</sub>			615,899	55,18
	Poids voile			15,3	
	Total			<b>631,199</b>	<b>55,18</b>

Tab.II.11. Descente des charges pour le voile « E ».

• Calcul des efforts normaux :

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_x = (1,35 \times 631,199 + 1,5 \times 55,18) \times 21,65 = 20240,34 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_u = 20240,34 \text{ KN.}$$

$$N_s = G + Q = (631,199 + 55,18) \times 21,65 = 14860,11 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_s = 14860,11 \text{ KN.}$$

Par majoration des efforts on trouve :

$$N_u = 22264,37 \text{ KN.}$$

$$N_s = 16346,121 \text{ KN}$$

Donc le voile le plus sollicité et le voile longitudinal :

$$N_u = 22264,37 \text{ KN.}$$

$$N_s = 16346,121 \text{ KN}$$

❖ **D'après les règles BAEL 93 :**

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100.\gamma_s}{f_e} \right].$$

Avec:

**Br** : section réduite du voile , **Br = (h – 0,02) (e – 0,02) m<sup>2</sup> .**

**Nu**: Effort normal maximal à l'ELU (**Nu = 1,35G + 1,5Q**).

**Fc28**: contrainte de compression du béton à 28 jours ( ici on prend: **fc28 = 25 MPA**).

**Fe**: contrainte limite élastique des aciers ( ici on prend: **fe = 400 MPA**).

**As**: section d'armature dans le voile.

**γb**: coefficient de sécurité du béton tel que: **γb = 1,5** (situation durable ou transitoire).

**γs**: coefficient de sécurité de l'acier tel que: **γs = 1,5** (situation durable ou transitoire).

**α** : coefficient fonction de l'élançement du voile calculé par:

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

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

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{Alors :}$$

$$N_u \leq \alpha \cdot B_r \cdot \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

- $\lambda = 35 \quad \Rightarrow \alpha = 0,708 \quad \Rightarrow B_r \geq 0,064N_u$

- $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0,603 \Rightarrow B_r \geq 0,075N_u$

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

Pour des raisons de sécurité on adopte :  $B_r = 0,075N_u$ .

$$B_r \geq 0,075 \times 22,26437 = 1,669 \text{ MN}$$

$$B_r = (h - 0,02) (e - 0,02) = (21,65 - 0,02) (0,20 - 0,02) = 3,893 \text{ m}^2$$

Donc  $B_r = 3,893 \text{ m}^2 \geq 1,669 \text{ MN}$ . (C V).

$$B_r = (9,55 - 0,02) (e - 0,02) \longrightarrow e = 20 \text{ cm.}$$

Alors on adopte :  $\left\{ \begin{array}{l} e = 20\text{cm} ; \text{selon YY.} \\ e = 25\text{cm} ; \text{selon XX.} \end{array} \right.$

***Chapitre III :***  
***Calcule les éléments***  
***secondaires***

### III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Dans ce chapitre on calcule les éléments non structuraux suivant :

- ❖ L'acrotère.
- ❖ Plancher.
- ❖ Balcon.
- ❖ Escalier.

### III.2. Acrotère :

#### III.2.1. Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

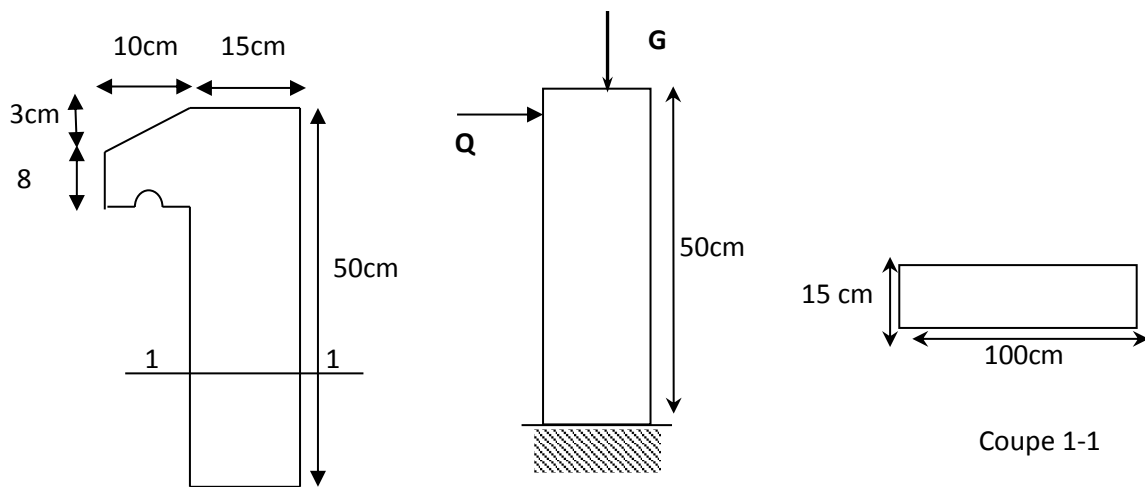


Fig.III.1. Acrotère.

#### III.2.2. Evaluation des charges :

##### a. Charge permanente :

$$S = 0,5 \times 0,15 + 0,07 \times 0,1 + \frac{0,03 \times 0,1}{2} = 0,0835 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 = 0,0835 \times 25 = 2,0875 \text{ KN/ml}$$



**b. Charge d'exploitation :**

Due à la main courante de la personne

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

**C. Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le RPA 99 V 2003 les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$$A = 0,3 \dots \dots \dots A : \text{coefficient d'accélération de zone (zone III)}$$

$$C_p = 0,8 \dots \dots \dots C_p : \text{facteur de force horizontale}$$

$$w_p = 2,0875 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots W_p : \text{poids de l'acrotère}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 2,0875 = 2,004 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark \text{ Pour G : } N_G = 2,0875 \text{ KN/ml, } M_G = 0, T_G = 0$$

$$\checkmark \text{ Pour Q : } N_Q = 0, M_Q = H \times Q = 0,5 \text{ KN.m, } T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark \text{ Pour } F_p : N_{F_p} = 0, M_{F_p} = 0,5 \times 2,004 = 1,002 \text{ KN/ml, } T_{F_p} = F_p = 2,004 \text{ KN/ml}$$

On a :  $F_p > Q$  ; **alors**, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre :  $N_G = 2,0875 \text{ KN/ml}$
- Surcharges :  $Q = 2,004 \text{ KN/ml}$
- Un moment :  $M_E = Q \times h = 2,004 \times 0,5 = 1,002 \text{ KN.m.}$
- Un effort tranchant :  $T_Q = 2,004 \text{ KN/ml}$

**III.2.3. Calcul des sollicitations :****• Etat limite ultime :**

$$N_U = 1,35 N_G = 1,35 \times 2,0875 = 2,818 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 1,002 = 1,503 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 2,004 = 3,006 \text{ KN}$$

**• Etat limite de service :**

$$N_{\text{ser}} = N_G = 2,0875 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = 1,002 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_Q = 2,004 \text{ KN}$$

• **Vérification au flambement :**

D'après l'article B.8.3.2 du CBA93 :

$$L_{fx} = L \times f_y = 2 \times L = 1 \text{ m (cas d'une console)}$$

$$\lambda_x = (L_{fx} \sqrt{12}) / h \Rightarrow \lambda = 23,09.$$

• **Vérification de l'élancement**

$$\lambda = \text{Max} (50, \text{Min} (67 \times e_0 / h, 100))$$

$$\text{Avec: } e_0 = M_u / N_u = 0,53 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \text{Max} (50, \text{Min} (67 \times 0,53 / 0,15, 100))$$

$$\lambda = \text{Max} (50, 100)$$

$$\Rightarrow \lambda = 100$$

$\lambda_x < \lambda$  donc pas de risque de flambement.....CV

$$e_1 = h t / 6 = 0,15 / 6 \Rightarrow e_1 = 0,025 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

• **L'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; L / 250) = \text{Max} (2 \text{ cm}, 50 / 250)$$

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 0,2) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = (3 l_f^2 \times \frac{1}{10000 h}) \times (2 + \alpha \phi)$$

$$l_f = 2h = 2 \times 0,5 = 1 \text{ m} \quad \alpha = 0 \quad (\text{Ne crée pas aucun moment})$$

$$e_2 = (3(1)^2 / 10000(0,5) (2+0)) \Rightarrow e_2 = 0,0012 \text{ m} \Rightarrow e = 53 + 2 + 0,12 = 55,12 \text{ cm}$$

**III.2.4. Sollicitation majorée de  $\delta_f$  :**

❖ **Calcul de coefficient de majoration  $\delta_f$  :**

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[ 1 + 0,15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \frac{h}{e_0} ; 1,4 \right] & \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} < 0,75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = 3,35 \Rightarrow 3,35 > 0,75$$

Donc :  $\delta_f = \min [1,018 ; 1,4] = 1,018$

❖ **Majoration des sollicitations :**

**Etat limite ultime :**

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1,018 \times 2,818 = 2,868 \text{ KN}$$

$$M_u^* = \delta_f \times M_u + N_u^* e_a = 1,018 \times 1,503 + 2,868 \times 0,02 = 1,587 \text{ KN.m}$$

**Etat limite de service :**

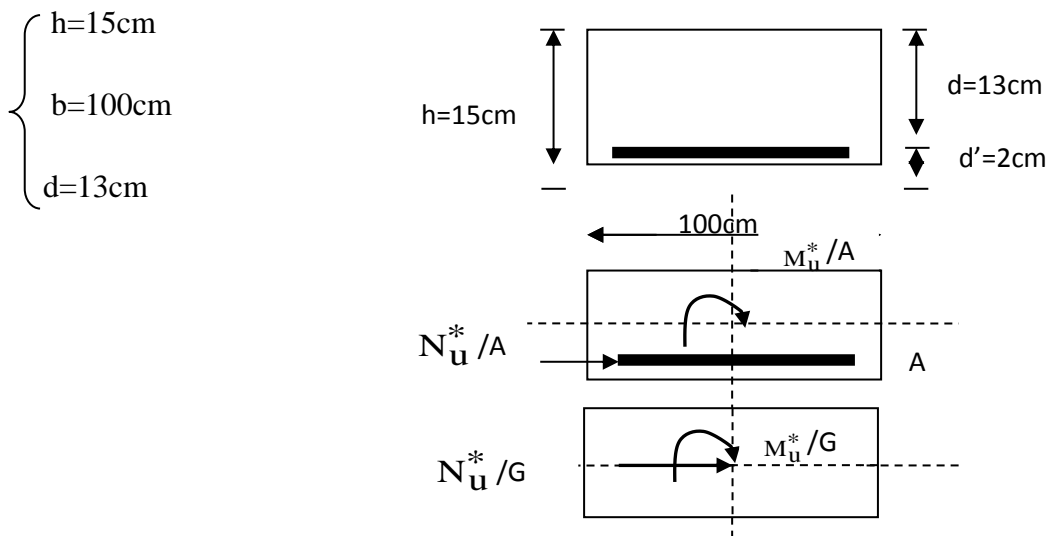
$$N_{ser}^* = N_{ser} = 2,0875 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^* = M_{ser} = 1,002 \text{ KN.m}$$

**III.2.5. Ferrailage :**

**III.2.5.1. Calcul à L'ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :



**Fig.III.2. Coupes transversales de l'acrotère.**

➤ **Position du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1,578}{2,868} = 0,55 \text{ m}$$

$$e_o = h/6 = 0,025 \text{ m}$$

$e > e_o \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C)

➤ **Calcul à la flexion simple :**

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

**Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

**Calcul des armatures :**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1,587 + 2,868 \left( 0,13 - \frac{0,15}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1,744 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,744 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,16} = 0,00728$$

$\mu_{bu} = 0,00728 < \mu_l = 0,186$  .....section simplement armée (pas d'acier comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00913$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,95 \text{cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \sigma_s} = \frac{1,744 \times 10^{-3}}{0,1295 \times 348} = 0,386 \text{cm}^2$$

$$A_u = A_{su}^* - \left( \frac{N_u^*}{f_{su}} \right) = 0,386 - \frac{2868}{348} = 0,303 \text{cm}^2$$

## III.2.5.2. Calcul à L'ELS :

## ❖ Position du centre de pression :

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,002}{2,0875} = 0,48\text{m}$$

$$e_o = h/6 = 0,025\text{m}$$

$e_s > e_o \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C)

## ❖ Calcul à la flexion simple :

## ➤ Calcul des contraintes :

La contrainte du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

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

La contrainte de l'acier :(Fissuration préjudiciable) avec  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \text{ Mpa} \right\}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 240\text{MPa}$$

## ➤ Calcul des armatures :

$$M_{ser}^a = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1,002 + 2,0875 \left( 0,13 - \frac{0,15}{2} \right)$$

$$M_{ser}^a = 1,11\text{kn.m}$$

Calcul du moment limite de service  $M_l$  :

$$M_l = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r / 2) / (1 - \alpha_r / 3)$$

$$\alpha_r = (15 \sigma_{bc}) / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}) = 0,484$$

$$\mu_r = 0,203 \Rightarrow M_l = 51,46\text{KN.m}$$

$$M_{ser}^a < M_1 \text{ ( pas d'armatures comprimées } A' = 0 \text{)}$$

$$Z = d(1 - \alpha_r / 3) = 0,109 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^a}{Z \sigma_s} = \frac{1,11 \times 10^3}{0,109 \times 240 \times 100} = 0,424 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}^a}{\sigma_s} = 42,4 \frac{2087,5}{240} = 0,337 \text{ cm}^2$$

**III.2.5.3. Ferrailage minimal :**

$$A_{s,min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$A_{s,min} = 0,23 \frac{2,1}{400} 1000 \times 130 = 1,56 \text{ cm}^2$$

Alors :  $A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{min}] = \text{Max} [0,424 ; 0,337 ; 1,56] \Rightarrow A_s = 1,56 \text{ cm}^2$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : 4HA8/ml..... $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

**III.2.5.4. Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : 
$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2] \quad \text{Avec } A_s' = 0$$

Y : la position de l'axe neutre.

Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

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

$$100 \times y^2 + 30(2,01 \times y) - 30(13 \times 2,01) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 563,20$$

$$Y = 3,11 \text{ cm et } I = 3951,70 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification de la contrainte du béton comprimé :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1,4184 \times 10^6}{3951,70 \times 10^4} = 0,025 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times Y = 0,025 \times 31,1 = 0,777 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,777 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 37,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III.2.5.5. Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min (2,5 \text{ MPa}, 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_0 d} = 3,006 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 3546 / (1000 \times 130) = 0,023 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

**III.2.5.6. Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8.....Ar=1,51cm<sup>2</sup>

❖ L'espace maximal :

$$S_{t \leq} \min [3h, 33 \text{ cm}] = \min [45; 33] = 33 \text{ cm}$$

Soit : St=25cm

Dans le sens le moins sollicité :  $St \leq \min [4h, 45\text{cm}] = 45\text{cm}$

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

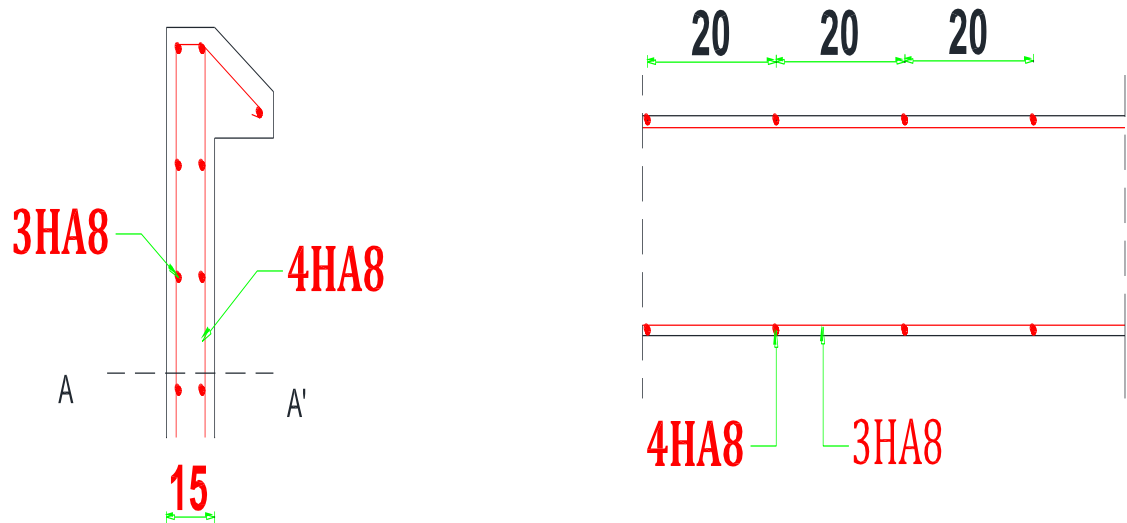


Fig.III.3. Ferrailage de l'acrotère.



**III.3. Etude de l'escalier :**

**III.3.1. Introduction :**

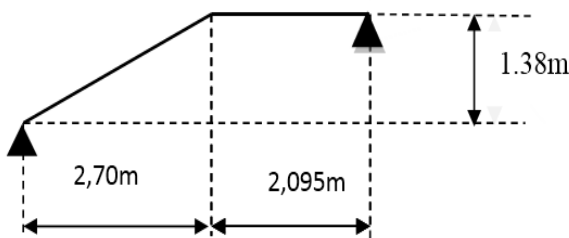
Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

**III.3.2. Composition d'un escalier :**

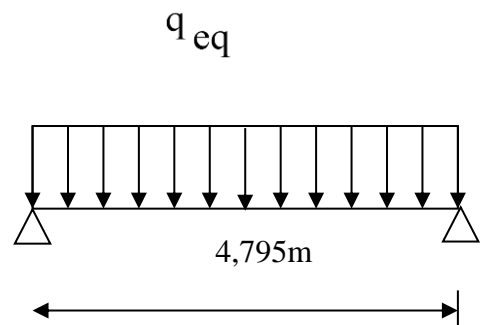
Il est caractérisé par :

- ✓ La montée ou la hauteur d'escalier (H)
- ✓ Le giron : la largeur de marche (g).
- ✓ L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- ✓ La contre marche : la partie verticale d'une marche (h).
- ✓ La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- ✓ Le palier : la partie horizontale.
- ✓ La volée : suite ininterrompue des marches.

**-Calcul des sollicitations :**



**Fig.III.4. Schéma statique de l'escalier.**



**Fig.III.5. La charge équivalente.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Paillasse : } G=8,16\text{KN/ml ; } Q=2,5\text{KN/ml} \\ \text{Palier : } G=5,35\text{KN/ml ; } Q=2,5\text{KN/ml} \end{array} \right.$$

❖ A l'état limite ultime :

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{cm})$	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	12,5	14,2	400	348

Tab.III.1. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q \\ \text{Palier : } q_1 = 1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 2,5 = 10,97 \text{ KN/ml} \\ \text{Paillasse : } q_2 = 1,35 \times 8,18 + 1,5 \times 2,5 = 14,76 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = 12,569 \text{ KN/ml}$

$$q_{eq} = \frac{14,76 \times 2,7 + 10,97 \times 2,095}{4,795} \implies \text{Alors : } q_{eq} = 13,10 \text{ KN/ml.}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

✓ Calcule les moments :

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = (13,10 \times (4,795)^2) / 8 = 37,64 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 37,64 = 18,73 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 37,64 = 28,23 \text{ KN.m}$$

❖ A l'état limite de service :

$$q_s = G + Q.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Palier : } q_s = 5,35 + 2,5 = 7,85 \text{ KN/ml} \\ \text{Paillasse : } q_s = 8,16 + 2,5 = 10,66 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Alors :  $q_{eq} = 9,43 \text{ KN/ml.}$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = (9,43 \times (4,795)^2) / 8 = 27,10 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 27,10 = 13,55 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 27,10 = 20,32 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml.

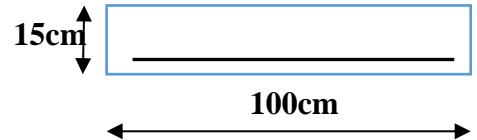
La section du béton est :  $A = (b \times h) = (100 \cdot 15) \text{ cm}^2$ .

La hauteur utile  $d = h - c - \phi/2 = 15 - 2 - 1/2 = 12,5 \text{ cm}$

$c$  : c'est l'enrobage des armatures :  $c \geq 1 \text{ cm}$  soit  $c = 2 \text{ cm}$ .

$h$  : c'est l'épaisseur de la paillasse ( $e = 15 \text{ cm}$ ).

$\phi$  : c'est le diamètre des armatures (en générale  $\phi = 1$  pour les dalles pleines).



✓ **Calcul des armatures :**

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \text{Avec: } b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \quad ; \quad z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

✓ **Les armatures longitudinales :**

Section	B (cm)	D (cm)	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	12,5	28,23	0,127	0,170	11,65	1,51	6,96	4HA16=8,04
Appuis	100	12,5	18,73	0,084	0,109	11,95	1,51	4,50	4HA12=4,52

Tab.III.2. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / 400 = 1,51 \text{ cm}^2 ; e = 15 \text{ cm}.$$

En travée :  $A_{smin} < A_s \dots\dots\dots CV$

En appuis :  $A_{smin} < A_s \dots\dots\dots CV$

❖ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33) = 33 \text{ cm}.$$

➤ En travée :  $S_t = 100/6 = 16,67 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$

➤ En appuis :  $S_t = 100/6 = 16,67 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$

❖ **Armatures de répartition :**

- En travée :  $A_s = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$  on adopte : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup> ; st=25cm.

- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$  on adopte : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup> ; st=25cm.

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Il faut vérifier la condition suivante :

On a :  $\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ Mpa}$ .

$V_u = q_{eq} \times l/2 = 13,10 \times 4,795/2 = 31,40 \text{ KN}$

$\tau_u = V_u / b.d = 31,40 \times 10^3 / 1000 \times 125 = 0,251 \text{ MPa}$ .

$\tau_u = 0,251 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes :**

Soit :  $\alpha \leq (\gamma-1) / 2 + f_{c28}/100 = 0,44$

• **En travée :**  $\gamma = M_u/M_{ser} = 28,23/20,32 = 1,389$

$\alpha = 0,170 \leq 0,44 \dots\dots\dots (\text{C.V})$

• **Sur appui :**  $\gamma = M_u/M_{ser} = 18,73/13,55 = 1,382$

$\alpha = 0,109 \leq 0,44 \dots\dots\dots (\text{C.V})$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas Nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'impose pas.

$$\left\{ \begin{array}{ll} h/l > 1/16 & 0,15/4,795 = 0,031 \leq 0,0625 \dots\dots\dots (\text{C.NV}) \\ h/l > M_{tu} / (10 \times M_0) & 0,031 \leq 0,075 \dots\dots\dots (\text{C.NV}) \\ A_s / b.d \leq 4,2 / f_e & \frac{8,04}{100 \times 12,5} = 6,432 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \dots\dots\dots (\text{C.V}) \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

➤ **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gi}$ ,  $f_{gv}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : La flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $L/500$ .

D'après le BAEL91 on a :  $f_i = \frac{MP}{10E_i I_{fi}}$ ,  $f_v = \frac{MP}{10E_v I_{fv}}$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène réduite "I" :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \times A_s (d - y)^2$$

Avec : y est la position de l'axe neutre.

$\eta$  est le coefficient d'équivalence=15

➤ **Calcul de y:**

On a:

$$b \cdot y^2 - 2 \times \eta \times A_s (d - y) = 0$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d \cdot A_s = 0 \quad \text{Avec : } A_s = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$100y^2 + 30 \times 8,04y - 30 \times 12,5 \times 8,04 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1124,35$$

Alors :  $y = 4,41 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène "I0" :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \times h \left( \frac{h}{2} - v \right)^2 + 15 \times A_s (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} \text{ et } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \cdot \rho} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I0 (cm <sup>4</sup> )	$\rho\%$	$\lambda_i$ (MPa)	$\lambda_v$ (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
4.01	10751,91	7,87	30915,64	$6,432 \times 10^{-3}$	3,26	1,304	32164,2	10721,39

Tab.III.3. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.

**a. Calcul la flèche instantanée due à G : "f<sub>gi</sub>" :**

La combinaison : q = G le calcul sera fait pour 1ml

"G" : charge permanente avec revêtement.

- Paillasse1 : q = 8,16 KN/ml.
- Palier : q<sub>1</sub> = 5,35 KN/ml.

Alors: q<sub>eq</sub> = 6,932 KN/ml

**➤ Calcul du moment :**

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 19,92 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 19,91 = 9,96 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 19,91 = 14,94 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 168,61 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,429$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{(1,1 \times 30915,640)}{1 + 3,26 \times 0,429} = 14178,29 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{fi} \cdot E_i} = \frac{14,94 \times (4,795)^2 \times 10^8}{10 \times 14178,29 \times 32164,2} = 7,53 \text{ mm}$$

**b. Calcul la flèche différée due à G : "f<sub>gv</sub>" :**

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 21807,65 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{gv} \cdot E_v} = \frac{14,94 \times (4,795)^2 \times 10^8}{10 \times 21807,65 \times 10721,39} = 14,69 \text{ mm}$$

**c. Calcul la flèche due à G + Q : "f<sub>pi</sub>" :**

$$q_{eq} = 9,43 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 27,10 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 27,10 = 13,55 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 27,10 = 20,32 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 229,33 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,540$$

$$I_{fp} = \frac{(1,1I_0)}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 12319,66 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 11,79 \text{ mm}$$

**d. Calcul La flèche instantanée due à j : " f<sub>ji</sub> " :**

La combinaison : q = j

J : la charge permanente avant la mise en place du revêtement :

$$\text{Le palier : } j = 5,35 - 1,6 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La paillasse : } j = 8,16 - 1,6 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul de la charge équivalente :**

$$J_{eq} = 5,33 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcule les moments :**

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 15,31 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 15,31 = 7,655 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 15,31 = 11,48 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 129,56 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,323$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 16564,80 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 4,95 \text{ mm}$$

**e. Calcul de la flèche admissible «  $\bar{f}$  » :**

$$\bar{f} = L / 500 = 4795 / 500 = 9,59 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 14,86 - 4,95 + 11,79 - 7,52 = 14,18 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 14,18 \text{ mm} \geq \bar{f} = 8,82 \text{ mm} \Rightarrow \text{la condition est non vérifiée.}$$

La condition est non vérifiée donc on a augmenté l'épaisseur à 16cm, et on refait les calculs.

➤ **Moment d'inertie de la section homogène réduite "I" :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \times A_s (d - y)^2$$

Avec : y est la position de l'axe neutre.

$\eta$  est le coefficient d'équivalence = 15

➤ **Calcul de y :**

On a :

$$b \cdot y^2 - 2 \cdot \eta \times A_s (d - y) = 0$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d \cdot A_s = 0 \quad \text{Avec : } A_s = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$100y^2 + 30 \times 8,04y - 30 \times 12,5 \times 8,04 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1166,47$$

Alors : y = 4,62 cm

➤ **Moment d'inertie de la section homogène "I<sub>0</sub>" :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \times h \left( \frac{h}{2} - v \right)^2 + 15 \times A_s (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15A_s} \quad \text{et } \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{5 \cdot \rho} \quad \text{et } \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

V(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ%	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>v</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
4,01	12796,87	8,38	37525,82	5,95 × 10 <sup>-3</sup>	3,52	1,408	32164,2	10721,39

**Tab.III.4. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.**

**a. Calcul la flèche instantanée due à G : " f<sub>gi</sub> " :**

La combinaison : q = G le calcul sera fait pour 1ml

"G" : charge permanente avec revêtement.



- Paillasse1 :  $q = 8,16 \text{ KN/ml}$ .
- Palier :  $q_1 = 5,35 \text{ KN/ml}$ .

Alors:  $q_{eq} = 6,932 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul du moment :**

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 19,92 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 19,92 = 9,96 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 19,92 = 14,94 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 155,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,366$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 18038,73 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{fi} \cdot E_i} = \frac{14,94 \times (4,795)^2 \times 10^8}{10 \times 18038,73 \times 32164,2} = 5,92 \text{ mm}$$

**b. Calcul la flèche différée due à G : "f<sub>gv</sub>" :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 27240,57 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{gv} \cdot E_v} = \frac{14,94 \times (4,795)^2 \times 10^8}{10 \times 27240,57 \times 10721,39} = 11,76 \text{ mm}$$

**c. Calcul la flèche due à G + Q : "f<sub>pi</sub>" :**

$$q_{eq} = 9,43 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 27,10 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 27,10 = 13,55 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 27,10 = 20,32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 211,50 \text{MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,485$$

$$I_{fp} = \frac{(1,1 \cdot I_0)}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 15247,63 \text{cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 9,52 \text{mm}$$

**d. Calcul La flèche instantanée due à j : " f<sub>ji</sub> " :**

La combinaison : q = j

J : la charge permanente avant la mise en place du revêtement :

$$\text{Le palier : } j = 5,35 - 1,6 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La paillasse : } j = 8,16 - 1,6 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul de la charge équivalente :**

$$J_{eq} = 5,33 \text{KN/ml}$$

➤ **Calcule les moments :**

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 15,31 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 15,31 = 7,655 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 15,31 = 11,48 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 119,49 \text{MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,257$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 21672,54 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 3,78 \text{mm}$$

**e. Calcul de la flèche admissible «  $\bar{f}$  » :**

$$\bar{f} = L / 500 = 4795 / 500 = 9,59 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 11,76 - 3,78 + 9,52 - 5,92 = 11,58 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 11,58 \text{ mm} \geq \bar{f} = 8,82 \text{ mm} \Rightarrow \text{la condition est non vérifiée.}$$

La condition est non vérifiée donc on a augmenté l'épaisseur à 17cm, et on refait les calculs.

➤ **Calcul de y**

On a:

$$b \cdot y^2 - 2 \times \eta \times A_s(d - y) = 0$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d \cdot A_s = 0 \quad \text{Avec : } A_s = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$100y^2 + 30 \times 8,04y - 30 \times 14,5 \times 8,04 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1207,11$$

Alors :  $y = 4,82 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène "I<sub>0</sub>" :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} \eta \times A_s(d - y)^2$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \times h \left( \frac{h}{2} - v \right)^2 + 15 \times A_s(d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15A_s} \text{ et } \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{5 \cdot \rho} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I0 (cm <sup>4</sup> )	ρ%	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>v</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
4,01	15033,18	8,89	44995,77	5,544×10 <sup>-3</sup>	3,78	1,512	32164,2	10721,39

Tab.III.5. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.

a. **Calcul la flèche instantanée due à G : " f<sub>gi</sub>" :**

La combinaison : q = G le calcul sera fait pour 1ml

"G" : charge permanente avec revêtement.

- Paillasse1 : q = 8,16 KN/ml.

- Palier : q<sub>1</sub> = 5,35 KN/ml.

Alors: q<sub>eq</sub> = 6,932 KN/ml

➤ **Calcul du moment :**

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 19,92 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 19,91 = 9,96 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 19,91 = 14,94 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 144,30 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,306$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{(1,1 \times 44995,77)}{1 + 3,78 \times 0,306} = 22949,78 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{fi} \cdot E_i} = \frac{14,94 \times (4,795)^2 \times 10^8}{10 \times 22949,78 \times 32164,2} = 4,65 \text{ mm}$$

**b. Calcul la flèche différée due à G : "f<sub>gv</sub>" :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 33838,99 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{gv} \cdot E_v} = \frac{14,94 \times (4,795)^2 \times 10^8}{10 \times 33838,99 \times 10721,39} = 9,46 \text{ mm}$$

**c. Calcul la flèche due à G + Q : "f<sub>pi</sub>" :**

$$q_{eq} = 9,43 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 27,10 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 27,10 = 13,55 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 27,10 = 20,32 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 196,26 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,430$$

$$I_{fp} = \frac{(1,1 \cdot I_0)}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 18852,49 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 5,66 \text{ mm}$$

**d. Calcul La flèche instantanée due à j : " f<sub>ji</sub> " :**

La combinaison : q = j

J : la charge permanente avant la mise en place du revêtement :

$$\text{Le palier : } j = 5,35 - 1,6 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La paillasse : } j = 8,16 - 1,6 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul de la charge équivalente :**

$$J_{eq} = 5,33 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcule les moments :**

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 15,31 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5 M_0 = 0,5 \times 15,31 = 7,655 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times 15,31 = 11,48 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 110,88 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,193$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 28617,63 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 2,86 \text{ mm}$$

**e. Calcul de la flèche admissible «  $\bar{f}$  » :**

$$\bar{f} = L / 500 = 4795 / 500 = 9,59 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 9,46 - 2,86 + 5,66 - 4,65 = 7,61 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 7,61 \text{ mm} < \bar{f} = 9,52 \text{ mm} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### III.3.3. Etude de la poutre palier :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ses extrémités dans les poteaux ou des voiles (noter cas encastrés a ses extrémités dans les voiles) généralement situ à mi- étage et soumise à la flexion simple.

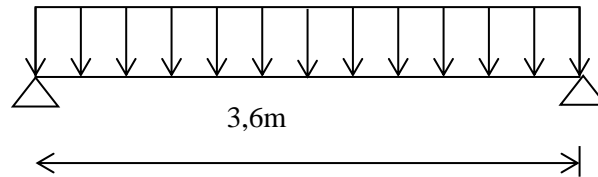


Fig.III.6. La poutre palière.

#### ❖ Pré dimensionnement :

Selon **BAEL91** les dimensionnements de la poutre sont :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Longrightarrow \quad 21,33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$$

Suivant les conditions de le**RPA99/version 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} ; \quad h = 35\text{ cm} \dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20\text{cm} ; \quad b = 30\text{ cm} \dots\dots \text{CV} \\ h/b < 4 ; \quad h/b = 30/30 = 1,16 < 4 \dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : nous prenons une section de (b x h) cm = (30x35) cm

#### ❖ Calcul des sollicitations :

-poids propre de la poutre :  $G_P = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$

-poids propre de la paillasse et du palier :  $R = \frac{ql}{2} = \frac{13,10 \times 4,795}{2} = 31,4 \text{ KN/ml}$

-Poids du mur :  $G_{\text{mur}} = (2,75 \times (3,06 - 0,15) \times (3,4)) / 21,65 = 1,25 \text{ KN/ml}$

$Q_{\text{eq}} = 1,35 (1,25 + 2,63) + 31,4 = 36,63 \text{ KN/ml}$

#### Moment fléchissant :

-Moment isostatique :  $M_0 = Q_{\text{eq}} l^2 / 8 = 59,34 \text{ KN.m}$

-Moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0 = 44,5 \text{ KN.m}$

-Moment sur appui :  $0,5 M_0 = 29,67 \text{ KN.m}$

❖ Calcul du ferrailage (flexion simple) :

b=30cm, h=35cm, d=31,5cm,  $f_{bu}=14,2$  Mpa,  $f_{6s}=348$  Mpa,  $f_{t28}= 2,1$ Mpa

	Mu (KN.m)	U	A	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	44,5	0,105	0,138	29,76	4,29	4HA12=4,52
Appui	29,67	0,070	0,090	30,36	2,80	4HA10=3,14

Tab.III.6. Résultat du calcul du ferrailage de la poutre palière.

❖ Vérification ELU :

• Condition de non fragilité :

$$A_{s \min}=1,15\text{cm}^2$$

En Travée :  $A_s=4,52\text{cm}^2 > A_{s \min}=1,15 \text{ cm}^2$  .....cv

En Appui :  $A_s=3,14\text{cm}^2 > A_{s \min}=1,15 \text{ cm}^2$  .....cv

• Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \text{ tel que :}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$       $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$

Avec  $T_U$  : l'effort tranchant maximal sur appui

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = 23,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u/bd = 0,737 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,249 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ Vérification à ELS :

Poids propre de palier et de paillasse :

$$R = q_{eq \text{ ser}} \times l/2 = 9,53 \times 4,795/2 = 22,84\text{KN /ml}$$

$$q_{eq} = 28,07\text{KN /ml}$$

• Moment fléchissant :

Moment isostatique :  $M_0 = Q_{eq}l^2/8 = 45,47 \text{ KN.m}$

Moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0 = 34,10 \text{ KN.m}$

Moment sur appui :  $0,5M_0 = 22,735 \text{ KN.m}$

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

avec :  $\hat{\sigma}_{bc} = (M_{ser}/I) Y$  ;  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

❖ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

En travée :  $\alpha = 0,138 < 0,402 \dots \dots \dots \text{CV}$

Sur appui :  $\alpha = 0,090 < 0,402 \dots \dots \dots \text{CV}$

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \quad \blacktriangleright \blacktriangleright 35/360 = 0,097 > 1/16 = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV} \\ h/l \geq M_t/10M_0 \quad \blacktriangleright \blacktriangleright 35/360 = 0,097 > 44,5/10 \times 59,34 = 0,074 \dots \dots \dots \text{CV} \\ A_s/bd \leq 4,2/f_e \quad \blacktriangleright \blacktriangleright 4,52/30 \times 31,5 = 4,783 \times 10^{-3} < 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche est inutile.

➤ **Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :**

**Calcul du moment dus à la torsion :**

$v_u = q_u \times L/2 = 23,58 \text{ KN}$

$Ma = 0,1 \times L/2 \times v_u = 4,24 \text{ KN.m}$

$M_{tor} = Ma \times L/2 = 7,63 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul de l'aire de la section efficace :**

$\Omega$  : aire du contour à mi- épaisseur des parois

$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} a = \min (b \times h) = 30 \text{ cm} \\ b_0 = 30/6 = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$

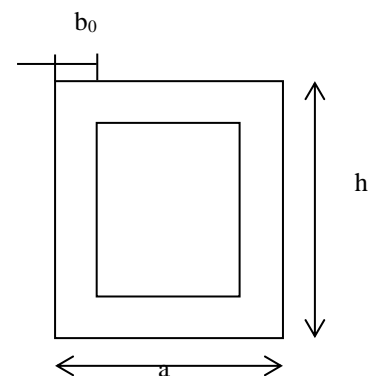


Fig.III.7. Section Creus.

➤ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{7,63}{2 \times 5 \times 750} = 1,017 \text{ Mpa}$



➤ **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = 3,33MPa$$

$(0,249)^2 + (1,017)^2 = 1,096 < 11,08 \text{ Mpa} \dots\dots\dots cv$

➤ **Calcul des armatures :**

D'après le BAEL91 :  $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

Avec : u : périmètre de la section efficace

$A_s^{tor}$  : Armatures longitudinales de torsion.

$U = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = 110cm.$

$A_{stor} = \frac{7,63 \times 10^6 \times 1100}{2 \times 75000 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2.$

**Alors les aciers longitudinaux :**

En travée :  $A_s = 4HA12 = 4,52cm^2$

Sur appui :  $A_s = 4HA10 = 3,14cm^2$

$A_s^{tor} = 4HA8 = 2,01cm^2$

❖ **Pourcentage minimal :**

D'après le BEAL91 on a :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0,4MPa$

$\frac{A_{stor}}{b_0 \times U} \cdot f_e = \frac{2,01}{5 \times 110} \times 400 = 1,82 \geq 0,4 \dots\dots\dots CV$

❖ **Les armatures transversales :**

$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{7,63 \times 10^5}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 0.0146cm$

$S_t \leq \min (0.9d ; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 31.5 ; 40cm) = 28,35cm$

On adopte :  $S_t = 25cm$

$\frac{A_t}{S_t} = 0.0146cm \Rightarrow A_t = 0,365cm^2$

On adopte :  $4HA8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}.$

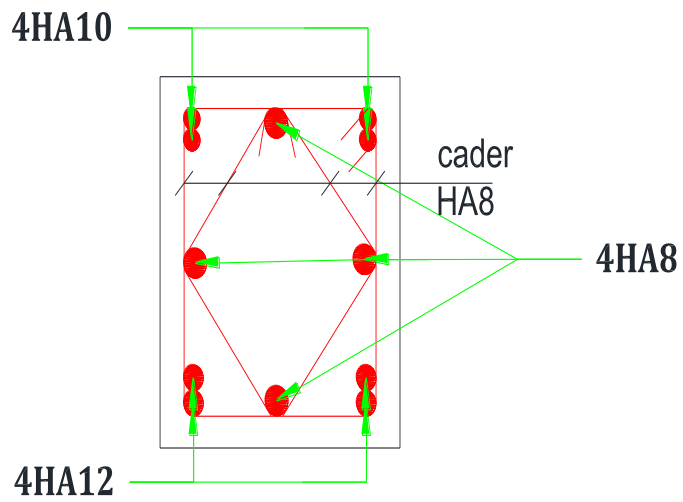


Fig.III.8. Ferrailage de la poutre palière.

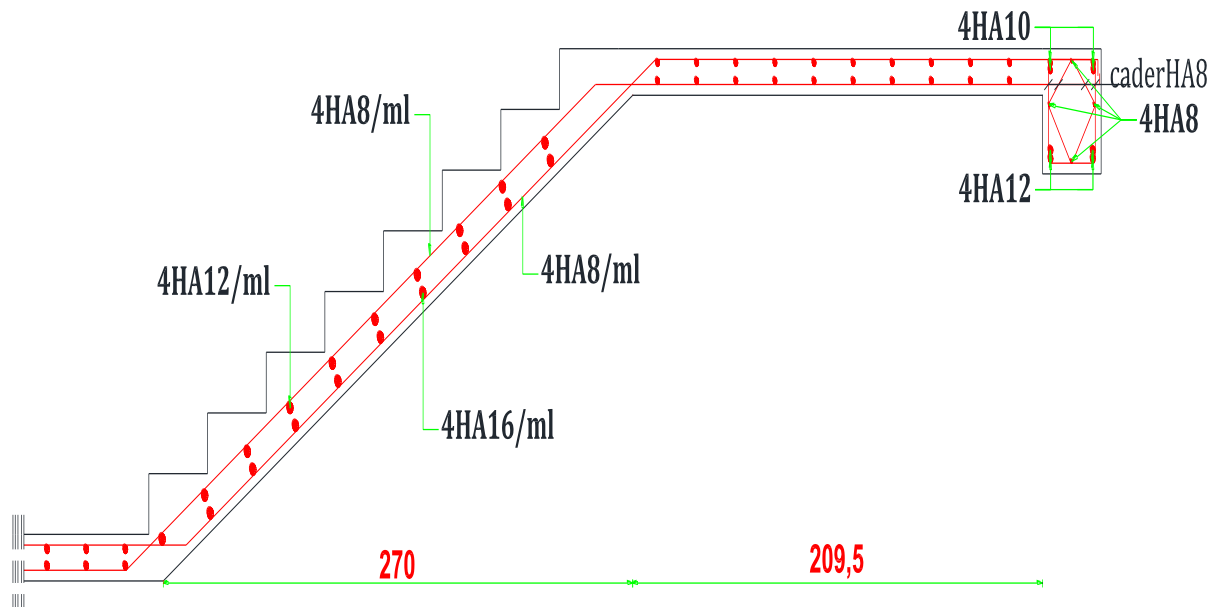


Fig.III.9. Ferrailage des escaliers.

### III.4. Plancher à dalle plein :

Une dalle est caractérisée par ses dimensions en plans  $L_x$  et  $L_y$  et nous désignons par  $L_x$  ; la plus petite dimension on aura donc  $L_x \leq L_y$ , il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport  $L_x/L_y$

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \quad : \text{ dalle portedans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad : \text{ dalle portedans les deux sens.}$$

#### III.4.1. Panneau da dalle N°01 :

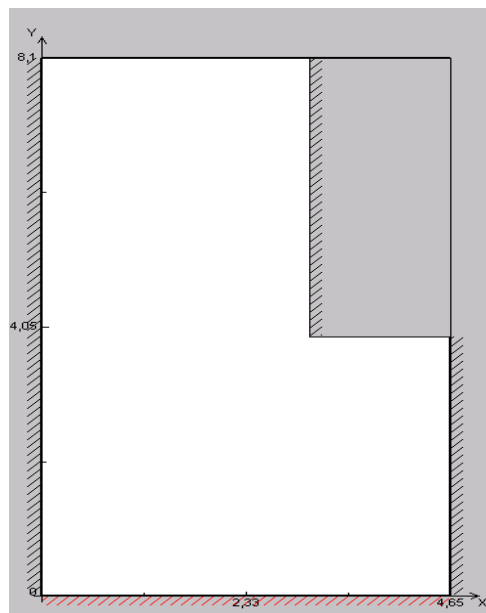
➤ **Étape de calcul :**

##### III.4.1.1. Plancher terrasse :

- **Calcul de  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,65}{8,10} = 0,57 > 0,4 ; \text{ Danc La dalle travaille dans les deux sens}$$

Notre type de panneau de dalle plein :



**Fig.III.10. Dimensions du plancher.**

##### III.4.1.1.1. Evaluation des charges :

La Charge permanente :  $G = 6,83 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Poids du l'acrotère :  $P = 2,0875 \text{ KN/ml}$

## III.4.1.1.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,83	1,35
<b>Q</b>	Uniforme	1	1,5
<b>P<sub>1</sub></b>	Linge // X	2,0875	1,35
<b>P<sub>2</sub></b>	Linge // Y	2,0875	1,35
<b>P<sub>3</sub></b>	Linge // X	2,0875	1,35
<b>P<sub>4</sub></b>	Linge // Y	2,0875	1,35
<b>P<sub>5</sub></b>	Linge // X	2,0875	1,35

Tab.III.7. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	0,00	8,10	-11,84
<b>En travée</b>	1,65	8,10	5,44
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	2,99	3,76	-11,65
<b>En travée</b>	2,41	2,09	4,57
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub> (KN/ml)
<b>Min</b>	3,18	3,76	-49,41
<b>Max</b>	2,92	3,76	73,28
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub> (KN/ml)
<b>Min</b>	2,92	4,03	-27,72
<b>Max</b>	2,92	3,76	79,87

Tab.III.8. Les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,83	1
<b>Q</b>	Uniforme	1	1
<b>P<sub>1</sub></b>	Linge // X	2,0875	1

<b>P<sub>2</sub></b>	Linge // Y	2,0875	1
<b>P<sub>3</sub></b>	Linge // X	2,0875	1
<b>P<sub>4</sub></b>	Linge // Y	2,0875	1
<b>P<sub>5</sub></b>	Linge // X	2,0875	1

**Tab.III.9. Type des charges à L'ELS.**

Selon SOCOTEC les résultats obtenus sont :

	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>M<sub>xx</sub> (KN.m/ml)</b>
<b>Sur appui</b>	0,00	8,10	-8,69
<b>En travée</b>	1,65	8,10	3,99
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>M<sub>yy</sub> (KN.m/ml)</b>
<b>Sur appui</b>	2,92	3,76	-8,51
<b>En travée</b>	2,41	2,09	3,34

**Tab.III.10. Les résultats des efforts à l'ELS.**

**III.4.1.1.3. Calcul de ferrailage :**

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de longueur  $b = 1,00\text{m}$  et une hauteur libre utile  $h = 0,15\text{m}$  soumise à la flexion simple

**Calcul de ferrailage :**

On a :  $\phi_x; \phi_y \leq h/10 = 15/10 = 1\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_x = h - c - \phi_x/2 = 12,5 \text{ cm} \\ d_y = d_x - 1 = 11,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$S_t \leq \min(4 \cdot h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad (\text{sens y-y})$$

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad (\text{sens x-x})$$

a- **Plancher terrasse** : Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens xx		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
$M_u$ (KN.m)	-11,84	5,44	11,65	4,57
$b$ (cm)	100	100	100	100
$d$ (cm)	12,5	12,5	11,5	11,5
$\mu_{bu}$	0,053	0,024	0,062	0,024
$\alpha$	0,068	0,030	0,080	0,030
$Z$ (cm)	12,16	12,35	11,132	11,362
$f_{su}$ (MPa)	348	348	348	348
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	2,79	1,26	3,00	1,15
$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	1,5	1,5	1,38	1,38
$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	4HA10=3,14	4HA8=2,01	4HA10=3,14	4HA8=2,01
$S_t$ (cm)	25	25	25	25
$S_{\max}$ (cm)	33	33	33	45
$S_t < S_{\max}$	C V	C V	C V	C V

Tab.III.11. Ferrailage de panneau à l'ELU.

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

$$\bar{\tau}_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \tau_u = \frac{V_u}{b_0, d}$$

$$V_u = T_{ZY} = 79,87 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_u = \frac{79870}{1000 \times 115} = 0,694 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1.5} \times 25 = 1,167 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_u = 0,694 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

• **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les

Contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite .

La fissuration est préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$ ;  $\eta = 1,6$  (HA).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

	Sens xx		Sens yy	
	M <sub>ax</sub> (KN.m/ml)	M <sub>tx</sub> (KN.m/ml)	M <sub>ay</sub> (KN.m/ml)	M <sub>ty</sub> (KN.m/ml)
<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	-8,36	3,99	-8,51	3,34
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,14	2,01	3,14	2,01
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
<b>Y(mm)</b>	29,9	24,6	28,5	23,4
<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	5150,75	3535,39	4295,77	2956,85
$k = \frac{M_{ser}}{I}$	0,168	0,112	0,198	0,112
$\sigma_{bc}$ (MPa)	5,023	2,75	5,64	2,62
$\sigma_{st}$ (MPa)	239,65	168,67	256,90	153,88
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Non Vérifié	Vérifié	Non Vérifié	Vérifié

Tab.III.12. 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 :

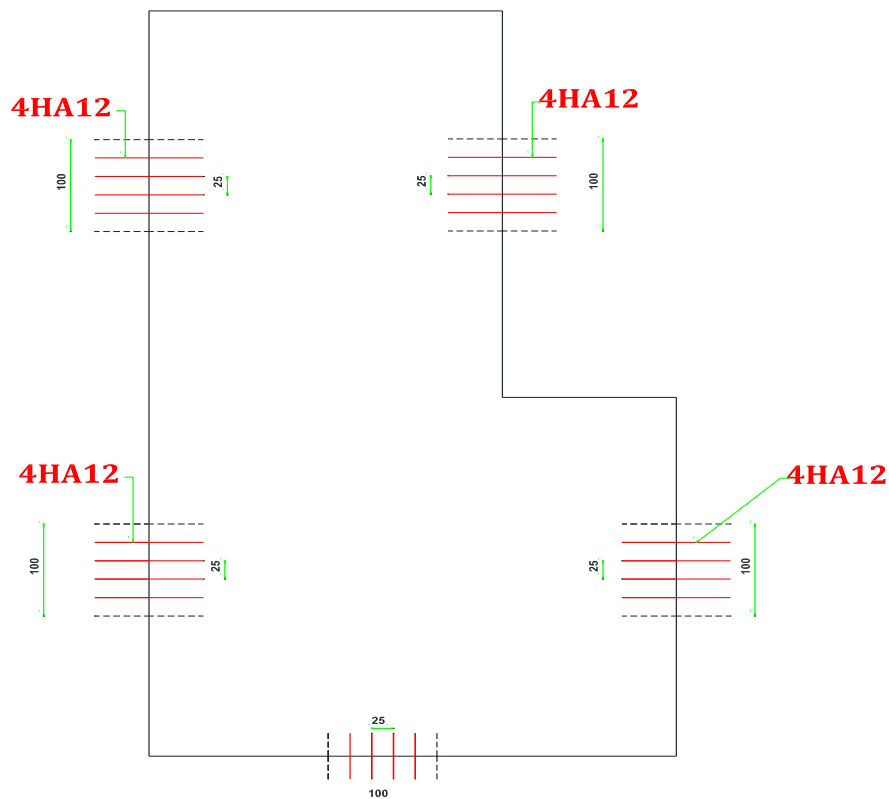
$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul à L'ELS:

M <sub>SER</sub> (KN.m)	$\mu_s$	<b>B</b>	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> )	K	$\sigma_{bc}$ $= \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ $< \bar{\sigma}_{bc}$	A <sub>S</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>M<sub>tx</sub>=3,99</b>	0,012	0,9409	1,68	69,57	2,89	Vérifiée	4HA10=3,14	25
<b>M<sub>ax</sub>=8,69</b>	0,0027	0,9145	3,77	43,49	4,63	Vérifiée	4HA12=4,52	25
<b>M<sub>ty</sub>=3,34</b>	0,0012	0,9409	1,53	69,57	2,89	Vérifiée	4HA10=3,14	25
<b>M<sub>ay</sub>=8,51</b>	0,0031	0,9091	4,03	40.01	5,03	Vérifiée	4HA12=4,52	25

Tab.III.13. Ferrailage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

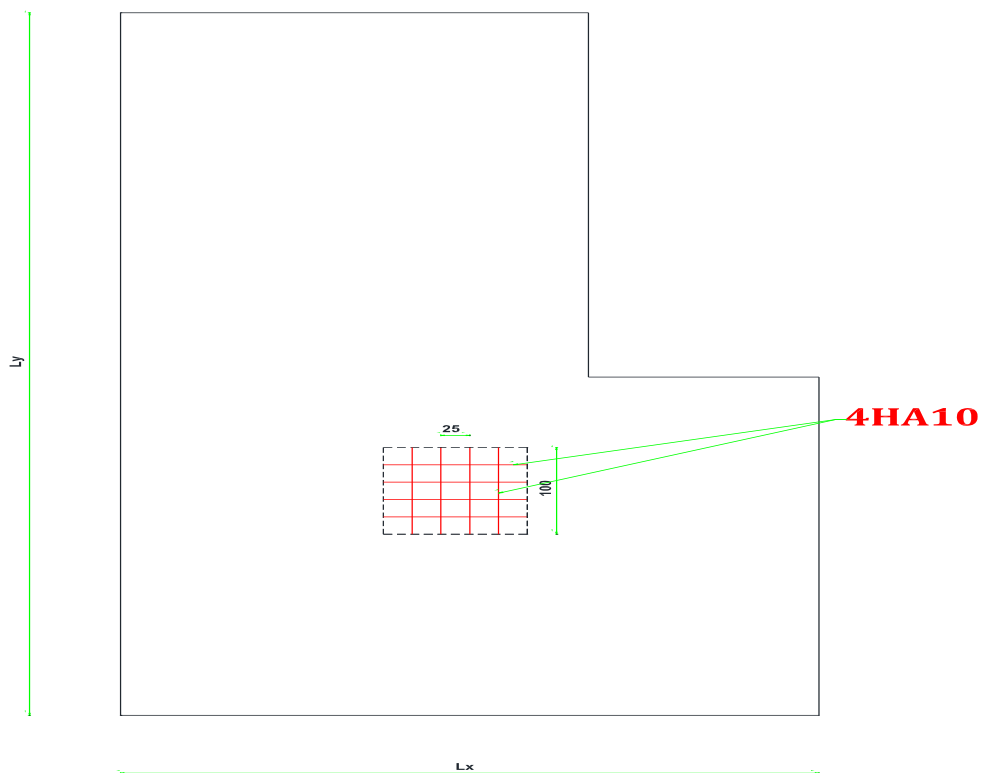


Fig.III.11. Ferrailage de plancher terrasse.



**III.4.1.2. Plancher étage courant + RDC :****III.4.1.2.1. Evaluation des charges :**

La Charge permanente :  $G = 6,35 \text{ KN/m}^2$

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

Poids du mur extérieur :  $P = 2,75 \times (3,06 - 0,15) = 8 \text{ KN/ml}$

**III.4.1.2.2. Sollicitations :**

**ELU :**

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,35	1,35
<b>Q</b>	Uniforme	1,5	1,5
<b>P<sub>1</sub></b>	Linge // X	8	1,35
<b>P<sub>2</sub></b>	Linge // X	8	1,35

**Tab.III.14. Type des charges à L'ELU.**

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	0	8,10	-22,16
<b>En travée</b>	1,65	8,10	9,09
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	2,92	3,76	-11,87
<b>En travée</b>	2,41	2,09	4,59
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub> (KN/ml)
<b>Min</b>	0	8,10	-83,52
<b>Max</b>	2,92	3,76	75,02
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub> (KN/ml)
<b>Min</b>	2,92	4,03	-27,84
<b>Max</b>	2,92	3,76	80,62

**Tab.III.15. Les résultats des efforts à l'ELU.**

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,35	1
<b>Q</b>	Uniforme	1	1
<b>P<sub>1</sub></b>	Linge // X	8	1
<b>P<sub>2</sub></b>	Linge // X	8	1

Tab.III.16. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC. Les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	0,00	8,10	-16,29
<b>En travée</b>	1,65	8,10	6,67
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	2,92	3,76	-8,61
<b>En travée</b>	2,41	2,09	3,33

Tab.III.17. Les résultats des efforts à l'ELS.

## III.4.1.2.3. Calcul de ferrailage :

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens xx		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	-22,16	9,09	-11,87	4,59
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5	11,5	11,5
<b><math>\mu_{bu}</math></b>	0,099	0,040	0,063	0,026
<b><math>\alpha</math></b>	0,130	0,0510	0,0814	0,0329
<b>Z (cm)</b>	11,85	12,245	11,125	11,348
<b>f<sub>su</sub> (MPa)</b>	348	348	348	348
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,37	2,13	3,06	1,16
<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	1,5	1,5	1,38	1,38
<b>A<sub>adopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	5HA12=5,65	5HA8=2,51	4HA10=3,14	4HA8=2,01
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	25	25

<b>S<sub>tmax</sub> (cm)</b>	33	33	33	45
<b>S<sub>t</sub>&lt;S<sub>tmax</sub></b>	C V	C V	C V	C V

Tab.II.18. Ferrailage de panneau à l'ELU.

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u < \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} \tau_u = \frac{V_u}{b_0, d}$$

V<sub>u</sub> = T<sub>ZX</sub> = 80,64 KN..... SOCOTEC

$$\tau_u = \frac{83520}{1000 \times 125} = 0,668 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,167 \text{ MPa}$$

Alors :

$\tau_u = 0,668 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}.....cv.$

• Vérification à l'ELS :

	Sens xx		Sens yy	
	M <sub>ax</sub> (KN.m/ml)	M <sub>tx</sub> (KN.m/ml)	M <sub>ay</sub> (KN.m/ml)	M <sub>ty</sub> (KN.m/ml)
<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	-16,29	6,67	-8,61	3,33
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,65	2,51	3,14	2,01
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (MPa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (MPa)</b>	201,63	201,63	201,63	201,63
<b>Y(mm)</b>	38,3	27,1	28,5	23,4
<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	8243,29	4271,94	4295,77	2956,85
<b><math>k = \frac{M_{ser}}{I}</math></b>	0,197	0,156	0,200	0,112
<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	7,54	4,22	5,7	2,62
<b><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</b>	256,19	299,08	259,5	153,888
<b><math>\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}</math></b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
<b><math>\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}</math></b>	Non Vérifié	Non Vérifié	Non Vérifié	Vérifié

Tab.III.19. 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 :

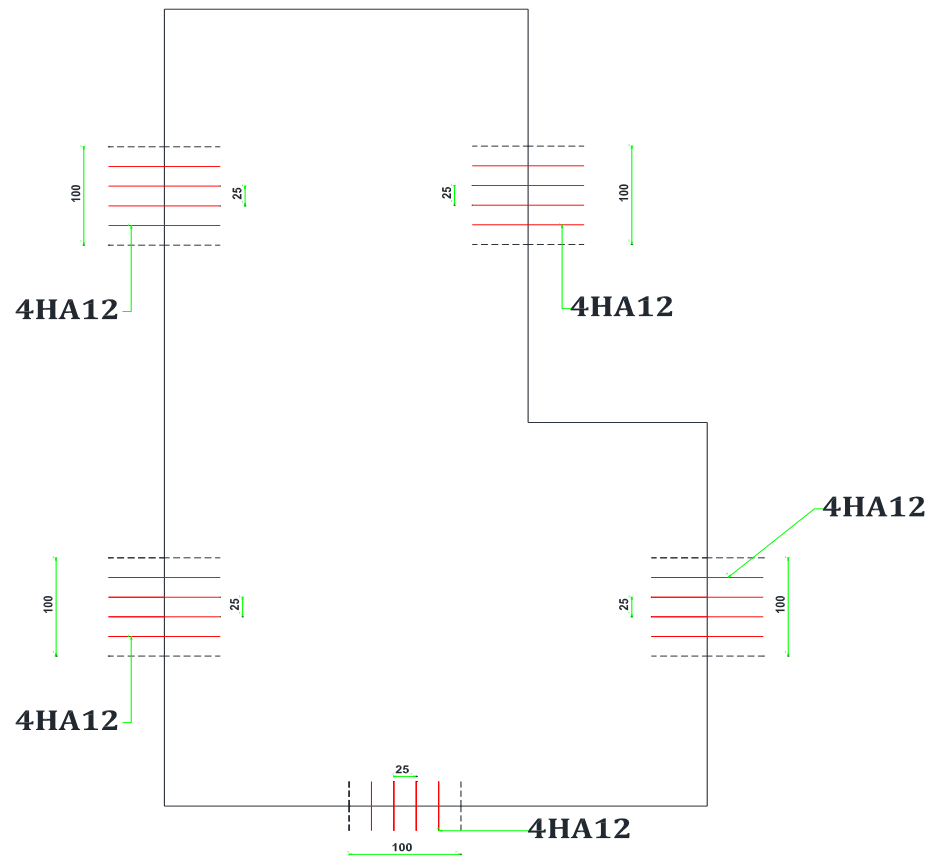
$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul à L'ELS:

$M_{SER}$ (KN.m)	$\mu_s$	<b>B</b>	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	K	$\sigma_{bc}$ $= \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ < $\bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
<b><math>M_{tx}=3,99</math></b>	0,0051	0,8874	7,28	29,405	6,85	Vérifiée	7HA12=7,92	15
<b><math>M_{ax}</math> =8,69</b>	0,0021	0,9236	2,86	50,48	3,99	Vérifiée	4HA10=3,14	25
<b><math>M_{ty}=3,34</math></b>	0,0032	0,9078	4,09	39,23	5,13	Vérifiée	4HA12=4,52	25
<b><math>M_{ay}=8,51</math></b>	0,0012	0,9409	1,52	69,57	2,89	Vérifiée	4HA10=3,14	25

Tab.III.20. Ferrailage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

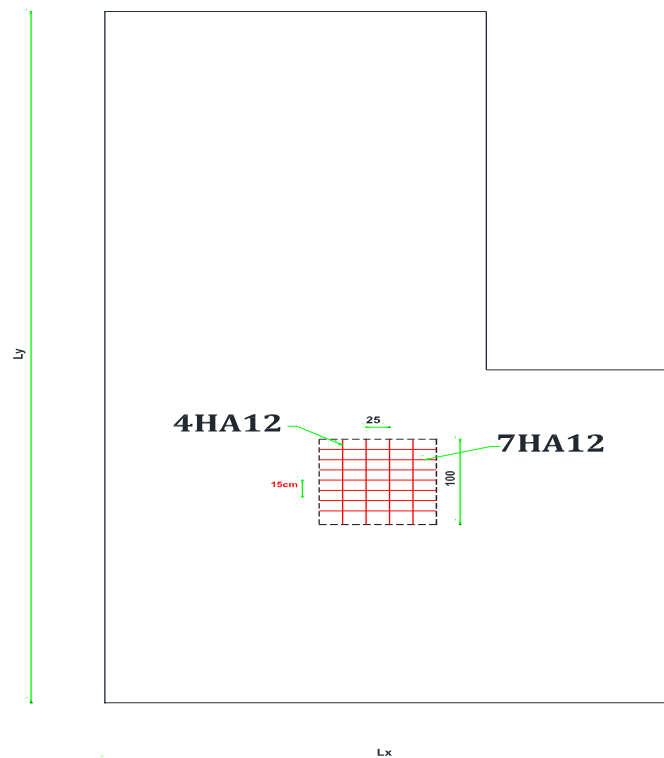


Fig.III.12. Ferrailage de plancher RDC

## III.4.2. Panneau da dalle N°2 :

## III.4.2.1. Plancher terrasse :

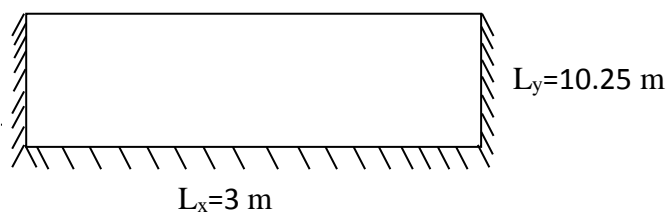


Fig.III.13. Dimensions du plancher.

## III.4.2.1.1. Evaluation des charges:

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

La Charge permanente :  $G = 6,83 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Poids de l'acrotère :  $P = 2,08 \text{ KN/ml}$

## III.4.2.1.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,83	1,35
<b>Q</b>	Uniforme	1	1,5
<b>P</b>	Linge // X	2,08	1,35

Tab.III.21. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	$M_{xx}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	3	10,25	-11,29
<b>En travée</b>	1,35	10,25	5,23
	X(m)	Y(m)	$M_{yy}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	1,35	0	-4,78
<b>En travée</b>	1,35	1,61	1,38
	X(m)	Y(m)	$T_{zx}(\text{KN/ml})$
<b>Min</b>	0,00	10,25	-31,48
<b>Max</b>	3	10,25	31,48

	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub> (KN/ml)
<b>Min</b>	1,35	0	-14,89
<b>Max</b>	0	0,73	4,31

Tab.III.22. les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,83	1
<b>Q</b>	Uniforme	1	1
<b>P</b>	Linge // X	2,08	1

Tab.III.23. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC. Les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-8,28
<b>En travée</b>	1,35	10,25	3,83
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	1,35	0	-3,49
<b>En travée</b>	1,35	1,61	1,01

Tab.III.24. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.4.2.1.3. Calcul des armatures :

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
<b>Mu(KN.m)</b>	-11,29	5,23
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b>μ</b>	0,050	0,023
<b>A</b>	0,064	0,029
<b>Z(cm)</b>	12,18	12,36
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	2,66	1,21
<b>A<sub>s</sub>(Min)</b>	1,5	1,5
<b>A<sub>sadopt</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4T10=3,14	4T10=3,14
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	25 cm	25 cm

Tab.III.25. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.

**Vérifications :**

- **la contrainte tangentielle du béton:**

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$V_u = T_{ZX} = 31.48 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$

$$\tau_u = \frac{31480}{1000 \times 125} = 0,251\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification à l'ELS:**

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
Ms(KN.m/ml)	-8,28	3,83
b (cm)	100	100
d (cm)	12,5	12,5
μ	0,037	0,017
A	0,047	0,021
Z(cm)	12,27	12,4
As(cm <sup>2</sup> )	1,93	0,88
As(Min)	1,5	1,5
Asadopt(cm <sup>2</sup> /ml)	4T10=314	4T10=3,14
S <sub>t</sub> (cm)	25 cm	25 cm

**Tab.III.26. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.**



- Vérification des contraintes :

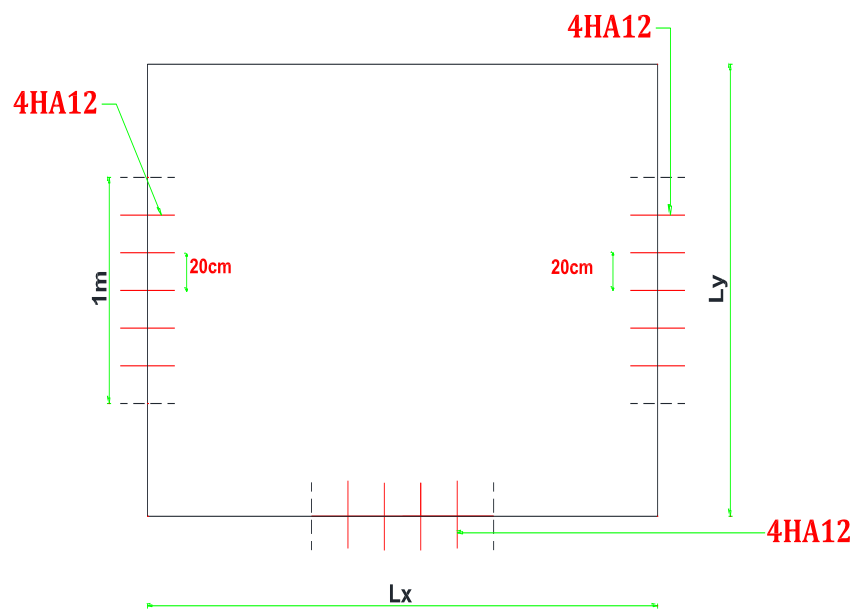
Section	Sens xx	
	$M_{ax}$ (KN.m/ml)	$M_{tx}$ (KN.m/ml)
$M_{ser}$ (KN.m)	-8,28	3,83
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	3,14	3,14
$Y$ (cm)	2,99	2,99
$I$ cm <sup>4</sup>	5150,75	5150,75
$K$	0,161	0,075
$\sigma_{bc}^-$ (MPa)	15	15
$\sigma_{st}^-$ (MPa)	201,63	201,63
$\sigma_{bc}$ (MPa)	4,814	2,243
$\sigma_{st}$ (MPa)	229,667	106,98
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$	Non Vérifié	Vérifié

Tab.III.27. Vérification des contraintes à l'ELS.

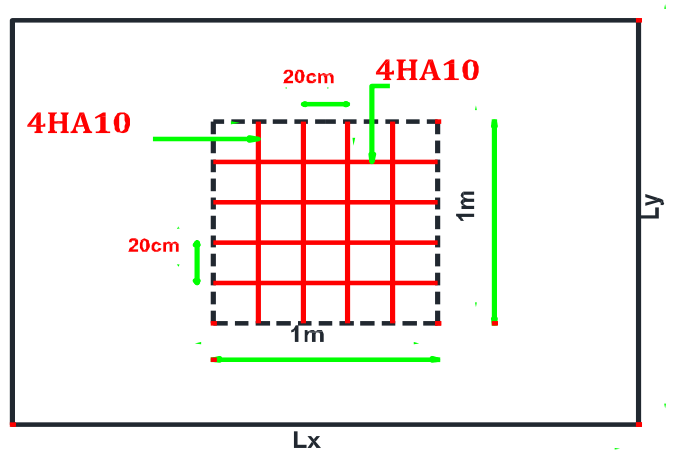
- Calcul les armatures à l'ELS :

$M_{SER}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	$K$	$\sigma_{bc}$ $= \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ $< \bar{\sigma}_{bc}$	$A_s$ adopté(cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
$M_{ax}$ =8.28	0,0026	0,9159	3,58	44,45	4,54	Vérifier	4HA12=4,52	25
$M_{tx}$ =3.83	0,0012	0,9409	1,26	69,57	2,9	Vérifier	4HA10=3,14	25

Tab.III.28. Ferrailage à l'ELS.



En appuis



En travée

Fig.III.14. Ferrailage de plancher terrasse.

## III.4.2.2. Plancher étage courant :

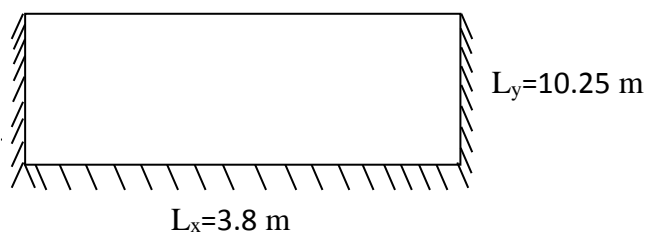


Fig.III.15. Dimensions du plancher.

## III.4.2.2.1. Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

La Charge permanente :  $G = 6,35 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation :  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Poids du mur extérieur :  $P=8 \text{ KN/ml}$  ( $P = 2,75 \text{ KN/m}^2 \times \text{Hauteur de mur}(2,91)$ )

## III.4.2.2.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6.35	1,35
<b>Q</b>	Uniforme	3.5	1,5
<b>P</b>	Linge // X	8	1,35

Tab.III.29. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	$M_{xx}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-23,4
<b>En travée</b>	1,35	10,25	9,92
	X(m)	Y(m)	$M_{yy}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	1,35	0,00	-6,16
<b>En travée</b>	1,35	1,61	1,77
	X(m)	Y(m)	$T_{zx}(\text{KN/ml})$
<b>Min</b>	0,00	10,25	-77,17
<b>Max</b>	3	10,25	77,17
	X(m)	Y(m)	$T_{zy}(\text{KN/ml})$

<b>Min</b>	1,35	0,00	-19,20
<b>Max</b>	3	9,81	11,29

Tab.III.30. Les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,35	1
<b>Q</b>	Uniforme	3,5	1
<b>P</b>	Linge // X	8	1

Tab.III.31. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC, Les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-17,05
<b>En travée</b>	1,35	10,25	7,21
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	1,35	1,90	-4,39
<b>En travée</b>	1,35	1,61	1,26

Tab.III.32. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.4.2.2.3. Calcul des armatures :

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
<b>Mu(KN.m/ml)</b>	-23,4	9,92
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b>μ</b>	0,105	0,044
<b>A</b>	0,138	0,056
<b>Z(cm)</b>	11,81	12,22
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	5,69	2,33
<b>A<sub>s</sub>(Min)</b>	1,5	1,5
<b>A<sub>sadopt</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6T12=6,79	4T10=3,14
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	15 cm	25 cm

Tab.III.33. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.

Vérifications :

- la contrainte tangentielle du béton:

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$V_u = T_{ZX} = 77,17\text{KN}$ ....., **SOCOTEC**

$$\tau_u = \frac{77170}{1000 \times 125} = 0,617 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification à l'ELS:

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
Ms(KN.m/ml)	-17,05	7,21
b (cm)	100	100
d (cm)	12,5	12,5
μ	0,076	0,032
A	0,098	0,040
Z(cm)	12,01	12,34
As(cm <sup>2</sup> )	4,07	1,67
As(Min)	1,5	1,5
Asadopt(cm <sup>2</sup> /ml)	4T12=4,52	4T10=3,14
St(cm)	25 cm	25 cm

Tab.III.34. Ferrillage de panneau de dalle à L'ELS.

- Vérification des contraintes :

	Sens xx	
	M <sub>ax</sub> (KN.m/ml)	M <sub>tx</sub> (KN.m/ml)
M <sub>ser</sub> (KN.m)	-17,05	7,21
As(cm <sup>2</sup> )	4,52	3,14
Y (cm)	3,49	2,99

<b>I cm<sup>4</sup></b>	6920,96	5150,75
<b>K</b>	0,246	0,139
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (MPa)</b>	15	15
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (MPa)</b>	201,63	201,63
<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	8,59	4,16
<b><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</b>	332,469	198,283
<b><math>\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}</math></b>	Vérifié	Vérifié
<b><math>\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}</math></b>	Non Vérifié	Vérifié

Tab.III.35. Vérification des contraintes à l'ELS.

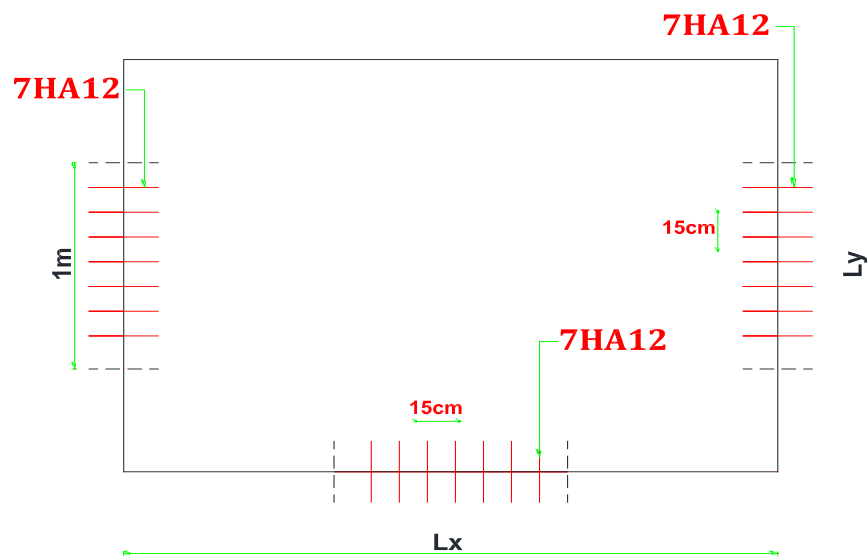
- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

M <sub>SER</sub> (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> )	K	$\sigma_{bc}$ = $\frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ < $\bar{\sigma}_{bc}$	A <sub>s</sub> adopté(cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
M <sub>ax</sub> =- 17,05	0,0054	0,8846	7,64	28,34	7,11	Vérifier	7T12=7,92	15
M <sub>tx</sub> =7,21	0,0022	0,9220	3,10	49,07	4,1	Vérifier	4T10=3,14	25

Tab.III.36. Ferrailage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

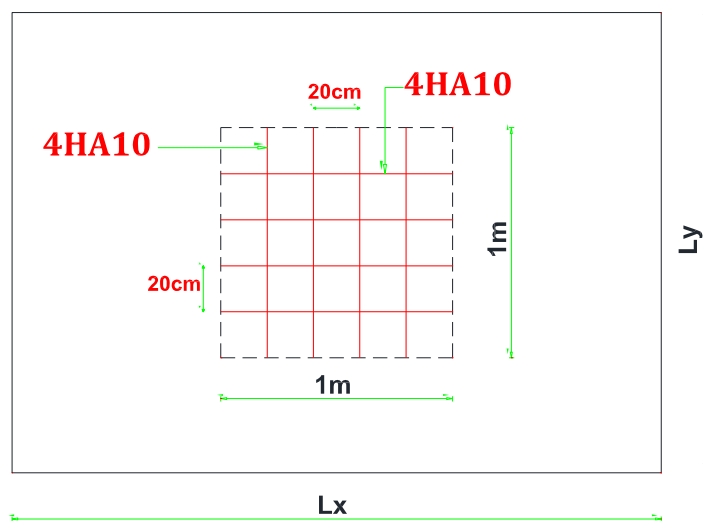


Fig.III.16. Ferrailage de plancher étage courant.

## III.4.2.3. Plancher RDC :

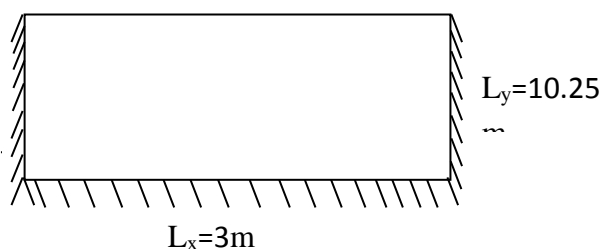


Fig.III.17. Dimensions du plancher

## III.4.2.3.1. Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur,

La Charge permanente :  $G = 6,35 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Poids du mur extérieur :  $P = 8 \text{ KN/ml}$  ( $P = 2,75 \text{ KN/m}^2 \times \text{Hauteur de mur}(2,91)$ )

## III.4.2.3.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,35	1,35
<b>Q</b>	Uniforme	5	1,5
<b>P</b>	Linge // X	8	1,35

Tab.III.37. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	$M_{xx}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-25,05
<b>En travée</b>	1,35	10,25	10,76
	X(m)	Y(m)	$M_{yy}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	1,35	0,00	-7,16
<b>En travée</b>	1,35	1,61	2,06
	X(m)	Y(m)	$T_{zx}(\text{KN/ml})$
<b>Min</b>	0,00	10,25	-80,77
<b>Max</b>	3	10,25	80,77
	X(m)	Y(m)	$T_{zy}(\text{KN/ml})$
<b>Min</b>	1,35	0,00	-22,33
<b>Max</b>	3	9,81	11,35

Tab.III.38. Les résultats des efforts à l'ELU.



ELS :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,35	1
<b>Q</b>	Uniforme	5	1
<b>P</b>	Linge // X	8	1

Tab.III.39. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC, Les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-18,15
<b>En travée</b>	1,90	10,25	7,76
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	1,90	1,90	-5,06
<b>En travée</b>	1,90	1,90	1,46

Tab.III.40. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.4.2.3.3. Calcul des armatures :

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
<b>Mu(KN.m/ml)</b>	-25,05	10,76
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b>μ</b>	0,112	0,048
<b>A</b>	0,148	0,061
<b>Z(cm)</b>	11,76	12,2
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	6,12	2,53
<b>A<sub>s</sub>(Min)</b>	1,5	1,5
<b>A<sub>sadopt</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6T12=6,79	4T10=3,14
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	15 cm	25 cm

Tab.III.41. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.

- La contrainte tangentielle du béton:

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$V_u = T_{ZX} = 80,77 \text{ KN}$ ....., **SOCOTEC**

$$\tau_u = \frac{80770}{1000 \times 125} = 0,646MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Vérification à l'ELS:

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
<b>Ms(KN.m/ml)</b>	-18,15	7,76
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b>μ</b>	0,081	0,034
<b>A</b>	0,105	0,043
<b>Z(cm)</b>	11,98	12,29
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	4,35	1,81
<b>As(Min)</b>	1,5	1,5
<b>Asadopt(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4T12=4,52	4T10=3,14
<b>St(cm)</b>	25 cm	25 cm

Tab.III.42. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.

- Vérification des contraintes :

	Sens xx	
	<b>M<sub>ax</sub></b> <b>(KN.m/ml)</b>	<b>M<sub>tx</sub>(KN.m/ml)</b>
<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	-18,15	7,76
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	4,52	3,14
<b>Y (cm)</b>	3,49	2,99

<b>I cm<sup>4</sup></b>	6920,96	5150,75
<b>K</b>	0,262	0,151
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (MPa)</b>	15	15
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (MPa)</b>	201,63	201,63
<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	9,14	4,51
<b><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</b>	354,093	215,402
<b><math>\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}</math></b>	Vérifié	Vérifié
<b><math>\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}</math></b>	Non Vérifié	Non Vérifié

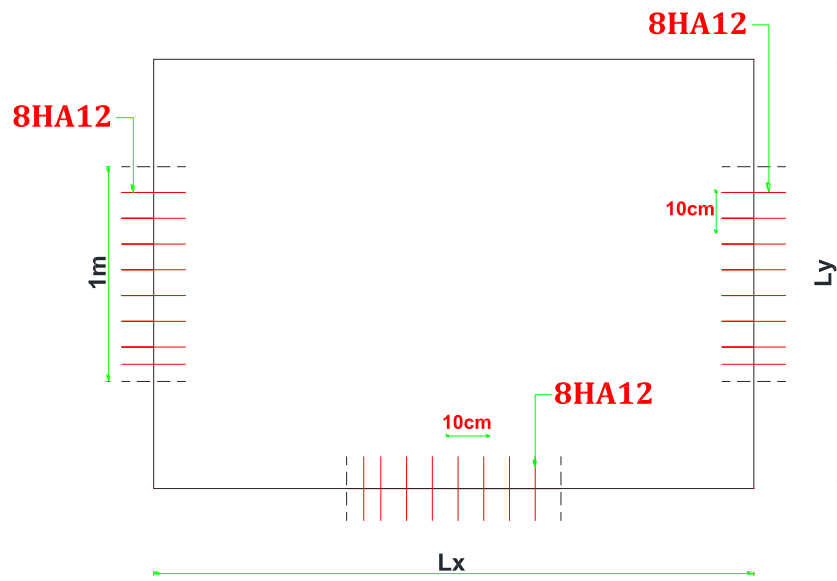
Tab.III.43. Vérification des contraintes à l'ELS.

- Calcul les armatures à l'ELS :

<b>M<sub>SER</sub> (KN.m)</b>	<b><math>\mu_s</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>A<sub>ser</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>K</b>	<b><math>\sigma_{bc}</math> = <math>\frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}</math></b>	<b><math>\sigma_{bc}</math> &lt; <math>\bar{\sigma}_{bc}</math></b>	<b>A<sub>s</sub> adopté(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>
<b>M<sub>ax</sub>= 18,15</b>	0,0057	0,8821	8,16	27,39	7,36	Vérifier	8T12=9,05	10
<b>M<sub>tx</sub>=7,76</b>	0,0024	0,9188	3,35	46,61	4,32	Vérifier	4T12=4,52	25

Tab.III.44. Ferrailage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

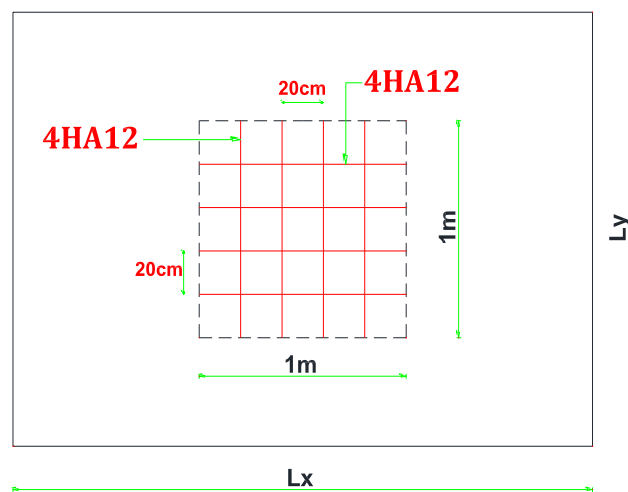


Fig.III.18. Ferrailage de plancher RDC.

## III.4.3. Panneau da dalle N°3 :

## III.4.3.1. Plancher terrasse :

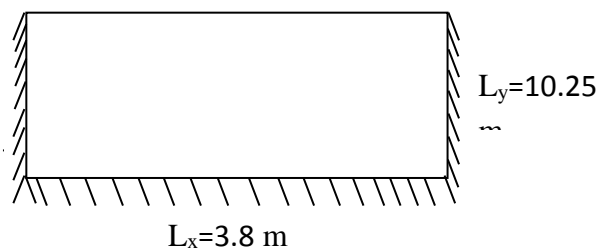


Fig.III.19. Dimensions du plancher.

## III.4.3.1.1. Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur,

La Charge permanente :  $G = 6,83 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Poids de l'acrotère :  $P=2,08 \text{ KN/ml}$

## III.4.3.1.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,83	1,35
<b>Q</b>	Uniforme	1	1,5
<b>P</b>	Linge // X	2,08	1,35

Tab.III.45. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	$M_{xx}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-17,45
<b>En travée</b>	3,8	10,25	8,26
	X(m)	Y(m)	$M_{yy}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-8,15
<b>En travée</b>	3,8	10,25	2,28
	X(m)	Y(m)	$T_{zx}(\text{KN/ml})$
<b>Min</b>	0,00	10,25	-39,37
<b>Max</b>	3,80	10,25	39,37
	X(m)	Y(m)	$T_{zy}(\text{KN/ml})$
<b>Min</b>	0,00	10,25	-19,07
<b>Max</b>	3,8	10,25	5,61

Tab.III.46. Les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,83	1
<b>Q</b>	Uniforme	1	1
<b>P</b>	Linge // X	2,08	1

Tab.III.47. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC, Les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN,m/ml)
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-12,79
<b>En travée</b>	3,80	10,25	6,05
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-5,95
<b>En travée</b>	3,80	10,25	1,66

Tab.III.48. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.4.3.1.3. Calcul des armatures :

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
<b>Mu(KN.m/ml)</b>	-17,45	8,26
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b>μ</b>	0,078	0,037
<b>A</b>	0,101	0,047
<b>Z(cm)</b>	11,99	12,26
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	4,18	1,93
<b>A<sub>s</sub>(Min)</b>	1,5	1,5
<b>A<sub>sadopt</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4T12=4,52	4T8=2,01
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	25 cm	25 cm

Tab.III.49. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.

Vérifications :

- la contrainte tangentielle du béton:

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$V_u = T_{ZX} = 39,37 \text{ KN}$ ....., **SOCOTEC**

$$\tau_u = \frac{107400}{1000 \times 140} = 0,314\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Vérification à l’ELS :

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
<b>Ms(KN.m/ml)</b>	-12,79	6,05
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b>μ</b>	0,057	0,027
<b>A</b>	0,073	0,034
<b>Z(cm)</b>	12,13	12,33
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	3,02	1,4
<b>As(Min)</b>	1,5	1,5
<b>Asadopt(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4T10=3,14	4T8=2,01
<b>St(cm)</b>	25 cm	25 cm

Tab.III.50. Ferrailage de panneau de dalle à L’ELS.

- Vérification des contraintes :

	Sens xx	
	<b>M<sub>ax</sub></b> <b>(KN.m/ml)</b>	<b>M<sub>tx</sub>(KN.m/ml)</b>
<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	-12,79	6,05
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	3,14	2,01
<b>Y (cm)</b>	2,99	2,46

<b>I cm<sup>4</sup></b>	5150,75	3535,39
<b>K</b>	0,248	0,171
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (MPa)</b>	15	15
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (MPa)</b>	201,63	201,63
<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	7,415	4,207
<b><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</b>	353,772	257,526
<b><math>\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}</math></b>	Vérifié	Vérifié
<b><math>\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}</math></b>	Non Vérifié	Non Vérifié

Tab.III.51. Vérification des contraintes à l'ELS.

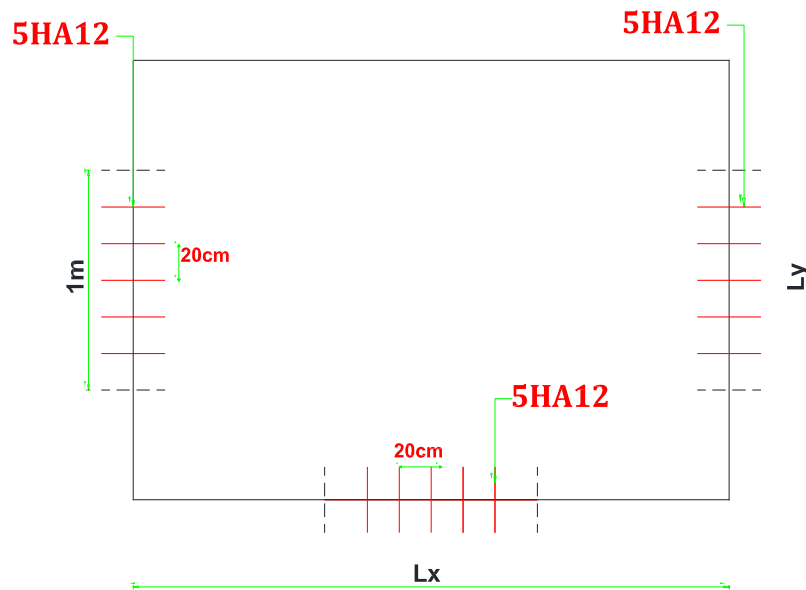
- Calcul les armatures à l'ELS :

$M_{SER}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}(cm^2)$	K	$\sigma_{bc}$ $= \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ $< \bar{\sigma}_{bc}$	$A_s$ adopté(cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t(cm)$
$M_{ax}$ =12,79	0,004	0,8984	5,64	43,22	1,58	Vérifier	5T12=5,65	20
$M_{ay}$ =6,05	0,0019	0,927	2,58	183,83	1,09	Vérifier	4T10=3,14	25

Tab.III.52. Ferrailage à l'ELS.



En appuis :



En travée :

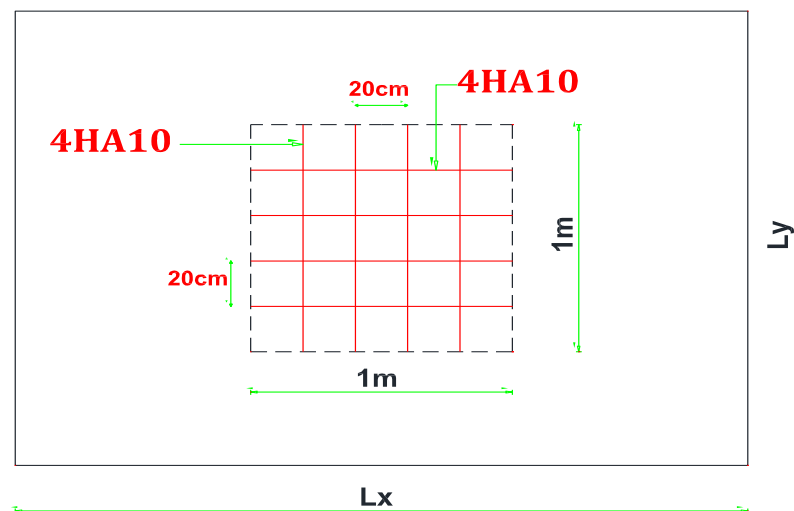


Fig.III.20. Ferrailage de plancher terrasse.

III.4.3.2. Plancher étage courant :

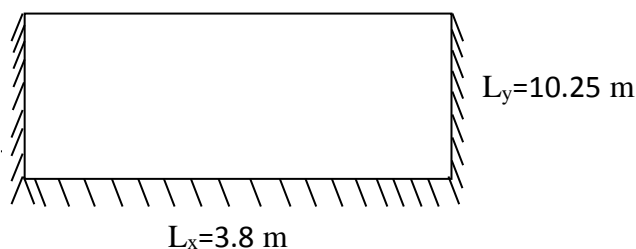


Fig.III.21. Dimensions du plancher.

III.4.3.2.1. Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur,

La Charge permanente :  $G = 6,35 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation :  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Poids du mur extérieur :  $P = 8 \text{ KN/ml}$  ( $P = 2,75 \text{ KN/m}^2 \times \text{Hauteur de mur}(2,91)$ )

III.4.3.2.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,35	1,35
<b>Q</b>	Uniforme	1,5	1,5
<b>P</b>	Linge // X	8	1,35

Tab.III.53. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	$M_{xx}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-31,09
<b>En travée</b>	1,90	10,25	12,93
	X(m)	Y(m)	$M_{yy}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	1,90	0,00	-8,23
<b>En travée</b>	1,90	1,90	2,30
	X(m)	Y(m)	$T_{zx}(\text{KN/ml})$
<b>Min</b>	0,00	10,25	-89,24
<b>Max</b>	3,8	10,25	89,24
	X(m)	Y(m)	$T_{zy}(\text{KN/ml})$
<b>Min</b>	1,90	0,00	-19,25
<b>Max</b>	0,00	9,81	13,59

Tab.III.54. Les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,35	1
<b>Q</b>	Uniforme	1,5	1
<b>P</b>	Linge // X	8	1

Tab.III.55. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC, Les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-22,83
<b>En travée</b>	1,90	10,25	9,47
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub> (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	1,90	1,90	-5,97
<b>En travée</b>	1,90	1,90	1,67

Tab.III.56. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.4.3.2.3. Calcul des armatures :

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
<b>Mu(KN.m/ml)</b>	-31,09	12,93
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b>μ</b>	0,140	0,058
<b>A</b>	0,189	0,074
<b>Z(cm)</b>	11,55	12,13
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	7,73	3,06
<b>A<sub>s</sub>(Min)</b>	1,5	1,5
<b>A<sub>sadopt</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7T12=7,92	4T10=3,14
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	15 cm	25 cm

Tab.III.57. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.

- La contrainte tangentielle du béton :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$V_u = T_{ZX} = 89,24\text{KN}$ ....., **SOCOTEC**

$$\tau_u = \frac{89240}{1000 \times 125} = 0,713\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Vérification à l'ELS :

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
<b>Ms(KN.m/ml)</b>	-22,83	9,47
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b>μ</b>	0,102	0,042
<b>A</b>	0,134	0,053
<b>Z(cm)</b>	11,83	12,23
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	5,54	2,22
<b>As(Min)</b>	1,5	1,5
<b>Asadopt(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5T12=5,65	4T10=3,14
<b>St(cm)</b>	20 cm	25 cm

Tab.III.58. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.

- Vérification des contraintes :

	Sens xx	
	<b>M<sub>ax</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>M<sub>tx</sub>(KN.m/ml)</b>
<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	-22,83	9,47
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	5,65	3,14
<b>Y (cm)</b>	3,83	2,99
<b>I cm<sup>4</sup></b>	8243,3	5150,75

<b>K</b>	0,276	0,183
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63	201,63
$\sigma_{bc}$ (MPa)	10,75	5,47
$\sigma_{st}$ (MPa)	358,938	261,05
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Non Vérifié	Non Vérifié

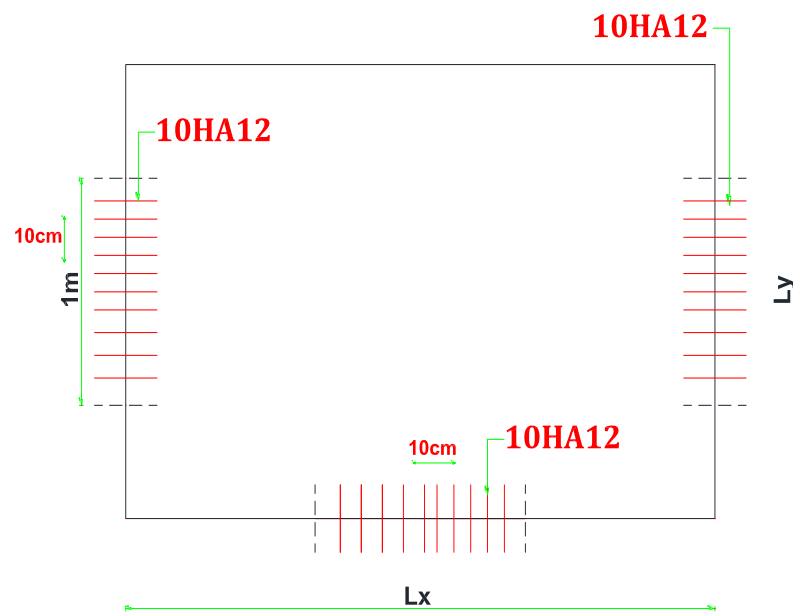
Tab.III.59. Vérification des contraintes à l'ELS.

- Calcul les armatures à l'ELS :

$M_{SER}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}(cm^2)$	K	$\sigma_{bc}$ $= \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ $< \bar{\sigma}_{bc}$	$A_s$ adopté( $cm^2/ml$ )	$S_t(cm)$
$M_{ax}$ =22,83	0,0072	0,8702	10,40	23,53	8,56	Vérifier	10T12=11,31	10
$M_{tx}=9,47$	0,003	0,9104	4,12	40,79	4,94	Vérifier	5T12=5,65	20

Tab.III.60. Ferrillage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

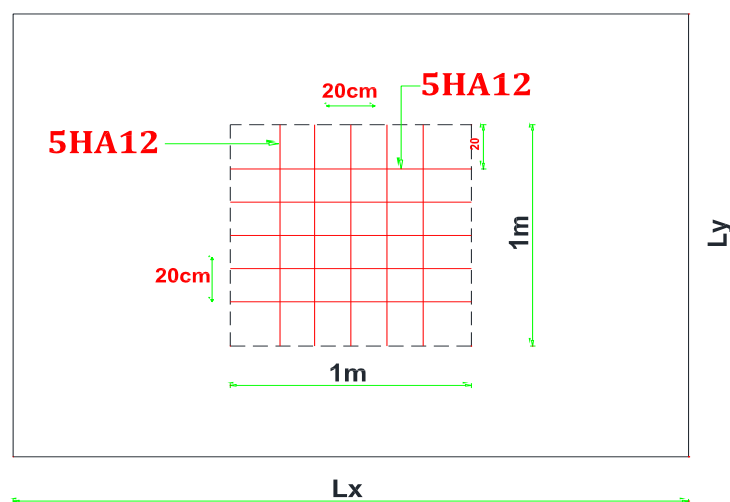


Fig.III.22. Ferrailage de plancher étage courant.

## III.4.3.3. Plancher RDC :

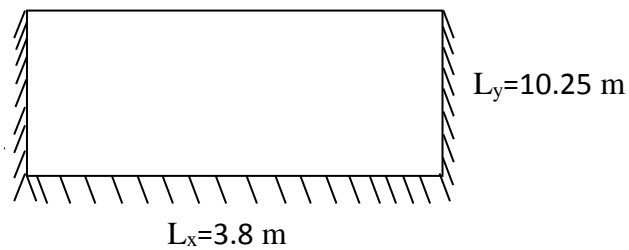


Fig.III.23. Dimensions du plancher

## III.4.3.3.1. Evaluation des charges:

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur,

La Charge permanente :  $G = 6,35 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Poids du mur extérieur :  $P = 8 \text{ KN/ml}$  ( $P = 2,75 \text{ KN/m}^2 \times \text{Hauteur de mur}(2,91)$ )

## III.4.3.3.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,35	1,35
<b>Q</b>	Uniforme	5	1,5
<b>P</b>	Linge // X	8	1,35

Tab.III.61. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	$M_{xx}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-37,31
<b>En travée</b>	1,90	10,25	16,18
	X(m)	Y(m)	$M_{yy}(\text{KN.m/ml})$
<b>Sur appui</b>	1,90	0,00	-12,22
<b>En travée</b>	1,90	1,90	3,42
	X(m)	Y(m)	$T_{zx}(\text{KN/ml})$
<b>Min</b>	0,00	10,25	-99,97

<b>Max</b>	3,8	10,25	99,97
	X(m)	Y(m)	$T_{zy}$ (KN/ml)
<b>Min</b>	1,90	0,00	-28,58
<b>Max</b>	0,00	9,81	13,80

Tab.III.62. Les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
<b>G</b>	Uniforme	6,35	1
<b>Q</b>	Uniforme	5	1
<b>P</b>	Linge // X	8	1

Tab.III.63. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC, Les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	$M_{xx}$ (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	0,00	10,25	-26,98
<b>En travée</b>	1,90	10,25	11,64
	X(m)	Y(m)	$M_{yy}$ (KN.m/ml)
<b>Sur appui</b>	1,90	0,00	-8,63
<b>En travée</b>	1,90	1,90	2,41

Tab.III.64. les résultats des efforts à l'ELS.

III.4.3.3.3. Calcul des armatures :

Section	Sens X-X	
	Sur appui	Entravée
<b>Mu(KN.m/ml)</b>	-37,31	16,18
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b><math>\mu</math></b>	0,168	0,072
<b>A</b>	0,231	0,093
<b>Z(cm)</b>	11,35	12,04
<b><math>A_s</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	9,44	3,86



<b>A<sub>s</sub>(Min)</b>	1,5	1,5
<b>A<sub>sadopt</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	9T12=10,18	4T12=4,52
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	10 cm	25 cm

Tab.III.65. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.

**Vérifications :**

- **la contrainte tangentielle du béton:**

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

V<sub>u</sub>= T<sub>ZX</sub>= 99,97KN....., **SOCOTEC**

$$\tau_u = \frac{99970}{1000 \times 125} = 0,799\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification à l'ELS :**

<b>Section</b>	<b>Sens X-X</b>	
	<b>Sur appui</b>	<b>Entravée</b>
<b>Ms(KN.m/ml)</b>	-26,98	11,64
<b>b (cm)</b>	100	100
<b>d (cm)</b>	12,5	12,5
<b>μ</b>	0,121	0,052
<b>A</b>	0,180	0,066
<b>Z(cm)</b>	11,6	12,17
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	6,68	2,74
<b>A<sub>s</sub>(Min)</b>	1,5	1,5
<b>A<sub>sadopt</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6T12=6,79	4T10=3,14
<b>S<sub>t</sub>(cm)</b>	15 cm	25 cm

Tab.III.66. Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.

- Vérification des contraintes :

	Sens xx	
	$M_{ax}$ (KN.m/ml)	$M_{tx}$ (KN.m/ml)
$M_{ser}$ (KN.m)	-26,98	11,64
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	6,79	3,14
Y (cm)	4,12	2,99
I cm <sup>4</sup>	9483,51	5150,75
K	0,284	0,225
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63	201,63
$\sigma_{bc}$ (MPa)	11,70	6,72
$\sigma_{st}$ (MPa)	356,988	320,96
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Non Vérifié	Non Vérifié

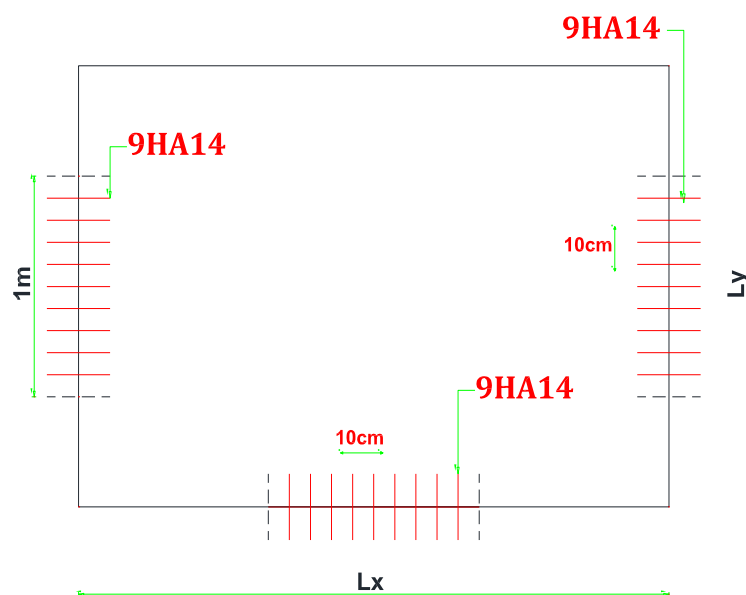
Tab.III.67. Vérification des contraintes à l'ELS.

- Calcul les armatures à l'ELS :

$M_{SER}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_s$ adopté(cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
$M_{ax} = 26,98$	0,0085	0,8614	12,42	21,08	9,56	Vérifier	9T14=13,85	10
$M_{tx}=11,64$	0,0036	0,9029	5,11	36,51	5,52	Vérifier	5T12=5,65	20

Tab.III.68. ferrailage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

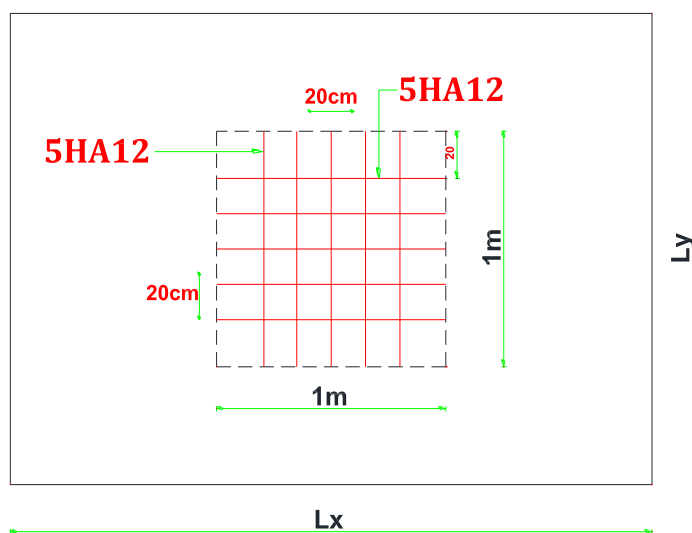


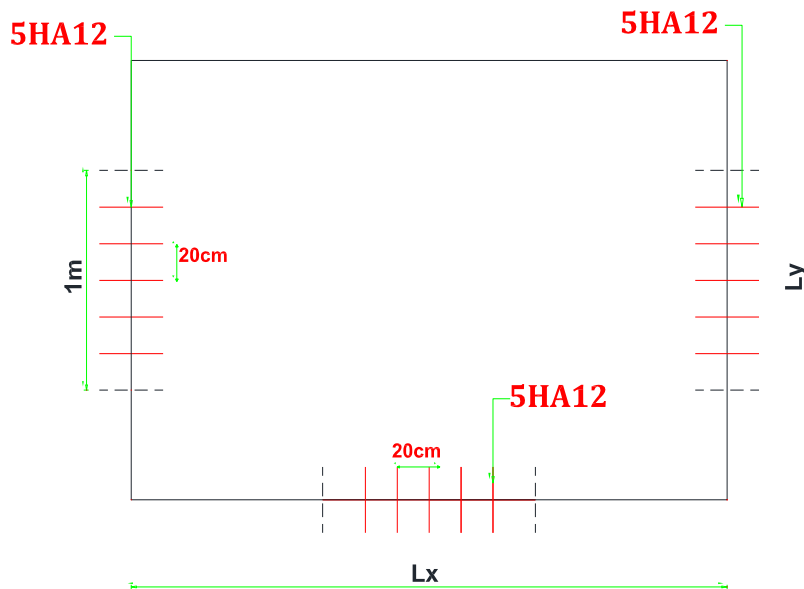
Fig.III.24. Ferrailage de plancher RDC.

• CONCLUSION :

Finalement, on adopte un seul type de ferrailage et on prend le panneau le plus sollicité « N° 03 » .

a) Plancher terrasse :

En appuis :



En travée :

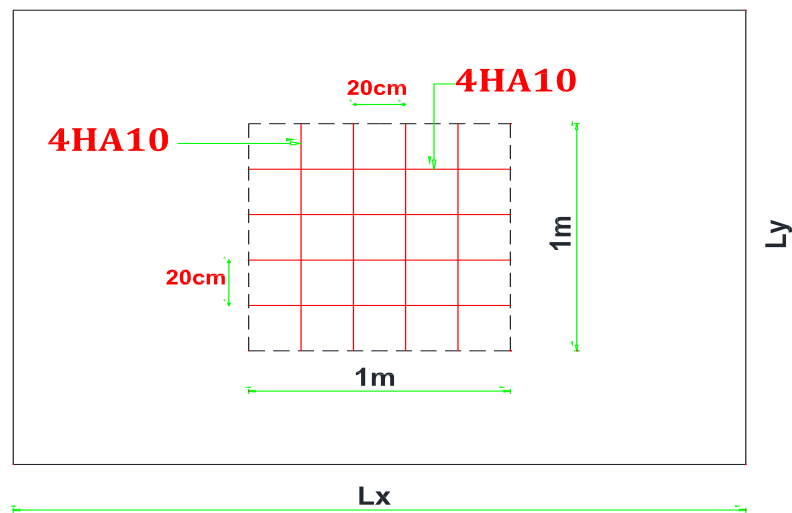
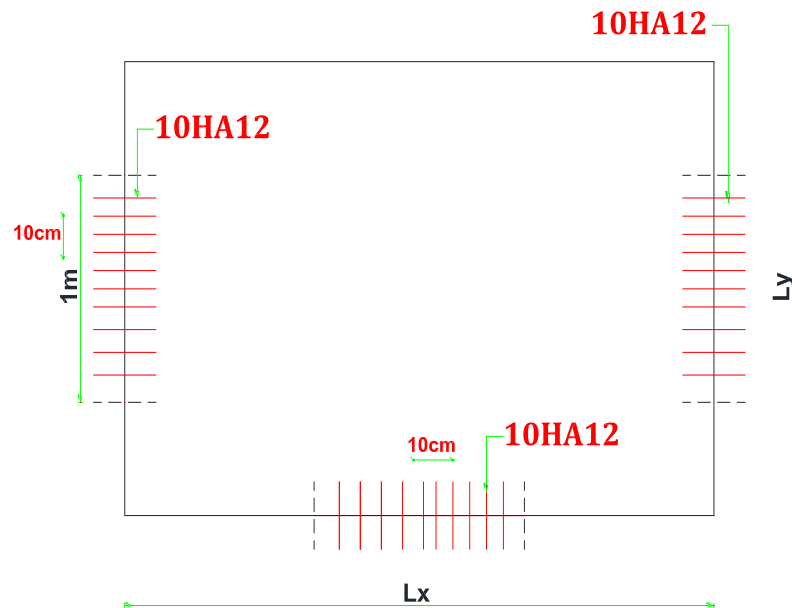


Fig.III.25. Ferrailage de plancher terrasse.

b) Etage courant :

En appuis :



En travée :

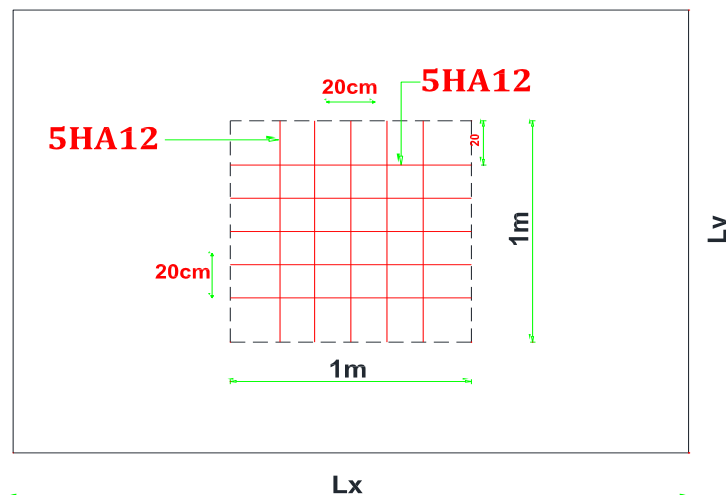
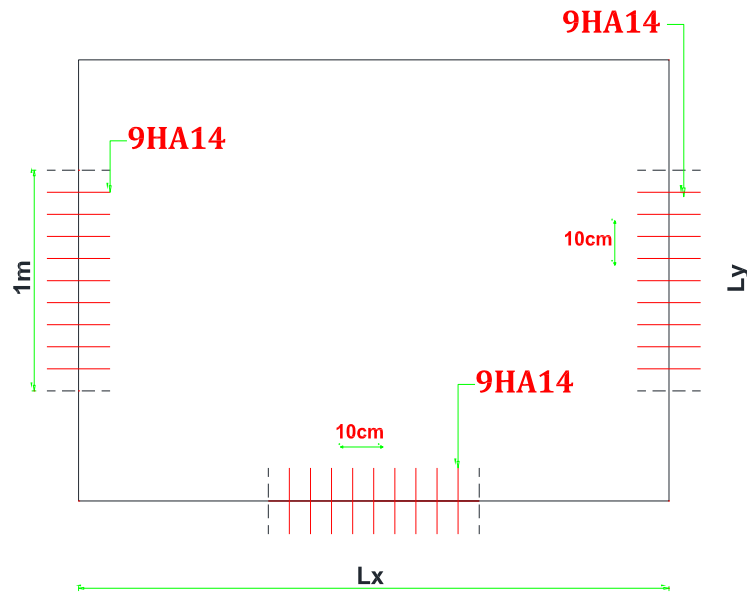


Fig.III.26. Ferrailage de plancher étage courant.

c) RDC :

En appuis :



En travée :

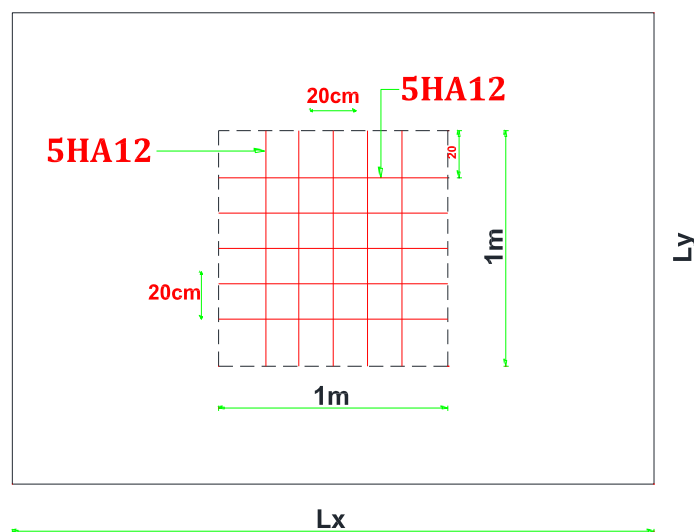


Fig.III.27. Ferrailage de plancher RDC.

***Chapitre IV :***  
***Etude au vent***

**IV.1. Introduction :**

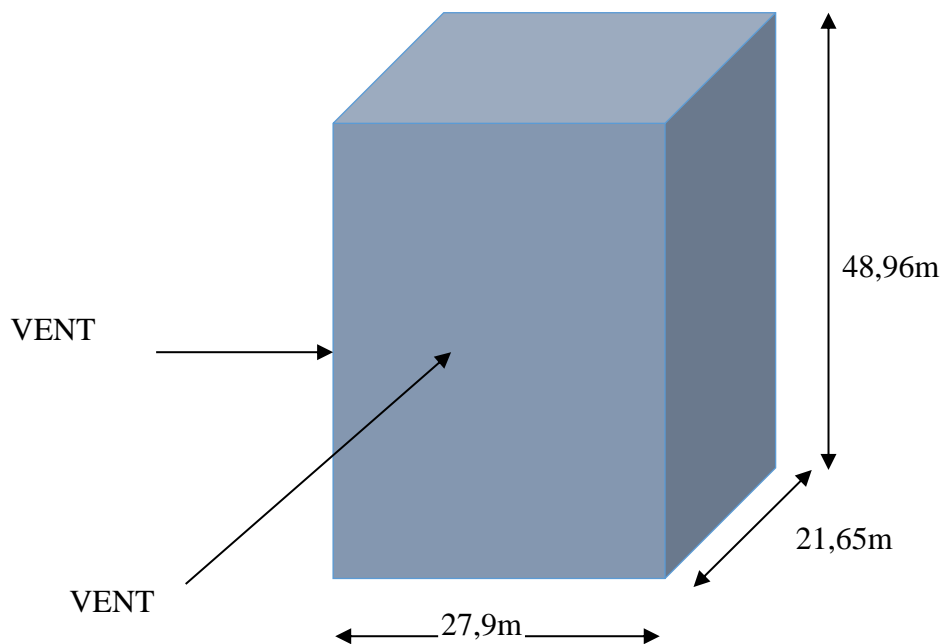
Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent,

Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent **RNV99**,

Le bâtiment sera modélisé par une console encastrée dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur toute la hauteur.



**Fig.IV.1. Action de vent.**

**IV.2. Application de RNV 99 :**

➤ **La vérification de la stabilité d'ensemble :**

Le **RNV99** imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** d'après **RNV99 (art 1.1.3 page 38)**

L'application de **RNV99** exige les étapes suivantes :



**IV.2.1. Détermination de coefficient dynamique Cd :**

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

**Valeur de Cd :**

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque (3.1 page 51) ; pour :

**Sens x :**

$h = 48,96\text{m}$  }  
 $b = 27,9\text{m}$  }      Après l'interpolation :  $Cd = 0,94 < 1,2$

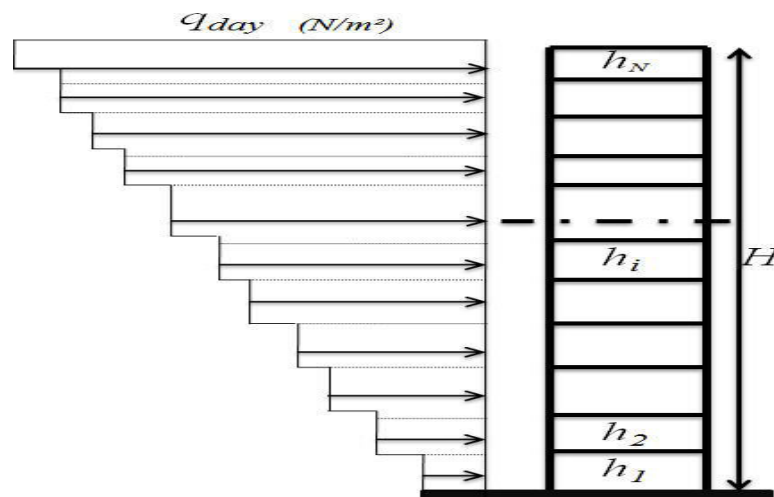
**Sens-y :**

$h = 48,96\text{m}$  }  
 $b = 21,65\text{ m}$  }      Après l'interpolation :  $Cd = 0,95 < 1,2$

**Cd** dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

**IV.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent qdyn**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maitre-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article, 3.1.1 des **RNV99**, les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de **n** éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de la construction,



**Fig.IV.2. Répartition de la pression dynamique.**

La pression dynamique **q<sub>dyn</sub>** (**Z<sub>j</sub>**) qui s'exerce sur un élément de surface **j** est donnée Par la **RNV99** (formule 2,12 pages 45),  $q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j)$  [N/m<sup>2</sup>].

**Z<sub>j</sub>** : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée par le **RNV99** (tab 2.3 page 46) en fonction de la zone de vent.

ALGERIA(REGAHIA)qui est (zone I)  $\Rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ .

**IV.2.3. Détermination de coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Le coefficient d'exposition au vent  **$C_e(z)$**  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol,

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ;  **$C_e(z)$**  est donnée par la **RNV99 (for 2,13 pages 46) :**

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

$C_T$  : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent,

Sa valeur est donnée par **RNV99 (tab 2,5 page 48),**

Site plat  $\Rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$

$K_T$  : Facteur de terrain sa valeur est donnée par **RNV99** (tableau 2.4 page 47)

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent

Sa valeur est définit par la loi logarithmique,

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \dots \dots \dots, \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

Avec: $Z_0$  : paramètre de rugosité.

$Z_{min}$  : hauteur minimale.

Sa valeur ( $Z_0, Z_{min}$ ) est donnée par **RNV99 (tab 2,4 page 47).**

Catégorie de terrain	$K_T$	$z_0$	$z_{min}$
I	0,17	0,01	2

**Tab.IV.1. Définition des catégories de terrain.**

Niveau	$Z_j$ (m)	$C_r$	$C_e$	$q_{ref}$	$q_{dyn}(N/m^2)$
15	47,43	1,438952	3,782937	375	1418,60132
14	44,37	1,427615	3,736945	375	1401,35452
13	41,31	1,415467	3,687951	375	1382,98178
12	38,25	1,402383	3,635515	375	1363,3182
11	35,19	1,388208	3,579091	375	1342,15905
10	32,13	1,372743	3,517989	375	1319,2457

09	29,07	1,355729	3,451319	375	1294,24459
08	26,01	1,336821	3,377906	375	1266,71485
07	22,95	1,315543	3,296149	375	1236,05606
06	19,89	1,291216	3,203785	375	1201,41944
05	16,83	1,262817	3,097458	375	1161,54663
04	13,77	1,228703	2,971866	375	1114,44985
03	10,71	1,185979	2,817862	375	1056,69818
02	7,65	1,128779	2,617389	375	981,52075
01	4,59	1,041939	2,325543	375	872,078539
RDC	1,53	0,855174	1,748981	375	655,867847

Tab.IV.2. Valeur de Cr et Ce et qdyn selon la hauteur Z.

#### IV.2.4. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :

Les coefficients de pression externe **Cpe** des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée est donnée par **RNV99 (for 5,1 page 64)**.

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

**S (m²)**: désigne la surface chargée de la paroi considérée.

##### IV.2.4.1. Parois verticales :

D'après **RNV99 (fig5,1 page 64)** il faut diviser les parois comme l'indique la figure suivant

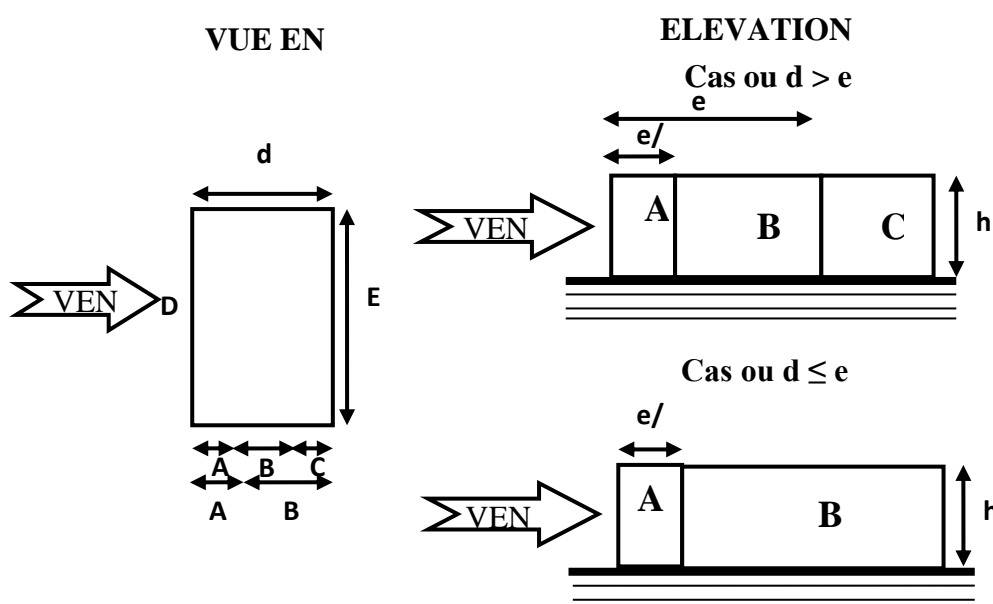


Fig.IV.3. Légende pour les parois verticales.

➤ Sens transversal (x-x) :

$h = 48,96\text{m}$      $b = 27,9\text{ m}$      $d = 21,65\text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$      $e = b = 27,9\text{ m}$

$b$ : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction

$h$  : La hauteur totale de la construction

$d$  : est la dimension parallèle à la direction du vent

On a  $e < d$  donc :

La surface de la paroi considérée est:  $S = b \times h = 27,9 \times 48,96 = 1365,984\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$ .

A	B	C	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1,00	-0,80	-0,5	+0,8	-0,30

Tab.IV.3. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(x-x).

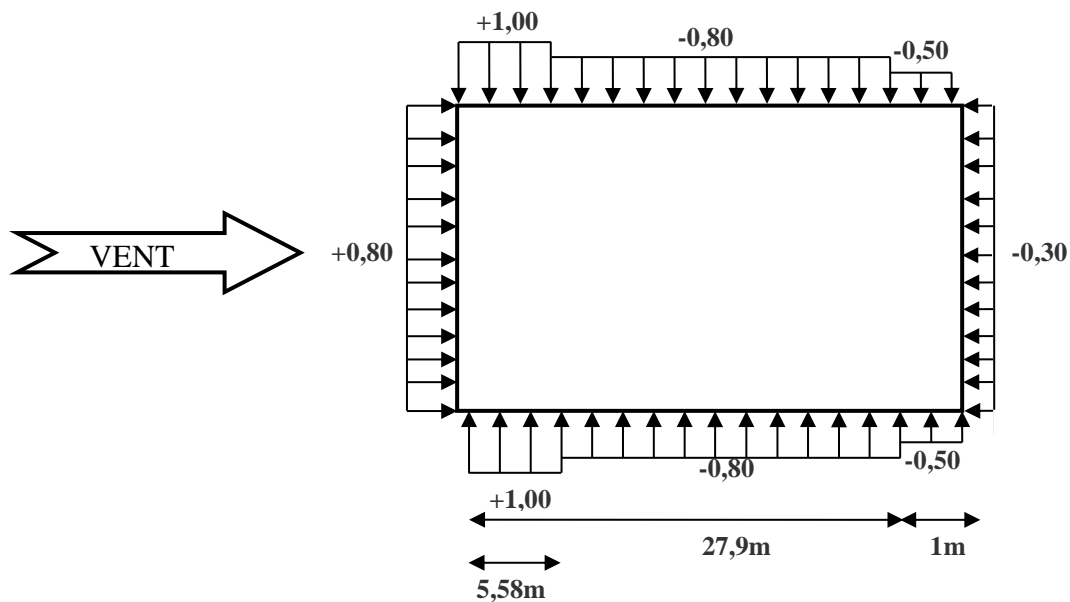


Fig.IV.4. La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (x-x).

➤ Sens longitudinal (y-y) :

$h = 48,96\text{ m}$      $b = 21,65\text{m}$      $d = 27,9\text{m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$      $e = 21,65\text{m}$

onà :  $e > d$  donc

La surface de la paroi considérée est :

$S = b \times h = 21,65 \times 48,96 = 1059,984\text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

Donc  $C_{pe} = C_{pe10}$ .

A'	B'	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1.00	-0,80	+0,80	-0,30

Tab.IV.4. Coefficients de pression extérieure des parois verticales sens(y-y).

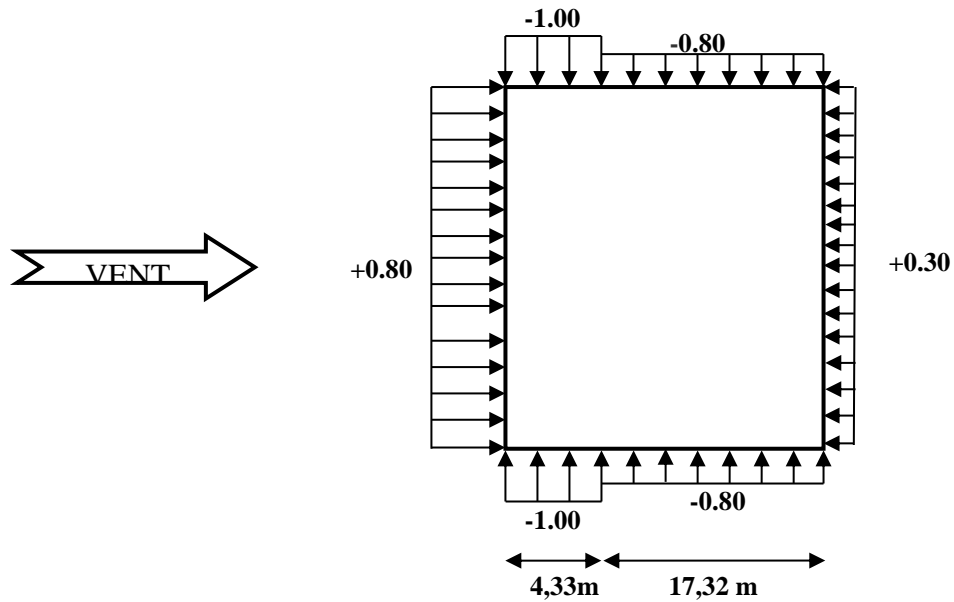


Fig.IV.5. La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (y-y).

IV.2.4.2. Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après (RNV99 page65).

$$e = \min[b; 2h]$$

**b**: dimension du coté perpendiculaire au vent

**h<sub>p</sub>** : la hauteur de l'acrotère

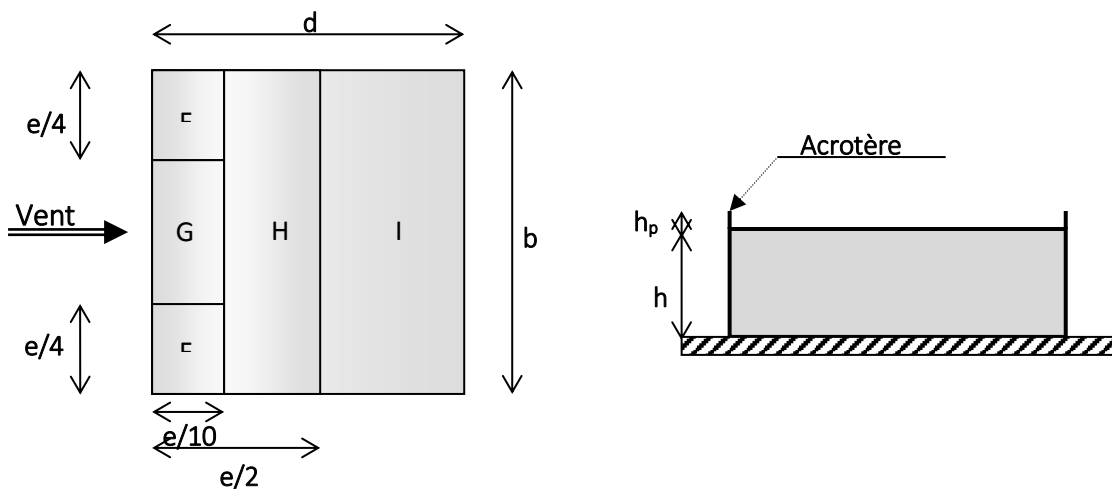


Fig.IV.6. Les toitures plates.

	F		G		H		I	
	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>
H <sub>p</sub> /h = 0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	±0,2	
H <sub>p</sub> /h = 0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	±0,2	
H <sub>p</sub> /h = 0,1	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	±0,2	

Tab.IV.5. Les coefficients de pression externe de la toiture.

Dans notre cas :  $\frac{H_p}{h} = \frac{0,5}{48,96} = 0,010$

• Sens X :

Pour : b = 27,9 m

e = min (27,9; 2 × 48,96) = min (27,9; 97,92) ; donc e = 27,9m,

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

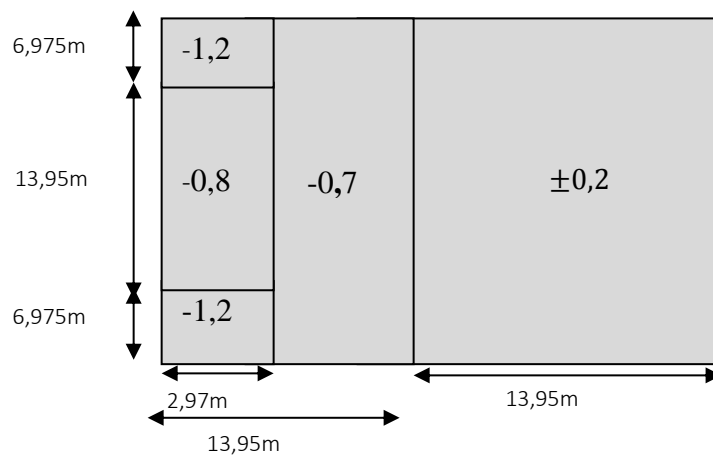


Fig.IV.7. La distribution de C<sub>pe</sub> sur la toiture sens xx.

• Sens Y :

Pour : b = 21,65m

e = min(21,65 ; 2 × 48,96) = min(21,65 ; 97,92) ; donc e = 21,65m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

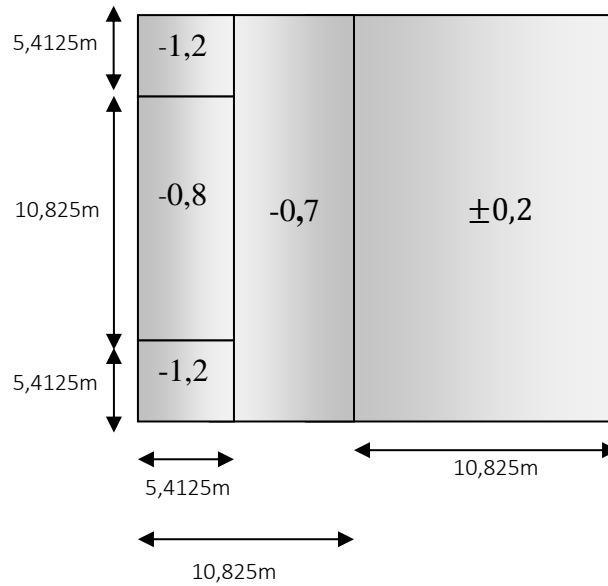


Fig.IV.8. La distribution de  $C_{pe}$  sur la toiture sens yy.

**IV.2.5. Détermination du coefficient de pression nette  $C_p$ :**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l’aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

**IV.2.6. Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

D’après **RNV99 (art 2.2.2page79)** Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures et :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$

- Sens x :

➤ Pour  $C_{pi} = 0,8$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	0,8	-1,0	-1,8
B	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	+0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,2	-2,0
G	0,8	-0,8	-1,6
H	0,8	-0,7	-1,5
I	0,8	±0,2	-0,6 ou -1

Tab.IV.6. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0,8$ .

➤ Pour  $C_{pi} = -0,5$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	-0,5	-1,0	-0,5
B	-0,5	-0,8	-0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	+0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,2	-0,7
G	-0,5	-0,8	-0,3
H	-0,5	-0,7	-0,2
I	-0,5	$\pm 0,2$	+0,7 ou +0,3

Tab.IV.7. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0,5$ .

• Sens y :

➤ Pour  $C_{pi} = 0,8$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	0,8	-1,0	-1,8
B	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	+0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,2	-2,0
G	0,8	-0,8	-1,6
H	0,8	-0,7	-1,5
I	0,8	$\pm 0,2$	-0,6 ou -1

Tab.IV.8. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0,8$ .

➤ Pour  $C_{pi} = -0,5$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	-0,5	-1,0	-0,5
B	-0,5	-0,8	-0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	+0,8	1,3



<b>E</b>	-0,5	-0,3	0,2
<b>F</b>	-0,5	-1,2	-0,7
<b>G</b>	-0,5	-0,8	-0,3
<b>H</b>	-0,5	-0,7	-0,2
<b>I</b>	-0,5	±0,2	+0,7 ou +0,3

Tab.IV.9. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0,5$ .

**IV.2.7. Calcul de la pression due au vent :**

Pour les constructions de **catégorie I**, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, les quelles sont considérées rigides, la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  et donnée par **RNV99 (for 2.1 page 40)**:

$$q_j = C_d \times w(z_j),$$

$C_d$  : Coefficient dynamique de la construction

$W(N/m^2)$  : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$ : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple :  $Z_j = 47,43 \text{ m} \Rightarrow q_{dyn} = 1418,60132 N/m^2$

➤ **Pour  $C_{pi} = 0,8$  :**

**Sens transversal (x-x) :**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j[N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
<b>A'</b>	0,8	-1,0	-2553,48	-2400,27
<b>B'</b>	0,8	-0,8	-2269,76	-2133,57
<b>D</b>	0,8	+0,8	0	0
<b>E</b>	0,8	-0,3	-1560,46	-1466,83

Tab.IV.10. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi} = 0,8$  suivent sens (x-x).

**Sens transversal (y-y) :**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j[N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
<b>A'</b>	0,8	-1,0	-2553,48	-2425,8
<b>B'</b>	0,8	-0,8	-2269,76	-2156,27
<b>C</b>	0,8	+0,5	-425,58	-404,30
<b>D</b>	0,8	+0,8	0	0
<b>E</b>	0,8	-0,3	-1560,46	-1482,43

Tab.IV.11. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi} = 0,8$  suivent sens (y-y).

➤ Pour  $C_{pi} = -0.5$

Sens transversal (x-x) :

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j [N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
A'	-0,5	-1,0	-709,30	-666,74
B'	-0,5	-0,8	-425,58	-400,04
D	-0,5	+0,8	1844,18	-1733,52
E	-0,5	-0,3	283,72	266,69

Tab.IV.12. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi} = -0,5$  suivant sens (x-x).

Sens transversal (y-y) :

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j [N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
A'	-0,5	-1,0	-709,30	-673,83
B'	-0,5	-0,8	-425,58	-404,3
C	-0,5	+0,5	1418,60	1347,67
D	-0,5	+0,8	1844,18	1751,97
E	-0,5	-0,3	283,72	269,53

Tab.IV.13. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi} = -0,5$  suivant sens (y-y).

#### IV.2.8. Calcul des forces de frottement $f_{fr}$ :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement  $f_{fr}$  est donnée par RNV99 (formule 2,8 page 43):

$$f_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$j$ : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent,

$Z_j$ : La hauteur du centre de l'élément  $j$ ,

$S_{fr,j}$ : aire de l'élément de surface  $j$ ,

$C_{fr,j}$ : coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ ,

D'après RNV99 (l'artc1,4,2 page 41), Les forces de frottement qui doivent être calculées sont

celles pour lesquelles le rapport:  $\frac{d}{b} \geq 3$  ;  $\frac{d}{h} \geq 3$  soit vérifié

Avec  $b$ : la dimension de la construction perpendiculaire aux directions du vent

$h$ : la hauteur de la construction,

$d$ : la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens transversal (X-X) :

$$b = 27,9 \text{ m} ; d = 21,65\text{m} ; h = 48,96 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{21,65}{27,9} = 0,77 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{21,65}{48,96} = 0,44 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

**Sens longitudinal (Y-Y) :**

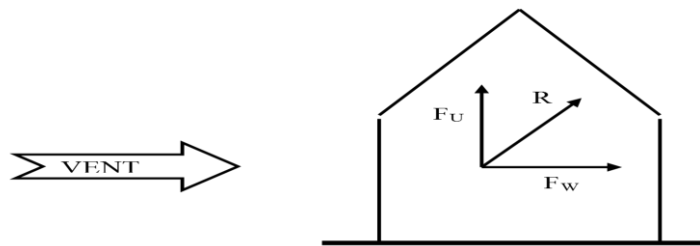
$$b = 21,65\text{m} ; d = 27,9\text{m} ; h = 48,96 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{27,9}{21,65} = 1,28 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{27,9}{48,96} = 0,56 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

**IV.2.9. Détermination de la force résultante :**

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



**Fig.IV.9. Force résultante R.**

$F_w$ : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

$F_u$ : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum f_{rj}$$

$\Sigma$ : la Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

$q_j$  : Pression du vent exercé sur l'élément de surface j.

$S_i$ : Aire de l'élément de surface j.

$f_{rj}$ : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Z <sub>j</sub> [m]	Zone	S <sub>x</sub> [m <sup>2</sup> ]	S <sub>y</sub> [m <sup>2</sup> ]	q <sub>dyn</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	q <sub>jx</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	q <sub>jy</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	R <sub>x</sub> [N]	R <sub>y</sub> [N]
1,53	-1,1	85,374	66,249	655,867847	-678,1673	-685,3819	-57897,8597	-45405,8655
4,59	-1,1	85,374	66,249	872,078539	-901,7292	-911,3220	-76984,2295	-60374,176
7,65	-1,1	85,374	66,249	655,867847	-678,1673	-685,3819	-57897,8597	-45405,8655
10,71	-1,1	85,374	66,249	872,078539	-901,7292	-911,3220	-76984,2295	-60374,176
13,77	-1,1	85,374	66,249	981,52075	-1014,892	-1025,689	-86645,4285	-67950,8828
16,83	-1,1	85,374	66,249	1056,69818	-1092,625	-1104,249	-93281,8451	-73155,4316
19,89	-1,1	85,374	66,249	1114,44985	-1152,341	-1164,600	-98379,9728	-77153,5915
22,95	-1,1	85,374	66,249	1161,54663	-1201,039	-1213,816	-102537,522	-80414,1113
26,01	-1,1	85,374	66,249	1201,41944	-1242,267	-1255,483	-106057,363	-83174,5144
29,07	-1,1	85,374	66,249	1236,05606	-1278,081	-1291,678	-109114,969	-85572,4141
32,13	-1,1	85,374	66,249	1266,71485	-1309,783	-1323,717	-111821,427	-87694,929
35,19	-1,1	85,374	66,249	1294,24459	-1338,248	-1352,485	-114251,662	-89600,8185
38,25	-1,1	85,374	66,249	1319,2457	-1364,100	-1378,611	-116458,678	-91331,6505
41,31	-1,1	85,374	66,249	1342,15905	-1387,792	-1402,556	-118481,394	-92917,9464
44,37	-1,1	85,374	66,249	1363,3182	-1409,671	-1424,667	-120349,253	-94382,7983
47,43	-2,4	85,374	66,249	1382,98178	-1430,003	-1445,215	-122085,09	-95744,112
	-1,9	85,374	66,249	1401,35452	-1449,000	-1464,415	-123706,975	-97016,0605
	-1,5	85,374	66,249	1418,60132	-1466,833	-1482,438	-125229,465	-98210,0599
<b>TOTAL</b>							<b>-1818165,22</b>	<b>-1425879,4</b>

Tab.IV.14. Force résultante.

### IV.3. Conclusion :

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que celles-ci sont plus importantes. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, et pour cela on peut négliger l'effet du vent.

*Chapitre V :*  
*Etude Sismique*

**V.1. Introduction :**

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme Profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km. En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

**V.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.

**V.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 accélélogramme .

**V.3.1. Méthode statique équivalente :****V.3.1.1. Principe de la méthode :**

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.

**V.3.1.2. Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

**V.3.1.3. Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

**V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :****V.3.2.1. Principe de la méthode :**

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

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

**V.3.2.2. Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses

sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

**b)** Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

**c)** Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

**d)** La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

**e)** Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

**f)** Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

#### **V.3.2.3. Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

#### **V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélélogramme :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélélogramme 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 (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

#### V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003 :

##### V.4.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, **REGHAIA** situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE III'.

##### V.4.2. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tab.V.1. Coefficient d'accélération de zone A.

❖ La classification du système de contreventement :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables 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

Tab.V.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.

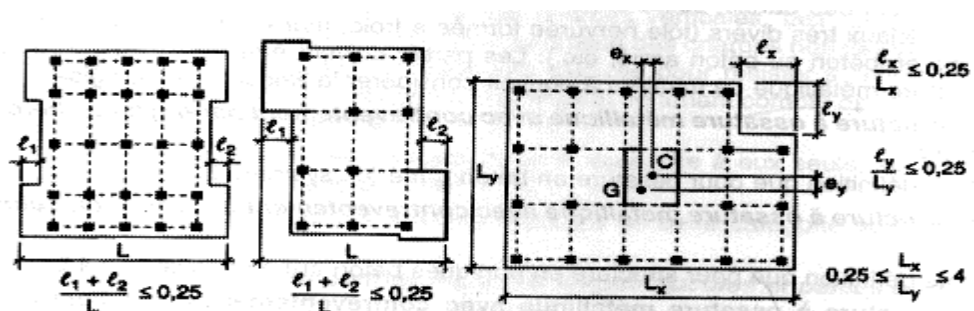


Fig.V.1. limites des décrochements en plans.

- ✓  $(l_1+l_2)/L = 0,36 \leq 0,25$  ..... CNV
- ✓  $l_y/L_y = 2,78 \leq 0,25$  ..... CNV
- ✓  $0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = 1,28 \leq 4$  ..... CV

La structure est classé irrégulier si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

<b>Classification des zones sismique</b>	Bâtiment implanté en zone III	Colonne1
<b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>	Groupe 1B	A=0,3
<b>Classification des sites</b>	Site meuble S3	T <sub>1</sub> = 0.15 s
		T <sub>2</sub> = 0.50 s
<b>Classification des systèmes de contreventements</b>	Voiles porteurs.	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
<b>La hauteur de la structure</b>	H=52,02m	>23m

**Tab.V.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	0.05	N.O
Redondance en plan	0	O
Régularité en plan	0.05	N.O
Régularité en élévation	0	O
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	N.O
Contrôle de qualité de l'exécution	0.1	
Σ q	0.25	

**Tab.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  $T_1$  et  $T_2$  :

Donnée par RPA99v2003 (tab4.7 page 56) Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$T_1=0.15 \quad T_2=0.5$$

❖ facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :

Donnée par RPA99v2003 (for 4.3 page 46)  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

❖ pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.2 page 48),  $\xi = 10\%$  pour voile en béton armé.

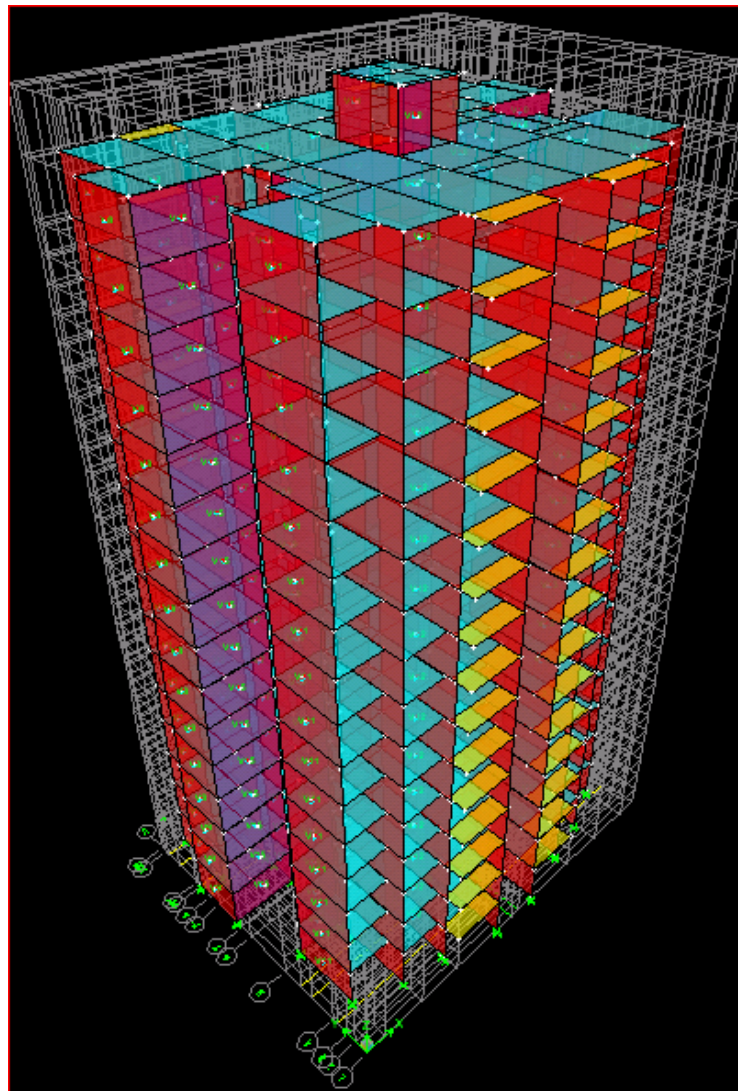


Fig.V.2. Vue en 3D de la structure.

**Remarque :**

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par le **RPA/VERSION 2003** pour l'application de la méthode statique équivalent ; alors que le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

**V.5. La modélisation de la structure :**

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ETABS 9.7.0**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

**V.5.1. Présentation du logiciel ETABS 9.7.0 :**

Le 'ETABS 9.7.0' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

ETABS offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

**V.5.2. Pourquoi l'ETABS ?**

Nous avons fait appeler au logiciel (ETABS) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

**V.5.3. Démarches de modélisation de notre structure :**

Lors de modélisation de notre structure en ETABS dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- 1) définition de la géométrie de la structure.
- 2) définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
- 3) détermination des conditions aux appuis.
- 4) détermination des chargements de la structure.

6) définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.

#### V.5.4. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- 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.

#### V.5.5. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  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  $2.5t/m^3$ .

#### V.5.6. Nombre de mode à considérer :

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) :

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.

### V.6. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :

#### V.6.1. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul.

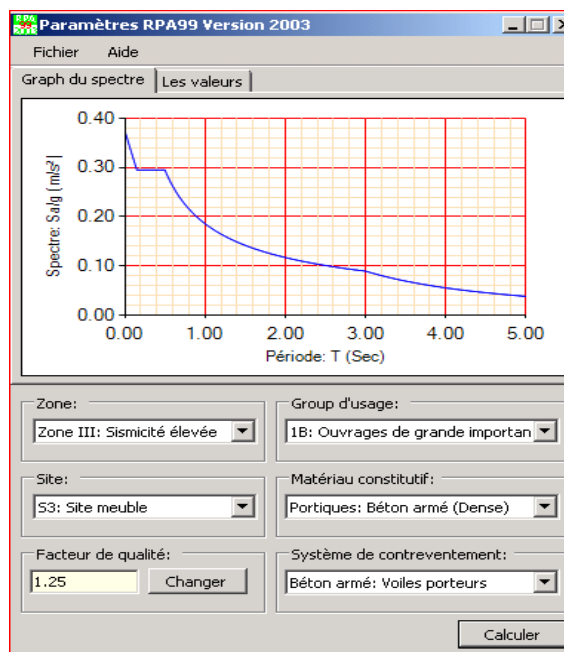
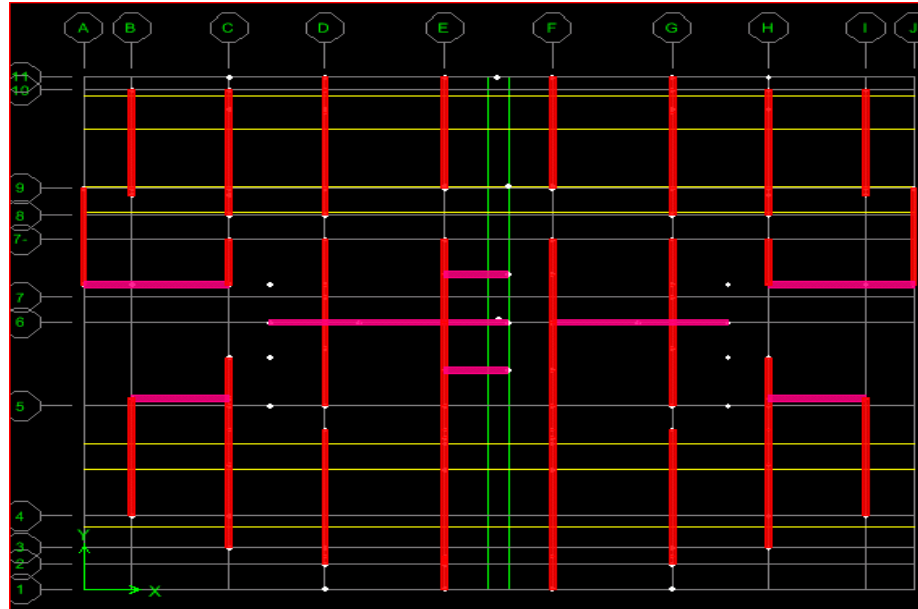


Fig.V.3. Le spectre de réponse.

**V.6.2. Disposition des voiles :**

Le système structural choisi est un système contreventé par voiles, donc il a une seule disposition :



**Fig.V.4. La disposition du voile proposé.**

**V.6.3. Résultat de calcul modal :**

- **Les modes propres :** Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,786201	0,5519	0	0	0,5519	0	0
2	0,745668	69,5354	0,0166	0	70,0873	0,0166	0
3	0,503951	0,0144	67,8588	0	70,1017	67,8755	0
4	0,195006	16,2548	0,0042	0	86,3564	67,8796	0
5	0,180623	0,0579	0	0	86,4144	67,8797	0
6	0,119939	0,0102	18,7135	0	86,4245	86,5931	0
7	0,091124	5,8353	0,0035	0	92,2598	86,5966	0
8	0,078702	0,0248	0	0	92,2846	86,5967	0
9	0,056377	2,9306	0,0171	0	95,2152	86,6137	0
10	0,05486	0,0051	5,6665	0	95,2203	92,2803	0
11	0,046619	0,0074	0	0	95,2277	92,2803	0
12	0,040017	1,645	0	0	96,8727	92,2803	0
13	0,034161	0	2,8509	0	96,8728	95,1312	0

14	0,031825	0,0012	0,0001	0	96,874	95,1313	0
15	0,03123	0,9202	0	0	97,7941	95,1313	0

Tab.V.5. Périodes et participation massique.

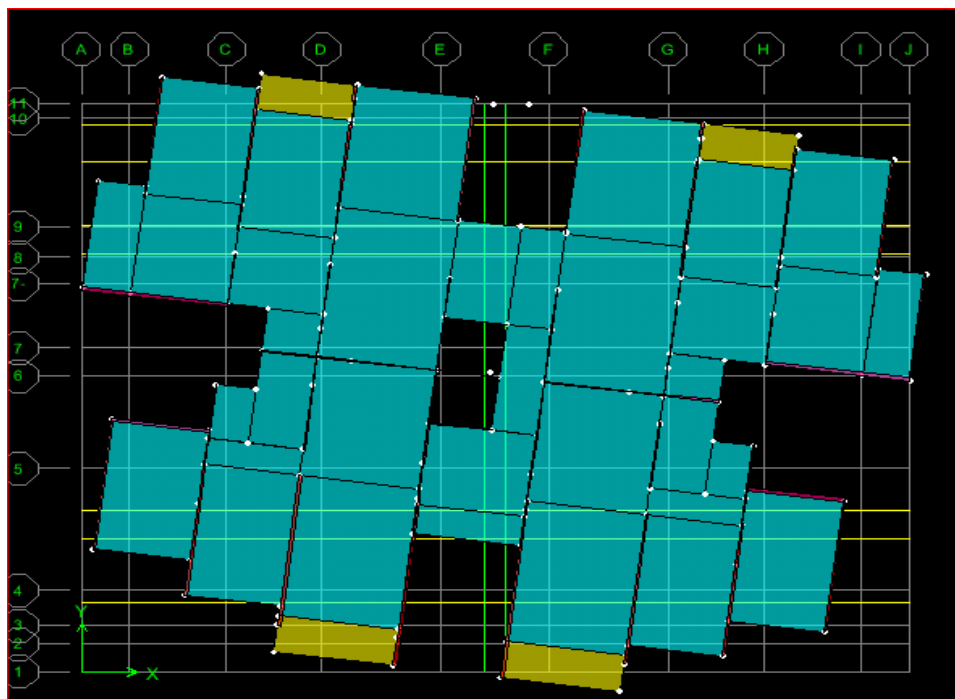


Fig.V.5. Mode 1 : rotation selon Z.

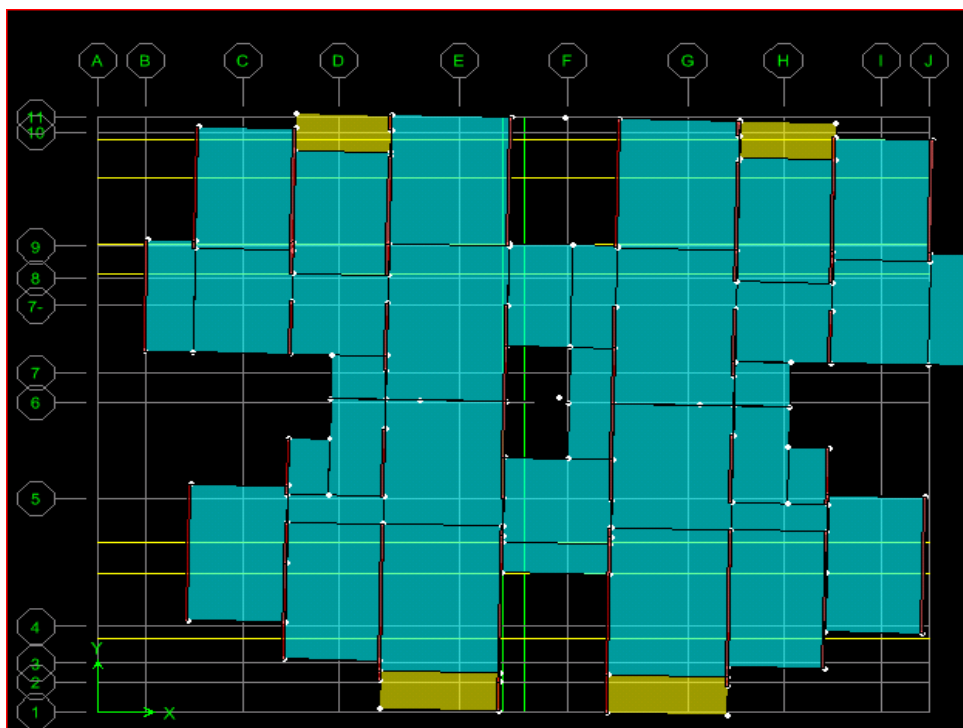


Fig.V.6. Mode 2 :translation selon X.



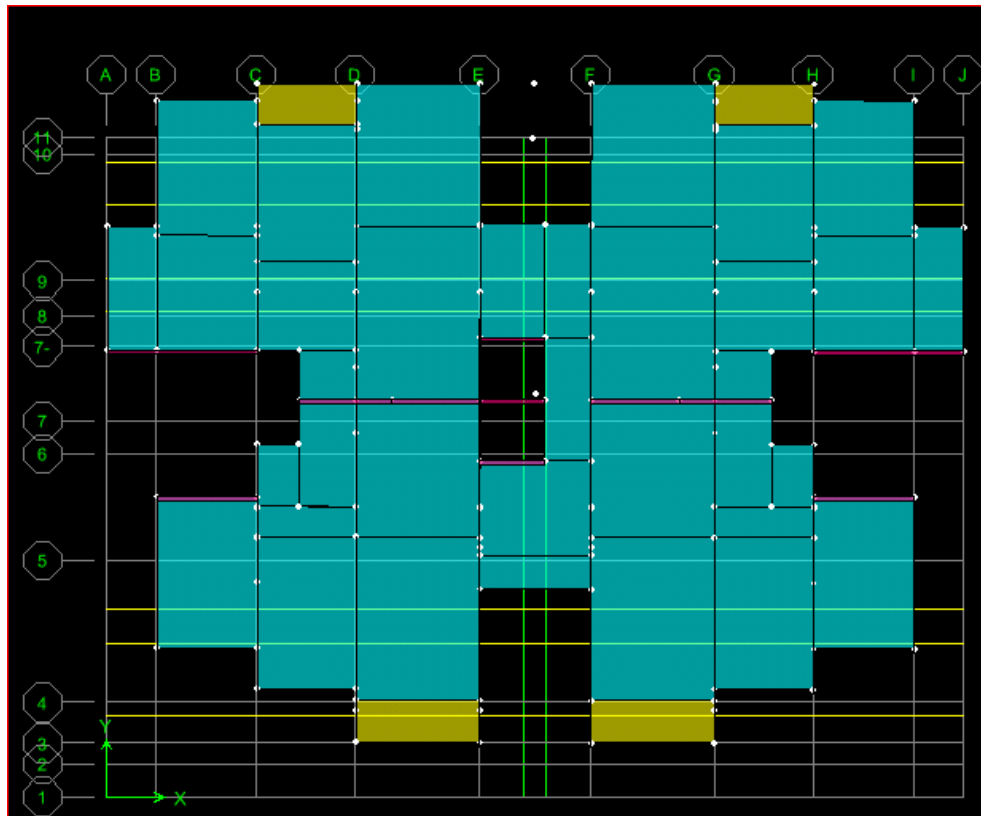


Fig.V.7. Mode 3 : translation selon Y.

**V.6.4. Caractéristiques de la structure :**

**A- Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure par voile), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$\text{On a de : } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

- $h_N$  : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.
- $d$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	$C_T$	$h_N(\text{m})$	$d (\text{m})$	$C_T \times h_N^{3/4}$	$0.09 h_N / \sqrt{d}$	$T (\text{sec})$
Sens X	0,05	52,02	27,9	0,96	0,88	0,88
SensY	0,05	52,02	21,65	0,96	1,006	0,96

Tab.V.6.période fondamentale de la structure.

**B. Poids total de la structure**

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

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

- $W_{Gi}$  : 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]. des RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour Un bâtiment d'habitation et commerciale :  $\beta = 0,20$

Niveau	Masse (KN)	Wi(KN)
<b>RDC</b>	505,7422	4961,33098
<b>R+1</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+2</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+3</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+4</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+5</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+6</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+7</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+8</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+9</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+10</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+11</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+12</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+13</b>	505,6276	4960,20676
<b>R+14</b>	507,757	4981,09617
<b>R+15</b>	444,18	4357,4058

<b>Total</b>	<b>78782,5208</b>
--------------	-------------------

Tab.V.7. Poids de chaque niveau.

Poids total de la structure  $W= 78782.5208$  KN

### C. Le centre de gravité des masses :

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.) des éléments suivants seront pris en considération :

- Les planchers (dalles).
- Les voiles.
- Les escaliers.

### D. Le centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous.

Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.

Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

### E. Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :

- **L'excentricité théorique** : c'est celle calculée précédemment

$$e_{xth} = X_G - X_C.$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C.$$

- **L'excentricité accidentelle** :

Fixée par le **RPA 99/Version 2003** à :  $\pm 5\%$  L.

Sens X:  $e_{ax} = 0,05 L_x$  avec :  $L_x = 27,90m$

$$e_{ax} = 1,395m.$$

Sens Y:  $e_{ay} = 0,05 L_y$  avec :  $L_y = 21,65 m$

$$e_{ay} = 1,0825m.$$

Niveau	Centre des masses[ETABS]		centre de rigidité [ETABS]		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	X <sub>CM</sub> [m]	Y <sub>CM</sub> [m]	X <sub>R</sub> [m]	Y <sub>R</sub> [m]	e <sub>x</sub> <sup>the</sup> [m]	e <sub>y</sub> <sup>the</sup> [m]	e <sub>x</sub> <sup>acc</sup> [m]	e <sub>y</sub> <sup>acc</sup> [m]
RDC	13,86	11,432	13,884	11,222	-0,024	0,21	1,395	1,0825
R+1	13,86	11,432	13,855	11,292	0,005	0,14	1,395	1,0825
R+2	13,86	11,432	13,842	11,282	0,018	0,15	1,395	1,0825
R+3	13,86	11,432	13,836	11,296	0,024	0,136	1,395	1,0825
R+4	13,86	11,432	13,832	11,325	0,028	0,107	1,395	1,0825
R+5	13,86	11,432	13,83	11,36	0,03	0,072	1,395	1,0825
R+6	13,86	11,432	13,83	11,394	0,03	0,038	1,395	1,0825
R+7	13,86	11,432	13,83	11,425	0,03	0,007	1,395	1,0825
R+8	13,86	11,432	13,83	11,453	0,03	-0,021	1,395	1,0825
R+9	13,86	11,432	13,831	11,477	0,029	-0,045	1,395	1,0825
R+10	13,86	11,432	13,832	11,497	0,028	-0,065	1,395	1,0825
R+11	13,86	11,432	13,832	11,514	0,028	-0,082	1,395	1,0825
R+22	13,86	11,432	13,833	11,53	0,027	-0,098	1,395	1,0825
R+13	13,86	11,432	13,834	11,543	0,026	-0,111	1,395	1,0825
R+14	13,835	11,436	13,834	11,555	0,001	-0,119	1,395	1,0825
R+15	13,85	11,539	13,834	11,564	0,016	-0,025	1,395	1,0825

Tab.V.8. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle).

Suivant le tableau :

$$\begin{cases} e_{x\text{ thé}} = 0,069\text{m} < e_{x\text{ accé}} = 1,395\text{ m} & \dots\dots\dots \text{C.V} \\ e_{y\text{ thé}} = 0,136\text{m} < e_{y\text{ accé}} = 1,0825\text{ m} & \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

**V.6.5. Vérifications réglementaires :**

**A. Période fondamentale théorique :**

-Les périodes fondamentales sont proches de celles des formules empiriques.

$$T_{\text{ empirique}} = C_T H_T^{3/4} = 0,96\text{sec.}$$

$$T_{\text{ numérique}} = 0,786201\text{sec.} < 1,3 \times T_{\text{ empirique}} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- 1) les 1<sup>er</sup> est un mode de torsion.
- 2) le 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> sont des modes de translation
- 3) La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>ème</sup> mode.
- 4) Le minimum de modes(K) à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée :

$K=3 \times (N)^{1/2}$  et  $T_k \leq 0.20$ secondes.

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol.

$T_k$  : la période de modes K.

$N=16 \Rightarrow K \geq 3 \times (16)^{1/2} K=12$ ; donc on prend 12 modes

$T_{12} = 0.040017s \leq 0.20$ secondes.....C.V

**B. Vérification des déplacements :**

**- Vérification de l'effort sismique :**

- **Facteur de correction d'amortissement :**

Donné par la formule suivante :  $\eta = \left( \frac{7}{2 + \xi} \right)^{1/2} \geq 0.7$  Avec :  $\xi$  (%) est le pourcentage

d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif ; du type de structure et de l'importance des remplissages.  $\xi = 10\%$  et Donnée par **RPA99v2003 (tab 4.2 page 48)**,

$\xi = 10\%$  ; pour voile en béton armé.

Alors :  $\eta = 0,763$

- **Coefficient dynamique (Site : S3) :**

La valeur de D est donnée par les formules qui suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & \text{si } T \geq 3s \end{cases}$$

$T_1 = 0,15$  sec ;  $T_2 = 0,50$  sec

Avec :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$  ; où ( $\xi$  %) est le pourcentage d'amortissement critique.

♦  $\eta = 0,76$ .  $T_x = 0,88s$  donc  $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_x = 1,30$ .

♦  $\eta = 0,76$ .  $T_y = 0,96s$  donc  $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y = 1,22$ .

❖ **Calculs de la résultants des forces sismiques «  $V_{bs}$  »:**

$$V = \frac{AdQ}{R} W \begin{cases} V_x = \frac{(0,3 \times 1,30 \times 1,25 \times 78782,5208)}{3,5} = 10973,279KN \\ V_y = \frac{(0,3 \times 1,22 \times 1,25 \times 78782,5208)}{3,5} = 10298KN \end{cases}$$

✓  $0,8V_{xs} = 8778,6232$  KN.

✓  $0,8V_{ys} = 8238,4$  KN.

Selon le RPA99, il faut avoir :  $D_{dynamique} \geq 80\% S_{statique}$

Story	Load	Loc	VX	VY
Story 1	G+Q+E max	Bottom	14362,83	17960,53

**Résultante des forces sismiques à la base : d’après logiciel ETABS :**

✓  $V_{dyx} = 14362,83 \text{ KN} > 0.8 V_{stax} = 8778,6232 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$

✓  $V_{dyny} = 17960,53 \text{ KN} > 0.8 V_{stay} = 8238,4 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$

**V.7. 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 :

- **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 :

$V = F_t + \sum F_i$ . Avec :

✓  $F_t$  : force concentré au sommet de la structure.

✓  $F_i$  : force horizontale au niveau i.

$F_t = 0,07 T \cdot V$

$V$  : 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  $0,7 \text{ sec}$ .

Pour  $\begin{cases} T_x = 0,88s \\ T_y = 0,96s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{tx} = 0,07 \times 0,88 \times 14362,83 = 884,750 \text{ KN.} \\ F_{ty} = 0,07 \times 0,96 \times 17960,53 = 1206,947 \text{ KN} \end{cases}$

Alors :

$\begin{cases} \text{Le sens X : } V_x - F_t = 13478,08 \text{ KN.} \\ \text{Le sens Y : } V_y - F_t = 16753,583 \text{ KN.} \end{cases}$

La partie restante  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j} \dots\dots\dots$  Avec :  $W_i$  : poids de niveau i.

$H_i$  : niveau de plancher (à partir de la base) où s’exerce la force  $F_i$ .

- Le sens X:

NIVEAU	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	V- $F_t$ (KN)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	$F_{xi}$ (KN)
RDC	4961,33098	3,06	13478,08	15181,6728	100,516249
R+1	4960,20676	6,12	13478,08	30356,4654	200,986946
R+2	4960,20676	9,18	13478,08	45534,6981	301,480418
R+3	4960,20676	12,24	13478,08	60712,9307	401,973891
R+4	4960,20676	15,3	13478,08	75891,1634	502,467364
R+5	4960,20676	18,36	13478,08	91069,3961	602,960837
R+6	4960,20676	21,42	13478,08	106247,629	703,454309
R+7	4960,20676	24,48	13478,08	121425,861	803,947782
R+8	4960,20676	27,54	13478,08	136604,094	904,441255
R+9	4960,20676	30,6	13478,08	151782,327	1004,93473
R+10	4960,20676	33,66	13478,08	166960,56	1105,4282
R+11	4960,20676	36,72	13478,08	182138,792	1205,92167
R+12	4960,20676	39,78	13478,08	197317,025	1306,41515
R+13	4960,20676	42,84	13478,08	212495,258	1406,90862
R+14	4981,09617	45,9	13478,08	228632,314	1513,75036
R+15	4357,4058	48,96	13478,08	213338,588	1412,49222
$\Sigma$				2035688,77	13478,08

Tab.V.9. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

- Le sens Y:

NIVEAU	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	V- $F_t$ (KN)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	$F_{yi}$ (KN)
RDC	4961,33098	3,06	16753,583	15181,6728	124,944156
1	4960,20676	6,12	16753,583	30356,4654	249,831688
2	4960,20676	9,18	16753,583	45534,6981	374,747532
3	4960,20676	12,24	16753,583	60712,9307	499,663375
4	4960,20676	15,3	16753,583	75891,1634	624,579219
5	4960,20676	18,36	16753,583	91069,3961	749,495063
6	4960,20676	21,42	16753,583	106247,629	874,410907
7	4960,20676	24,48	16753,583	121425,861	999,326751
8	4960,20676	27,54	16753,583	136604,094	1124,24259
9	4960,20676	30,6	16753,583	151782,327	1249,15844
10	4960,20676	33,66	16753,583	166960,56	1374,07428
11	4960,20676	36,72	16753,583	182138,792	1498,99013
12	4960,20676	39,78	16753,583	197317,025	1623,90597
13	4960,20676	42,84	16753,583	212495,258	1748,82181
14	4981,09617	45,9	16753,583	228632,314	1881,62872
15	4357,4058	48,96	16753,583	213338,588	1755,76237
$\Sigma$				2035688,77	16753,583

Tab.V.10. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.



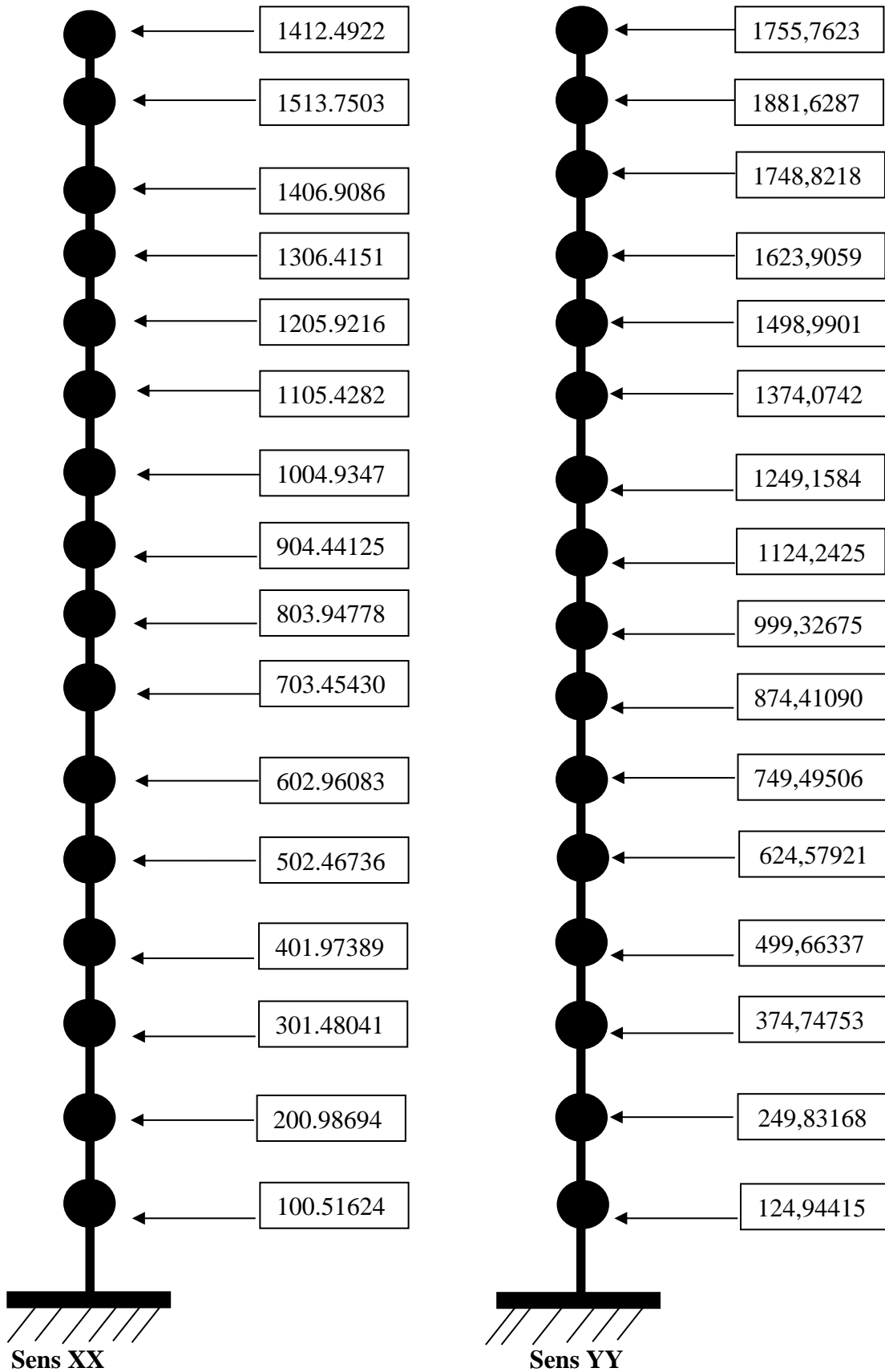


Fig.V.8. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

- Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

$$V_k = F_t + \sum_k^n F_i$$

NIVEAU	Hi (m)	Fix [KN]	Ftx [KN]	Vi x [KN]	Fi y [KN]	Fty [KN]	Vi y [KN]
RDC	3,06	100,51625	884,75	985,26625	124,94416	1206,947	1331,8912
R+1	6,12	200,98695	884,75	1085,737	249,83169	1206,947	1456,7787
R+2	9,18	301,48042	884,75	1186,2304	374,74753	1206,947	1581,6945
R+3	12,24	401,97389	884,75	1286,7239	499,66338	1206,947	1706,6104
R+4	15,3	502,46736	884,75	1387,2174	624,57922	1206,947	1831,5262
R+5	18,36	602,96084	884,75	1487,7108	749,49506	1206,947	1956,4421
R+6	21,42	703,45431	884,75	1588,2043	874,41091	1206,947	2081,3579
R+7	24,48	803,94778	884,75	1688,6978	999,32675	1206,947	2206,2738
R+8	27,54	904,44126	884,75	1789,1913	1124,2426	1206,947	2331,1896
R+9	30,6	1004,9347	884,75	1889,6847	1249,1584	1206,947	2456,1054
R+10	33,66	1105,4282	884,75	1990,1782	1374,0743	1206,947	2581,0213
R+11	36,72	1205,9217	884,75	2090,6717	1498,9901	1206,947	2705,9371
R+12	39,78	1306,4152	884,75	2191,1652	1623,906	1206,947	2830,853
R+13	42,84	1406,9086	884,75	2291,6586	1748,8218	1206,947	2955,7688
R+14	45,9	1513,7504	884,75	2398,5004	1881,6287	1206,947	3088,5757
R+15	48,96	1412,4922	884,75	2297,2422	1755,7624	1206,947	2962,7094

Tab.V.11. La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

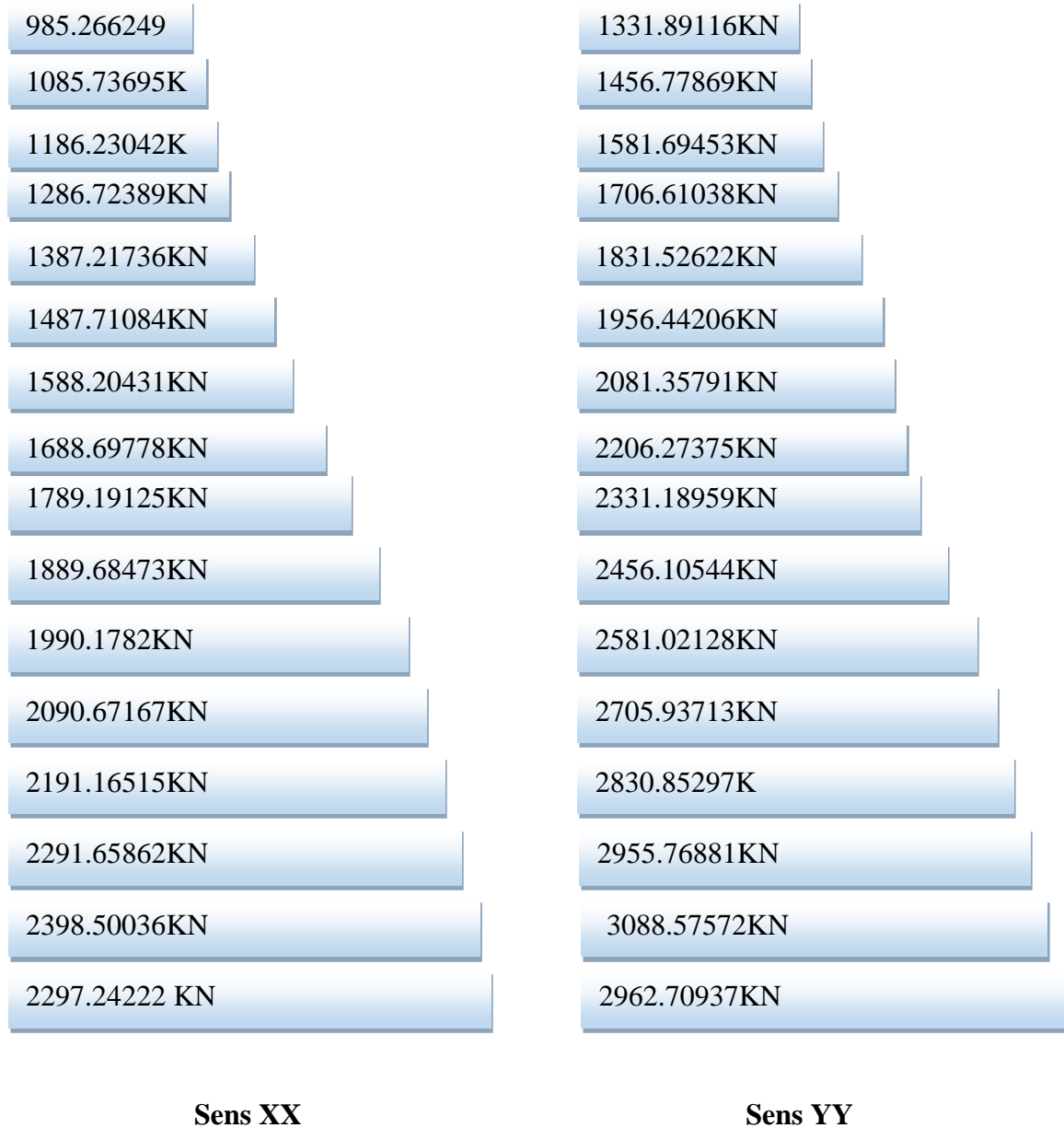


Fig.V.9. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

**-Vérification 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.

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$  Avec

$$M_{res} = w \times \frac{L_{c/x}}{2}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times h_i$$

	L(m)	Moment résistant	Moment renversement	Mrés/ Mren
Sens X	27,9	1099016,16	450759,508	2,43814306
Sens Y	21,65	852820,787	560305,09	1,52206504

Tab.V.12. La stabilité au renversement.

Résultat : la construction est stable.

• Vérification des déplacements latéraux inters- étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99v2003** concerne les déplacements latéraux inter étages. Selon **RPA99v2003 (art 5.10 page 62)** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$  Avec :  $\bar{\Delta} = 0.01h_e = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06cm$

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x; \delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \text{ et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y; \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$  (de la même manière dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$  (de la même manière dans le sens  $y-y$ ,  $\delta_{eK}^y$ ) et  $R$  : coefficient de comportement ; avec : **R = 3.5**

Niv	$\Delta e_x$ (cm)	$\Delta e_y$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	CV
15	4,47	2,74	0,945	0,665	3,06	CV
14	4,2	2,55	0,98	0,7	3,06	CV
13	3,92	2,35	1,015	0,7	3,06	CV
12	3,63	2,15	1,085	0,735	3,06	CV
11	3,32	1,94	1,12	0,735	3,06	CV
10	3	1,73	1,155	0,735	3,06	CV
9	2,67	1,52	1,19	0,735	3,06	CV
8	2,33	1,31	1,19	0,735	3,06	CV
7	1,99	1,1	1,155	0,7	3,06	CV
6	1,66	0,9	1,155	0,665	3,06	CV
5	1,33	0,71	1,12	0,595	3,06	CV
4	1,01	0,54	1,015	0,56	3,06	CV

3	0,72	0,38	0,91	0,49	3,06	CV
2	0,46	0,24	0,77	0,14	3,06	CV
1	0,24	0,12	0,56	0,28	3,06	CV
RDC	0,08	0,04	0,28	0,14	3,06	CV

Tab.V.13. Vérification des déplacements inter- étages sens X-X et Y-Y.

• **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 :  $\theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$

$P_K$ : 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 transversal (X-X) :**

Niveau	[KN]	Pk [KN]	Δk [m]	hi[m]	Vi x[KN]	Θ	< 0.1
RDC	4961,33098	78782,5208	0,0008	3,06	985,266249	0,02090474	cv
R+1	4960,20676	73821,1899	0,0024	3,06	1085,73695	0,05332689	cv
R+2	4960,20676	68860,9831	0,0046	3,06	1186,23042	0,0872651	cv
R+3	4960,20676	63900,7763	0,0072	3,06	1286,72389	0,11685084	cv
R+4	4960,20676	58940,5696	0,0101	3,06	1387,21736	0,14023931	cv
R+5	4960,20676	53980,3628	0,0133	3,06	1487,71084	0,15770574	cv
R+6	4960,20676	49020,1561	0,0166	3,06	1588,20431	0,16743837	cv
R+7	4960,20676	44059,9493	0,0199	3,06	1688,69778	0,16967729	cv
R+8	4960,20676	39099,7425	0,0233	3,06	1789,19125	0,16639935	cv
R+9	4960,20676	34139,5358	0,0267	3,06	1889,68473	0,15763698	cv
R+10	4960,20676	29179,329	0,03	3,06	1990,1782	0,14374183	cv

<b>R+11</b>	4960,20676	24219,1223	0,0332	3,06	2090,67167	0,12568667	cv
<b>R+12</b>	4960,20676	19258,9155	0,0363	3,06	2191,16515	0,10426581	cv
<b>R+13</b>	4960,20676	14298,7087	0,0392	3,06	2291,65862	0,07993032	cv
<b>R+14</b>	4981,09617	9338,50197	0,042	3,06	2398,50036	0,05343986	cv
<b>R+15</b>	4357,4058	4357,4058	0,0447	3,06	2297,24222	0,02770814	cv

Tab.V.14. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens X-X.

✓ Sens transversal (Y-Y) :

Niveau	[KN]	Pk [KN]	$\Delta k$ [m]	hi[m]	Vi y[KN]	$\Theta$	< 0.1
<b>RDC</b>	4961,33098	78782,5208	0,0004	3,06	1331,89116	0,00773214	cv
<b>R+1</b>	4960,20676	73821,1899	0,0012	3,06	1456,77869	0,01987226	cv
<b>R+2</b>	4960,20676	68860,9831	0,0024	3,06	1581,69453	0,03414605	cv
<b>R+3</b>	4960,20676	63900,7763	0,0038	3,06	1706,61038	0,04649796	cv
<b>R+4</b>	4960,20676	58940,5696	0,0054	3,06	1831,52622	0,05679022	cv
<b>R+5</b>	4960,20676	53980,3628	0,0071	3,06	1956,44206	0,06401853	cv
<b>R+6</b>	4960,20676	49020,1561	0,009	3,06	2081,35791	0,06927061	cv
<b>R+7</b>	4960,20676	44059,9493	0,011	3,06	2206,27375	0,07178866	cv
<b>R+8</b>	4960,20676	39099,7425	0,0131	3,06	2331,18959	0,07180359	cv
<b>R+9</b>	4960,20676	34139,5358	0,0152	3,06	2456,10544	0,06904508	cv
<b>R+10</b>	4960,20676	29179,329	0,0173	3,06	2581,02128	0,06391582	cv
<b>R+11</b>	4960,20676	24219,1223	0,0194	3,06	2705,93713	0,05674414	cv
<b>R+12</b>	4960,20676	19258,9155	0,0215	3,06	2830,85297	0,0478004	vc
<b>R+13</b>	4960,20676	14298,7087	0,0235	3,06	2955,76881	0,0371512	cv
<b>R+14</b>	4981,09617	9338,50197	0,0255	3,06	3088,57572	0,02519635	cv
<b>R+15</b>	4357,4058	4357,4058	0,0274	3,06	2962,70937	0,01316946	cv

Tab.V.15. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y-Y.

On remarque que  $\theta_k < 0.1$  (dans les deux sens) pour tous les niveaux on peut conclure donc que l'effet P- $\Delta$  peut être négligé.

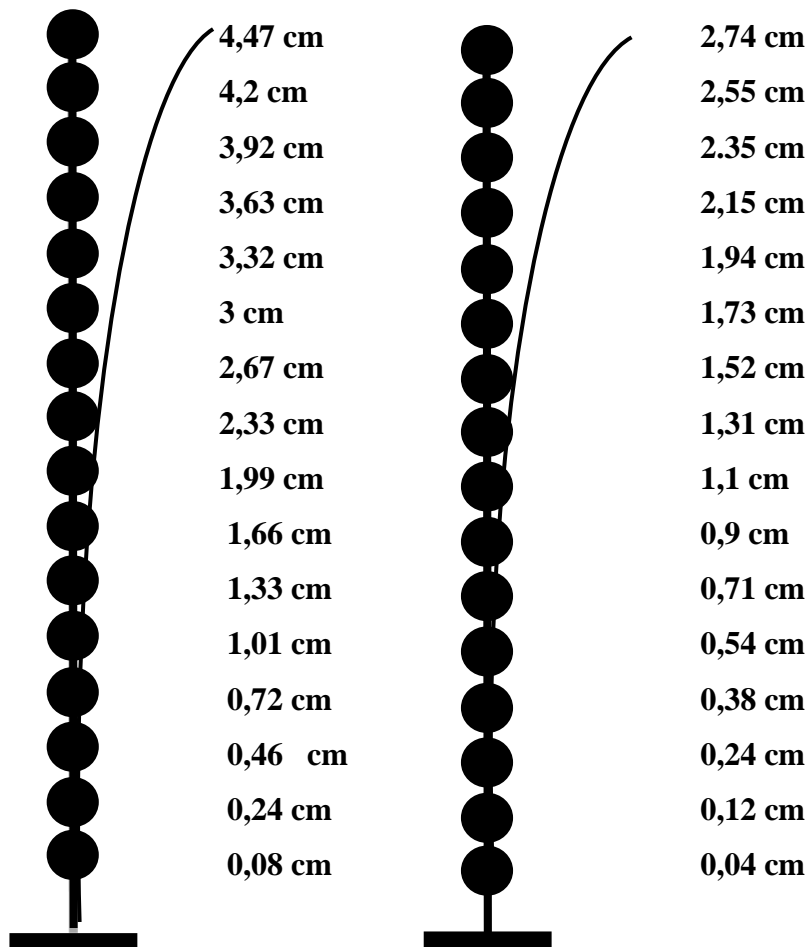


Fig .V.10. Déplacement horizontal dans les deux sens.

***Chapitre VI :***  
***Ferraillage des éléments de***  
***contreventement***



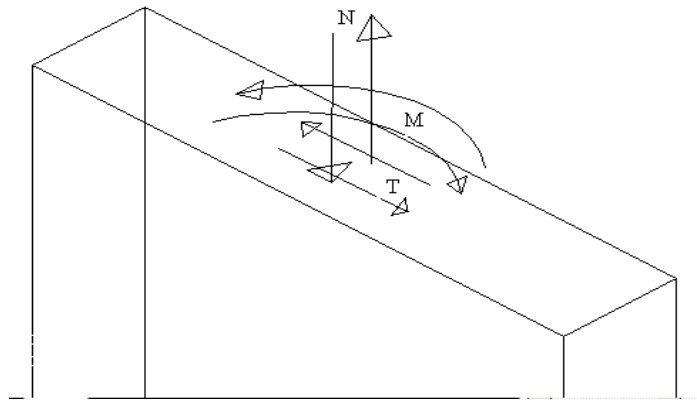
### VI.1. Introduction:

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 supérieures 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.



**Fig.VI.1 .Voile soumis à la flexion composée.**

- **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.

## 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.

### a) Règles communes :

- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - ✓  $S \leq 1,5e$  avec  $e$  : Epaisseur du voile.
  - ✓  $S \leq 30$  cm.
- ❖ 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

### b) Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

- $d \leq \min ( h_e/2 ; 2 \cdot l'/3 )$ .

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 ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

**c) Etude des sections :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- a) Section entièrement comprimée. SEC.
- b) Section entièrement tendue. SET.
- c) Section partiellement comprimée SPC.

**c.1) Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = N/A \pm M \cdot Y/I.$$

$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{Surface.} \\ I : \text{Moment d'inertie.} \\ M : \text{Moment de flexion.} \end{array} \right.$

❖ **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 :

$$t_g \alpha = \sigma_B / L_t = \sigma_A / (L - L_t) \dots \dots \dots L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

- L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0,50 \cdot \sigma_B \cdot L_t \cdot b$ .
- La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = T \cdot \gamma_s / f_e$ .

❖ **Si  $M < 0$ .....  $\sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :**

$$t_g \alpha = \sigma_A / L_t = \sigma_B / (L - L_t) \dots \dots \dots L_t = \frac{L \cdot \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

- L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0,50 \cdot \sigma_A \cdot L_t \cdot b$ .
- La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = T \cdot \gamma_s / f_e$ .

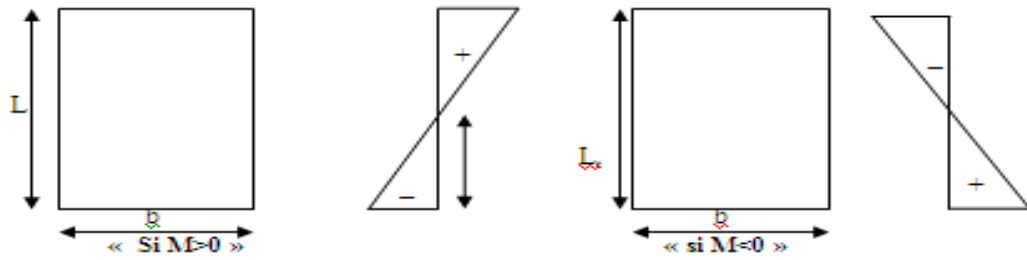


Fig.VI.2. Section partiellement comprimée.

**c.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).

**c.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 :  $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * L * b / 2$ .
- ✓ La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{CAL} = T * \gamma$

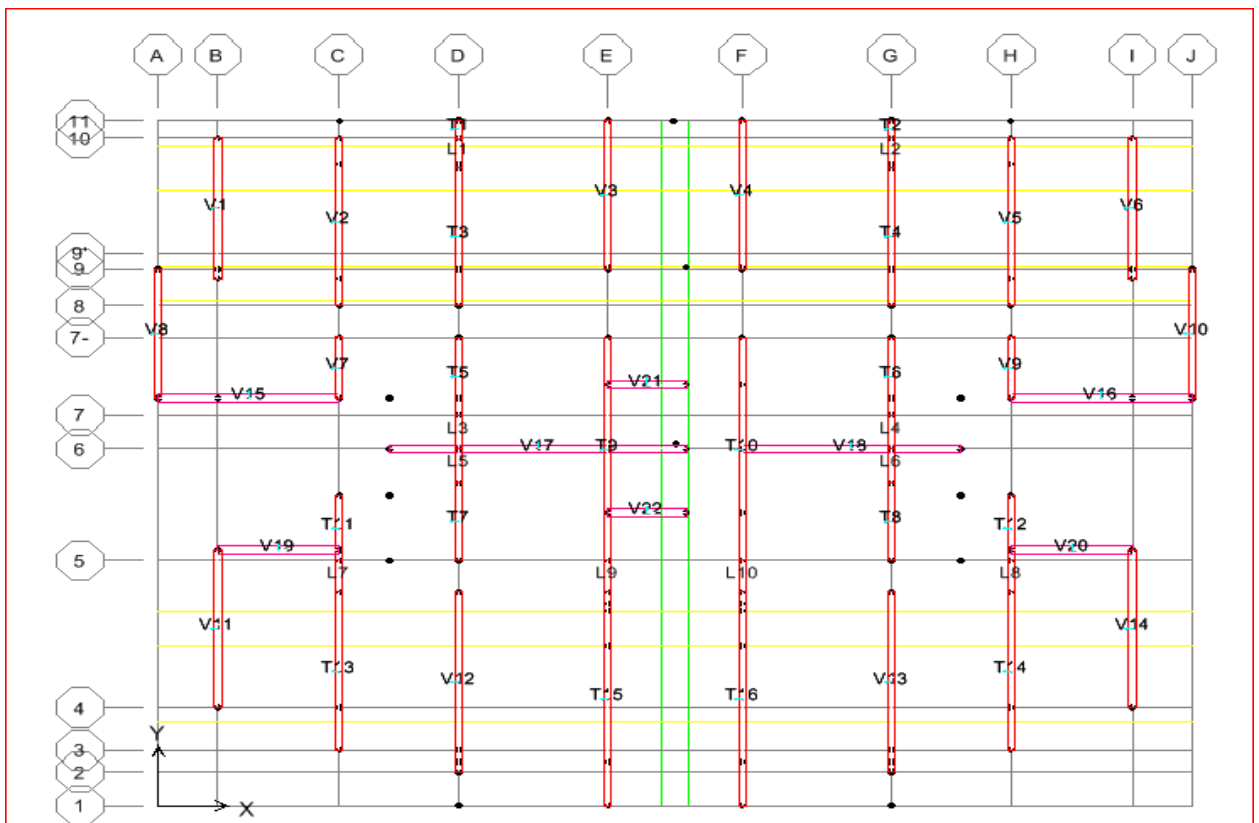


Fig.VI.3.Vue en plan des voiles existants.

**d) Ferrailage des voiles :****d.1) Calcul de ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{\min}=0,15\% b \cdot L$ ..... globalement dans la section du voile.
- $A_{\min}=0,10\% b \cdot L$ ..... dans la zone courante.

**Espacement des armatures verticales :**

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

**e) Combinaison d'action :**

D'après **RPA99v2003** les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

**VI.2. Exemple de calcul (Voile V1,V6) :**

Les données utilisées sont les suivantes :

$$\text{Section : } L = 4,45 \text{ m ; } b = 0,20 \text{ m.}$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = 0,20 \cdot 4,45^3 / 12 = 1,469 \text{ m}^4.$$

$$M = 3674,951 \text{ KN.m.}$$

$$N = 3414,02 \text{ KN.m}$$

Les valeurs à calculer sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_A = 9403,382 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_B = -1731,427 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{On a deux contraintes de signe opposée, alors SPC.}$$

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_{\text{inf}}}{\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}} = 0,962 \text{ m}$$

$$T = 0,50 \cdot \sigma_{\text{INF}} \cdot L_t \cdot b = 119.808 \text{ KN.}$$

$$A_{s \text{ cal}} = T \cdot \gamma_S / f_e$$

$$A_{s \text{ cal}} = 2,995 \text{ cm}^2$$

**• Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) :  $A_{\text{rpa}} = 0,20\% b L_t$ .

b: Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la section tendue.

$$A_{\text{minRPA}} = 2,768 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0015 \cdot b \cdot L = 13.350 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 13,350 \text{ cm}^2 /ml.$$

$$St \leq \min (1,5 \text{ e. } 30) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit: } St = 20\text{cm}.$$

✓ **En zone courante** : pour une face.

$$St \leq \min (1,5 \text{ e. } 30) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit: } St = 20\text{cm}.$$

Alors, on prend: **16HA10 = 12,57 cm<sup>2</sup>**.

✓ **En zone d'about** : pour une face.

$$S_{ta} = St/2 = 10 \text{ cm. Alors, on prend : } 5\text{HA14} + \text{HA10} = 8,49\text{cm}^2$$

Alors, Pour toute la longueur du voile :  $A_v = 16\text{HA10} + 5\text{HA14} + \text{HA10} = 21,06 \text{ cm}^2$ . Pour 1 face.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ **Les autres voiles :**

- **Sens YY et Sens XX :**

Voile	V1	V6	V2	V5	V3	V4
<b>M(KN.m)</b>	3674,951	3712,179	5579,112	5580,26	4162,986	4196,736
<b>N(KN)</b>	3414,02	3399,67	4317,89	4361,21	4407,81	4521,52
<b>L(m)</b>	4,45	4,45	5,3	5,3	4,69	4,69
<b>b(m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	1,469	1,469	2,481	2,481	1,719	1,719
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0,89	0,89	1,06	1,06	0,938	0,938
<b>Y(cm)</b>	2,225	2,225	2,65	2,65	2,345	2,345
<b>σ<sub>A</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	9403,382	9443,657	10031,949	10074,043	10376,963	10544,220
<b>σ<sub>B</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-1731,427	-1803,950	-1884,987	-1845,345	-978,648	-903,453
<b>N S</b>	spc	spc	spc	spc	spc	spc
<b>Lt (m)</b>	0,692	0,714	0,838	0,821	0,404	0,370
<b>T (KN)</b>	119,808	128,750	158,026	151,418	39,556	33,440
<b>A<sub>S cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	2,995	3,219	3,951	3,785	0,989	0,836
<b>A<sub>S rpa</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,768	2,855	3,353	3,282	1,617	1,481
<b>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	13,35	13,35	15,9	15,9	14,07	14,07
<b>AS adoptée</b>	13,350	13,350	15,900	15,900	14,070	14,070
<b>st courant</b>	20	20	20	20	20	20

<b>barre courant</b>	16HA10	16HA10	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10
<b>St about</b>	10	10	10	10	10	10
<b>barre about</b>	6HA14	6HA14	7HA14	7HA14	5HA14	5HA14
<b>Av adopté</b>	62,1	62,1	71,4	71,4	59,08	59,08

Voile	V8	V10	V7	V9	V11	V14
<b>M(KN.m)</b>	2938,7	2894,305	592,867	578,876	4821,637	4782,255
<b>N(KN)</b>	2691,84	2609,77	1285,89	1320,53	3236,57	3167,54
<b>L(m)</b>	4,08	4,08	1,92	1,92	4,98	4,98
<b>b(m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	1,132	1,132	0,118	0,118	2,058	2,058
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0,816	0,816	0,384	0,384	0,996	0,996
<b>Y(cm)</b>	2,04	2,04	0,96	0,96	2,49	2,49
<b><math>\sigma_A</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	8594,924	8414,339	8173,436	8149,785	9082,100	8965,154
<b><math>\sigma_B</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-1997,277	-2017,844	-1476,092	-1272,02	-2582,96	-2604,63
<b>N S</b>	spc	spc	spc	spc	spc	spc
<b>Lt (m)</b>	0,769	0,789	0,294	0,259	1,103	1,121
<b>T (KN)</b>	153,656	159,243	43,353	32,973	284,825	292,009
<b>A<sub>S cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	3,841	3,981	1,084	0,824	7,121	7,300
<b>A<sub>S rpa</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,077	3,157	1,175	1,037	4,411	4,484
<b>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	12,24	12,24	5,76	5,76	14,94	14,94
<b>A<sub>s adoptée</sub></b>	12,240	12,240	5,760	5,760	14,940	14,940
<b>st courant</b>	20	20	20	20	20	20
<b>barre courant</b>	13HA10	13HA10	5HA10	5HA10	15HA10	15HA10
<b>St about</b>	10	10	10	10	10	10
<b>barre about</b>	6HA14	6HA14	3HA14	3HA14	8HA14	8HA14
<b>Av adopté</b>	57,38	57,38	26,34	26,34	72,84	72,84

Voile	V12	V13	V15	V16	V19	V20
<b>M(KN.m)</b>	6659,585	6709,455	10966,233	11001,439	4414,866	4409,968
<b>N(KN)</b>	5227,55	5335	4032,79	4033,02	2633,58	2620,5
<b>L(m)</b>	5,7	5,7	4,85	4,85	3,25	3,25
<b>b(m)</b>	0,2	0,2	0,25	0,25	0,25	0,25
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	3,087	3,087	2,3767526	2,3767526	0,7151693	0,7151693
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	1,14	1,14	1,2125	1,2125	0,8125	0,8125
<b>Y(cm)</b>	2,85	2,85	2,425	2,425	1,625	1,625
<b><math>\sigma_A</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	10734,771	10875,074	14514,857	14550,967	13272,741	13245,513
<b><math>\sigma_B</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-1563,631	-1515,425	-7862,832	-7898,563	-6790,082	-6795,052
<b>N S</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>Lt (m)</b>	0,725	0,697	1,7041409	1,7064068	1,0999333	1,1019608
<b>T (KN)</b>	113,317	105,646	1674,9217	1684,7702	933,57971	935,98509
<b>AS cal(cm<sup>2</sup>)</b>	2,833	2,641	41,873	42,119	23,339	23,400
<b>AS rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	2,899	2,789	8,5207046	8,5320339	5,4996666	5,5098042
<b>Amin(cm<sup>2</sup>)</b>	17,1	17,1	18,1875	18,1875	12,1875	12,1875
<b>As adoptée</b>	17,100	17,100	41,873	42,119	23,339	23,400
<b>st courant</b>	20	20	20	20	20	20
<b>barre courant</b>	20HA10	20HA10	7HA10	7HA10	6HA10	6HA10
<b>St about</b>	10	10	10	10	10	10
<b>barre about</b>	7HA14	7HA14	11HA16	11HA16	7HA16	7HA16
<b>Av adopté</b>	74,54	74,54	49,74	49,74	32,85	32,85

Voile	V21	V22	V17	V18
<b>M(KN.m)</b>	1778,2	1786,262	36585,999	16725,862
<b>N(KN)</b>	1992,74	1993,56	7590,79	5938,01
<b>L(m)</b>	2,1	2,1	7,95	5,85
<b>b(m)</b>	0,25	0,25	0,25	0,25
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0,1929375	0,1929375	10,467914	4,1708672



<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0,525	0,525	1,9875	1,4625
<b>Y(cm)</b>	1,05	1,05	3,975	2,925
<b>σ<sub>A</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	13472,974	13518,411	17712,133	15789,908
<b>σ<sub>B</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-5881,584	-5923,897	-10073,6	-7669,552
<b>N S</b>	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>Lt (m)</b>	0,6381611	0,6398512	2,8822393	1,9125283
<b>T (KN)</b>	469,17473	473,80151	3629,3166	1833,5295
<b>A<sub>Scal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	11,729	11,845	90,733	45,838
<b>A<sub>S rpa</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,1908054	3,1992558	14,411196	9,5626414
<b>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	7,875	7,875	29,8125	21,9375
<b>A<sub>S adoptée</sub></b>	11,729	11,845	90,733	45,838
<b>st courant</b>	20	20	20	20
<b>barre courant</b>	3HA10	3HA10	11HA10	10HA10
<b>St about</b>	10	10	10	10
<b>barre about</b>	5HA14	5HA14	19HA20	13HA16
<b>Av adopté</b>	35,52	35,52	256,04	120,26

- Les voiles avec ouvertures dans les deux sens :

Voile	T1	V2	T3	T4	T5	T6
<b>M(KN.m)</b>	87,388	62,537	3718,813	3550,476	1000,842	1006,523
<b>N(KN)</b>	521,92	599,87	4380,54	4422,28	2150,99	2204,39
<b>L(m)</b>	0,56	0,56	4,35	4,35	2,45	2,45

<b>b(m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0,00292693	0,00292693	1,37188125	1,37188125	0,24510208	0,24510208
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0,112	0,112	0,87	0,87	0,49	0,49
<b>Y(cm)</b>	0,28	0,28	2,175	2,175	1,225	1,225
<b><math>\sigma_A</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	13019,8214	11338,4758	10930,9623	10712,0555	9391,90129	9529,27405
<b><math>\sigma_B</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-3699,8214	-626,51148	-860,75545	-545,89457	-612,35027	-531,76384
<b>N S</b>	spc	spc	spc	spc	spc	spc
<b>Lt (m)</b>	0,12392011	0,02932276	0,31753526	0,21093018	0,14996206	0,12949175
<b>T (KN)</b>	45,8482282	1,83710447	27,3320208	11,5145637	9,18293074	6,88590326
<b>AS<sub>cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1,14620571	0,04592761	0,68330052	0,28786409	0,22957327	0,17214758
<b>AS<sub>rpa</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,49568044	0,11729103	1,27014105	0,8437207	0,59984824	0,51796701
<b>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1,68	1,68	13,05	13,05	7,35	7,35
<b>AS<sub>adoptée</sub></b>	1,68	1,68	13,05	13,05	7,35	7,35
<b>st courant</b>	20	20	20	20	20	20
<b>barre courant</b>	HA10	HA10	17HA10	17HA10	9HA10	9HA10
<b>St about</b>	10	10	10	10	10	10
<b>barre about</b>	2HA12	2HA12	4HA16	4HA16	3HA14	3HA14
<b>Av adopté</b>	10,62	10,62	58,86	58,86	32,62	32,62

<b>Voile</b>	<b>T7</b>	<b>T8</b>	<b>T9</b>	<b>T10</b>	<b>T11</b>	<b>T12</b>
<b>M(KN.m)</b>	1059,779	1055,68	10405,24	10493,256	638,617	630,972
<b>N(KN)</b>	2155,2	2213,34	5418,13	5788,78	1400,85	1422,63
<b>L(m)</b>	2,45	2,45	7,05	7,05	2,05	2,05
<b>b(m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0,2451020	0,2451020	5,8400437	5,8400437	0,1435854	0,1435854
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0,49	0,49	1,41	1,41	0,41	0,41
<b>Y(cm)</b>	1,225	1,225	3,525	3,525	1,025	1,025
<b><math>\sigma_A</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	9695,0553	9793,2219	10123,158	10439,156	7975,5437	7974,0910

$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-898,3207	-759,18117	-2437,8676	-2228,1210	-1142,1290	-1034,4324
N S	spc	spc	spc	spc	spc	spc
Lt (m)	0,2077605	0,1762625	1,3682773	1,2400654	0,2567941	0,2353978
T (KN)	18,663560	13,381523	333,56790	276,30159	29,329201	24,350312
AS cal(cm <sup>2</sup> )	0,4665890	0,33453809	8,33919752	6,90753975	0,73323004	0,60875782
AS rpa (cm <sup>2</sup> )	0,8310422	0,70505035	5,47310924	4,96026181	1,02717642	0,94159119
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	7,35	7,35	21,15	21,15	6,15	6,15
As adoptée	7,35	7,35	21,15	21,15	6,15	6,15
st courant	20	20	20	20	20	20
barre courant	9HA10	9HA10	21HA10	21HA10	7HA10	7HA10
St about	10	10	10	10	10	10
barre about	3HA14	3HA14	11HA12	11HA12	3HA14	3HA14
Av adopté	32,62	32,62	82,76	82,76	29,48	29,48

Voile	T13	T14	T15	T16
M(KN.m)	4788,162	4777,347	9316,037	9361,163
N(KN)	3432,53	3483,92	5400,66	5690,75
L(m)	5	5	6,75	6,75

<b>b(m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	2,08333333	2,08333333	5,12578125	5,12578125
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	1	1	1,35	1,35
<b>Y(cm)</b>	2,5	2,5	3,375	3,375
<b>σ<sub>A</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	9178,3244	9216,7364	10134,505	10379,0991
<b>σ<sub>B</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-2313,2644	-2248,8964	-2133,5272	-1948,3583
<b>N S</b>	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>Lt (m)</b>	1,0065033	0,98071185	1,17388906	1,06683953
<b>T (KN)</b>	232,830824	220,551936	250,452429	207,858571
<b>AS cal(cm<sup>2</sup>)</b>	5,82077061	5,51379839	6,26131074	5,19646427
<b>AS rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	4,02601318	3,92284742	4,69555625	4,26735811
<b>Amin(cm<sup>2</sup>)</b>	15	15	20,25	20,25
<b>As adoptée</b>	15	15	20,25	20,25
<b>st courant</b>	20	20	20	20
<b>barre courant</b>	15HA10	15HA10	23HA10	23HA10
<b>St about</b>	10	10	10	10
<b>barre about</b>	8HA12	8HA12	9HA14	9HA14
<b>Av adopté</b>	59,76	59,76	91,54	91,54

### VI.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suit: (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = 1.4 * V / (b * 0.90 * L) \dots \tau_{lim} = \bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}, 5MPA) = 3,25MPA$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant:

- Les voiles pleins Suivant YY ;XX :

Voiles	V (KN)	b(m)	L(m)	D(m)	$\tau$ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1	465,41	0,2	4,45	0,2	0,81345069	3,25	Cv
V6	477,59	0,2	4,45	0,2	0,83473908	3,25	Cv
V2	650,01	0,2	5,3	0,2	0,95389308	3,25	Cv
V5	656,45	0,2	5,3	0,2	0,96334382	3,25	Cv
V3	531,93	0,2	4,69	0,2	0,8821393	3,25	Cv
V4	543,73	0,2	4,69	0,2	0,90170813	3,25	Cv
V8	531,86	0,2	4,08	0,2	1,01389434	3,25	Cv
V10	513,1	0,2	4,08	0,2	0,97813181	3,25	Cv
V7	238,98	0,2	1,92	0,2	0,96809028	3,25	Cv
V9	229,21	0,2	1,92	0,2	0,92851273	3,25	Cv
V11	682,85	0,2	4,98	0,2	1,06647702	3,25	Cv
V14	654,97	0,2	4,98	0,2	1,02293396	3,25	Cv
V12	803,74	0,2	5,7	0,2	1,09672125	3,25	Cv
V13	819,97	0,2	5,7	0,2	1,11886745	3,25	Cv
V15	2104,32	0,25	4,85	0,25	2,69970034	3,25	Cv
V16	2097,34	0,25	4,85	0,25	2,69074548	3,25	Cv
V19	1316,52	0,25	3,25	0,25	2,52051692	3,25	Cv
V20	1315,98	0,25	3,25	0,25	2,51948308	3,25	Cv
V21	662,36	0,25	2,1	0,25	1,96254815	3,25	Cv
V22	681,15	0,25	2,1	0,25	2,01822222	3,25	Cv
V17	3484,9	0,25	7,95	0,25	2,72752481	3,25	Cv
V18	2530,8	0,25	5,85	0,25	2,69182906	3,25	Cv

Tab VI.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement suivant YY ;XX.

- Les voiles avec ouvertures Suivant YY ;XX :

Voiles	V (KN)	b(m)	L(m)	D(m)	$\tau$ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
T1	53,08	0,2	0,55	0,2	0,75062626	3,25	Cv

<b>T2</b>	58,9	0,2	0,55	0,2	0,83292929	3,25	Cv
<b>T3</b>	584,05	0,2	4,35	0,2	1,04427842	3,25	Cv
<b>T4</b>	596,87	0,2	4,35	0,2	1,06720051	3,25	Cv
<b>T5</b>	395,63	0,2	2,45	0,2	1,25596825	3,25	Cv
<b>T6</b>	454,71	0,2	2,45	0,2	1,44352381	3,25	Cv
<b>T7</b>	434,43	0,2	2,45	0,2	1,37914286	3,25	Cv
<b>T8</b>	425,58	0,2	2,45	0,2	1,35104762	3,25	Cv
<b>T9</b>	1455,38	0,2	7,05	0,2	1,60562017	3,25	Cv
<b>T10</b>	1314,93	0,2	77,05	0,2	0,13273502	3,25	Cv
<b>V11</b>	277,94	0,2	2,05	0,2	1,05451491	3,25	Cv
<b>V12</b>	271,11	0,2	2,05	0,2	1,02860163	3,25	Cv
<b>V13</b>	700,22	0,2	4,99	0,2	1,09141394	3,25	Cv
<b>V14</b>	698,94	0,2	4,99	0,2	1,08941884	3,25	Cv
<b>T15</b>	1312,12	0,25	6,75	0,25	1,20952626	3,25	Cv
<b>T16</b>	1311,26	0,25	6,75	0,25	1,2087335	3,25	Cv

Tab VI.4. : Vérification de la contrainte de cisaillement suivant YY ;XX.

### VI.2.2. Calcul de ferraillage horizontal :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\tau_u - \tau_0).b}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ Avec : } \alpha = 90^\circ$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{ij} \times K \quad ; \quad f_{ij} = \{f_{ij}; 3,3MPa\}$$

K= 0 Pas de reprise de bétonnage.

$$\text{Donc : } \tau_0 = 0 S_t \leq (1,5 \times e; 30cm)$$

On adopte :  $S_t = 20cm$ .

D'après le RPA99. Le pourcentage minimal exigé pour la partie courante devoir être armée d'un carrelage d'armature en double nappe est :

- pour :  $\tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_t = 0,0015b.L$
- pour :  $\tau > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_t = 0,0025b.L$

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans le tableau suivant :

- suivant YY. XX voiles plines :

voiles	$\tau$ (MPa)	St(mm)	b (mm)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> /ml/ face)	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> /ml /face)
V1	0,81345069	200	200	1,03940921	2,5	5T8 = 2,51
V6	0,83473908	200	200	1,06661104	2,5	5T8 = 2,51
V2	0,95389308	200	200	1,21886338	2,5	5T8 = 2,51
V5	0,96334382	200	200	1,23093932	2,5	5T8 = 2,51
V3	0,8821393	200	200	1,127178	2,5	5T8 = 2,51
V4	0,90170813	200	200	1,15218261	2,5	5T8 = 2,51
V8	1,01389434	200	200	1,29553165	2,5	5T8 = 2,51
V10	0,97813181	200	200	1,24983509	2,5	5T8 = 2,51
V7	0,96809028	200	200	1,23700424	2,5	5T8 = 2,51
V9	0,92851273	200	200	1,18643293	2,5	5T8 = 2,51
V11	1,06647702	200	200	1,36272064	2,5	5T8 = 2,51
V14	1,02293396	200	200	1,30708228	2,5	5T8 = 2,51
V12	1,09672125	200	200	1,40136604	2,5	5T8 = 2,51
V13	1,11886745	200	200	1,42966396	2,5	5T8 = 2,51
V15	2,69970034	200	200	3,44961711	2,5	5T8 = 2,51
V16	2,69074548	200	200	3,43817477	2,5	5T8 = 2,51
V19	2,52051692	200	200	3,22066051	2,5	5T8 = 2,51
V20	2,51948308	200	200	3,21933949	2,5	5T8 = 2,51
V21	1,96254815	200	200	2,50770041	2,5	5T8 = 2,51
V22	2,01822222	200	200	2,57883951	2,5	5T8 = 2,51
V17	2,72752481	200	200	3,48517059	2,5	5T8 = 2,51
V18	2,69182906	200	200	3,43955935	2,5	5T8 = 2,51

Tab VI.5 : Résultats de ferrailage horizontal suivant YY ;XX .

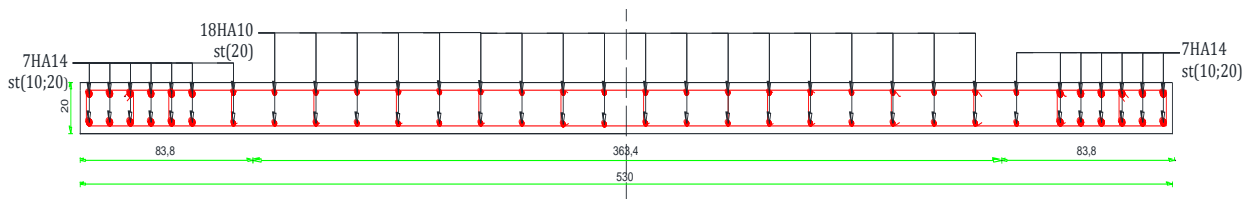
- suivant YY. XX voiles avec ouvertures :

voiles	$\tau$ (MPa)	St(mm)	b (mm)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> /ml/ face)	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> /ml /face)
T1	0,75062626	200	200	0,95913356	2,5	5T8 = 2,51
T2	0,83292929	200	200	1,06429854	2,5	5T8 = 2,51
T3	1,04427842	200	200	1,33435575	2,5	5T8 = 2,51
T4	1,06720051	200	200	1,3636451	2,5	5T8 = 2,51
T5	1,25596825	200	200	1,60484832	2,5	5T8 = 2,51
T6	1,44352381	200	200	1,84450265	2,5	5T8 = 2,51
T7	1,37914286	200	200	1,7622381	2,5	5T8 = 2,51
T8	1,35104762	200	200	1,72633862	2,5	5T8 = 2,51
T9	1,60562017	200	200	2,05162578	2,5	5T8 = 2,51
T10	0,13273502	200	200	0,16960586	2,5	5T8 = 2,51
T11	1,05451491	200	200	1,34743571	2,5	5T8 = 2,51
T12	1,02860163	200	200	1,3143243	2,5	5T8 = 2,51
T13	1,09141394	200	200	1,39458448	2,5	5T8 = 2,51
T14	1,08941884	200	200	1,39203518	2,5	5T8 = 2,51
T15	1,20952626	200	200	1,54550577	2,5	5T8 = 2,51
T16	1,2087335	200	200	1,5444928	2,5	5T8 = 2,51

Tab VI.5 : Résultats de ferraillage horizontal suivant YY ;XX .

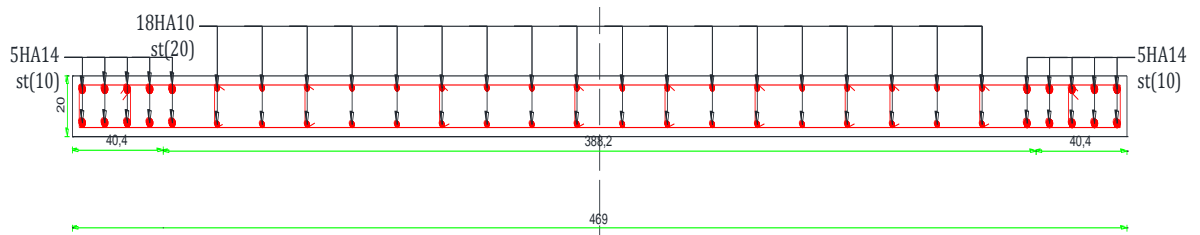
• Croquis de ferrillages des voiles :

• voile 2 et 5 :

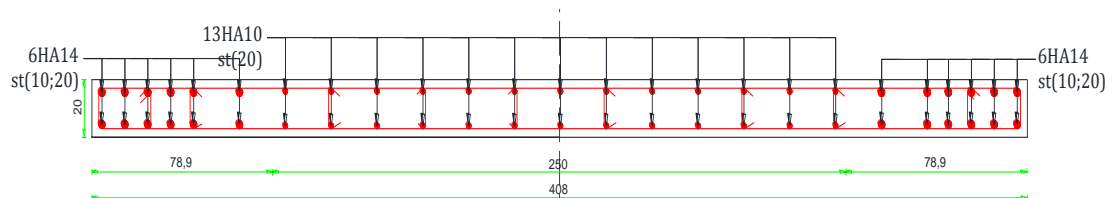


• voile 3 et 4 :

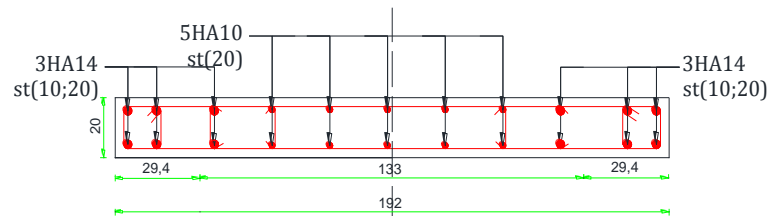




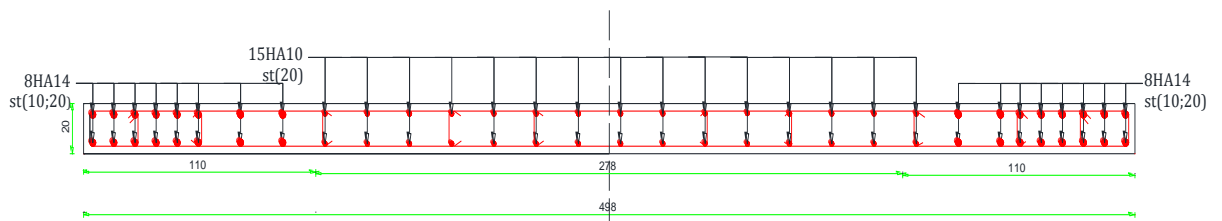
- voile 8 et 10 :



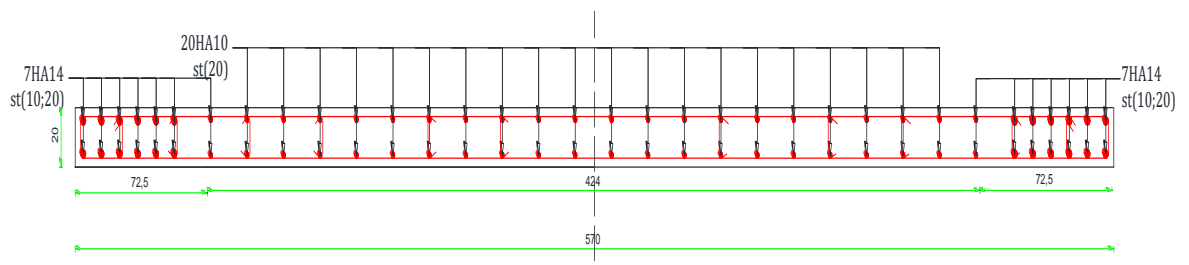
- voile 7 et 9 :



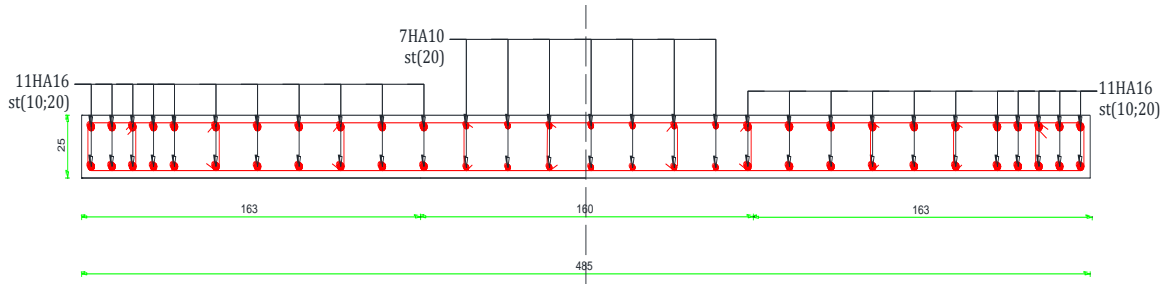
- voile 11 et 14 :



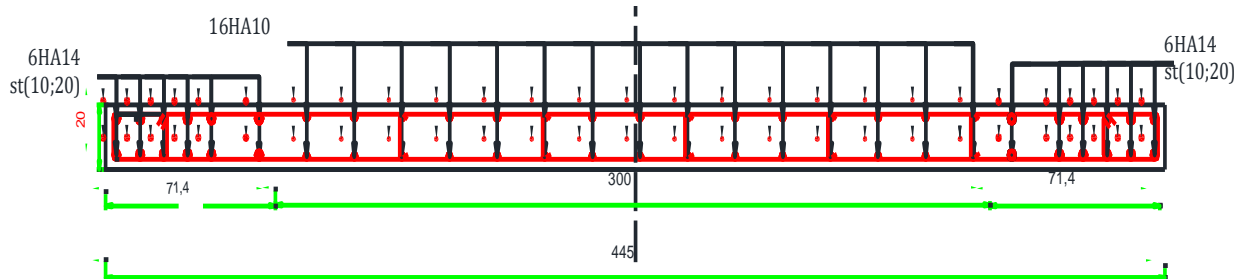
- voile 12 et 13 :



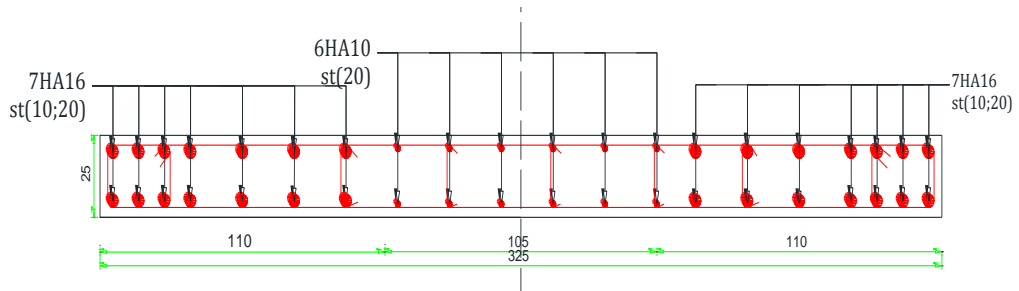
- voile 15 et 16 :



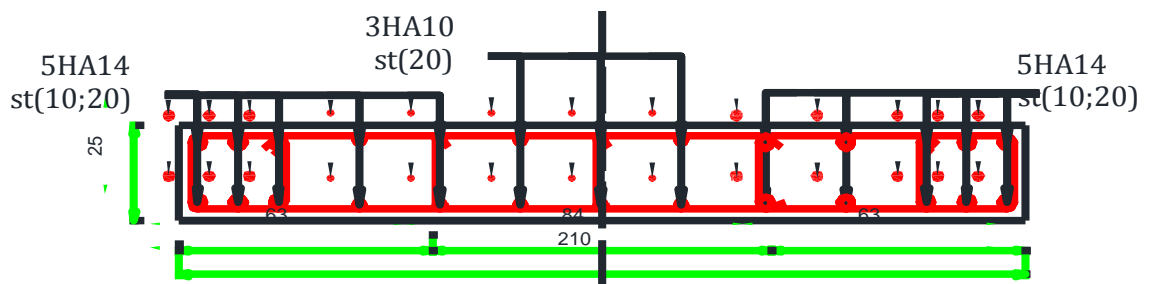
- voile 1 et 6 :



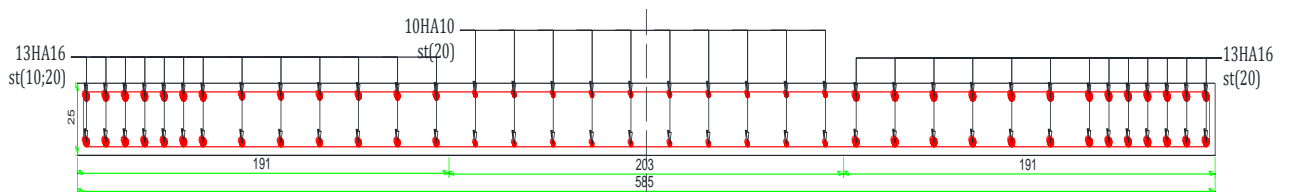
- voile 19 et 20:



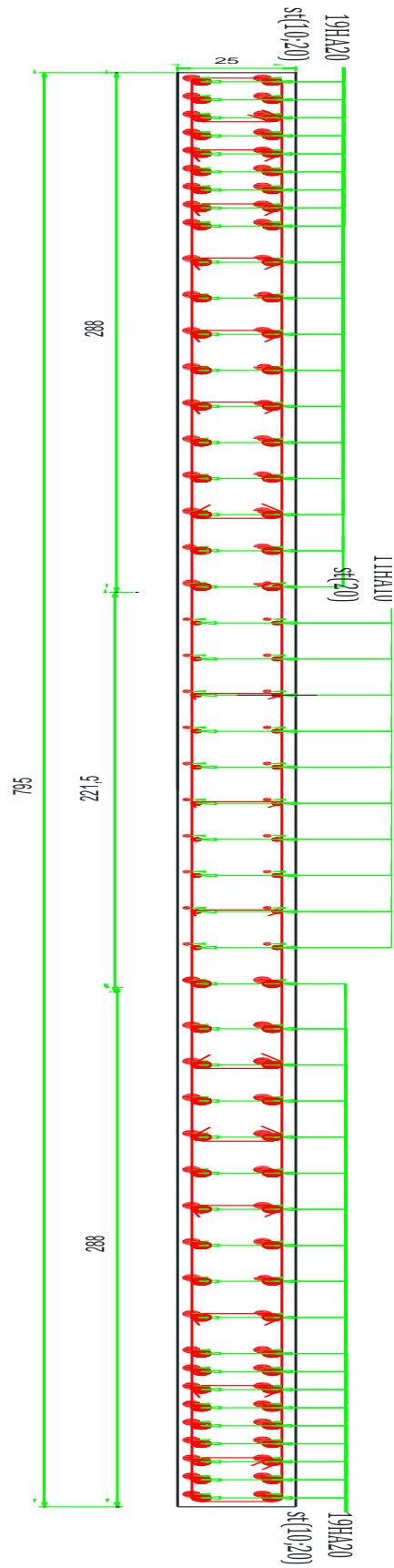
- voile 21 et 22:



- voile 18:



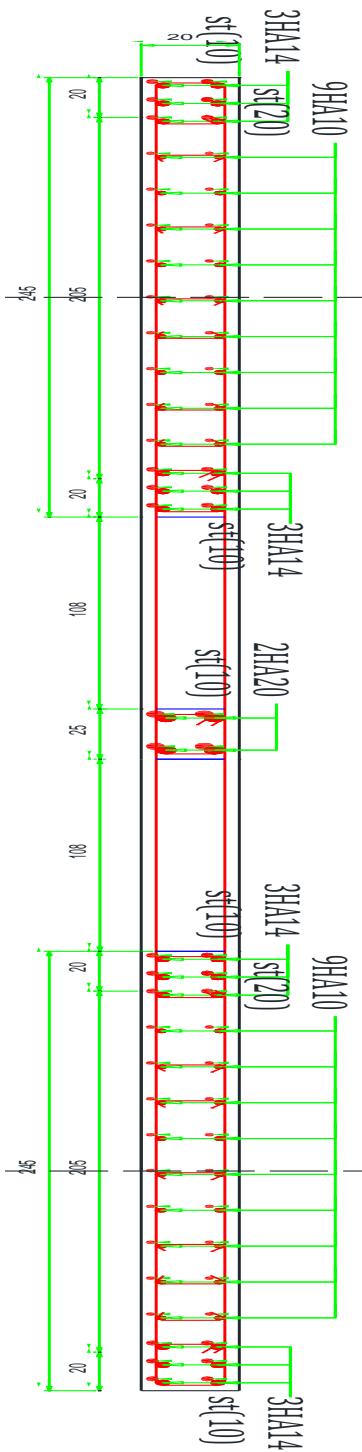
- voile 17:



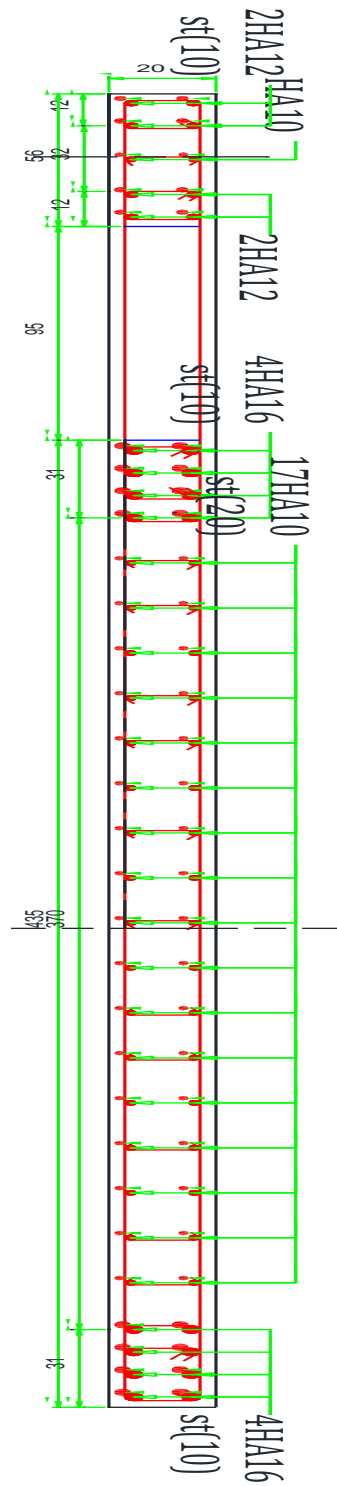
les voiles avec ouverture :

PROMOTION 2018

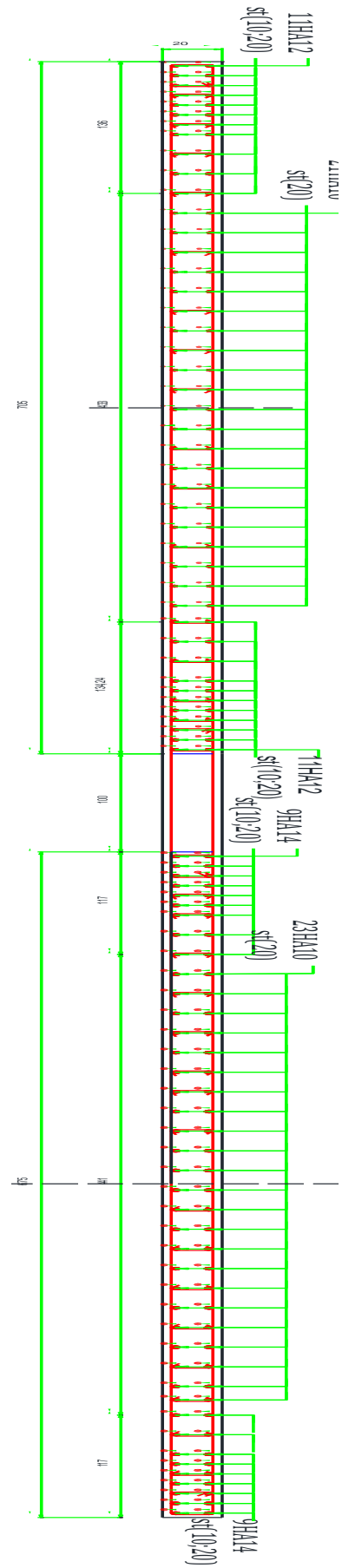
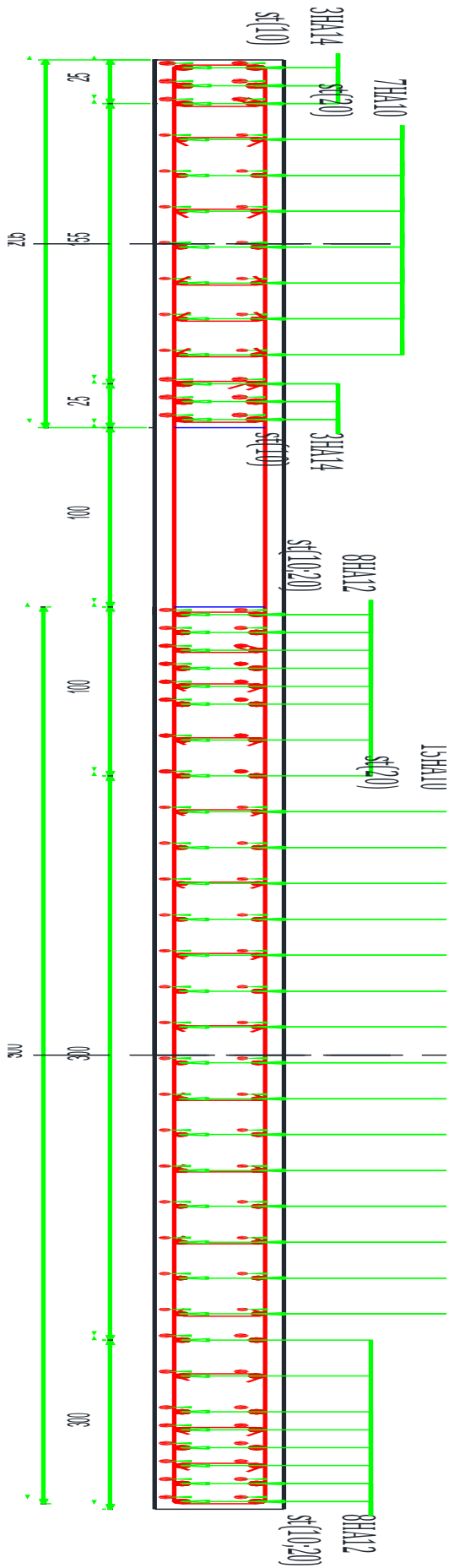
T5 ,T6 ,T7 ,T8 :



T1,T2 ,T3etT4



T11, T12, T13, T14 :



**VI .3.Ferraillage des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments qui constituent les voiles à ouvertures, leur rôle est de lier les trumeaux, cette liaison est assurée par des encastremets aux extrémités des trumeaux, les linteaux doivent résister aux efforts tranchants aux extrémités et aux moments fléchissant en travées.

On devra disposer :

**A-des armatures longitudinales  $A_L$  :**

$A_L$  : en deux nappes (supérieure et inférieure).

- Si  $\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \leq 0,06 f_{c28}$  :

**Avec :**

- V : effort tranchant (  $V = 1,4 V_u$  cal )
- $b_0$  : épaisseur du voile
- d : hauteur utile

Dans ce cas on ferraillage à la flexion simple :

$A_L = \frac{M}{Z f_e}$  Avec :  $Z = h - 2 d' = 0,8 h$  (distance d'ancrage).

**avec**

- M : moment dû à l'effort tranchant
- $f_e$  : contrainte limite élastique d'acier

- Si :  $\tau > 0,06 f_{c28}$

On adoptera un ferraillage minimal :  $A_{Lmin} = 0,18 b . h$

**B-Des armatures transversales (cadre  $A_t$ ) :**

- ✓  $A_t \geq 0,15 \% b . S$       Si  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$
- ✓  $A_t \geq 0,25 \% b . S$       Si  $\tau_b > 0,025 f_{c28}$

**C-Des armatures diagonales :  $A_D$**

Elles sont obligatoires si la condition est vérifiée  $\tau_b > 0,06 f_{c28}$  dans ce cas les efforts M et N sont repris suivant les bielles diagonales.

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \quad \text{avec} \quad t_s \alpha = \frac{h - 2d}{L} \quad ; \quad V = V_{cal} \quad (\text{ sans majoration } )$$

**D- Ferraillage minimal :**

$$A_D \text{ min} = 0,15 \% b \times h$$

**E-Ferraillage en partie courante : (Armatures de peau)  $A_c$  :**

$$A_C \text{ min} = 0,2 \times b \times h$$

**E-1 : Espacement  $S$  : ( RPA 99)**

- Si  $\frac{L}{h} > 1$  (linteau long)

$$\delta \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times Z}{\bar{\gamma}} \quad ; \quad \text{Avec} : \quad Z = h - 2C.$$

$$\bar{\gamma} = 1,4 \quad V_u \text{ cal.}$$

- Si  $\frac{L}{h} \leq 1$  (linteau court)

$$\delta \leq \frac{A_t \times f_e \times .L}{V + A_t \times f_e}$$

$$V = \min (V_1 ; V_2)$$

$$\text{avec} : V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \quad ; \quad V = 2 \quad V_u \text{ cal}$$

$M_{ci}$  ;  $M_{cj}$  moments « résistant ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  est calculés par :

$$M_c = A_i \times f_e \times Z \quad ; \quad Z = h - 2d'$$

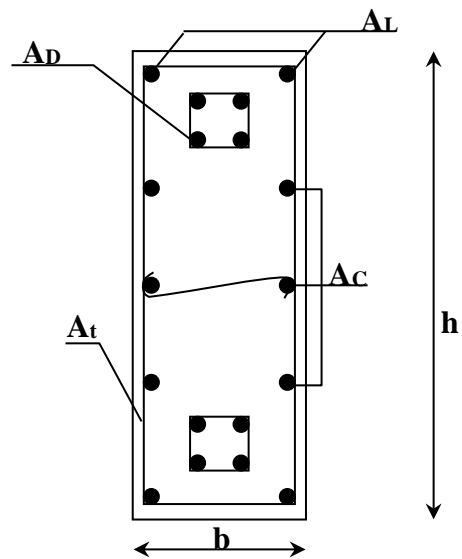


Fig. VI.4. Disposition des armatures Dans les linteaux.

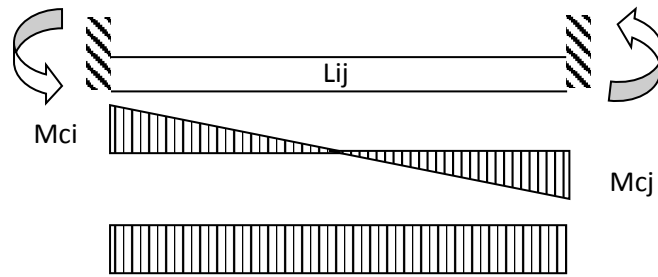


Fig.VI.5.sollicitation dans les linteaux.

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Des aciers diagonaux:  $A_D$  ils sont obligatoirement si la condition suivante est vérifiée

- $\tau_b > 0.06 f_{c28}$ . Dans ce cas les efforts  $M$  et  $V$  sont repris suivant les bielles diagonales.

$$A_D = \frac{V}{2 \times \bar{\sigma}_s \times \sin \alpha}$$

avec;  $\alpha = \arctg \frac{0,8h}{l}$

**Ferraillage minimal :**

Ferraillage en partie courant (armature de peau)  $A_c$  :

$$A_c = 0,20 \% b h$$

Ferraillage transversal et espacement des cadres:

- ✓ Espacements:  $S$

Si  $\frac{l}{h} > 1$  (linteaux long)

$$S \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times 0,8h}{1,4V}$$

Si  $\frac{l}{h} \leq 1$  (linteaux court)

$$S \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times l}{V^* + A_t \times \sigma_s}$$

Avec :  $V^* = \min \left( 2V, \frac{A_t \times \sigma_s \times 0,8h}{1,4V} \right)$



✓ Espacement maximal :

$$S \leq S_{\max} = \frac{h}{4}$$

VI.3.1. calcule le ferraillages du linteaux :

a) Les linteaux (L1 ,L2) :

$$h= 80\text{cm} \quad b =20\text{cm} \quad L =0.95\text{m} \quad D = 0.9 h = 72\text{cm}$$

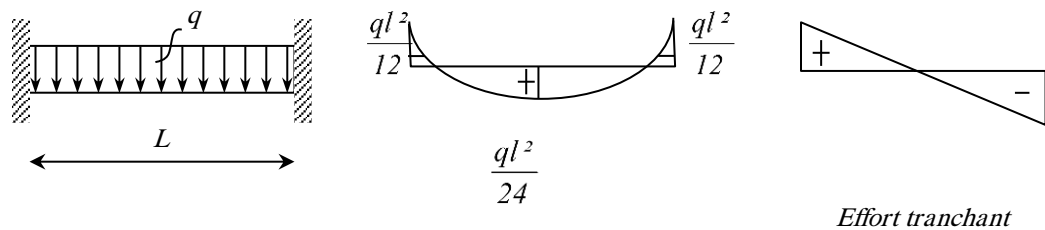


Fig.VI.6. Moment fléchissant

1) Détermination des armatures longitudinales:

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,8bh} = \frac{1,4,97 \times 10^3}{20 \times 200 \times 800}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 1,69 \text{MPa} > \tau_b = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{MPa} \Rightarrow \text{on adoptera le ferraillage minimal}$$

$$A_L = 0,0015 \times b \times h$$

$$A_{l\min} = 0,0015 \times 20 \times 80$$

$$A_{l\min} = 2,4 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

2) Calcule des armatures diagonales  $A_D$  :

$$A_D = \frac{V}{2 \times \sigma_{en} \times \sin \alpha}$$

$$\alpha = \arctg \frac{0,8 \times h}{l} = \arctg \frac{0,8 \times 80}{95}$$

$$\Rightarrow \alpha = 33,96^\circ$$

$$A_D = \frac{97 \times 10^3}{2 \times 400 \times 10^2 \times \sin(33,96)} = 2,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chois : } A_D = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

3) Acier en partie courante  $A_c$  :

$$A_c \geq 0,2\% \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2$$

Donc ;  $A_c = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$ .

4) Armatures transversales et espacement des cadres :

$$S_t \leq \frac{h}{4} \longrightarrow S=20\text{cm}$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0,25\% \times b \times S = 1\text{cm}^2$$

Alors :  $A_t = 2\text{T}8$

5) calcul de l'espacement en fonction de  $A_t$  ;

$$\frac{L}{h} > 1 \text{ (Linteau Longs)}$$

$$\Rightarrow S \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times 0,8h}{1,4V^*}$$

$S \leq 16,4\text{cm}$  On adopte  $S = 15\text{cm}$

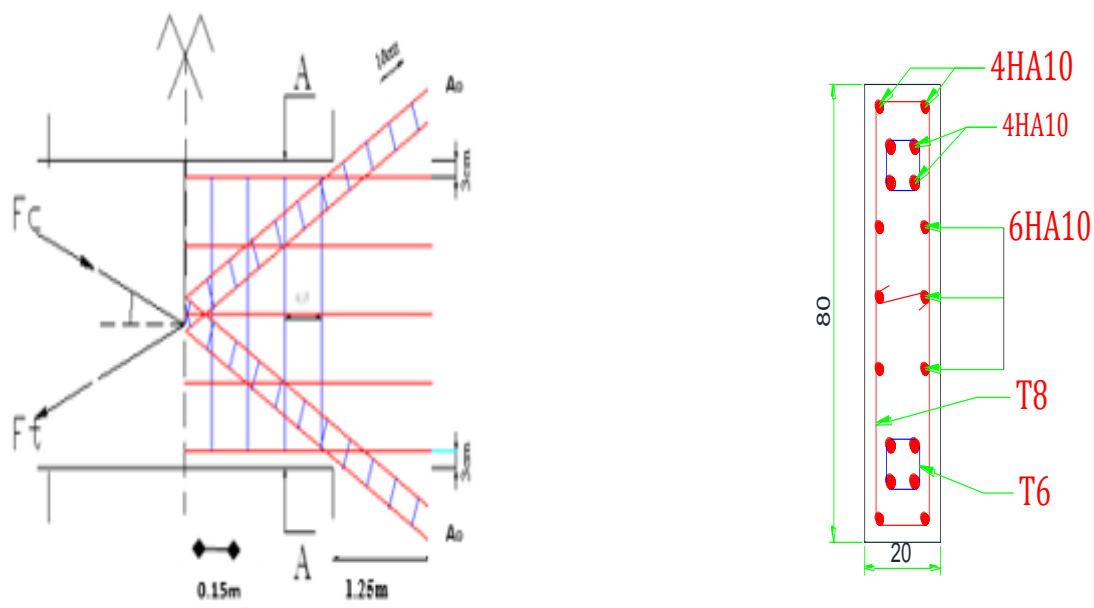
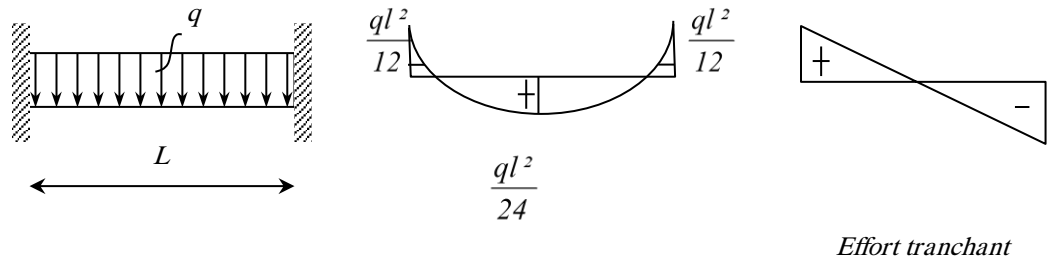


Fig.VI.7. ferraillage du linteau (L1, L2)

**b) Les linteaux (L3, L4, L5 et L6) :**

On choisit le plus défavorable (L3) :

$h = 80\text{cm}$        $b = 20\text{cm}$        $L = 1.08\text{m}$        $D = 0.9 h = 72\text{cm}$



**Fig.VI.8. Moment fléchissant**

**1) Détermination des armatures longitudinales:**

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,8bh} = \frac{1,4 \times 49,84 \times 10^3}{20 \times 200 \times 800}$$

$\Rightarrow \tau_b = 0,54\text{MPa} < \tau_b = 0,06 f_{c28} = 1,5\text{MPa} \Rightarrow$  on adoptera le ferrailage minimal

$A_L = 0,0015 \times b \times h$

$A_{lmin} = 0,0015 \times 20 \times 80$

$A_{lmin} = 2,4\text{ cm}^2 = 4\text{HA}10 = 3,14\text{ cm}^2$

**2) Calcule des armatures diagonales  $A_D$  :**

$\tau_b < 0,06 \times f_{c28} = 1,5\text{MPa}$

Donc :  $A_D = 0\text{cm}^2$

**3) Acier en partie courante  $A_C$  :**

$A_C \geq 0,2\% \times b \times h = 3,2\text{cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}10 \rightarrow A_C = 4,71\text{cm}^2$

**3) Armatures transversales et espacement des cadres :**

$S_t \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S = 20\text{cm}$

$\tau_b < 0,025 \times f_{c28} = 0,625\text{MPa}$

$\Rightarrow 0,15\% \times b \times S = 0,6\text{cm}^2$

$$\text{Alor : } A_t = 2T8$$

e) calcul de l'espacement en fonction de  $A_t$  ;

$$\frac{L}{h} > 1 \text{ (Linteau Longs)}$$

$$\Rightarrow S \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times 0,8h}{1,4V^*}$$

$$S \leq 19,1\text{cm} \text{ On adopte } S = 20\text{cm}$$

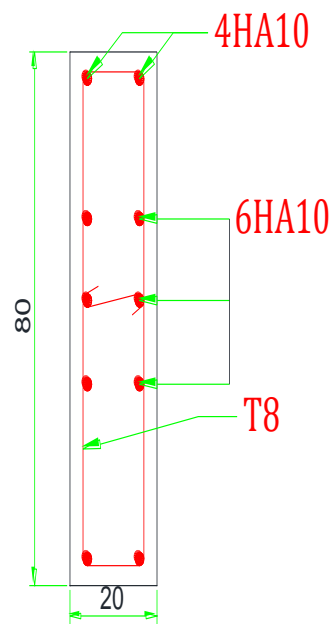
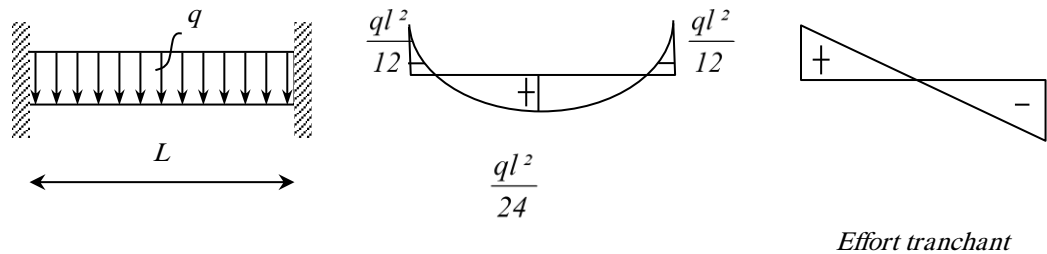


Fig.VI.9. ferrailage du linteau (L3)

**b) Les linteaux (L7 ,L8, L9, L10) :**

On choisit le plus défavorable (L10) :

$h = 80\text{cm}$        $b = 20\text{cm}$        $L = 1\text{m}$        $D = 0.9 h = 72\text{cm}$



**Fig.VI.9. Moment fléchissant**

**1) Détermination des armatures longitudinales:**

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,8bh} = \frac{1,4 \times 161,07 \times 10^3}{20 \times 200 \times 800}$$

$\Rightarrow \tau_b = 1,76\text{MPa} > \tau_b = 0,06 f_{c28} = 1,5\text{MPa} \Rightarrow$  on adoptera le ferrailage minimal

$A_L = 0,0015 \times b \times h$

$A_{l\min} = 0,0015 \times 20 \times 80$

$A_{l\min} = 2,4\text{ cm}^2 = 4\text{HA}10 = 3,14\text{ cm}^2$

**2) Calcule des armatures diagonales  $A_D$  :**

$$A_D = \frac{V}{2 \times \sigma_{en} \times \sin \alpha}$$

$$\alpha = \arctg \frac{0,8 \times h}{l} = \arctg \frac{0,8 \times 80}{100}$$

$\Rightarrow \alpha = 32,61^\circ$

$$A_D = \frac{161,07 \cdot 10^3}{2 \times 400 \times 10^2 \times \sin(32,61)} = 3,73\text{cm}^2$$

Donc :  $A_D = 4\text{HA}12 = 4,52\text{cm}^2$

**3) Acier en partie courante  $A_C$  :**

$A_C \geq 0,2\% \times b \times h = 3,2\text{cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}10 \rightarrow A_C = 4,71\text{cm}^2$

4) Armatures transversales et espacement des cadres.

$$S_t \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

$$\tau_b > 0,025 \times f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0,25\% \times b \times S = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alor : } A_t = 2T8$$

5) calcul de l'espacement en fonction de  $A_t$  ;

$$\frac{L}{h} > 1 \text{ (Linteau Longs)}$$

$$\Rightarrow S \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times 0,8 \times h}{1,4V^*}$$

$$S \leq 9,8 \text{ cm} \text{ On adopte } S = 10 \text{ cm}$$

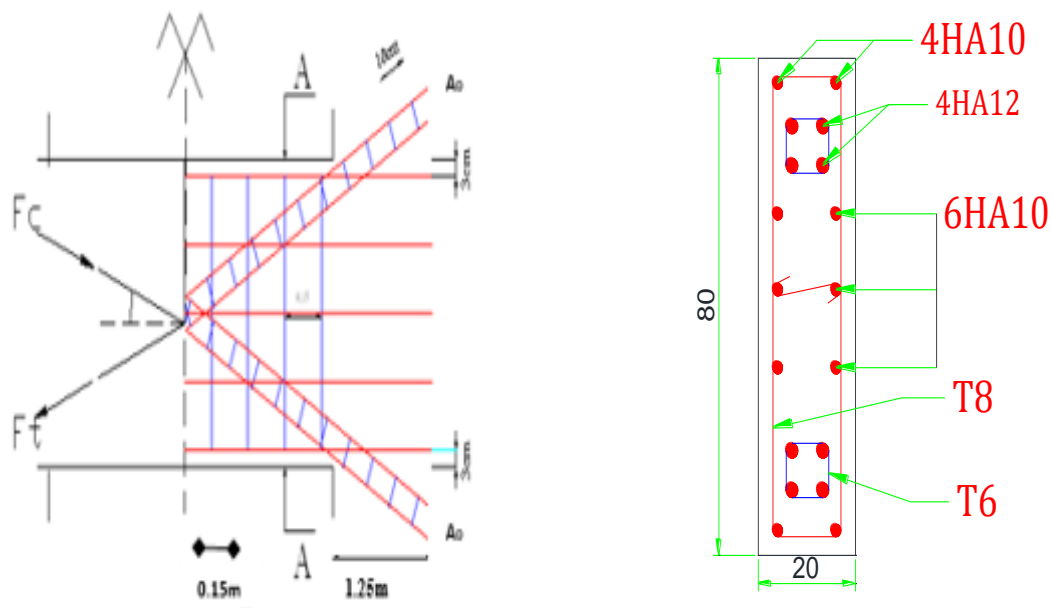
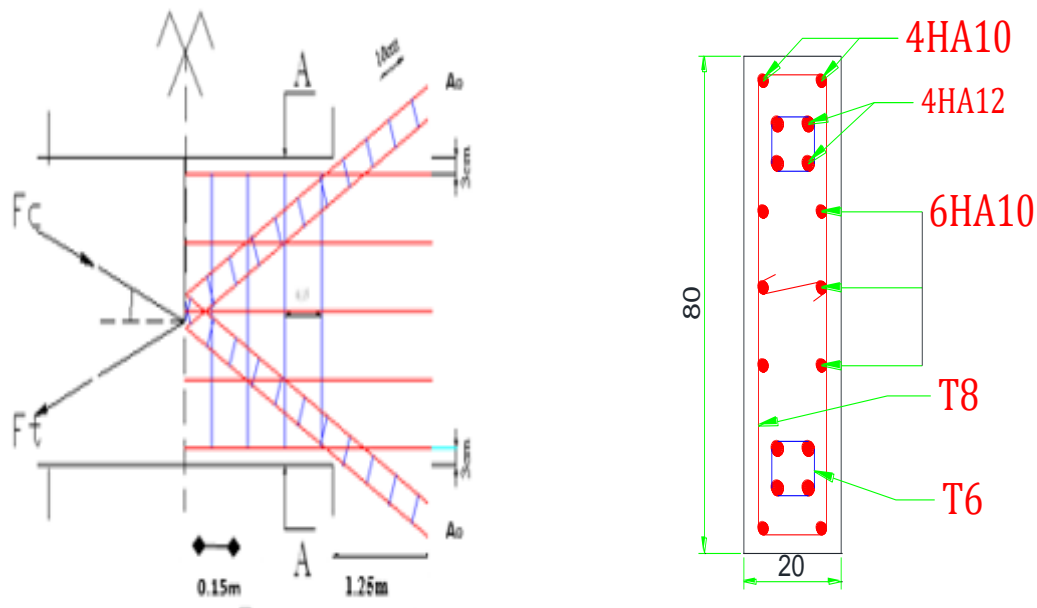


Fig.VI.8. ferrailage du linteau (L10).

**CONCLUSION :**

Finalement on adopte un seul type de ferraillage du linteau ; on prend le linteau le plus sollicité (L10) :



**Fig.VI.8. ferraillage du linteau (L10).**

***Chapitre VI :***  
***Etude de l'infrastructure***



**VII.1. Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux: fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales, Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

**VII.2. Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec une capacité portante du sol égale à **2,5 bars** et le bon sol, Il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux, et semelles filantes sous mur (voile) Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
- ( $S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$ ).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- Avec :  $N_{\text{ser}} = G + Q$
- $\sigma_{\text{sol}} = 2,50 \text{ bars} = 250 \text{ KN/ m}^2$ .

**VII.2.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :**

- $S_{\text{bat}}$ : Surface total du bâtiment = **465 m<sup>2</sup>** ; d'après **SOCETEC**.
- les surfaces des semelles : d'après **l'ETABS**.

VOILE	$N_{ser}$ (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	$S=N/\bar{\sigma}_{sol}$
V1	2499,37	2,5	9,99748
V2	3157,11	2,5	12,62844
V3	3222,42	2,5	12,88968
V4	3304,8	2,5	13,2192
V5	3188,41	2,5	12,75364
V6	2488,94	2,5	9,95576
V7	942,18	2,5	3,76872
V8	1972,84	2,5	7,89136
V9	967,27	2,5	3,86908
V10	1913,39	2,5	7,65356
V11	2373,08	2,5	9,49232
V12	3816,84	2,5	15,26736
V13	3894,77	2,5	15,57908
V14	2323,11	2,5	9,29244
V15	2954,69	2,5	11,81876
V16	2954,95	2,5	11,8198
V17	5555,64	2,5	22,22256
V18	4343,18	2,5	17,37272
V19	1931,58	2,5	7,72632
V20	1922,05	2,5	7,6882
V21	1458,95	2,5	5,8358
V22	1458,96	2,5	5,83584
T1	381,13	2,5	1,52452
T2	438,01	2,5	1,75204
T3	3199,57	2,5	12,79828
T4	3229,59	2,5	12,91836
T5	1573,55	2,5	6,2942
T6	1612,21	2,5	6,44884
T7	1576,18	2,5	6,30472
T8	1618,31	2,5	6,47324
T9	3966,16	2,5	15,86464
T10	4234,64	2,5	16,93856
T11	1027,52	2,5	4,11008
T12	1043,26	2,5	4,17304
T13	2515,71	2,5	10,06284
T14	2553	2,5	10,212
T15	3948,11	2,5	15,79244
T16	4158,27	2,5	16,63308
somme	95719,75		382,879

Tab.VII.1. Les surfaces des semelles filantes.

$N_{tot} = 95719,75$  KN.

$S_{tot} = 382,879m^2.$

On a  $S_{TOT}/S_{BAT} = 382,8 / 465 = 0,73..... 83% > 50%$

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.

**VII.2.2. Radier général :**

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs et les poteaux de l'ossature, ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction du sol.

**VII.2.2.1. Pré dimensionnement du radier :**

L'épaisseur du radier ( $h_r$ ) doit vérifier les conditions suivantes :

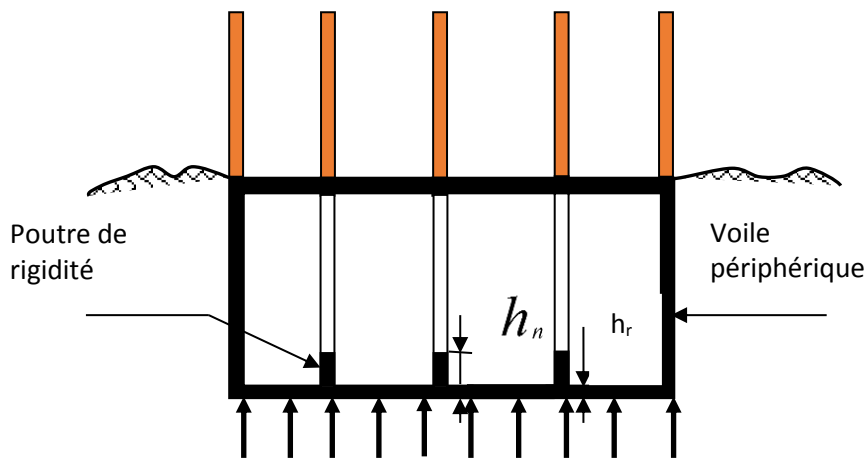


Fig.VII.1. Schéma Statique du radier.

**VII.2.2.1.1. Nervure :**

- **Condition forfaitaire :**  $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max} = 8,00$  m d'où:  $h_n \geq 80$  cm....., On prend:  $h_n = 90$ cm.

- **Condition de la longueur élastique :**  $L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$  :  $K = 40000KN/m^3$ ;  $E = 3,21 * 10^7 KN/m^2.$

D'ou:  $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{max}^4}{E\pi^4}} = 1,50m ..... On adopter  $h_n = 150$ cm.$

**VII.2.2.1.2. L'épaisseur de la dalle :**

- **condition forfaitaire :  $h \geq L_{max}/20$ .**

Telle que :  $L_x = 8 \text{ m}$ . Donc on a :  $h \geq 40 \text{ cm}$ .

On choisit  $h_r = 90 \text{ cm}$ .

- **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,15 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU , On a :  $N_u = 130818,61 \text{ KN}$

$L_{max}$  : la plus grande portée de la dalle = 10,25 m.

Avec :  $V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$ ,  $\Rightarrow q_u = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}} = \frac{130818,61}{465} \Rightarrow q = 281,33 \text{ KN/ml}$

$$V_u = \frac{281,33 \times 10,25}{2} = 1441,82 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{1441,82}{1 \times 0,9 \times 0,9 \times 10^3} = 1,78 \text{ MPA. Avec : } \bar{\tau} = \frac{0,150}{1,5} \times 25 = 2,5 \text{ MPA.....cv}$$

**VII.2.2.1.3. Calcul du D (débordement) :**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Soit :  $D = 50 \text{ cm}$ .

D'où :  $S_R = S + D \times P = 465 + 0,5 \times 98,7 = 514,35 \text{ m}^2$

Alors la surface du radier est  $S_r = 514,35 \text{ m}^2$ .

**VII.2.3. Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de 90 cm, avec des nervures d'une hauteur  $h = 150 \text{ cm}$ , Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

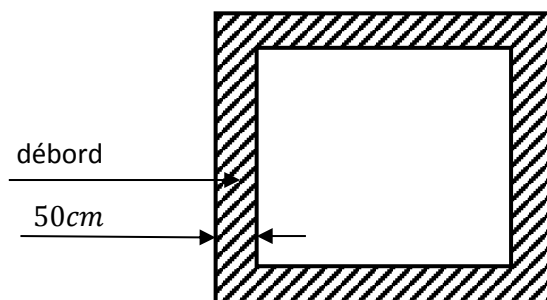


Fig.VII.2. La surface totale du radier.

**VII.3. Vérification du radier:****❖ Vérification au poinçonnement (1,35G + 1,5Q) :****➤ Sous voiles :**

Dans notre cas, on a le voile V17 de longueur 8,00 m

$$N_u = 7590,79 \text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande d'un mètre linéaire (1ml).

$$N_u / \text{ml} = 7590,79 / 8,00 = 948,85 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_c = 2(L + b + 2 h_n) = 2(8 + 0,25 + 2 \times 1,5) = 22,5 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_n \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u = 7763,02 < 25312 \text{ KN} \dots \dots \dots (C,V)$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du voile.

**VII.4. Calcul de la surface du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$N_{SER}/S \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots S_{min} \geq N_{SER}/\sigma_{adm}$$

- $N = (N \text{ radier} + N \text{ bâtiment}) = (G \text{ radier} + G \text{ bâtiment})$

- $N = (382,8 \times 0,90 \times 25) + 95719,75 = 104332,75 \text{ KN.}$

$$\sigma_{adm} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Alors:} \quad S_{MIN} = 417,331 \text{ m}^2$$

- L'emprise totale du bâtiment est de : 465 m<sup>2</sup>

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

**VII.5. Caractéristiques géométriques du radier :**

- Les inerties du radier sont calculées par **SOCETEC** on obtient la figure ci-après :

☒

**Caractéristiques de la sélection**

Caractéristiques de la section simple  
exprimées dans le repère local de section

Aire : 465 m<sup>2</sup>

Position du centre de gravité  
x : 13,84 m  
y : 11,63 m

Inerties au centre de gravité  
I<sub>xx</sub> : 16 041,5 m<sup>4</sup>  
I<sub>yy</sub> : 21 479,4 m<sup>4</sup>  
I<sub>xy</sub> : -29,299 m<sup>4</sup>

Par rapport aux axes principaux u-v  
I<sub>uu</sub> : 21 479,5 m<sup>4</sup>  
I<sub>vv</sub> : 16 041,4 m<sup>4</sup>  
angle x - u : 89,7 deg  
section réduite S<sub>u</sub> : 365,1 m<sup>2</sup>  
section réduite S<sub>v</sub> : 415,8 m<sup>2</sup>

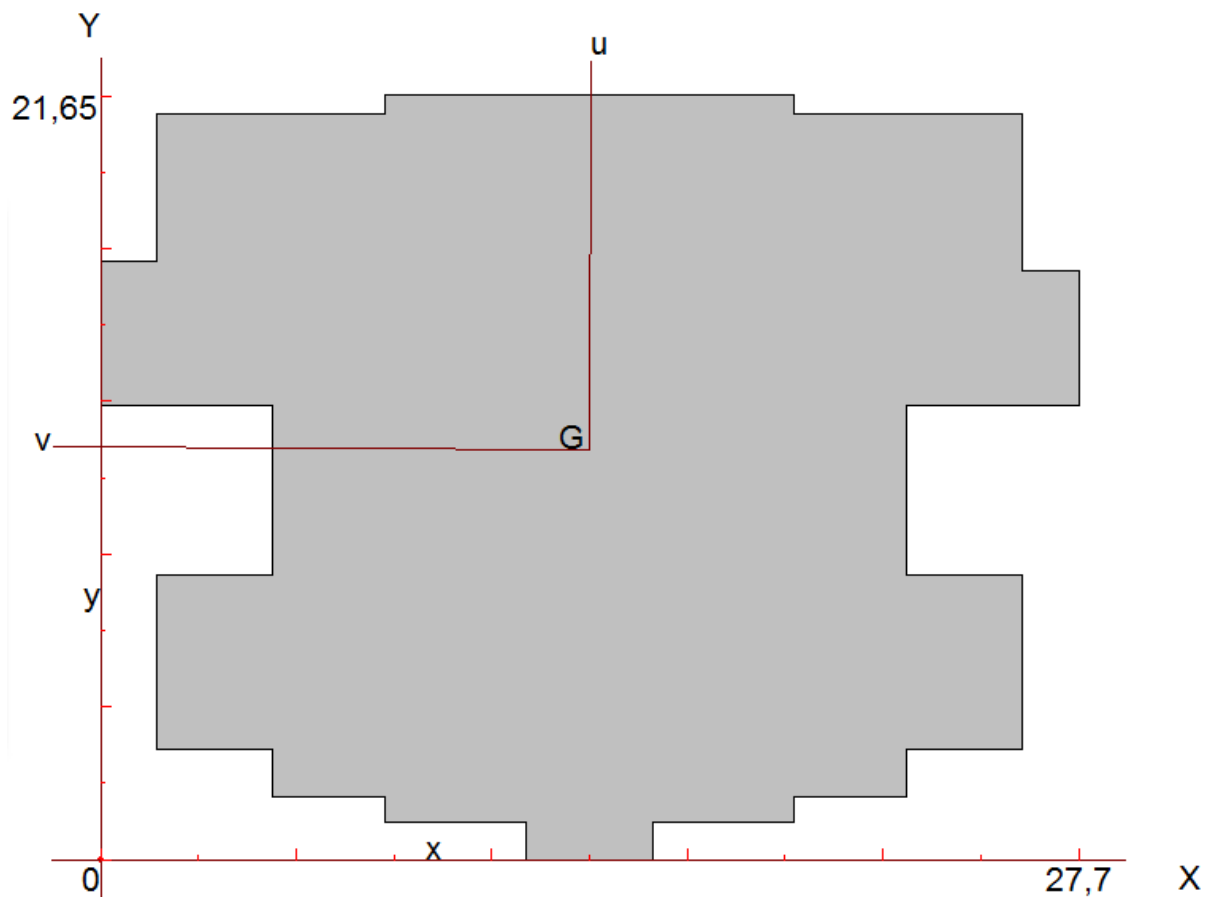


Fig.VII.3. Schéma du radier.

➤ Calcul de l'excentricité :

❖ Centre de gravité du radier (infrastructure) :  $\begin{cases} X_G = 13,84m \\ Y_G = 11,63m \end{cases}$

❖ Centre des masses du bâtiment (superstructure) : d'après l'ETABS.

$$\begin{cases} X_m = 13,86m \\ Y_m = 11,432m \end{cases}$$

Donc: les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivants :

$$\begin{cases} e_x = 0,02 \text{ m.} \\ e_y = 0,198 \text{ m.} \end{cases}$$

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.

**VII.6. Vérification de la stabilité du radier :**

**VII.6.1. 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 :  $\sigma = N/Sr \leq \sigma_{ADM}$

$$N_T = N(\text{bat}) + N(\text{radier})$$

$$N_{RAD} = S_{tot} \times h_r \times 25 = 382,8 \times 0,90 \times 25 = 8613 \text{ KN.}$$

$$N_T = 104332,75 \text{ KN} \quad ; \quad S_r = 417,331 \text{ m}^2.$$

$$N_T/S_r = 180,29 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{ADM} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots \text{ CV.}$$

**VII.6.2. Vérification de la Stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement : sous (0,8G± E)**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : 0,8 G ± E : d'après l'ETABS,

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = M/N \leq L/4$

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0,8G ± EX Ey** :

	N(t)	MX (KN.m)	MY (KN.m)	EX (m)	Ey (m)	LX/4 (m)	LY/4 (m)	Observe
<b>0,8G ± E</b>	95719,73	608961,846	476478,171	6,36	4,97	6,93	5,41	CV

**Tab.VII.2. Stabilité du radier.**

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variantes.

**VII.6.3. Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4 \text{ avec: } \sigma_1 = N/S + M \cdot V/I \quad \sigma_2 = N/S - M \cdot V/I$$

$$I_x = 16041,5 \text{ m}^4 \quad I_y = 21479,4 \text{ m}^4$$

	Sens X	Sens Y
<b>M (KN.m)</b>	608961,846	476478,171
<b>N (KN)</b>	95719,73	95719,73
<b><math>\sigma_1</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	222,93	215,83
<b><math>\sigma_2</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	188,766	195,86
<b><math>\sigma_m</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	214,39	210,83

**Tab.VII.3. Calcul des contraintes.**

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 250 \text{ KN/m}^2$ , donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

**VII.6.4. Vérification de la Stabilité du radier vis-à-vis le renversement : sous (G+Q+E): d'après l'ETABS.**

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} X \leq 1,5 \overline{\sigma}_s$$

	N(KN)	Mx(KN.m)	My (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	Obs
G+Q+Ex	95719,74	1105838,0	848516,91	208,95	202,74	207,4	CV
G+Q+Ey	95719,74	1703679,4	1313600,9	253,64	158,06	229,75	CV

**Tab.VII.4. Vérification sous G+Q+E.**

$\sigma_m < 1,5\sigma_{adm} = 375 \text{ KN/m}^2$ , donc la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

**VII.7. Ferrailage du radier :**

**VII.7.1. Dalle de radier :**

**VII.7.1.1. Les combinaisons de charges**

**ELU:**  $q_u = 1,35(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol}) = 1,35(\frac{8613}{514,35} - 250) = 314,9 \text{ KN/m}^2$ .

**ELS:**  $q_{ser} = G_{rad} / S_{rad} - \sigma_s = 233,25 \text{ KN/m}^2$ .

**VII.7.1.2. Ferrailage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 3,8 \text{ m}$ ,  $L_y = 10,25 \text{ m}$ ,  $\alpha = L_x / L_y$ ,

$\alpha = 0,37 < 0,4$  (la dalle porte dans un seul sens).

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} \\ M_{oy} = 0 \end{cases}$$



❖ ELU :

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	$\alpha$	Qu	M <sub>ox</sub> (KN.m)
3,8*10,25	3,80	10,25	0,37	314,9	568,394

Tab.VII.5. Moments à l'ELU.

❖ ELS :

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	$\alpha$	Qs	M <sub>ox</sub> (KN.m)
3,8*10,25	3,80	10,25	0,37	233,25	421,01

Tab.VII.6. Moments à l'ELS.

VII.7.1.3. Calcul des sections d'armatures :

Pour un panneau intermédiaire :

✓ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75, M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75, M_y$ )

✓ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,5, M_x$  ;  $M_{ay} = 0,5, M_y$ )

➤ Calcul de ferrailage :

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}, \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}), Z = d(1 - 0,4\alpha), A_s = Mu / (Z \times \sigma_s).$$

$A_{s \min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e$ ,  $St(x) \leq \min(3h_0, 33cm)$ ,  $St(a) \leq 33cm$  Les résultats sont dans le tableau suivant:

ELU	Sens (x-x)	
	Appuis	Travée
M <sub>0</sub> (KN.m)	568,394	
M <sub>U</sub> (KN.m)	284,34	426,3
b (cm)	100	100
h (cm)	90	90
d (cm)	81	81
F <sub>su</sub> (Mpa)	348	348
F <sub>bu</sub> (Mpa)	14,2	14,2
$\mu_u$	0,024	0,037
A	0,030	0,047
Z (cm)	80,028	79,48
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	10,20	15,41
A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,78	9,78

<b>Choix des barres</b>	7HA14	8HA16
<b>As adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	10,78	16,08
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	15	10
<b>S<sub>t</sub> max (cm)</b>	33	33
<b>S<sub>t</sub> &lt; S<sub>t</sub> max</b>	C V	C V

Tab.VII.7. Ferrailage à l'ELU.

➤ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$       **On a :**  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$b y^2 + 30A_s y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)**

$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2$  .....BAEL 91

➤ **Contrainte du béton à la compression :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{maxr}}{I} y$

➤ **Contrainte d'acier à la traction :**

La fissuration est très préjudiciable :

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 164,97 \text{ MPa}$

➤ **Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15, K = \frac{M_{ser}}{I}$ ,

	sens (x-x)	
	Appuis	Travée
$M_o$ (KN.m)	421,01	
$M_s$ (KN.m)	210,51	315,76
$A_{st}$ (cm)	10,78	16,08
$Y$ (cm)	14,64	17,75
$I$ (cm <sup>4</sup> )	816662,98	1151347,654
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0,025	0,027
$\sigma_{bc}$ (MPa)	3,66	4,79
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
$\sigma_{st}$ (MPa)	248,85	256,16
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164,97	164,97
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier	Vérifier
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Non vérifier	Non vérifier

Tab.VII.8. Vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées il faut calculer les armatures a l'ELS.

$\mu_s$	0,0019	0,0023
<b>B</b>	0,927	0,9204
$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	16,99	25,21
$A_{Smin}$ (cm <sup>2</sup> )	9,78	9,78
$A_{Sadopté}$ (cm <sup>2</sup> )	18,85	29,45
<b>Chois des barres</b>	6HA20	6HA25
<b>K</b>	53,525	47,84
$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{st}/K$ (Mpa)	3,08	3,44
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Vérifier	Vérifier
$St$ (cm)	15	15
$St$ max (cm)	33	33
$St < St$ max	CV	CV

Tab.VII.9. Calcul de ferrailage à l'ELS.

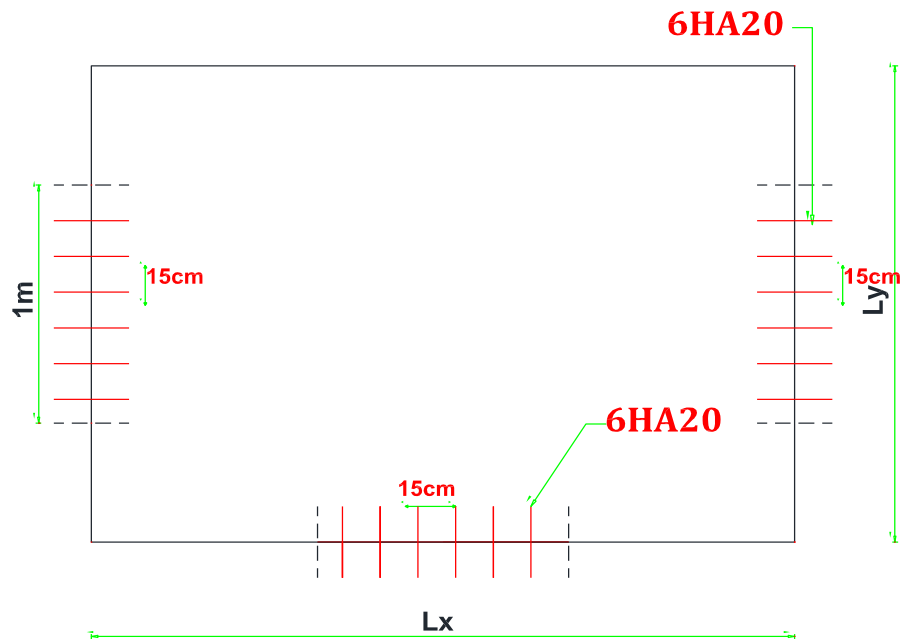
Les armatures de réparation :

En appui :  $A_r = A_s / 4 = 4,71 \text{ cm}^2 \dots$ , On adopte : **5HA12= 5,65 cm<sup>2</sup>**.

En travée :  $A_r = A_s / 4 = 7,36 \text{ cm}^2 \dots$ , On adopte : **5HA14 = 7,70 cm<sup>2</sup>**.

❖ ferrailage du radier :

En appuis :



En travée :

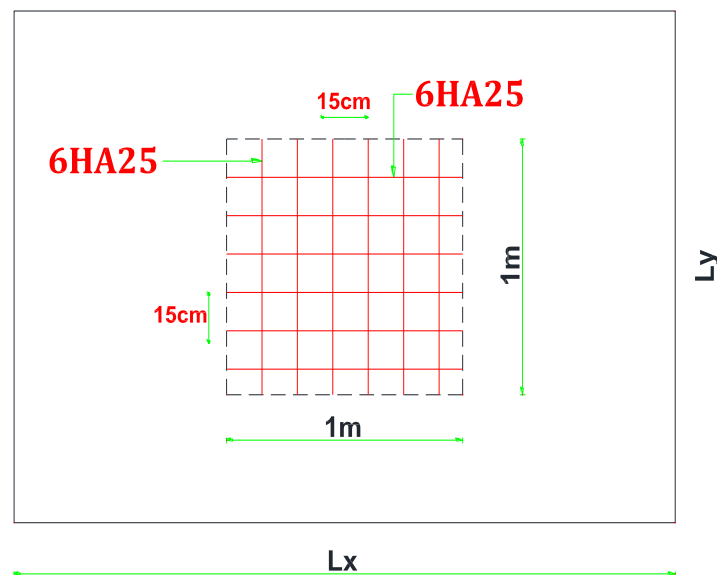


Fig.VII.4. Ferrailage du radier.

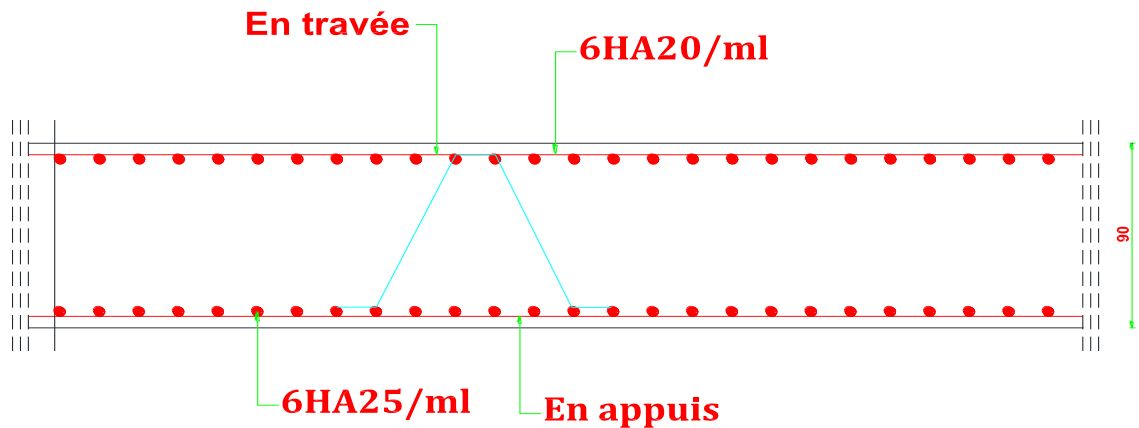


Fig.VII.5. Ferrailage du radier.

VII.7.1.4. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 50 \text{ cm}$ , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1mètre avec :  $h = 90\text{cm}$  ;  $d = 81\text{cm}$

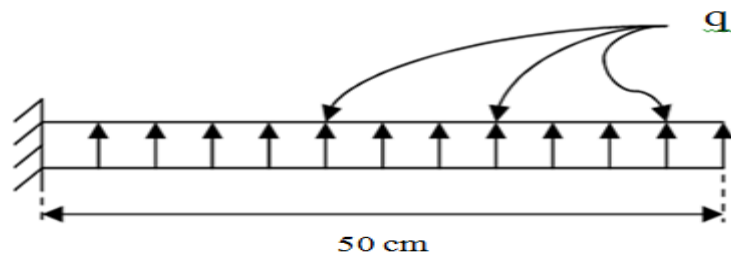


Fig.VII.6. Présentation schématique du débord.

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{\max} = \frac{q_u L^2}{2}$  ; Donc on ferraille à l'ELS :

❖ Cas ELU:

$Q_u = 314,9 \text{ KN/m}^2$ .....,  $M_u = Q_u * L^2 / 2 = 314,9 * 0,50^2 / 2 = 39,36 \text{ KN.m}$

❖ Cas ELS:

$Q_{\text{ser}} = 233,25 \text{ KN/m}^2$ .....,  $M_s = Q_{\text{ser}} * L^2 / 2 = 233,25 * 0,50^2 / 2 = 29,15 \text{ KN.m}$

$\sigma_{S \text{ LIM}} = 164,97 \text{ MPa}$ .....,  $\sigma_{bc \text{ LIM}} = 15 \text{ MPa}$

➤ Calcul de Section en Flexion Simple :

ELU	Appuis	ELS	Appuis
M <sub>u</sub> (KN,m)	39,36	M <sub>s</sub> (KN,m)	29,15
b (cm)	100	b (cm)	100
L (cm)	50	L (cm)	50
d (cm)	81	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	15,71
F <sub>su</sub> (Mpa)	348	y (cm)	17,32
f <sub>bu</sub> (Mpa)	14,2	I (cm <sup>4</sup> )	1065077,85
μ <sub>u</sub>	0,0042	K(N/mm <sup>3</sup> )	0,0027
α	0,0052	σ <sub>bc</sub> (MPa)	0,46
Z (m)	80,83	σ <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	15
As (cm <sup>2</sup> )	1,40	σ <sub>st</sub> (MPa)	26,20
As min (cm <sup>2</sup> )	9,78	σ <sub>st</sub> <sup>-</sup> (MPa)	164,97
Chois des barres	5HA20	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>-</sup>	Vérifier
As adopté (cm <sup>2</sup> )	15,71	σ <sub>st</sub> < σ <sub>st</sub> <sup>-</sup>	Vérifier

Tab.VII.10. Vérification de débord de radier à l'ELS.

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{s\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s\text{adop}} > A_{s\min} = 9,78 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots, \text{CV}$$

$$A_s = \max (A_{\text{ser}}; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 9,78\text{cm}^2 \dots \dots \dots, \text{on adopte: } 5T20 = 15,71\text{cm}^2.$$

- Armatures transversales: A<sub>t</sub> = A<sub>s</sub>/4 = 3,92cm<sup>2</sup>, on adopte 4T12 = 4,52cm<sup>2</sup>.

Avec un espacement de **25 cm**.

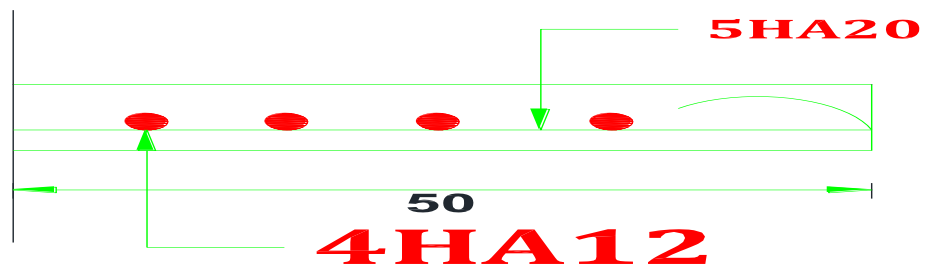
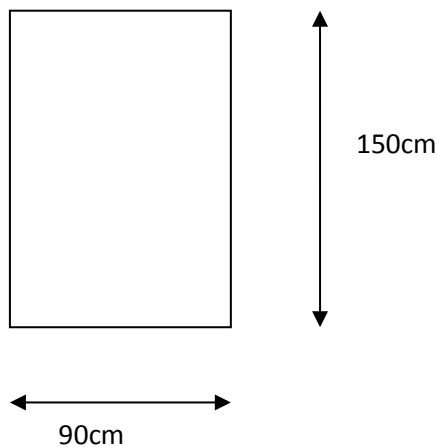


Fig.VII.7. Schéma de ferrailage du débord de radier.

VII.7.2. Ferrailage de la nervure :



➤ Diagrammes des sollicitations

• ELU :

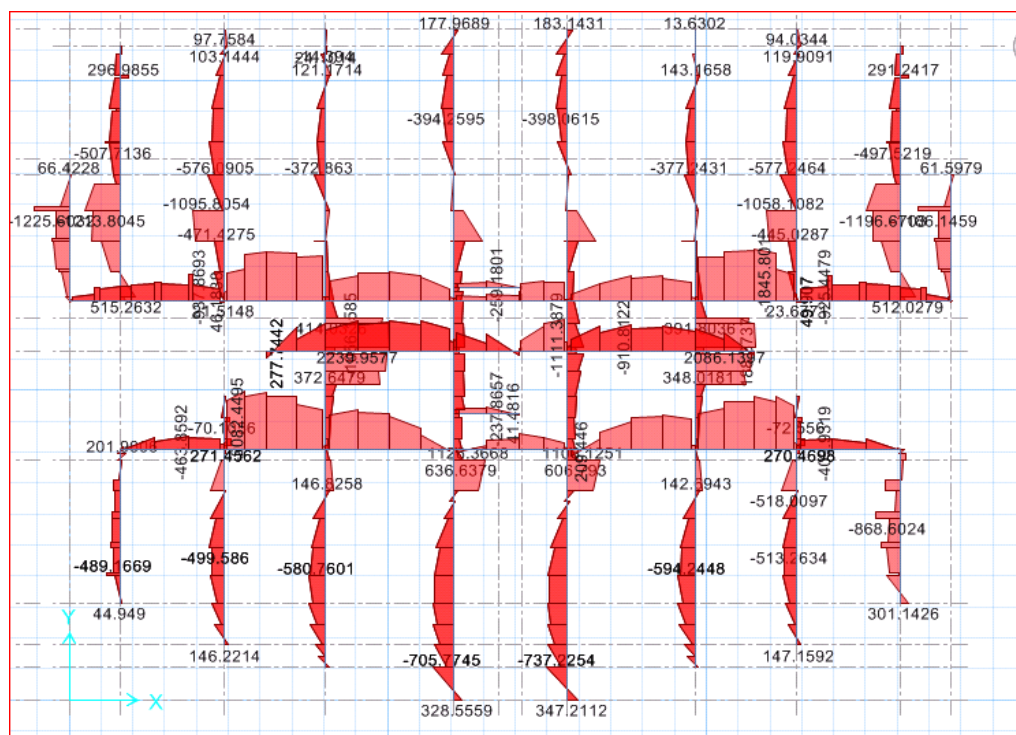


Fig.VII.8. Diagramme des moments fléchissant sens XX et YY à ELU.

• ELS :

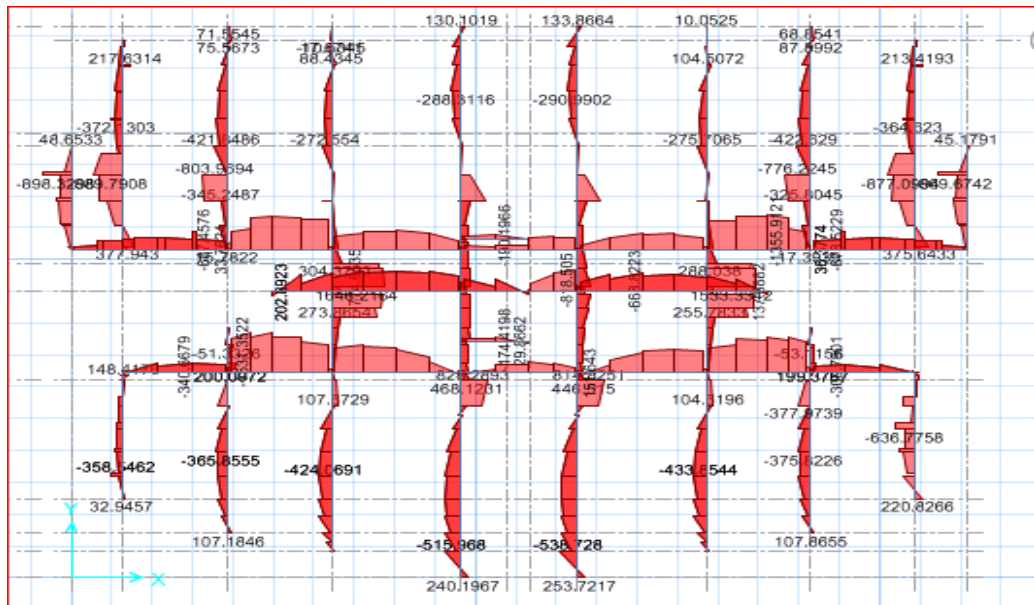


Fig.VII.9. Diagramme des moments fléchissant sens XX et YY à ELS.

VII.7.2.1.Ferrailage longitudinal :

Pour le calcul on prend :  $L_x = 3,8 \text{ m}$ ,  $L_y = 10,25 \text{ m}$ , et  $(h \times b) = (150 \times 90) \text{ cm}^2$ ,

- Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

✓ ELU :

ELU	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U$ (KN.m)	2239,9577	2082,4495	2239,9577	2082,4495
b (cm)	90	90	90	90
h (cm)	150	150	150	150
d (cm)	135	145	145	145
$f_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$f_{bu}$ (Mpa)	14,20	14,20	14,20	14,20
$\mu_u$	0,096	0,089	0,096	0,089
$\alpha$	0,127	0,117	0,127	0,117
Z (cm)	128,16	128,66	128,16	128,66
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	50,22	46,50	50,22	46,50
$A_{s \text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	14,67	14,67	14,67	14,67
Chois des barres	<b>12HA25</b>	<b>10HA25</b>	<b>12HA25</b>	<b>10HA25</b>
$A_{s \text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	58,91	49,09	58,91	49,09

Tab.VII.11. Ferrailage de nervure à l'ELU.



✓ ELS :

ELS	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>Ms (KN.m)</b>	1646,2164	1531,3522	1646,2164	1531,3522
<b>A<sub>st</sub> (cm)</b>	58,91	49,09	58,91	49,09
<b>Y (cm)</b>	40,8	37,82	40,8	37,82
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	9878711,35	8576932,18	9878711,35	8576932,18
<b>K(N/mm<sup>3</sup>)</b>	0,016	0,017	0,016	0,017
<b>σ<sub>b</sub></b>	6,79	6,75	6,79	6,75
<b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b>	15	15	15	15
<b>σ<sub>st</sub>(MPa)</b>	235,466	260,262	235,466	260,262
<b>σ<sub>st</sub> (MPa)</b>	164,97	164,97	164,97	164,97
<b>σ<sub>b</sub> ≤ σ<sub>bc</sub></b>	<b>Vérifier</b>	<b>Vérifier</b>	<b>Vérifier</b>	<b>Vérifier</b>
<b>σ<sub>st</sub> ≤ σ<sub>st</sub></b>	<b>Non vérifier</b>	<b>Non vérifier</b>	<b>Non vérifier</b>	<b>Non vérifier</b>

Tab.VII.12. Vérification des contraintes à l'ELS.

• Calcul des armatures à ELS :

ELS	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>Mser (KN,m)</b>	1646,2164	1531,3522	1646,2164	1531,3522
<b>b(cm)</b>	90	90	90	90
<b>h( cm)</b>	150	150	150	150
<b>d (cm)</b>	135	135	135	135
<b>σ<sub>st</sub> (Mpa)</b>	164,97	164,97	164,97	164,97
<b>μ<sub>s</sub></b>	0,0049	0,0046	0,0049	0,0046
<b>K</b>	30,15	31,37	30,15	31,37
<b>β</b>	0,8892	0,8922	0,8892	0,8922
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	83,12	77,06	83,12	77,06
<b>As<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	14,67	14,67	14,67	14,67
<b>Chois des barres</b>	<b>7HA25 et 7HA 32</b>	<b>7HA20 et 7HA 32</b>	<b>7HA25 et 7HA 32</b>	<b>7HA20 et 7HA 32</b>
<b>AS<sub>adopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	90.66	78.29	90.66	78.29

Tab.VII.13. Ferrailage de nervure à l'ELS.

**VII.7.2.2. Les armatures transversales :****❖ Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :  $A_p = 0,1\% b \times h = \frac{0,1 \times 90 \times 150}{100} = 13,5 \text{ cm}^2$

On adopte au milieu de la section de nervure **8HA16**,

**➤ Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(37,5; 30) = 30 \text{ cm},$$

→  $S_t = 20 \text{ cm}$  (Zone Nodale),

→  $S_t \leq \frac{h}{2} = 75 \text{ cm}$ , On prend  $S_t = 30 \text{ cm}$  (Zone Courante),

D'après le **C,B,A** l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min\{15\phi_1; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}\}$$

$\phi_1$  : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale,

a: Le plus petit côté des dimensions, ,

$$S_t \leq \min\{15 \times 2,5; 40 \text{ cm}; 90 + 10 \text{ cm}\}; S_t \leq 37,5 \text{ cm},$$

Donc on choisit :

✓ Dans les zones courantes :  $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ Dans les zones nodales :  $S_t = 15 \text{ cm}$

VII.7.2.3. Schéma de ferrailage des éléments de l'infrastructure :

- Sens Y et Sens X :

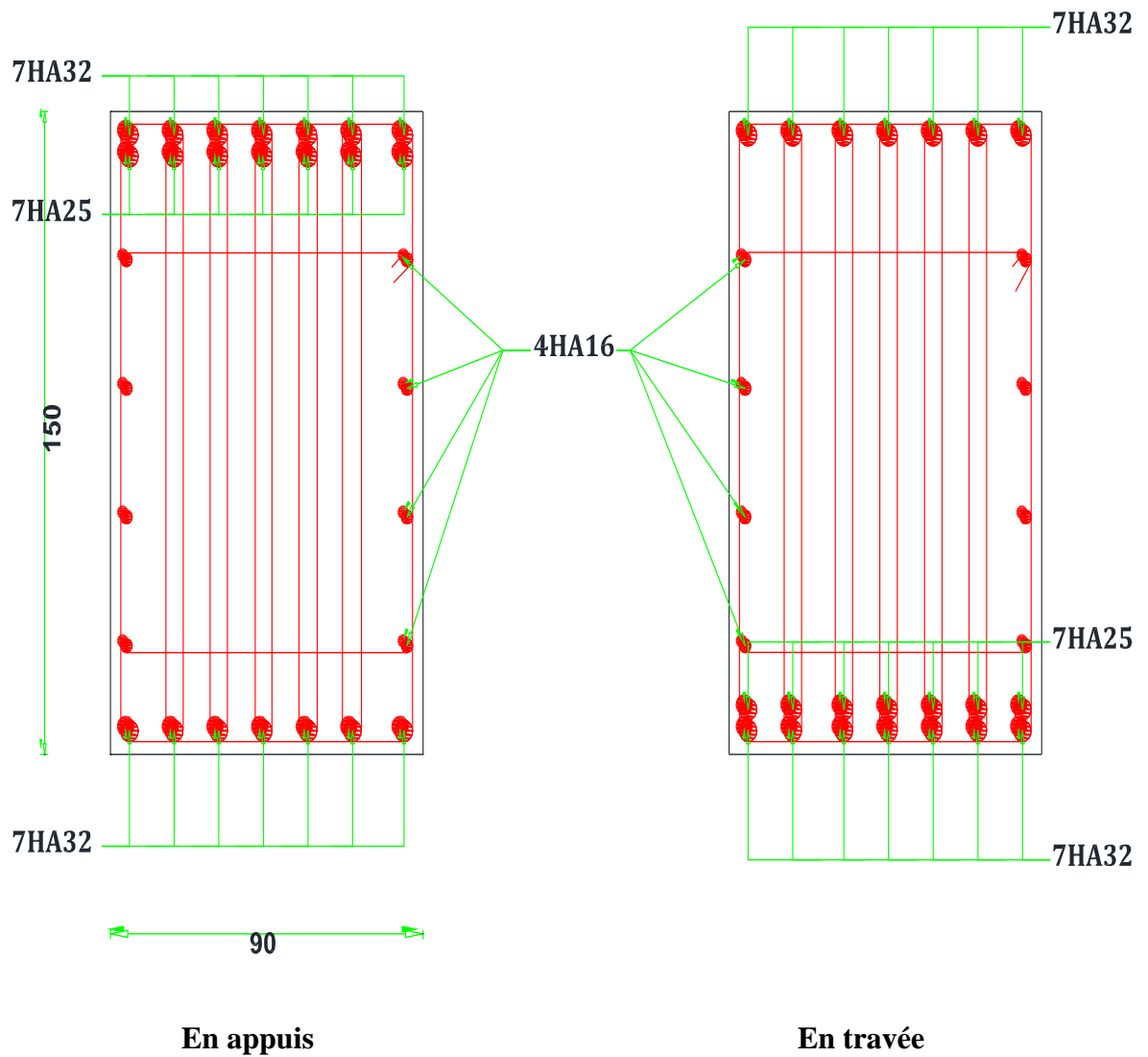


Fig.VII.10. Ferrailage de nervure sens YY et XX.

**VII.8. Etude du voile périphérique :****VII.8.1. Introduction :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations, Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales, Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

**VII.8.2. Pré-dimensionnement :**

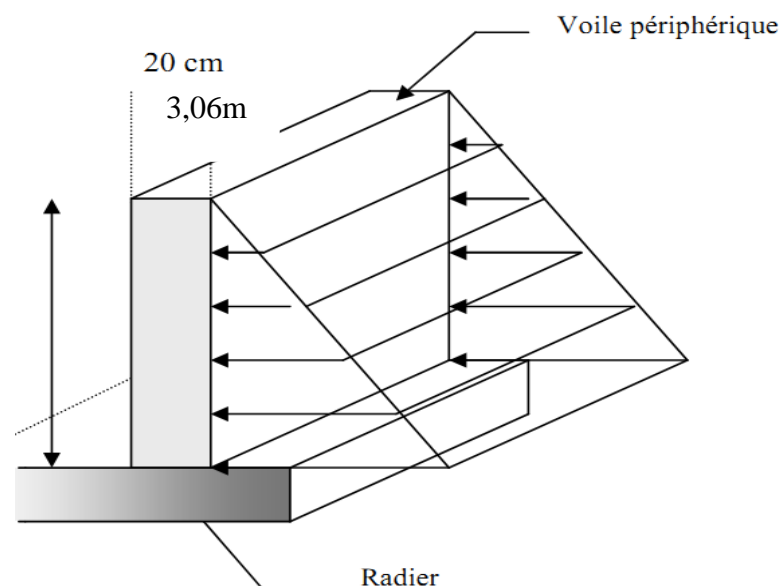
D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale égale à 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Un pourcentage minimal des armatures de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de  $40 \varphi$  pour les renforcements des angles.

On préconise :

Epaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ ,

Hauteur :  $h = 3,06 \text{ m}$ ,



**Fig.VII.11. Poussée de terre sur voile périphérique.**

**VII.8.3. Détermination des sollicitations :**

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2 \times P \times h}{9\sqrt{3}} ; P = \frac{P_i \times h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \times h \times k_0$$

$$k_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

Avec  $K_0$ , coefficient de poussée,

$$\gamma_d : \text{ poids spécifique du remblai} = 18 \text{ KN/m}^2.$$

$$\phi : \text{ angle de frottement interne du remblai} = 30^\circ.$$

$$K_0 = 0,33$$

$$P_i = 18 \times 3,06 \times 0,33 = 18,17 \text{ KN/ml},$$

Donc  $P = 27,80 \text{ KN}$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 27,80 \times 3,06}{9\sqrt{3}} = 10,91 \text{ KN, m}$$

**VII.8.4. Calcul de ferrailage vertical :**

Le ferrailage se fera en flexion composée avec fissuration très préjudiciable,

$$M_u = 1,35 \times 10,91 = 14,72 \text{ KN,m} ; M_{ser} = 10,91 \text{ KN,m}$$

$$N_u = 1,35 \times (25 \times 0,2 \times 3,06 \times 1) = 20,65 \text{ KN} ; N_{ser} = 15,30 \text{ KN}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section  $(100 \times 20) \text{ cm}^2$ ,

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 164,97 \text{ Mpa}$$

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

On utilise le logiciel SOCOTEC pour calculer le ferrailage et pour la vérification des Contraintes :

- **Condition exigée par le RPA99/version 2003,**

Le RPA99/version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes,

$$A_l = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens longitudinal}),$$

$$A_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens transversal}),$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e},$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,2 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats représentés dans le tableau suivant :

$M_U(KN.m)$	$N_U(KN)$	$b(m)$	$h(m)$	$d(m)$	$A_{St}(cm^2)$	$A_{Sc}(cm)$	$A_{s/min}(cm^2)$	$A_{s/ml/face}(cm^2)$
14,72	20,65	1	0,2	0,18	2,07	0	2,17	<b>6HA10 = 4,71</b>

Tab.VII.14. Les sections des armatures verticales à l'ELU.

- Vérification des contraintes à l'ELS,

$M_{ser}(KN.m)$	$N_{ser}(KN)$	$b(m)$	$h(m)$	$d(m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\sigma_b(MPa) < 15 Mpa$	$\sigma_{st} < 164,9 Mpa$
10,91	15,30	1,00	0,20	0,18	3,06	124,70	C.V	C.V

Tab.VII.15. Vérification des contraintes à l'ELS.

VII.8.5. Armature de répartition :

$$A_r = 4,71 / 4 = 1,17cm^2$$

$$A_r \text{ adp} = 5HA8 = 2,51 cm^2$$

VII.8.6. Schéma du ferrailage :

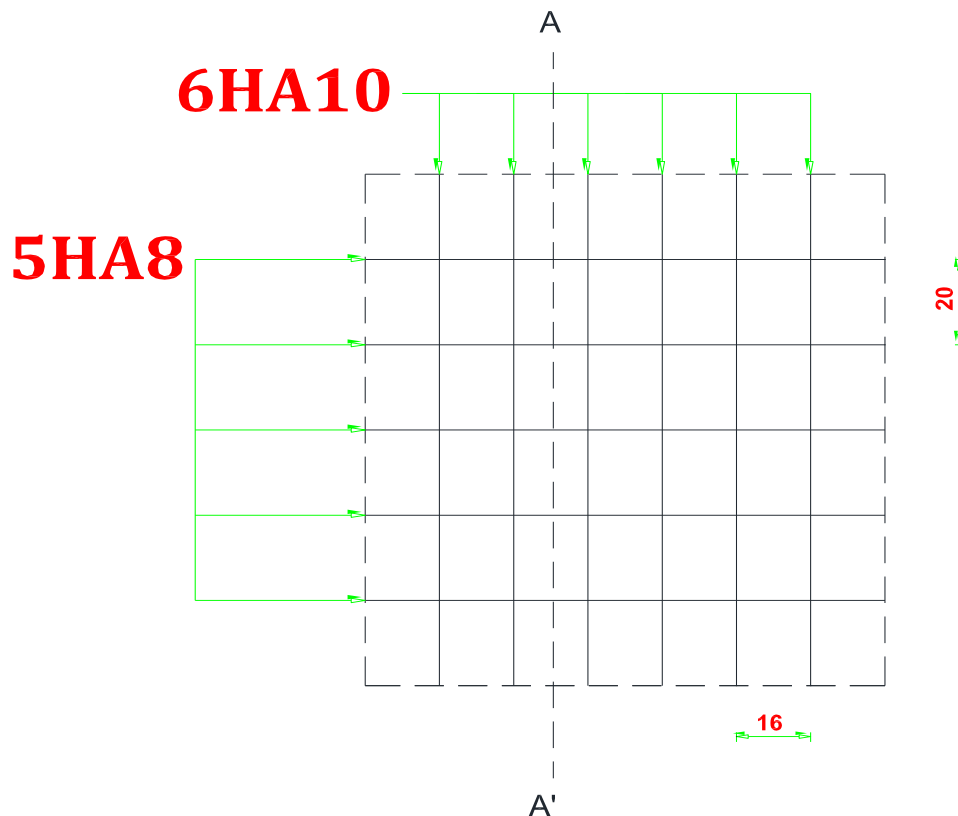


Fig.VII.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

# *Conclusion générale*

### **Conclusion générale :**

Le projet de fin d'étude est une occasion pour l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation universitaire. Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les différentes méthodes de calcul et d'analyses des structures en appliquant les règles techniques tels que :

- ✓ Le règlement parasismique Algérien : l'RPA 99/version 2003 ;
- ✓ Le béton armé aux états limites : BAEL 91 et quelques documents techniques à savoir le DTU ; DTR. BC2. 33.2 ; DTR -B.E.1.32 ainsi que la pratique des logiciels de calcul comme : SAP2000 ; SOCOTEC, AUTOCAD, Expert...etc.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment (coffrage tunnel), est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du génie civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- L'économie du projet par estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire pour les différents éléments. En effet, le dimensionnement nous conduit à des sections économiques ceci en respectant les règlements en vigueur.
- L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Finalement, l'étude et le stage effectué au sein de l'entreprise de réalisation constitue notre première expérience dans le métier de génie civil. En effet, il nous a permis l'apprentissage et l'application des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que les contacts avec le milieu extérieur (entreprise nationale) nous a permis d'avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.



## **Bibliographie :**

### **Règlement :**

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire 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**.
- Règlement Neige Et Vent **RNV 99**.

### **Livre :**

- Pratique du **BAEL93**.....IEAN PERCHAT et JEAN DROUX.
- **CBA**.....Règles de conception et de calcul des  
Structures en béton armé.

### **Cours:**

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Bâtiments.
- Matériaux de construction.

### **Thèses fines d'étude :**

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, école nationale des travaux publics.

### **Logiciels :**

- ETABS.9.7.
- AUTOCAD 2008.
- SOCOTEC.

## Résume :

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'une structure (RDC+15étages) contreventée par voiles à usage d'habitation, commerce, service.

La structure est implantée à wilaya d'Alger, zone de moyenne sismicité (zone III), L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le pré dimensionnement et le calcul des éléments ont été fait conformément aux règles BAEL 91, CBA93.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ETABS.

**Mots Clés :** Bâtiment, Béton armé, RPA99/version2003, BAEL91 modifiées99, CBA93.

## Abstract :

This project mainly the dynamic study of a structure (floor + 15 stories) with shear walls for purpose living.

The structure is located in ALGER which is characterized by a high seismic (zone III). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA 99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

**Tags:** building, rein forced concrete, RPA99/version2003, BAEL91 modified99, CBA93.

## ملخص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة تتألف من طابق ارضي وخمسة عشر طابق للخدمات السكنية والخدمات التجارية والواقعة في رعاية بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم -III- من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدل في 2003.

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

**الكلمات المفتاحية:** عمارة، الخرسانة المسلحة، RPA99/version2003,BAEL91,CBA93