



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



**Département de Génie Civil**

N° de série :...

## **Mémoire de fin d'études**

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structures**

# **Conception Et Etude D'une Structure En Béton Armé (R+8+SS) à usage d'habitation**

*Dirigé par : Mr. ALI RACHEDI Mohamed*

*Réalisé par : -BAGHZOU Toufik  
- BENNADJI Abd Eldjalil  
-LABIDI Soufiane*

*Membres de jury :  
M. MENASRIA Abed Errahmen MCB  
M. BENADDI Hachemi MAA  
M. LEKOUARA Laid MAA*

*Présenté le 01/07/2019*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENTS

*Nous remercions Dieu le tout-puissant, qui nous a aidé et donné la force et la persévérance de mener à bien ce travail, notre reconnaissance envers Dieu est sans limite.*

*Nos remerciements vont à :*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr. ALI RACHEDI MOHAMED*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger et de critiquer ce travail afin de le parfaire.*

*À nos parents pères, mères, frères et sœurs qui ont supporté avec nous toutes les difficultés matériels, financières et morales qui se sont posées à nous pendant la période de réalisation de ce travail.*

*À tous ceux et celles qui nous ont apporté aide et soutenu, nous apprécions toutes vos interventions et vous remercions du fond du cœur, et particulièrement nos collègues étudiants.*

*Nous n'oublierons pas tous nos professeurs de l'université ABBES LAGHROUR - KHENCHELA- Département GENIE CIVIL qui nous ont donné le savoir et la formation requise pour accéder au Master en GENIE CIVIL.*

# SOMMAIRE

## Chapitre I : Introduction et Présentation de l'ouvrage

Introduction générale .....	1
I.1 Introduction .....	3
I.2 présentation de l'ouvrage .....	3
I.3 Conception de la structure .....	4
I.4 Eléments constituant l'ouvrage.....	4
I.5 caractéristique des matériaux .....	7
I.6 Hypothèse de calcul.....	13
I.7 Actions et sollicitations.....	14

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1 Introduction.....	17
II.2 Pré dimensionnement des différents éléments.....	17
II.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	18
II.4. Pré dimensionnement des voiles.....	21
II.5. Les planchers.....	22
II.6. les Balcons.....	24
II.7. Les escaliers .....	25
II.8 L'acrotère.....	26
.9. Évaluation et Descente des charges.....	28

## Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

III .1 Étude de l'acrotère.....	48
III.2 Étude des balcons.....	53
III.4 Étude des escaliers.....	58
III.5 Étude des planchers.....	64
III.6 Étude de l'ascenseur.....	88

## Chapitre IV : Étude Dynamique

IV-1 Introduction.....	98
IV-2 Objectif de l'étude dynamique.....	98

<b>IV.3. Méthodes de calcul.....</b>	<b>98</b>
<b>IV.4 Modélisation.....</b>	<b>102</b>
<b>IV.5 Combinaisons de charges.....</b>	<b>103</b>
<b>IV.6 Calcul de la force sismique totale.....</b>	<b>104</b>
<b>IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse .....</b>	<b>104</b>
<b>IV.8 Calcul du poids de la structure W.....</b>	<b>112</b>
<b>IV.9. Caractéristiques géométriques de la structure.....</b>	<b>113</b>
<b>IV.10 Interprétation des résultats .....</b>	<b>115</b>
<b>IV.11 Vérification de la période .....</b>	<b>118</b>
<b>IV.12 Vérification des déplacements latéraux inter-étages .....</b>	<b>121</b>
<b>IV.13 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....</b>	<b>123</b>
<b>IV.14. Distribution horizontale des forces sismiques.....</b>	<b>125</b>
<b>IV.15. Justification de la stabilité au renversement.....</b>	<b>126</b>
<b>IV.16 Vérification vis-à-vis de l'effet P- .....</b>	<b>128</b>
<b><u>Chapitre V : Etude des éléments Principaux</u></b>	
<b>V.1 Introduction.....</b>	<b>131</b>
<b>V.2 Étude des Poutres.....</b>	<b>131</b>
<b>V-3 étude des poteaux.....</b>	<b>145</b>
<b>V.4 : Étude des voiles.....</b>	<b>165</b>
<b><u>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</u></b>	
<b>VI.1 Introduction.....</b>	<b>175</b>
<b>VI.2 Les Fondations.....</b>	<b>175</b>
<b>VI.3 Radier général.....</b>	<b>177</b>
<b>VI.4 Ferrailage.....</b>	<b>182</b>
<b>VI.5 Calcul de la nervure.....</b>	<b>187</b>
<b>VI-6 : étude de Voile périphérique..... ;.....</b>	<b>195</b>
<b>VI-7 : CONCLUSION.....</b>	<b>201</b>
<b>Bibliographie</b>	

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Introduction et Présentation de l'ouvrage

Figure I- 1: Plancher à corps creux .....	5
Figure I- 1: Brique creuse.....	6
Figure I- 1: déformations longitudinaux et transversaux.....	9
Figure I- 2: Diagrammes contraintes –déformations du béton.....	10
Figure I- 5: Diagramme contraintes déformations d'acier.....	12
Figure I- 6 : Diagrammes des déformations limitent de la section.....	13

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure II- 1 : Dimensions à respecter par les poutres selon RPA 99 v-2003 .....	17
Figure - 2 : prédimenssionnement de poutre principale.....	18
Figure - 3 : prédimenssionnement de poutre secondaire.....	19
Figure II- 4 : section de poteau.....	20
Figure II- 5 : section de poteau (50x40) .....	20
Figure II- 6 : section de poteau (40x30).....	20
Figure II-7 : Pré dimensionnement des voiles selon L' RPA 99 v 2003.....	21
Figure II-8 : Dalle en corps creux.....	22
FigureII-9 : Section de la nervure.....	23
FigureII-10 : Dimensions adoptées des poutrelles.....	24
FigureII-11 : Schéma d'un escalier.....	25
FigureII-13 : Dessin en plan de l'escalier .....	26
Figure -15 : prédimenssionnement de l'acrotère.....	27
Figure -16 : Plancher terrasse (corps creux) .....	28
Figure .17 Plancher étage courant (corps creux).....	29
Figure .18 : Détail mur extérieur.....	30
FigureII-19 : Poteau central.....	32
Figure II-20 : Schéma des sections de calcul des poteaux (Coupe en élévation).....	33
FigureII-21 : poteau d'angle.....	37
FigureII-22 : poteau de rive. ....	41

## Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

FigureIII-1 : Schéma l'acrotère.....	48
Figure III-1 : Schéma de ferrailage.....	53

<b>Figure III-2 : Schéma de balcon.....</b>	<b>54</b>
<b>Figure III-3 : Schéma de ferrailage.....</b>	<b>57</b>
<b>Figure III-4: schéma statique d'escalier.....</b>	<b>58</b>
<b>Figure III-5 : schéma de la section.....</b>	<b>59</b>
<b>Figure III-6 : Schéma de ferrailage d'escalier.....</b>	<b>64</b>
<b>Figure III-7 : schéma statique des poutrelles.....</b>	<b>66</b>
<b>Figure III-8-10-11 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU .....</b>	<b>69</b>
<b>Figure III-9-13-14 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.....</b>	<b>72</b>
<b>Figure III-10 : schéma de la section.....</b>	<b>73</b>
<b>Figure III-11 : Schéma de la section sur appui.....</b>	<b>73</b>
<b>Figure III-12 : Schéma de la section en travée.....</b>	<b>74</b>
<b>Figure III-13 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.....</b>	<b>78</b>
<b>Figure III -14 : Schéma statique des poutrelles.....</b>	<b>78</b>
<b>Figure III-15-21-22 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.....</b>	<b>81</b>
<b>Figure III- 16-24: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.....</b>	<b>83</b>
<b>Figure III-25 : Schéma de la section.....</b>	<b>84</b>
<b>Figure III-26: Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant.....</b>	<b>88</b>
<b>Figure III-27 : Schéma d'un ascenseur Mécanique.....</b>	<b>89</b>
<b>Figure III-28: Représentation de la charge concentrée de la dalle machine.....</b>	<b>91</b>
<b>Figure III-29: Schéma de représentation des charges.....</b>	<b>92</b>
<b>Figure III-30: Schéma de ferrailage de la dalle La dalle de l'ascenseur.....</b>	<b>97</b>

## **Chapitre IV : Étude Dynamique**

Figure IV- 1: Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.....	101
Figure IV- 2: Modélisation de la structure par l'interface de Robot Structural Analyse Professional.....	103
Figure IV- 3: Vue en plan du modèle de la structure.....	103
Figure IV- 4: Diagramme de spectre de réponse.....	109
Figure IV- 5: 1ère Variante (disposition des voiles).....	110
Figure IV- 6: 2ème variante vue en 3d.....	111
Figure IV- 7: 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques....	118
Figure IV- 8: 2 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.	119
Figure IV- 9: 3 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y.....	119
Figure IV- 10: 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D.....	120
Figure IV- 11: 2 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z.....	120
Figure IV- 12: 3 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D.....	121
Figure IV- 13: Effet P- .....	128

## **Chapitre V : Etude des éléments Principaux**

Figure V- 1: section de poutre.....	134
Figure V- 2: zone nodales.....	142
Figure V- 3: Schéma de ferrailage des poutres principales (35×45) cm.....	144
Figure V-4: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.(30x35).....	145
Figure V- 5: Sollicitations sur les poteaux.....	146
Figure V- 6: zone nodales.....	148
Figure V- 7: Schéma de ferrailage des Poteaux (50x40).....	164
Figure V- 8: Schéma de ferrailage des Poteaux (40x30).....	165
Figure V-9 : méthode des contraintes.....	165
Figure V-10 : diagramme d'une section entièrement comprimée.....	166
Figure V-11 : diagramme d'une section entièrement tendue.....	167



<b>Figure V-12 : diagramme d'une section partiellement comprimée.....</b>	<b>167</b>
<b>Figure V-13 : ferrailage du voile .....</b>	<b>174</b>
<b><u>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</u></b>	
<b>Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.....</b>	<b>176</b>
<b>Figure VI-2 : Radier général nervuré.....</b>	<b>178</b>
<b>Figure VI-1 : ferrailage de la dalle du radier.....</b>	<b>187</b>
<b>Figure VI-4: section de calcul de nervure.....</b>	<b>188</b>
<b>Figure VI-2 : ferrailage de la nervure en travée.....</b>	<b>194</b>
<b>Figure VI-3 : ferrailage de la nervure sur appuis.....</b>	<b>195</b>
<b>Figure V -7 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU.....</b>	<b>197</b>
<b>Figure V -8 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS... ..</b>	<b>197</b>
<b>Figure.VI-9: panneau le plus sollicite.....</b>	<b>198</b>
<b>Figure VI-10 : Schéma du ferrailage du voile périphérique.....</b>	<b>201</b>

# LISTE DES TABLEAUX :

## Chapitre I : Introduction et Présentation de l'ouvrage

Tableau I- 1: Caractéristiques géométriques de la structure .....	5
Tableau I- 1 : Les compositions moyennes du béton.....	7
Tableau I- 2: Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ .....	11
Tableau I- 3: Combinaisons d'actions à ELS.....	15
Tableau I- 4: Combinaisons d'actions à ELU.....	16

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau II- 1 : Sections des poteaux.....	19
Tableau II- 2 : Dimensionnements du plancher en corps creux.....	23
Tableau II- 3 : Récapitulatif des dimensions des éléments..... ;.....	27
Tableau II- 4 : Charges permanentes du Plancher terrasse inaccessible.....	28
Tableau II-5 : Charges permanentes du Plancher courant..... ;;.....	29
Tableau II-6 : Charges permanentes du mur extérieur.....	30
Tableau II-7 : Evaluation des charges de la dalle du balcon.....	30
Tableau II-8 : Évaluation des charges permanentes du palier.....	31
Tableau II-9 : Évaluation des charges permanentes de la palliase.....	31
Tableau II-10 Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres.....	32
Tableau II-11 : Résultats de la descente de charge du poteau central.....	34-37
Tableau II-12 : Résultats du poteau central.....	37
Tableau II-13 : Résultats de la descente de charge du poteau d'angle.....	38-41
Tableau II-14 : Résultats de la descente de charge du poteau de rive.....	42-45
Tableau II-15 : Résultats du poteau de rive.....	46
Tableau II-16 : Résultats de vérification $N_U$ .....	47
Tableau II-17 : Résultats de vérification RPA 99 V-2003.....	47

## Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

Tableau III-1 : Moment et effort normal agissant sur l'acrotère.....	49
Tableau III-1 : Données de vérification à l'ELS.....	51
Tableau III-2 : vérification de l'état limite de compression de béton armé.....	52
Tableau III-3 : vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.....	52

<b>Tableau III-4 : Donnés de vérification a l'ELS.....</b>	<b>55</b>
<b>Tableau III-5 : vérification de l'état limite de compression de béton.....</b>	<b>56</b>
<b>Tableau III-6 : vérification d'état limite d'ouverture de fissures.....</b>	<b>56</b>
<b>Tableau III-8 : données d'évaluation des charges.....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau III-9 : Combinaison de charges.....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau III-10 : les valeurs des moments.....</b>	<b>59</b>
<b>Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis à ELU.....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis à ELS.....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau III.13 : Donnés de vérification a l'ELS.....</b>	<b>61</b>
<b>Tableau III-14 : Vérification d'état limite de compression de béton armé.....</b>	<b>62</b>
<b>Tableau III-15 : Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau III-7-19-20 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.....</b>	<b>67</b>
<b>Tableau III-8-22-23 : Valeurs des moments en travées et efforts T à l'ELU.....</b>	<b>68</b>
<b>Tableau III-9-25-26 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.....</b>	<b>70</b>
<b>Tableau III-10-28-29 : Valeurs des moments en travées et efforts T à l'ELS .....</b>	<b>70-71</b>
<b>Tableau III-11 : Ferrailage de plancher terrasse.....</b>	<b>74</b>
<b>Tableau III-12 : Donnés de vérification à l'ELS.....</b>	<b>76</b>
<b>Tableau III-13 : vérification de l'état limite de compression de béton.....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau III-14 : vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau III -15-36-37 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.....</b>	<b>79</b>
<b>Tableau III-16-39-40: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau III- 17-42-43: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.....</b>	<b>82-83</b>

Tableau III- 18-45: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.....	84
Tableau III-46: Ferrailage du plancher Étage courant.....	85
Tableau III-47: Donnés de vérification a l'ELS.....	86
Tableau III-48: Vérification d'état limite de compression de béton.....	87
Tableau III-49: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.....	87
Tableau III-50 : Résultats des moments $M_x$ et $M_y$ à L'ELU.....	93
Tableau III-51: Résultats des moments $M_x$ et $M_y$ à L'ELS.....	96

### **Chapitre IV : Étude Dynamique**

Tableau IV.1 : Vérification de la régularité en plan.....	106
Tableau IV. Erreur ! Argument de commutateur inconnu.: Pénalité en fonction de critère de qualité.....	107
Tableau IV- 3: Résultats de l'analyse des variantes.....	111
Tableau IV- 4 : la vérification du poids de la structure.....	112
Tableau IV- 5: Poids des différents niveaux de la structure.....	113
Tableau IV- 6: Caractéristiques géométriques de la structure.....	115
Tableau IV- 7: Période et facteur de participation massique.....	117
Tableau IV- 8: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens X (Combinaison Ex) ».....	122
Tableau IV- 9: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens Y (Combinaison Ey) ».....	123
Tableau IV- 10: Efforts tranchants résultants.....	125
Tableau IV- 11: les efforts tranchants résultants.....	126
Tableau IV- 12: Moments de renversement $M_{renvx}$ et $M_{renv}$ .....	127
Tableau IV- 13: Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X (Combinaison Ex).....	129
Tableau IV- 14: Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y (Combinaison Ey).....	130

### **Chapitre V : Etude des éléments Principaux**

Tableau V- 1: Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.....	133
Tableau V- 2: Donnés de vérification a l'ELS.....	137
Tableau V- 3: Vérification d'état limite de compression de béton.....	138
Tableau V- 4: vérification d'état limite d'ouverture de fissures.....	138

<b>Tableau V- 5: Sollicitations dans les poutres sous différents combinaisons.....</b>	<b>143</b>
<b>Tableau V- 6: Ferrailage longitudinale des poutres secondaires.....</b>	<b>143</b>
<b>Tableau V- 7: Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires.....</b>	<b>144</b>
<b>Tableau V- 8: Sollicitations de poteau sous différents combinaisons.....</b>	<b>148</b>
<b>Tableau V- 9: Sollicitations de poteau sous différents combinaisons.....</b>	<b>163</b>
<b>Tableau V- 10: Ferrailage longitudinal de poteau.....</b>	<b>163</b>
<b>Tableau V- 11: Ferrailage transversal de poteau.....</b>	<b>164</b>
<b>Tableau V- 12 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poteaux de rive.....</b>	<b>164</b>

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

<b>Tableau VI-1 : valeur de <math>\mu_x</math> et <math>\mu_y</math>.....</b>	<b>184</b>
<b>Tableau VI-2 : ferrailage de la dalle du radier .....</b>	<b>185</b>
<b>Tableau VI-3 : vérification à l'ELS de la dalle du radier.....</b>	<b>186</b>
<b>Tableau VI-5 : les sollicitations dans les nervures.....</b>	<b>189</b>
<b>Tableau VI-5 : vérification à l'ELS des nervures.....</b>	<b>192</b>
<b>Tableau VI-6: Résumé des résultats de périphérique .....</b>	<b>199</b>
<b>Tableau VI-7 : vérification des contraintes dans le mur à l'ELS.....</b>	<b>200</b>

## Résumé

Ce projet de fin de cycle présente une étude détaillée d'un Bâtiment de forme régulière à usage d'habitation, constitué par un Rez-de chaussée +07 étages et un sous-sol, implanté à la wilaya de Khenchela. Cette étude se compose de quatre parties principales.

**La Première partie** est consacrée à la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural du bâtiment, les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que le prédimensionnement des éléments de la structure et enfin l'évaluation et la descente de charge.

**La deuxième partie** a été consacrée au dimensionnement et vérification des éléments secondaires de la structure.

**L'étude dynamique de la structure** a été entamée dans la troisième partie, on utilise le logiciel **Autodesk Robot structural Analyses Professional 2014** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

**La dernière partie** comprend le ferrailage des différents éléments principaux de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation). Cela, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisées 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

**Mots clés :** Séisme, béton armé, structure en béton armé, calcul sismique, parasismique, RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

### **INTRODUCTION GÉNÉRALE:**

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Égypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction, ont donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, CM...).

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

Construire dans des zones de forte sismicité représente un danger important à cause des dégâts que le séisme peut engendrer à la structure. Pour 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 pour buts :

- Sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie : diminution des coûts du projet (dépenses).
- Confort.

- Esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages, tels que :

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant un RDC, 07 étages et un sous-sol à la wilaya de Khenchela.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- ◆ Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ◆ Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ◆ Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les planchers...etc.).
- ◆ Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural analyses Professional 2014.
- ◆ Le calcul des ferrailages des éléments principaux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014** est présenté dans le 5ème chapitre.
- ◆ Pour le dernier chapitre, on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.



## **I.1.Introduction :**

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Le but de ce modeste travail est de calcul une structure (Bâtiment) est d'assurer la compatibilité de son comportement pendant sa durée de vie. En effet, l'étude de cette structure vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cycle de formation en Master génie civil , et d'appliquer les règles de conception et de calcul d'un ouvrage en béton armé en l'occurrence, un bâtiment en **(R+7+SS)** qui présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation et dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

Notre structure doit être calculée et conçue de manière qu'elle reste apte à l'utilisation prévue, et assurée la durée de vie envisagée ainsi que le coût économique de réalisation :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autres phénomènes.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable.

## **I.2 Présentation de l'ouvrage :**

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment **(R+7+SS)** à usage d'habitation constitué d'un RDC et 7 étage à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible et un sous-sol. L'ouvrage est classé dans le « **groupe d'usage 2** » et implanté à Khenchela, ville située en **zone I**, de faible sismicité, selon le règlement parasismique Algérien **(RPA99/version 2003)**.

### **I.2.2.Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

**Tableau I- 1: Caractéristiques géométriques de la structure.**

Longueur en plan (m)	24.41
Largeur en plan (m)	10.50
Hauteur totale (m)	26.98
Hauteur d'étage courant (m)	3,06
Hauteur de R.D.C. (m)	3,06

### **I.2.3.Règles de calculs :**

Les références pour la conception et le calcul de ce projet sont les règlements suivants :

1. Règle parasismique algérienne (**RPA99 version 2003**).
2. Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91modifiée 99**).
4. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**Règles CBA93**).

### **I.3.Conception de la structure :**

La structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance et confort. Le calcul a été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Les charges verticales (Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations).
- Les charges horizontales (dues à l'action du Séisme).

### **I.4.Eléments constituant l'ouvrage :**

#### **I.4.1. Ossature de l'ouvrage :**

L'ossature de l'ouvrage est constituée de portiques et de voiles. En ce qui concerne le contreventement de la structure, il est assuré uniquement par les voiles.

#### **I.4.2. Plancher :**

Le plancher est défini comme une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Les planchers à corps creux.
- Les planchers à dalle pleine.

#### I.4.2.a. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles bétonnées sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure est par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (Coffrage perdu constitué par le corps creux).

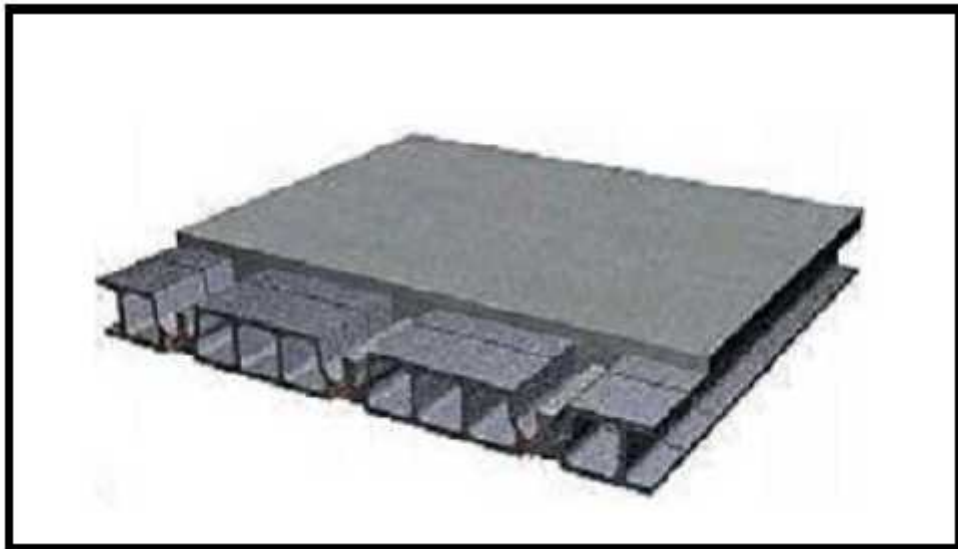


Figure I- 1: Plancher à corps creux.

#### I.4.2.b. Plancher à dalle pleine :

Pour certaines zones, des dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le dessein de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles à ces zones.

#### I.4.3. Escalier :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers inter étage, cet élément (escalier) est coulé sur place.

**I.4.4. Maçonnerie :**

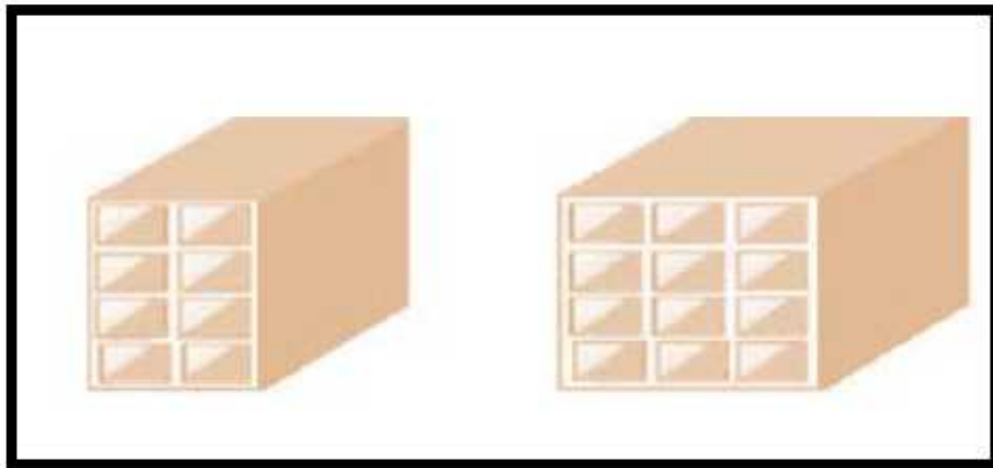
On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

Le type de maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

A. **Murs extérieurs :** Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

B. **Murs intérieurs :** Cloisons de séparation de 10 cm.



**Figure I- 2: Brique creuse.**

**I.4.5. Revêtement :**

Les différents revêtements du bâtiment sont constitués par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

**I.4.6. acrotère :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

**I.4.7. Gaine d'ascenseur :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est dispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

**I.4.8. Fondations :**

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de **2,50** bars et la profondeur d'ancrage de **3m** dans le sol. .

**I.5 Caractéristiques des matériaux :****I.5.1 Introduction :**

Le béton et acier seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

**I.5.2 Béton :****I.5.2.1 Composition moyenne du béton :****Tableau I- 1 : Les compositions moyennes du béton.**

<b>Composantes</b>	<b>Graviers (15 /25)</b>	<b>Sable (0/5)</b>	<b>Ciment</b>	<b>Eau</b>
<b>Volume</b>	<b>800 L</b>	<b>400 L</b>	<b>8 sacs</b>	<b>180 L</b>
<b>Poids (kg)</b>	<b>1200</b>	<b>600</b>	<b>400</b>	<b>180</b>

**I.5.2.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**

- **Masse volumique :** La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m<sup>3</sup> (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2380 kg/m<sup>3</sup>).

- **Retrait** : Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume.
- **Le fluage** : lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps ; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs :
  - Composition du béton.
  - Géométrie de la pièce.
  - Conditions atmosphériques.
  - L'âge du béton lors de l'application de la charge.

### I.5.2.3 Résistance caractéristique du béton :

- **En compression** « $f_{cj}$ » : BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{cj} = 25$  [MPa]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{À un âge } j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = \frac{j}{4,67 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \\ \text{À un âge } j \geq 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

- **En traction** « $f_{tj}$ » : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,060 f_{cj} \rightarrow \text{pour notre cas : } f_{t28} = 2,1 \text{ MP a.}$$

### I.5.2.4 Coefficient de poisson : BAEL 91 Article (A.2.1, 3).

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

Le coefficient de poisson est pris égal à :

= 0,20 → pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

= 0 → pour la justification aux E.L.U

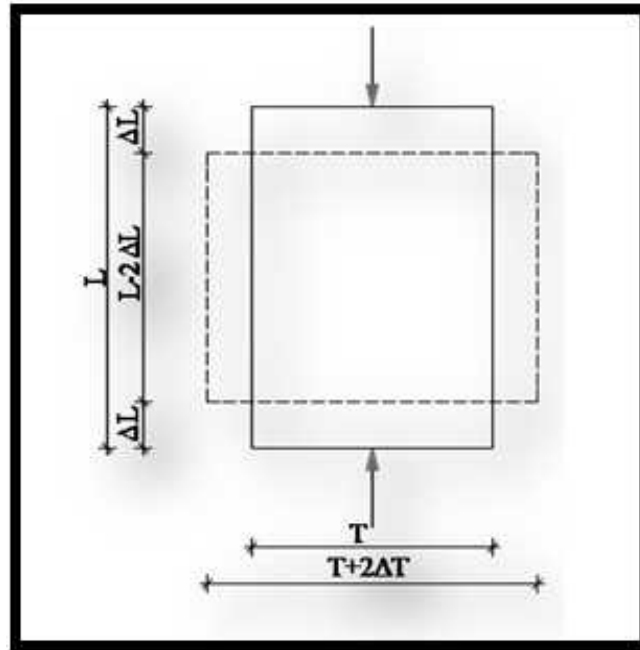


Figure I- 1: déformations longitudinaux et transversaux.

#### I.5.2.5 Déformations longitudinale du béton :

##### I.5.2.5.1 Déformations instantanées $E_{ij}$ : BAEL91 Article (A.2.1, 2).

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. Le module de déformation longitudinale instantanée ( $E_{ij}$ ) du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20\text{MPa}$$

##### I.5.2.5.2 Déformations différées $E_{vj}$ : BAEL91 Article (A.2.1 ,22).

Sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différées ( $E_{vj}$ ) du béton est donné par la formule :  $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86\text{MPa}$

#### I.5.2.6 Contraintes limites du Béton :

D'après, BAEL91 Article (A.4.3 ,4). On distingue deux états limites :

##### I.5.2.6 .1 État limite Ultime :

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

- La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :  $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Notation :

$\theta = 1$  durée > 24 h

$\theta = 0,9$  1h < durée < 24 h

$\theta = 0,85$  durée < 1h

$\gamma_b = 1,5$  Combinaisons courantes

$\gamma_b = 1,15$  Combinaisons accidentelles.

Dans notre cas  $\rightarrow f_{bu} = 14,2$  MPa.

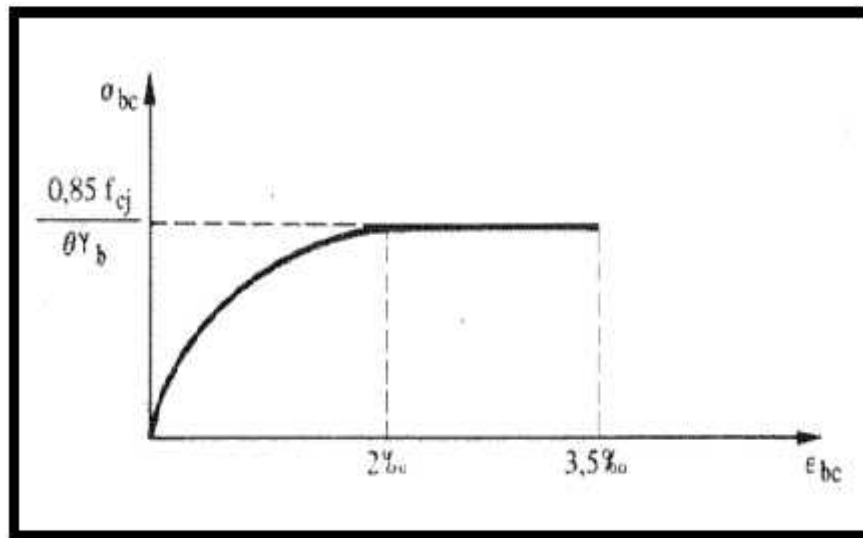


Figure I- 2: Diagrammes contraintes –déformations du béton.

#### I.5.2.6.2 État limite de service :

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- Un état limite de compression du béton.
- Un état limite d'ouverture de fissure.

Les contraintes de compression du béton sont limitées à  $0,6f_{cj}$ , dans notre cas  $\rightarrow \sigma_{bc} = 15$  MPa.

#### I.5.2.6.3 Contrainte Limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement à ELU est définie par :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

La contrainte admissible de cisaillement est limitée par :



$$\left\{ \begin{array}{l} u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{b}, 5\text{MPa}\right) : \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{b}, 4\text{MPa}\right) : \text{Fissuration préjudiciable \& fissuration très Préjudiciable.} \end{array} \right.$$

**I.5.3 L'acier : BAEL91 Article (A.2.2).**

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 de carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40 de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances est noté  $E_s$  et a pour valeur.

$$E_s = 2,10^5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A.2.2.1).}$$

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau I- 2: Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .**

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e$ E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e$ E 24	235	
Barre HA Type 3	$F_e$ TE 40	400	Emploi courant
	$F_e$ TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e$ TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e$ TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 <sub>w</sub> > 6 mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 <sub>w</sub> 6 mm	520	

### I.5.3.1 Diagramme contrainte-déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).

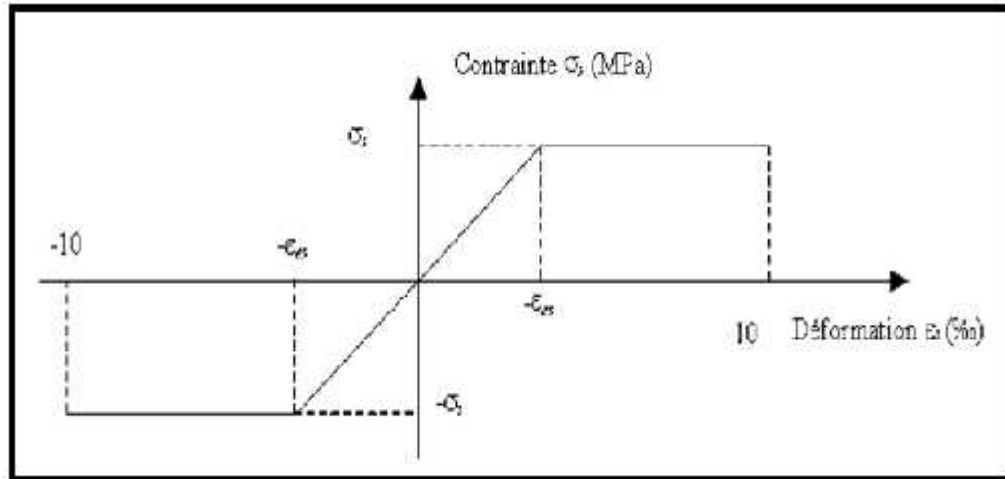


Figure I- 3: Diagramme contrainte déformation d'acier.

### I.5.3.2 Contraintes limites :

La contrainte limite de l'acier est calculée avec la formule :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $\gamma_s = 1,15$  Combinaisons courantes.
- $\gamma_s = 1$  Combinaisons accidentelles.

Selon le type de fissuration la contrainte limite de traction est calculée avec une des formules suivantes :

- Cas de fissuration peu préjudiciable :  $\sigma_s = f_e$
- Cas de fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{f_{tj}}, 240 \text{Mpa}) \right\}$
- Cas de fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{f_{tj}}, 200 \text{Mpa}) \right\}$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$  Pour rondes lisses.

- = 1,6 Pour acier HA.

#### I.5.4 Règles des trois pivots :

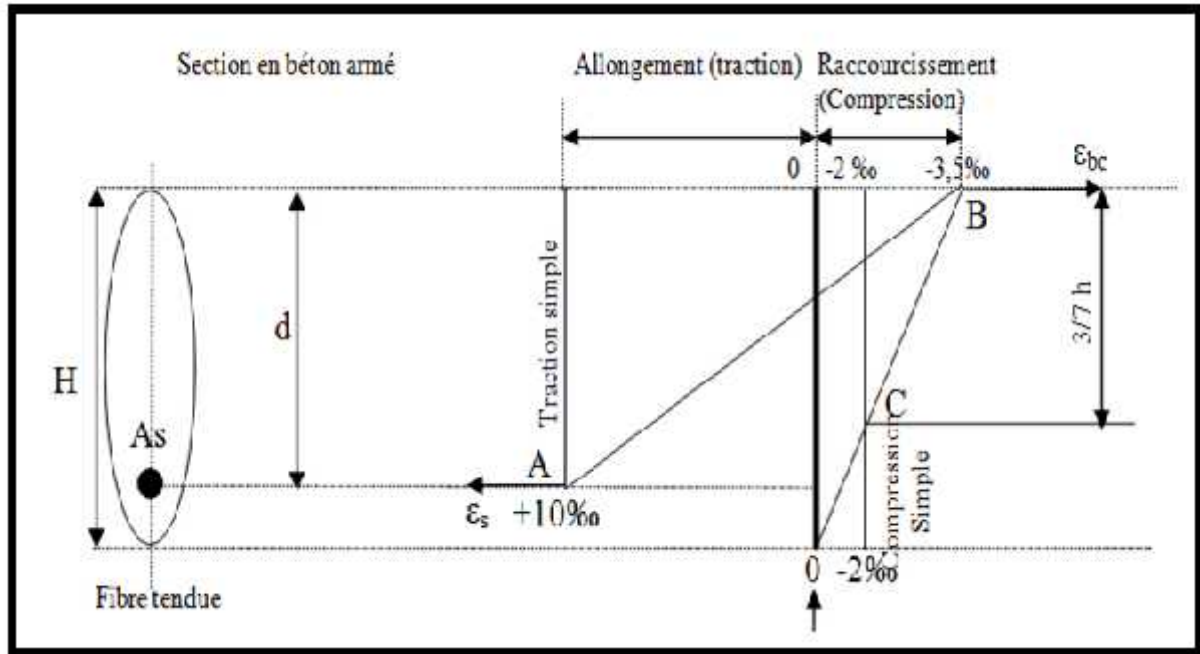


Figure I- 4: Diagrammes des déformations limitent de la section.

- **Pivot A** : Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état ultime **atteint** dans le béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

#### I.6 HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément au règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limitent.

**I.6.1.1 Etats limites ultimes (ELU)** : correspondent à la valeur maximale de la résistance de la construction, soit :

- Equilibre statique.
  - Résistance de l'un des matériaux de la structure.
  - Stabilité de forme.
- **Hypothèses** : Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton :  $\epsilon_{bu} = 3,5\%$  en flexion et  $\epsilon_{bu} = 2\%$  en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : **A**, **B** ou **C**.

### I.6.1.2 Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses** : Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15E_b$  ;  $\nu = 15$ ).

## I.7 ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

### I.7.1 Les Actions :

Les Règles BAEL91 distinguent les actions suivantes : article (A. 3.1, 1) :

- **Les actions permanentes**, notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage) :

- **Les actions variables**, notées  $Q_i$ , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- **les actions accidentelles**, notées  $E$ , provenant de phénomènes rares (séisme, chocs,...).

Les valeurs des actions à introduire dans les calculs ont généralement un caractère nominal ; celles visées ci-après sont des valeurs forfaitaires et simplifiées, qui tiennent lieu de valeurs caractéristiques ou de valeurs représentatives telles qu'elles sont définies dans les Directives communes.

## I.7.2 Sollicitations :

### I.7.2.1 Combinaisons d'actions :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

#### A. Vérification des états limites de service :

**Tableau I- 3:** Combinaisons d'actions à ELS.

Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	de base $Q_1$	Actions variables d'accompagnement $\psi_{02} Q_2$
$G$	$Q_B$	0 ou 0,77 $W$ ou 0,77 $S_n$
	$W$	0 ou $\psi_0 Q_B$
	$S_n$	0 ou $\psi_0 Q_B$

#### B. Vérification des états-limites ultimes de résistance :

**Tableau I- 4:** Combinaisons d'actions à ELU.

Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$	de base $\gamma_{Q1} Q_1$	Actions variables d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
1,35 G ou G	1,5 $Q_B$	0 ou W ou $S_n$ ou W + $S_n$
	1,5 W	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_B$ ou $S_n$ ou 1,3 $\psi_0 Q_B + S_n$
	1,5 $S_n$	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_B$ ou W ou 1,3 $\psi_0 Q_B + W$

### C. Combinaisons accidentelles :

La combinaison accidentelle s'écrit symboliquement :  $G_{max} + G_{min} + F_A + \gamma_{1i} Q_i + \gamma_{2i} Q_i$

Avec :  $F_A$  valeur représentative de l'action accidentelle.

## II.1 Introduction

Le prédimensionnement a pour but "le pré-calcul" des sections des différents éléments résistants. De la structure, il sera fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et le RPA 99 et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

## II.2 Pré dimensionnement des différents éléments :

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les poteaux et les voiles.
- Les poutres.
- Les dalles et planchers.
- Les escaliers.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règlements en vigueur, le "BAEL91" et "RPA 99 –version 2003-", en vérifiant les conditions de résistance et de flèche.

### II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :

#### II.2.1.1 Poutres principales :

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a trois types de poutres :

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.

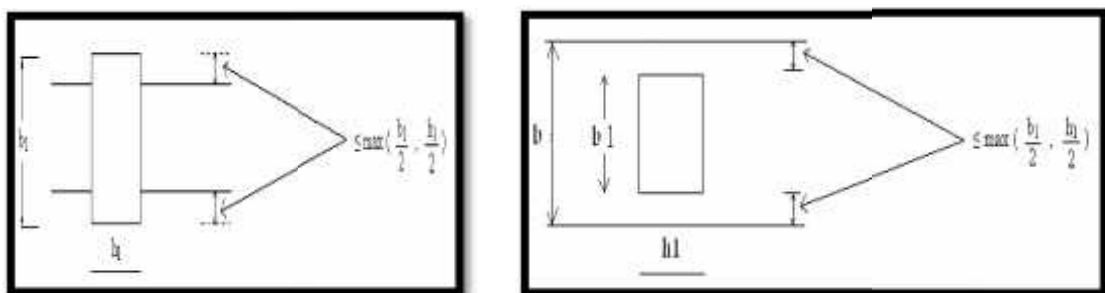


Figure II-1 : Dimensions à respecter par les poutres selon RPA 99 v-2003

#### II 2.1.2. Poutres principales :

D'après le R.P.A99 les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suite :

- Détermination de "h" :

Si(L) la plus grande portée entre nœuds, dans notre cas  $L = 560$  m

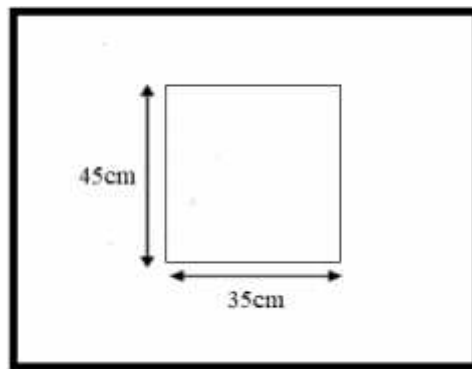
$$\text{Condition de Flèche : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37.33 \leq h \leq 56$$

Nous opterons pour **h = 45cm.**

- **Détermination de b :**

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm.} \rightarrow \text{Nous opterons pour : } \mathbf{b = 35 \text{ cm.}}$$

$$\text{Et donc : } \begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figure -2 : pré dimensionnement des poutres principales.**

- **Vérification : (RPA99) :**

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA 99 D'après le R.P.A99 (Art 7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4 \text{ cm} \rightarrow h/b = 1.25 < 4$$

Vérification  $\rightarrow$  Les conditions sont vérifiées.

### II 2.1.3. Poutres secondaires :

$L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 375 - 30 = 345 \text{ cm}$ )

$$L_{\max} = 345 \text{ cm} \quad 23 \text{ cm} < h < 34.5 \text{ cm.}$$

On prend:  **$h_1 = 35 \text{ cm.}$**

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

On prend :  **$b_1 = 30 \text{ cm.}$**

- **Vérification : (RPA99) :**

$$b_1 \geq 20 \text{ cm} \quad h_1 \geq 30 \text{ cm} \quad h_1/b_1 = 1.5 < 4 \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

$$\text{Et donc : } \begin{cases} h_1 = 35 \text{ cm} \\ b_1 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$



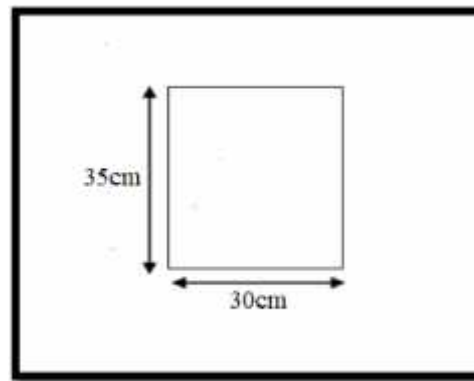


Figure -3 : pré dimensionnement de poutre secondaire.

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

#### ➤ Condition de portée (B.A.E.L99) :

#### - Longueur de flambement : (Article B.8.3) :

La longueur de flambement  $L_f$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $L_0$  des pièces et de leurs liaisons effectives.

#### - Évaluation de la longueur libre : (Article : B.8.3.1) :

La longueur libre  $L_0$  d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher

$L_f$  : est prise égale à  $0.7 L_0$  (Art : B.8.3.3.1)

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$$L_0 = 306 \text{ cm} \quad L_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$= \max(x, y) \leq 50$$

$$\frac{L}{i} \rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b h^3}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad \text{ou} \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$x = \sqrt{12} \left(\frac{L}{h}\right) \leq 50 \quad h = 14.84 \text{ cm}$$

$$y = \sqrt{12} \left(\frac{L}{b}\right) \leq 50 \quad b = 14.84 \text{ cm}$$

Les sections des poteaux sont données par le tableau suivant :

**Tableau II-1 : Sections des poteaux**

Niveau	Dimensions (b × h) cm <sup>2</sup>
Étages : RDC -4 <sup>ème</sup>	50x40
Étages 5 <sup>ème</sup> -Terrasse	40x30

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

**D'après RPA 99 « version 2003 » (Art 7.4.1)**

-  $\min (b_2 ; h_2) \geq 25\text{cm}$  (zone I)

-  $\min (b_2 ; h_2) \geq h_e/20$ ,  $h_e = H - h$

$$\frac{1}{4} < \frac{b^2}{h^2} < 4$$

H : La hauteur totale d'étage,

$h_2$  : Plus grande dimension transversale de la section droite de poutre.

$h_e$  : L'hauteur libre d'étage.

On adopte l'hauteur 'h' de la poutre secondaire pour que l'hauteur libre d'étage 'he' doit être plus grand.

$$h = 306 - 45 = 26\text{cm}$$

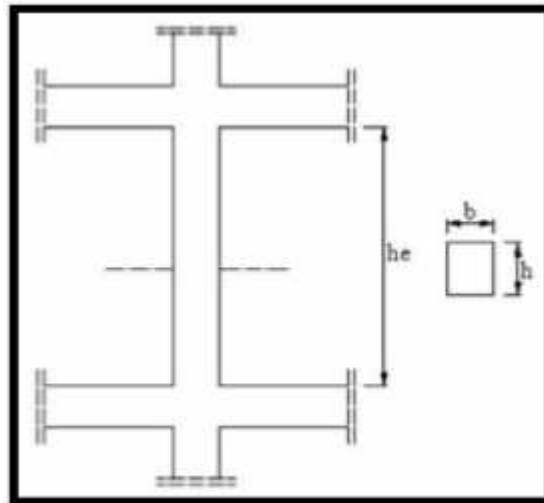


Figure II-4 : sections des poteaux.

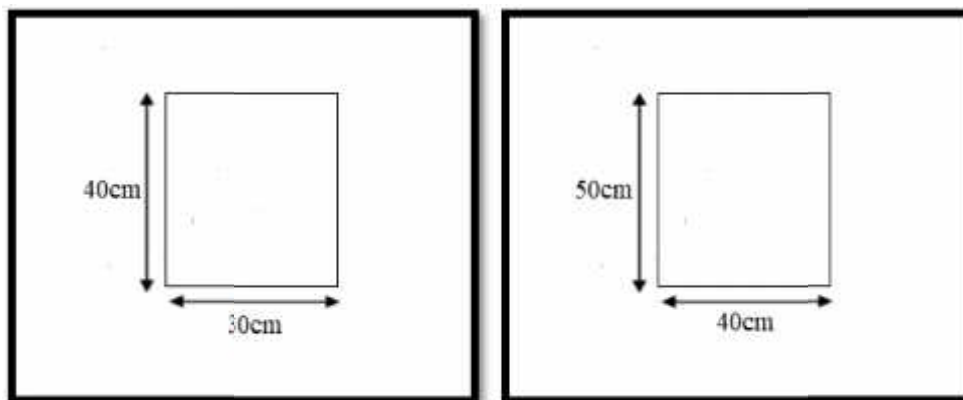


Figure II-5-6 : sections des poteaux : (50x40) et (40x30) cm<sup>2</sup>

**- Vérification: (R.P.A 99 : (Art 7.4.1)) :**

La vérification se fait par rapport aux dimensions des poteaux les plus petites : section (40×40) cm<sup>2</sup>

- min (40 ; 40) 25cm. CV

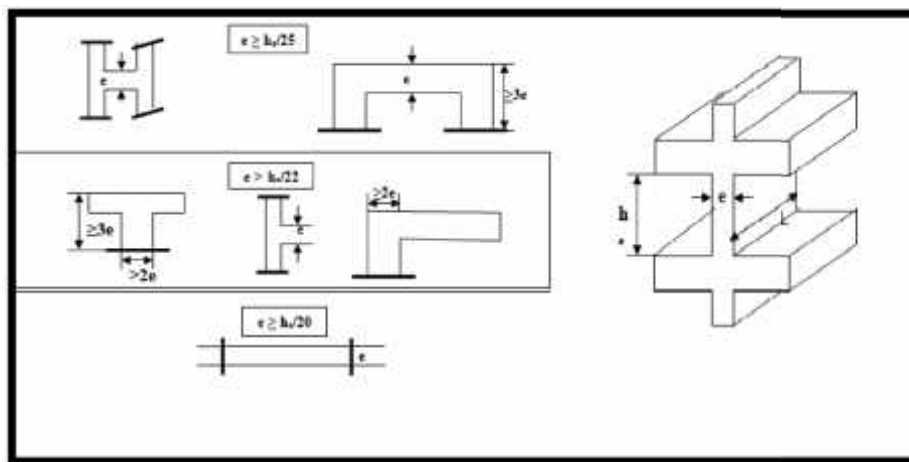
- min (40 ; 40) =  $\frac{he}{z} = \frac{H-h}{z} = \frac{3-4}{2} = 13.05$  CV

$-\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$  CV

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

- D’après le RPA 99/ 2003 art (VII.7.7.1) les voiles doivent satisfaire la condition :  $L \geq 4a$
- L’épaisseur min est de 15 cm de plus il doit être déterminée en fonction de la hauteur libre

d’étage  $h_e$  et de condition :  $e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\}$  .



**Figure II-7 : Pré dimensionnement des voiles selon L' RPA 99 v 2003.**

$h_e = 3,06 - 0,25 \Rightarrow h_e = 2,81cm$

➤  $\frac{h_e}{20} = \frac{281}{20} = 14.05cm$

➤  $\frac{h_e}{22} = \frac{281}{22} = 12.77cm$

➤  $\frac{h_e}{25} = \frac{281}{25} = 11.24cm$

**Donc :  $14.05cm < e_{min} \rightarrow$  On prend :  $e=20cm$**

## II.5. Les planchers :

Pour toute construction le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes...) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations. Dans ce projet, nous traitons d'abord le plancher à corps creux et ensuite le plancher à dalle plein.

### II.5.1. Planchers à corps creux :

Ce plancher sera constitué de corps creux (sans rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance), de poutrelle (ce sont les éléments résistants du plancher), d'une dalle de compression (dalle en béton armé, de hauteur varie de 4 à 6 cm), et le treillis soudée. La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq L_{\max} / 22.5$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

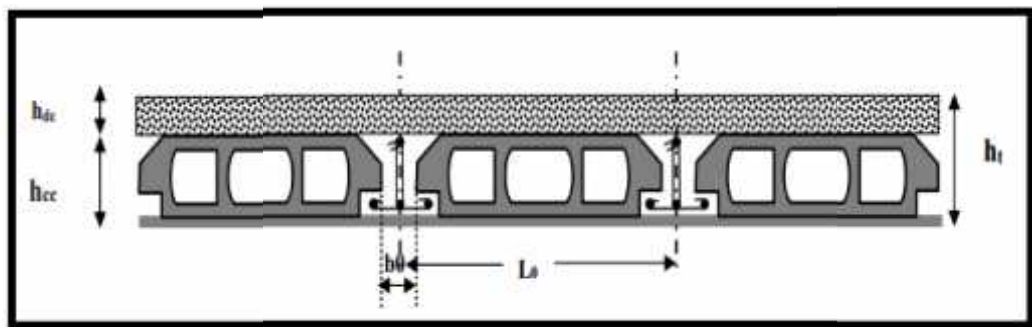


Figure II-8 : Dalle en corps creux.

Planchers pour tous les étages :

$$L_{\max} = L_{\text{entre\_axes}} - L_{\text{poteau}}$$

$$L_{\max} = 335 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 335 / 22.5 \quad h_t \geq 14.88$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = 16 + 4$ )

Avec :

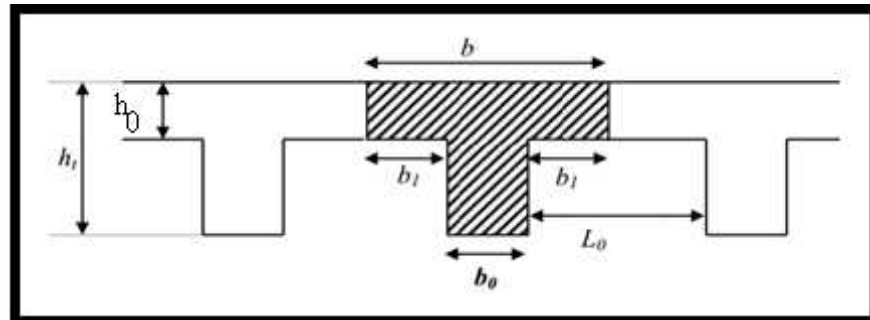
16 cm : Hauteur du corps creux.

4 cm : Hauteur de la dalle de compression.

II.5.2. Poutrelles

II.5.2.1 Les poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en té (T) de caractéristiques géométriques suivantes :



FigureII-9 : Section de la nervure.

Le hourdis choisi est normalisé de hauteur h =20 cm.

Selon B.A.E.L :

$$b_0 = \left(\frac{h}{3}, \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{20}{3}, \frac{20}{2}\right) = (8,12) \rightarrow \text{On adopte } b_0= 10 \text{ cm et de largeur } 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq m \left[ \frac{L_m}{10}, \frac{L}{2} \right] \Rightarrow m \left[ \frac{470}{10}, \frac{55}{2} \right] = m [47.0, 27.5] = 27.5 \text{ c}$$

$L_{max}$  =La plus grande portee de la poutrelle

L = La distance entre les faces voisines de deux nervures successives

$$B = 2b_1 + b_c = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ c}$$

TableauII-2 :Dimensionnements du plancher en corps creux.

Épaisseur de la dalle de compression	5cm
Épaisseur de l'entrevous	20cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur $b_0$ des nervures	10cm
Distance $L_0$ entre deux nervures	55cm

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II 3).



Figure II-10 : Dimensions adoptées des poutrelles.

Et :

$$b = 2 \cdot 26.5 + 10 = 63 \text{ cm}$$

## II.6. les Balcons

La dalle pleine est dimensionnée à partir du maximum tiré des conditions suivantes :

### a. Isolation phonique :

La loi des masses exige pour un bon confort acoustique une épaisseur :  $e = 15 \text{ cm}$

On adopte :  $e_1 = 15 \text{ cm}$

### b. Condition de résistance au feu :

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

$e < 7 \text{ cm}$  ----- 1 heure de coup feu.

$e < 11 \text{ cm}$  ----- 2 heure de coup feu.

On adopte :  $e_2 = 11 \text{ cm}$ .

### c. Condition de résistance à la flexion :

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis, la condition à vérifier est :

$$\frac{L_m}{5} < e < \frac{L_m}{4} \Rightarrow \frac{3}{5} < e < \frac{3}{4} \Rightarrow 7.5 < e < 9.375$$

On adopte :  $e_3 = 9 \text{ cm}$

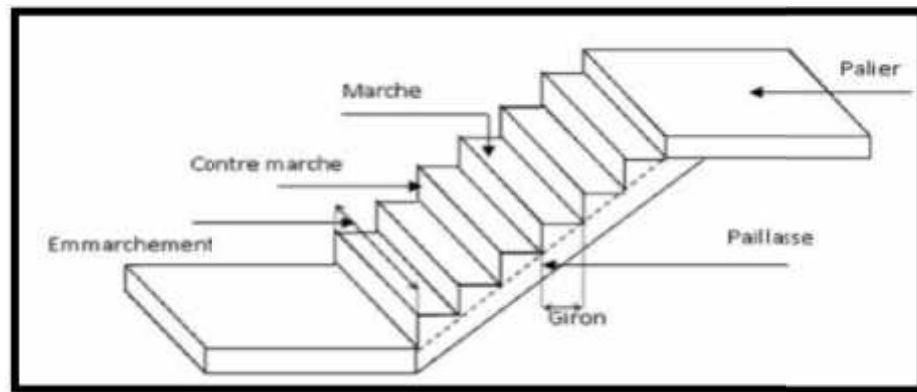
$L_{\max}$  : est la plus grande dimension de la dalle.

$$e = \max (e_1, e_2, e_3) = \max (15, 11, 9) \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

Donc finalement on prend l'épaisseur de la dalle  $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$ .

## II.7. Les escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des Paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées et un palier chacun.



FigureII-11 : Schéma d'un escalier

### a) Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (h) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

### b).Dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante :  $59 \leq g + 2h \leq 64$

Dans notre cas :

La hauteur étage courant : 3.06m avec deux volées

Deux volées de hauteur H=1,53 m dites : Volée 01

On utilise la formule de « blondel » :

$$2h + g = 64$$

$$n \times h = H$$

$$(n-1) g = L$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

### c)Pré dimensionnement :

- Hauteur de la contre marche  $h = 17 \text{ cm}$  ( $16 \leq h \leq 18$ ) cm

- Largeur de la marche  $g = 28 \text{ cm}$  ( $22 \leq g \leq 34$ ) cm

Nombre de contre marches

$$n = H/h = 306/17 = 18$$

On adopte 18 contremarches (9 contremarches par volée).

- Nombre de marches  $m = n - 1 = 8$  marches
- Longueur horizontale de la volée  $L = g (n - 1) = 0,28(9 - 1) \Rightarrow L = 2,24$  m

#### d) Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifier que :  $59 \leq g + 2h \leq 66$  cm

Donc : la largeur de palier  $L_p = 5.50 - (1.45 + 2.24) = 1.80$  m.

Calculer la longueur de la paillasse :

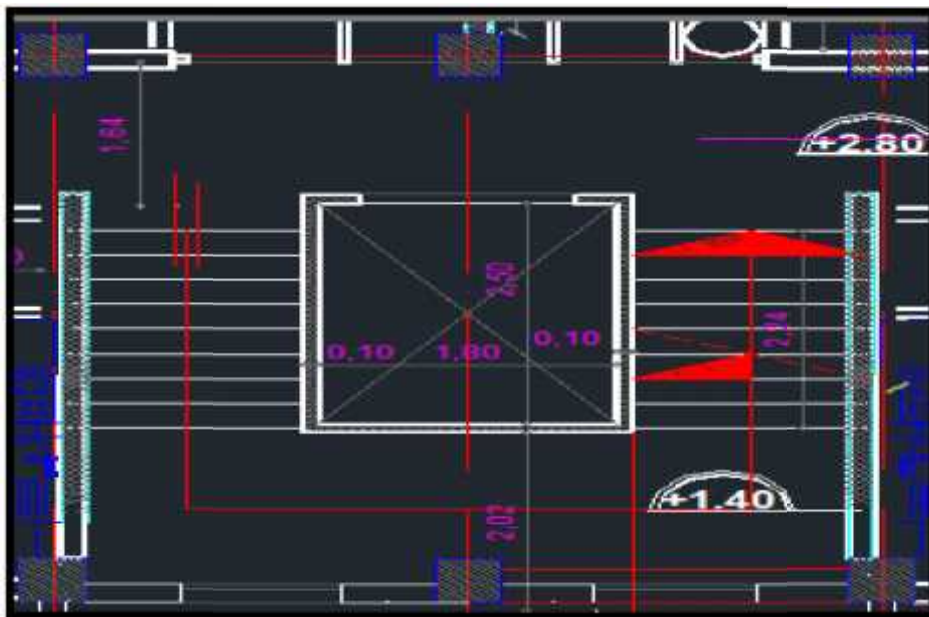
$\tan \alpha = H/L = 153/224 = 0.683$  Donc  $\alpha = 34.33^\circ$ .

Epaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{3} \leq e_p \leq \frac{l}{2} \quad \text{et} \quad l = l_p$$

$$l_p = \sqrt{1.53^2 + 2.24^2} = 2.71 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} \leq e_p \leq \frac{2}{2} \quad 9.03 \text{ cm} \leq e_p \leq 13.55 \text{ cm on adopte} \rightarrow e_p = 12 \text{ cm}$$



FigureII-14 : Dessin en plan de l'escalier.

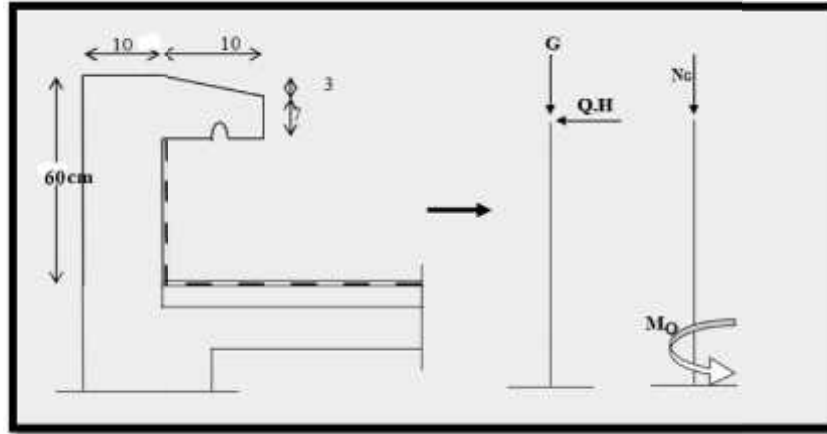
#### II.8 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé pour contourner le bâtiment tout niveau de la terrasse. Le rôle de l'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente le plancher terrasse et leur ruissellement sur les façades, il sert à la protection des ouvriers de maintenance.



**II.8.1 Pré dimensionnement de l’acrotère :**

Notre terrasse est inaccessible donc on prend : h=60cm. Les dimensions définies sur la figure suivent :



**Figure .15 : prédimensionnement de l'acrotère.**

**II.8.2 Charges et surcharges :**

$G_a$  = poids volumique de béton armé x la surface

$$G_a = 25 \times (0.1 \times 0.60 + (0.03 \times 0.10) / 2 + 0.07 \times 0.10) = 1.96 \text{ KN/ml}$$

Surcharges (main courante) : Q=1KN/M

Les résultats obtenus dans ce chapitre sont :

**Tableau II-3 : Récapitulatif des dimensions des éléments.**

Élément	Dimensions
Plancher corps creux	(16+4) cm <sup>2</sup>
Dalle pleine	15 cm <sup>2</sup>
Poteaux	(40*50) cm <sup>2</sup> (40*30)cm <sup>2</sup>
Poutre principale	(45*35) cm <sup>2</sup>
Poutre secondaire	(35*25)cm <sup>2</sup>
Palier de repos	e = 12cm
Paillasse	e =12cm
L’acrotère	h= 60cm

## .9.Évaluation et Descente des charges :

### . 9.1 Evaluation des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte ;
- La part de cloison répartie qui lui revient ;
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

#### ➤ Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

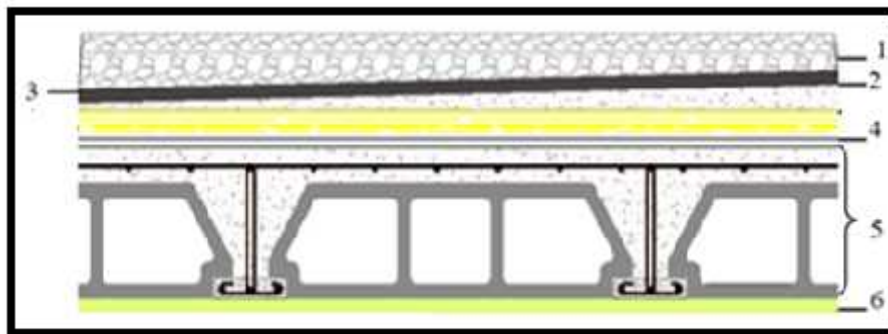


Figure -16 : Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II-4 : Charges permanentes du Plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillon	5	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	3	6	0.18
3. Forme de pente	5	22	1.10
4. Isolation thermique	2	4	0.08
5. Dalle en corps creux	16+4	/	2.80
6. Enduit plâtre	2	10	0.20
G			<b>5.36KN/m<sup>2</sup></b>
Q			<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Plancher étage courant :**

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

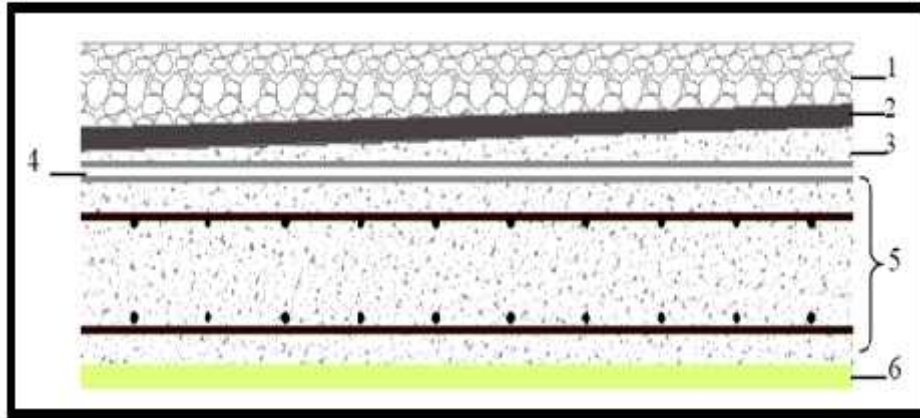


Figure -17 :Plancher étage courant (corps creux).

Tableau II-5 Charges permanentes du Plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	2	20	0.40
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Dalle en corps creux	16+4	/	2.8
5. Enduit plâtre	2	10	0.2
6-Cloison	/	/	0.75
G			<b>5.09 KN/m<sup>2</sup></b>
Q			<b>1.5 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Maçonnerie :**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

➤ **Mur extérieur:**

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.

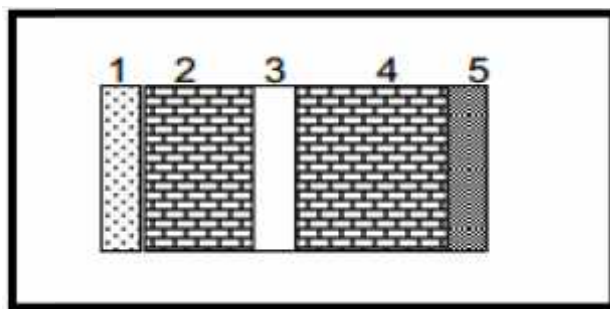


Figure -18 : Détail mur extérieur.

Tableau II-6 : Charges permanentes du mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	(KNm <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit en plâtre	2	10	0.20
2. Briques creuses	10	/	0.90
3. Lambe d'air	5	/	0.00
4. Brique creuse	15	/	1.3
5. Enduit en ciment	2	20	0.4
<b>G</b>			<b>2.82 KN/m<sup>2</sup></b>

### ➤ Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine.

Tableau II-7 : Evaluation des charges de la dalle du balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	(KNm <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	2	20	0.40
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Dalle pleine	15	25	3.75
5. Enduit en plâtre	2	10	0.2
<b>G</b>			<b>5.29 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q</b>			<b>3.5 KN/m<sup>2</sup></b>

## ➤ l'escalier :

## a) Palier :

Tableau II-8 : Évaluation des charges permanentes du palier.

Chargement	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La Surface(m <sup>2</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Poids propre du palier	12	25	1*0.12	3.00
2. Carrelage	2	20	0.02*1	0.40
3. Mortier de pose	2	20	0.02*1	0.40
4. Enduit en plâtre	2	10	0.02*1	0.20
G				<b>4.00KN/m<sup>2</sup></b>
Q				<b>2.50 KN/m<sup>2</sup></b>

## b. Volée (paillasse) :

Tableau II-9 : Évaluation des charges permanentes de la palliase.

Chargement	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La Surface(m <sup>2</sup> )	La charge(KN/m <sup>2</sup> )
1. Poids propre de palliase	12	25	1*0.12/cos34.33	3.36
2. Poids propre du contre marche	17	22	1*0.17/2	1.87
3. Carrelage horiz	2	20	0.02*1	0.40
4. Mortier de pose horiz	2	20	0.02*1	0.40
5.Carrelage vertical	2	20	0.02*1	0.40
6.Mortier de pose vertical	2	20	0.02*1	0.40
7.Enduit en plâtre	2	10	0.02*1	0.20
8.Poids du garde-corps		0.1KN/m <sup>2</sup>	/	0.10
G				<b>7.40 KN/m<sup>2</sup></b>
Q				<b>2.50 KN/m<sup>2</sup></b>

**.9.2 Descente de charge :**

➤ **Les poteaux :**

**Tableau II-10 Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres.**

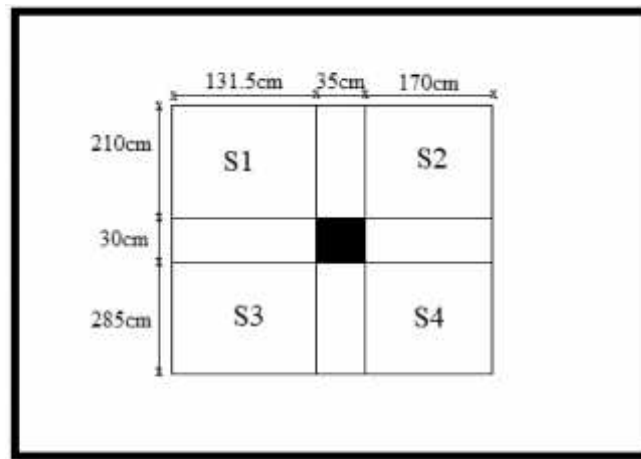
Niveau	Dimensions(b × h)m <sup>2</sup>	Poids propres(KN)
Étages RDC-4	50x40	15.3
Etages 5-8	40x30	9.18

Avec :

$\gamma_c=25\text{KN/m}^3$ : poids volumique du béton armé

He : 3,06 m (hauteur du poteau pour tous les étages)

➤ **Poteau central :**



**FigureII-19 : Poteau central.**

$$S_{\text{plancher\_terrasse}} = 17.66 \text{ m}^2$$

$$S1 = 2.76 \text{ m}^2 \quad S2 = 3.57 \text{ m}^2 \quad S3 = 3.747 \text{ m}^2 \quad S4 = 4.845 \text{ m}^2$$

$$S_c = S1+S2+S3+S4=14.922 \text{ m}^2$$

Les longueurs des poutres sont données par :

$$L_p = 4.95\text{m} \quad \text{et} \quad L_p = 3.315\text{m}$$

$$G_p = \gamma_b * h_p * b_p * L_p = 25 * 0.45 * 0.35 * 4.95 = 19.49 \text{ KN}$$

$$G_p = 25 * 0.35 * 0.30 * 3.315 = 7.91 \text{ KN}$$

$$G_p = G_p + G_p = 27.4 \text{ KN}$$

**Les charges transmises au poteau le plus sollicité**

Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suivent :

$$G_{ti} = G_c * S_c = 5.36 * 17.66 = 94.689 \text{ KN}$$

$$G_{p_{he}} = 5.09 \cdot 14.922 = 75.952 \text{ KN}$$

Les charges d'exploitations transmises au poteau sont données comme suite :

$$Q_{tu} = 1.00 \cdot 17.66 = 17.66 \text{ KN}$$

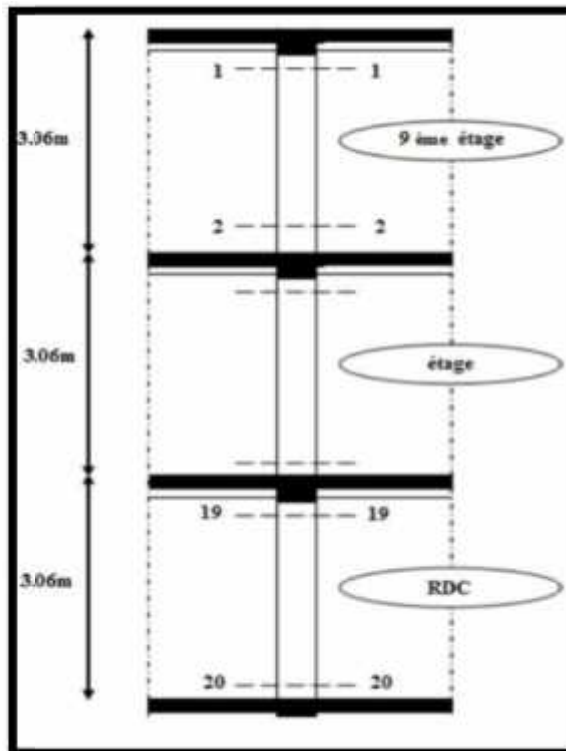
$$Q_{p_{he}} = 1.5 \cdot 17.54 = 26.31 \text{ KN}$$

➤ **Loi de dégression :**

Selon le DTR BC 22 charges permanentes et charges d'exploitations (art : 6.3) les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indique ci-dessous :

- Pour le toit a la terrasse .....  $Q_0$ ,
- Pour le dernier étage .....  $Q$ ,
- Pour l'étage immédiatement inférieure .....  $0.9Q$ ,
- Pour étage immédiatement inférieure .....  $0.8Q$ .

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$ , valeur conservée pour les étage inférieur suivantes.



**Figure II-20 : Schéma des sections de calcul des poteaux (Coupe en élévation).**

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II-11 : Résultats de la descente de charge du poteau central

SECTION	G (KN)	Q(KN)
<b>Section 1-1</b>		
Plancher terrasse	94.689	
Poutres	27.4	17.66
Somme	122.089	
<b>Section 2-2</b>		
Poids venant de la section 1-1	122.089	
Poteaux	9.18	17.66
Somme	131.269	
<b>Section 3-3</b>		
Poids venant de la section 2-2	131.269	
Plancher	75.952	43.97
Poutres	27.4	
Somme	234.621	
<b>Section 4-4</b>		
Poids venant de la section 3-3	234.621	43.97
Poteau	9.18	
Somme	243.801	
<b>Section 5-5</b>		
Poids venant de la section 4-4	243.801	
Plancher	75.952	67.64
Poutres	27.4	
Somme	347.153	
<b>Section 6-6</b>		
Poids venant de la section 5-5	347.153	67.64
Poteau	9.18	
Somme	356.333	
<b>Section 7-7</b>		
Poids venant de la section 6-6	356.333	



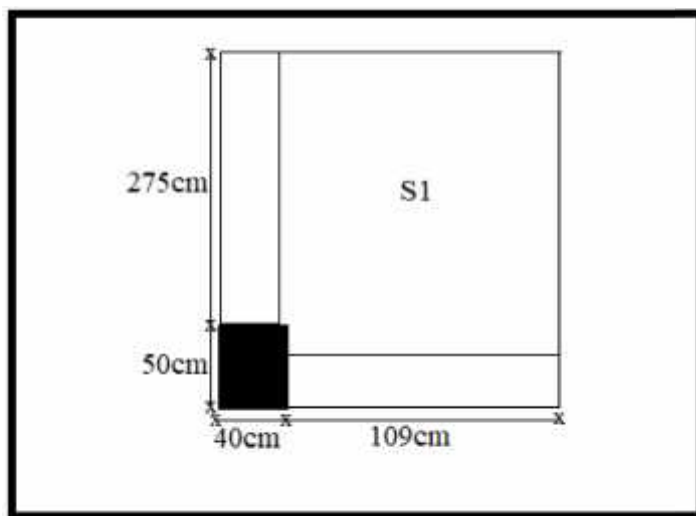
<b>Plancher étage</b>	75.952	88.688
<b>Poutres</b>	27.4	
<b>Somme</b>	459.685	
<b>Section 8-8</b>		
<b>Poids venant de la section 7-7</b>	459.685	88.688
<b>Poteau</b>	15.30	
<b>Somme</b>	474.985	
<b>Section 9-9</b>		
<b>Poids venant de la section 8-8</b>	474.985	107.105
<b>Plancher étage</b>	75.952	
<b>Poutres</b>	27.4	
<b>Somme</b>	578.337	
<b>Section 10-10</b>		
<b>Poids venant de la section 9-9</b>	578.337	107.105
<b>Poteau</b>	15.3	
<b>Somme</b>	593.637	
<b>Section 11-11</b>		
<b>Poids venant de la section 10-10</b>	593.637	
<b>Plancher étage</b>	75.952	122.891
<b>Poutres</b>	27.4	
<b>Somme</b>	696.989	
<b>Section 12-12</b>		
<b>Poids venant de la section 11-11</b>	696.989	122.891
<b>Poteau</b>	15.3	
<b>Somme</b>	712.289	

<b>Section 13-13</b>		
Poids venant de la section 12-12	712.289	
Plancher étage	75.952	136.046
Poutres	27.4	
Somme	815.641	
<b>Section 14-14</b>		
Poids venant de la section 13-13	815.641	
Poteau	15.3	
Somme	830.941	136.046
<b>Section 15-15</b>		
Poids venant de la section 14-14	830.941	
Plancher étage	75.952	149.201
Poutres	27.4	
Somme	934.293	
<b>Section 16-16</b>		
Poids venant de la section 15-15	934.293	
Poteau	15.3	149.201
Somme	949.593	
<b>Section 17-17 SS</b>		
Poids venant de la section 16-16	949.593	
Plancher étage	75.952	162.356
Poutres	27.4	
Somme	1052.945	

<b>Section 18-18</b>		
<b>Poids venant de la section 17-17</b>	1052.945	
<b>Poteau</b>	15	162.356
<b>Somme</b>	1068.245	
<b>Somme totale</b>	<b>1068.245</b>	<b>162.356</b>

TableauII-12 : Résultats du poteau central.

poteau	G(KN)	Q(KN)	$N_u$	$N_s$
40×30	459.685	88.688	741.456	548.373
50×40	1068.245	162.356	1685.664	1230.601

➤ **Poteau d'angle :**

FigureII-21 : poteau d'angle.

$$S_{\text{plancher\_terrasse}} = 4.842\text{m}^2$$

$$S_{\text{CC}} = 3.363\text{m}^2$$

Les longueurs des poutres sont données par :

$$L_p = 2.75\text{m} \quad \text{et} \quad L_p = 1.09\text{m}$$

$$G_p = \gamma_b * h_p * b_p * L_p = 25 * 0.45 * 0.35 * 2.75 = 10.828\text{KN}$$

$$G_p = 25 * 0.35 * 0.30 * 1.09 = 2.861\text{KN}$$

$$G_p = G_p + G_p = 13.689\text{KN}$$

**Les charges transmises au poteau le plus sollicité**

Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suit :

$$G_{ti} = G_c * S_c = 5.36 * 4.842 = \mathbf{25.953KN}$$

$$G_{p_{he}} = 5.09 * 3.363 = \mathbf{17.117KN}$$

Les charges d'exploitations transmises au poteau sont données comme suite :

$$Q_{ti} = 1.00 * 4.842 = 4.842KN$$

$$Q_{p_{he}} = 1.5 * 4.642 = 6.963KN$$

**Tableau II-13 : Résultats de la descente de charge du poteau d'angle.**

SECTION	G (KN)	Q(KN)
<b>Section 1-1</b>		
Plancher terrasse	25.953	
Poutres	13.689	4.842
Acrotère	9.21	
Somme	39.642	
<b>Section 2-2</b>		
Poids venant de la section 1-1	39.642	
Poteaux	9.18	4.842
Somme	48.822	
<b>Section 3-3</b>		
Poids venant de la section 2-2	48.822	
Plancher	17.117	11.805
Poutres	13.689	
Somme	79.628	
<b>Section 4-4</b>		
Poids venant de la section 3-3	79.628	11.805
Poteau	9.18	
Somme	88.808	
<b>Section 5-5</b>		
Poids venant de la section 4-4	88.808	

<b>Plancher</b>	17.117	18.071
<b>Poutres</b>	13.689	
<b>Somme</b>	119.614	
<b>Section 6-6</b>		
<b>Poids venant de la section 5-5</b>	119.614	
<b>Poteau</b>	9.18	18.071
<b>Somme</b>	128.794	
<b>Section 7-7</b>		
<b>Poids venant de la section 6-6</b>	128.794	
<b>Plancher étage</b>	17.117	23.641
<b>Poutres</b>	13.689	
<b>Somme</b>	159.373	
<b>Section 8-8</b>		
<b>Poids venant de la section 7-7</b>	159.373	23.641
<b>Poteau</b>	15.30	
<b>Somme</b>	174.673	
<b>Section 9-9</b>		
<b>Poids venant de la section 8-8</b>	174.673	28.515
<b>Plancher étage</b>	17.117	
<b>Poutres</b>	13.689	
<b>Somme</b>	205.479	
<b>Section 10-10</b>		
<b>Poids venant de la section 9-9</b>	205.479	28.515
<b>Poteau</b>	15.3	
<b>Somme</b>	220.779	
<b>Section 11-11</b>		
<b>Poids venant de la section 10-10</b>	220.779	
<b>Plancher étage</b>	17.117	32.692
<b>Poutres</b>	13.689	

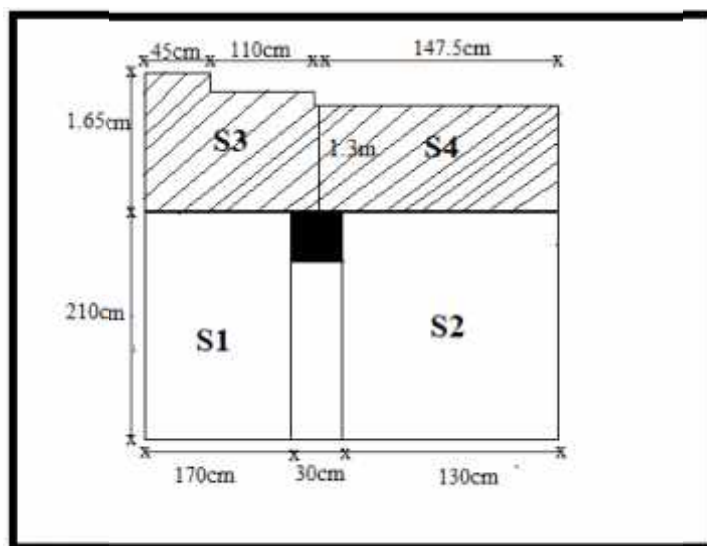
<b>Somme</b>	251.585	
<b>Section 12-12</b>		
<b>Poids venant de la section 11-11</b>	251.585	32 .692
<b>Poteau</b>	15.3	
<b>Somme</b>	266.885	
<b>Section 13-13</b>		
<b>Poids venant de la section 12-12</b>	266.885	
<b>Plancher étage</b>	17.117	36.193
<b>Poutres</b>	13.689	
<b>Somme</b>	297.691	
<b>Section 14-14</b>		
<b>Poids venant de la section 13-13</b>	297.691	
<b>Poteau</b>	15.3	
<b>Somme</b>	312.991	36.193
<b>Section 15-15</b>		
<b>Poids venant de la section 14-14</b>	312.991	
<b>Plancher étage</b>	17.117	39.674
<b>Poutres</b>	13.689	
<b>Somme</b>	343.797	
<b>Section 16-16</b>		
<b>Poids venant de la section 15-15</b>	343.797	
<b>Poteau</b>	15.3	39.674
<b>Somme</b>	359.097	

<b>Section 17-17 SS</b>		
Poids venant de la section 16-16	359.097	
Plancher étage	17.117	43.155
Poutres	13.689	
Somme	389.903	
<b>Section 18-18</b>		
Poids venant de la section 17-17	389.903	43.155
Poteau	15	
Somme	405.203	
<b>Somme totale</b>	<b>405.203</b>	<b>43.155</b>

TableauII.13 : Résultats du poteau d'angle.

poteau	G(KN)	Q(KN)	N <sub>u</sub>	N <sub>s</sub>
40×30	159.373	23.641	250.615	183.014
50×40	405.203	43.155	611.756	448.358

Poteau de rive :



FigureII-22 : poteau de rive.

$$S_{\text{plancher\_terrasse}} = 7.035 \text{m}^2$$

$$S_{\text{CC}} = S_1 + S_2 = 6.3 \text{m}^2$$

$$S_{\text{Balcon}} = 5.246 \text{m}^2$$

Les longueurs des poutres sont données par :

$$G_{\text{P}} = \gamma_{\text{b}} * h_{\text{P}} * b_{\text{P}} * L_{\text{P}} = 25 * 0.45 * 0.35 * 2.1 = \mathbf{8.268 \text{KN}}$$

$$G_{\text{P}} = 25 * 0.35 * 0.30 * 3.00 = \mathbf{7.875 \text{KN}}$$

$$G_{\text{P}} = G_{\text{P}} + G_{\text{P}} = \mathbf{16.143 \text{KN}}$$

$$G_{\text{balcon}} = \mathbf{27.751 \text{KN}}$$

### Les charges transmises au poteau le plus sollicité

Les charges permanentes transmises au poteau sont données comme suit :

$$G_{\text{tu}} = G_{\text{c}} * S_{\text{c}} = 5.36 * 7.035 = \mathbf{37.70 \text{KN}}$$

$$G_{\text{p}}_{\text{ne}} = 5.09 * 6.3 = \mathbf{32.07 \text{KN}}$$

Les charges d'exploitations transmises au poteau sont données comme suite :

$$Q_{\text{tu}} = 1.00 * 7.035 = 7.035 \text{KN}$$

$$Q_{\text{p}}_{\text{ne}} = 1.5 * 6.835 = 10.252 \text{KN}$$

$$Q_{\text{balcon}} = 3.5 * 5.246 = 18.361 \text{KN}$$

**Tableau II-14 : Résultats de la descente de charge du poteau de rive.**

SECTION	G (KN)	Q(KN)
<b>Section 1-1</b>		
Plancher terrasse	37.70	
Poutres	16.143	7.035KN
Acrotère	6.56	
Somme	53.843	
<b>Section 2-2</b>		
Poids venant de la section 1-1	53.843	
Poteaux	9.18	7.035KN
Somme	63.023	
<b>Section 3-3</b>		
Poids venant de la section 2-2	63.023	



<b>Plancher</b>	32.07	35.648
<b>Poutres</b>	16.143	
<b>Balcon</b>	27.571	
<b>Somme</b>	138.807	
<b>Section 4-4</b>		
<b>Poids venant de la section 3-3</b>	138.807	35.648
<b>Poteau</b>	9.18	
<b>Somme</b>	147.987	
<b>Section 5-5</b>		
<b>Poids venant de la section 4-4</b>	147.987	
<b>Plancher</b>	32.07	61.399
<b>Poutres</b>	16.143	
<b>Balcon</b>	27.571	
<b>Somme</b>	223.771	
<b>Section 6-6</b>		
<b>Poids venant de la section 5-5</b>	223.771	
<b>Poteau</b>	9.18	61.399
<b>Somme</b>	232.951	
<b>Section 7-7</b>		
<b>Poids venant de la section 6-6</b>	232.951	
<b>Plancher étage</b>	32.07	84.289
<b>Poutres</b>	16.143	
<b>Balcon</b>	27.571	
<b>Somme</b>	308.735	
<b>Section 8-8</b>		
<b>Poids venant de la section 7-7</b>	308.735	84.289
<b>Poteau</b>	15.30	
<b>Somme</b>	324.035	
<b>Section 9-9</b>		
<b>Poids venant de la section 8-8</b>	324.035	104.218
<b>Plancher étage</b>	32.07	

<b>Poutres</b>	16.143	
<b>Balcon</b>	27.571	
<b>Somme</b>	399.819	
<b>Section 10-10</b>		
<b>Poids venant de la section 9-9</b>	399.819	104.318
<b>Poteau</b>	15.3	
<b>Somme</b>	415.119	
<b>Section 11-11</b>		
<b>Poids venant de la section 10-10</b>	415.119	
<b>Plancher étage</b>	32.07	121.485
<b>Poutre</b>	16.143	
<b>Balcon</b>	27.571	
<b>Somme</b>	490.903	
<b>Section 12-12</b>		
<b>Poids venant de la section 11-11</b>	490.903	
<b>Poteau</b>	15.3	121.485
<b>Somme</b>	506.203	
<b>Section 13-13</b>		
<b>Poids venant de la section 12-12</b>	506.203	
<b>Plancher étage</b>	32.07	135.785
<b>Poutres</b>	16.143	
<b>Balcon</b>	27.571	
<b>Somme</b>	581.987	

<b>Section 14-14</b>		
<b>Poids venant de la section 13-13</b>	581.987	
<b>Poteau</b>	15.3	135.785
<b>Somme</b>	597.287	
<b>Section 15-15</b>		
<b>Poids venant de la section 14-14</b>	597.287	
<b>Plancher étage</b>	32.07	150.085
<b>Poutres</b>	16.143	
<b>Balcon</b>	27.571	
<b>Somme</b>	673.071	
<b>Section 16-16</b>		
<b>Poids venant de la section 15-15</b>	673.071	
<b>Poteau</b>	15.3	150.085
<b>Somme</b>	688.371	
<b>Section 17-17 SS</b>		
<b>Poids venant de la section 16-16</b>	688.371	
<b>Plancher étage</b>	32.07	164.685
<b>Poutres</b>	16.143	
<b>Somme</b>	736.584	
<b>Section 18-18</b>		
<b>Poids venant de la section 17-17</b>	736.584	164.685
<b>Poteau</b>	15	
<b>Somme</b>		
<b>Somme totale</b>	<b>751.584</b>	<b>164.685</b>

TableauII-15 : Résultats du poteau de rive.

poteau	G(KN)	Q(KN)	N <sub>u</sub>	N <sub>s</sub>
40×30	308.735	84.289	542.739	393.024
50×40	751.584	164.685	1261.215	916.269

D'après la descente des charges, on distingue que le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire. Donc, on prend en compte ce dernier pour la vérification des sections des poteaux.

### 9.3 Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4, 1) :

$$N_u \leq \frac{r \times B_r \times f_{c28}}{0.9 \alpha_b} + \frac{r \times B_r \times f_e}{100 \alpha_s}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

#### D'après RPA 99 V-2003(art 7.4.2.1) :

La section des armatures minimales est : 0.7%(Br) En zone (I)

$$A = 0.7\% \times (b_1 - 2) \times (h_1 - 2)$$

B<sub>r</sub> : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (h_1 - 2) \times (b_1 - 2)$$

$$b = 1.5$$

$$s = 1.15$$

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

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

α : Coefficient fonction de l'élançement mécanique qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + (0.2 \times \frac{L}{35})^2} \quad \text{pour } L \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{50}{L} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < L < 7$$

$$\alpha = \text{Max}(\alpha_x, \alpha_y)$$

$$\alpha_x = \sqrt{12} \frac{L}{b} \quad \text{et} \quad \alpha_y = \sqrt{12} \frac{L}{h}$$

$$L_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

Tableau II-16 : Résultats de vérification  $N_U$ 

section			$Br(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$N_U(\text{KN})$	$N_U(\text{KN})$	condition
50x40	18.55	0.80	1824	1276.8	2702.222	1685.664	<b>CV</b>
40x30	24.73	0.77	1064	744.8	1517.1851	741.456	<b>CV</b>

**B. Vérification vis-à-vis du RPA99 :**

D'après RPA 99 V-2003(art 7.4.3.1) :

$$V = \frac{N}{B \times f \times z} \leq 0.3 \rightarrow \text{Avec : } N_d = G+Q$$

Tableau II-17 : Résultats de vérification RPA 99 V-2003.

Section ( $\text{cm}^2$ )	$B_c(\text{cm}^2)$	$N_d(\text{KN})$	V	condition
50x40	2000	1230.601	0.24	<b>CV</b>
40x30	1200	548.373	0.18	<b>CV</b>

**Introduction :**

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance à l'action sismique d'ensembles, à leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ses actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

**III .1 Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité et pour second rôle, elle sert à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre  $G$ , et une poussée horizontale :

$$F = \text{Max} (F_p, F_q).$$

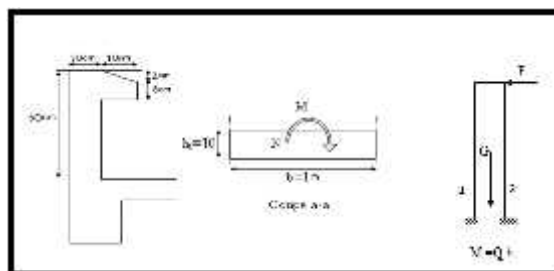
$$\text{Avec : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

-  $A = 0,15$  Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 R.P.A 99 V 2003 page 37).

-  $C_p = 0,8$  Facteur de force horizontale (Tableau 6.1 R.P.A 99 V 2003 page 59).

-  $W_p$  : poids propre de l'acrotère.  $W_p = 2,318 \text{ kN/ml}$ .

-  $F_q$  : La poussée horizontale  $F_q = 1 \text{ kN/ml}$ .

**III.1.1 Schéma statique :**

FigureIII-1 :Schéma l'acrotère

- Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée. Avec :

$$\begin{aligned} - F_p &= 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,318 = 1,113 \text{ kN/ml} \\ - Q &= \text{Max} (F_p, F_q) = 1,113 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

La force F engendre un moment maximum à la base et l'effort normal et du au poids propre de l'acrotère :

- Moment à ELU :  $M_u = 1,5Q.h$ .
- Moment à ELS :  $M_s = Q.h$ .
- 

Tableau III-1 : Moment et effort normal agissant sur l'acrotère.

	N (KN)	M (KN.m)
<b>E.L.U</b>	<b>1,670</b>	<b>1,002</b>
<b>E.L.S</b>	<b>1,113</b>	<b>0,668</b>

### III.1.2 Calcul de l'excentricité :

$$\begin{aligned} M_u &= N_u \cdot e \quad \Rightarrow \quad e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,002}{1,670} = 0,60 \text{ m} \\ e &= 60 \text{ cm} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \end{aligned}$$

$e > e_0 \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

### Assimilation à la flexion simple :

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est jugée comme partiellement comprimé, se ramène à un calcul de flexion simple, en prenant comme moment fictif  $M_{au}$  avec :

$$M_{au} = N_u \times e_a$$

On obtient une section fictive d'acier  $A_{s1}$  dont on déduit la section d'acier tendue :

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{100}$$

avec :  $e_a = e_0 + \left( d - \frac{h}{2} \right)$  et  $d = 0,1 - 0,03 = 0,07m$

$e_a$  : distance entre le point d'application du centre de pression (C) et le centre de gravité des armateurs tendues  $A_s$ .

$$e_a = 0,60 + \left( 0,07 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,62$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 1,67 \times 0,62 = 1,04kN.m$$

**III.1.3 Ferrailage :**

**III.1.3.1 Ferrailage à l'ELU :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1,04 \times 10^{-3}}{1(0,07)^2 \times 14,20} = 0,015 \dots \dots \dots f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{b} = 14,20Mpa$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392$$

$$\alpha_u = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,015$$

$$Z = (1 - 0,4 \alpha_u) d = 6,96cm \dots \dots \dots \sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 348Mpa$$

$$A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z} = \frac{1,04 \times 10^{-3}}{0,0696 \times 348} 10^4 = 0,43cm^2$$

$$A_s = A_{ts} - \frac{N_u}{100} = 0,43 - \frac{1,67 \times 10^{-3}}{100 \times 348} 10^4 = 0,43cm^2$$

**Condition de non fragilité :(A.4.2.1 du BAEL) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,845cm^2 \dots \dots \dots f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1Mpa$$

Donc :

$$A_s \text{ réelle} = 4HA8 = 2,01 cm^2. \rightarrow \text{Espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$$



**Armatures de répartition :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5\text{cm}^2 \dots \text{soit} \dots 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2 \rightarrow \text{Espacement : } S_t = \frac{60}{4} = 15\text{ cm}$$

**Vérification des contraintes a L'ELS :**

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé très préjudiciable.

♦ **Données :**

**Tableau III-1 : Donnés de vérification a l'ELS.**

<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>b</b> <b>(cm)</b>	<b>h</b> <b>(cm)</b>	<b>d</b> <b>(cm)</b>	<b>d'</b> <b>(cm)</b>	<b>n</b>	<b>As</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As'</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>1,113</b>	<b>100</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>3</b>	<b>15</b>	<b>2,01</b>	<b>0</b>

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

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

♦ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

♦ **État limite de compression de béton: (A.4.5.2 du BAEL)**

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

Avec :  $\sigma_{bc}$  Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\rightarrow \sigma_{bc} = k.y$  et  $k = \frac{M_{ser}}{I}$

$\bar{\sigma}_{bc}$  Contrainte limite dans le béton comprimé.  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

**Tableau III-2 : vérification de l'état limite de compression de béton armé.**

y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
1,78	1009,52582	0,1102	1,96	15	C-V

♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3 du B.A.E.L)**

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

- $\sigma_{st}$  Contrainte maximale dans l'acier tendu :  $\sigma_{st} = 15k(d - y)$  et  $k = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{st}$  Contrainte limite dans l'acier tendu : Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{f_{tj}}, 200 \text{Mpa}) \right\}$$

$y = 1.6$  pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

**Tableau III-3 : vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.**

y (cm)	I (cm)	K (KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
12,22	73788,6038	0,0506	86,41	200	C-V

♦ **Commentaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$$

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à **ELS**.

- **Vérification au cisaillement : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)**

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Et} \quad V_u = 1,5Q = 1,5F_p = 1,670 \text{ kN}$$

$$\sigma_u = \frac{1,670}{10 \times 7} = 0,024 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

▪ Schéma de ferrailage :

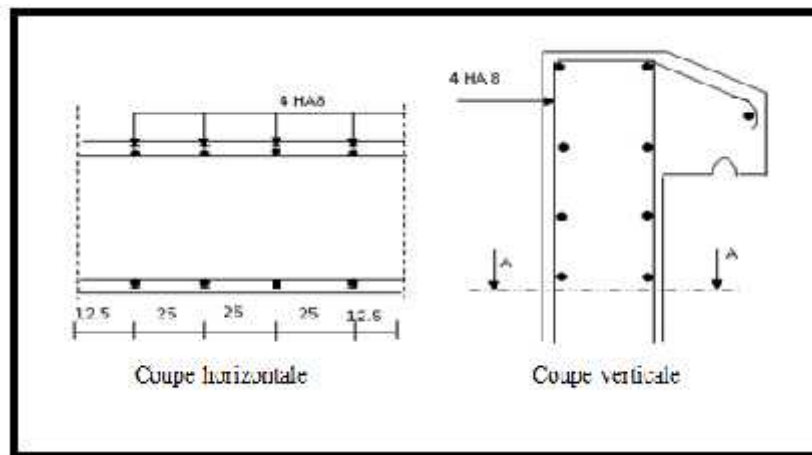


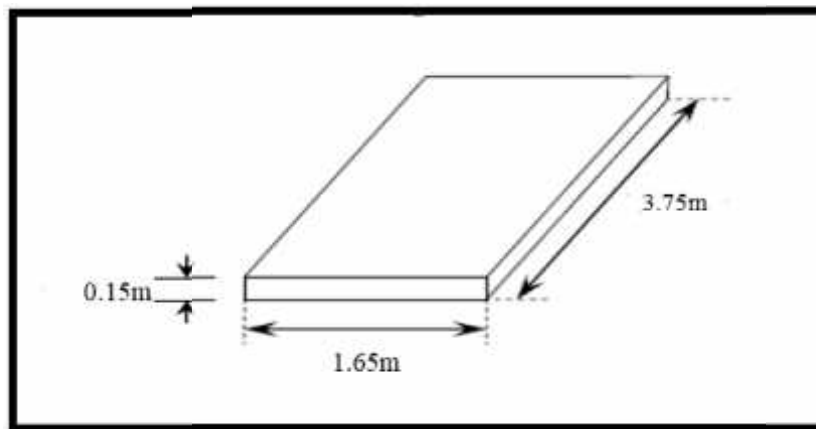
Figure III-1 : Schéma de ferrailage.

### III.2 Étude des balcons :

Le balcon est calculé comme une console encadrée à la poutre et soumise à une charge permanente, une charge d'exploitation et une charge concentrée à l'extrémité libre due au poids propre de garde-corps. Cette console est ferrillée en flexion simple.

#### III.2.1-Charges et surcharge :

- Charge permanente :  $G = 5.29 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$
- Charge concentrée du au mur (h=1m)  
Mur en brique plein :  $e = 10.5 \text{ cm} \dots 0.105 \times 20 = 2.1$   
Enduit de ciment :  $e = 1.50 \text{ cm} \dots 0.015 \times 18 = 0.27$   
 $P = 2.37 \text{ KN/ml}$



FigureIII-2 :Schéma de balcon.

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 12.39 \text{ KN/ml} \rightarrow M_u = \frac{q_l^2}{2} + P \times L = 20.77 \text{ K} \cdot \text{m}$$

$$q_s = Q + G = 8.79 \text{ KN/ml} \rightarrow M_s = \frac{q_l^2}{2} = 11.96 \text{ K} \cdot \text{m}$$

**III.2.2- Ferrailage à l'ÉLU :** Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{b} \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$d = h - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.086$$

$$\tilde{\mu}_{bu} < \tilde{\mu}_{lu} = 0.274 \Rightarrow A' = 0$$

$$r_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\mu}_{bu}} \right) = 0.112$$

$$Z_b = d(1 - 0.4r_u) = 11.56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b f_s} = 5.16 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 120 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s \min} \rightarrow$  Condition est Vérifié. On prend 5HA12  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm}$$

$$A_t = A/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Soit: } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm}$$

#### Vérification des contraintes à l'ELS :

$$x = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad r \leq \frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$r \leq \frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.73-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.615$$

$$\Rightarrow = 0.055 \quad 0.615 \dots \text{ CV}$$

#### Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

#### ♦ Données :

Tableau III-4 : Données de vérification a l'ELS.

$M_{ser}$ (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	N	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
11.97	1,20	15	13	2	15	5.65	0

#### ♦ Position de l'axe neutre :

C'est la solution y positive de l'équation :  $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

#### ♦ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d-y)^2 + nA'_s (y-d')$$

#### ♦ État limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)

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

- $\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc} = k \cdot y$  et  $k = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

**Tableau III-5 : vérification de l'état limite de compression de béton.**

y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
3.63	9354.067	0,127	4.64	15	C-V

♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3du BAEL)**

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

- $\sigma_{st}$  Contrainte maximale dans l'acier tendu :  $\sigma_{st} = 15k(d - y)$  et  $k = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{st}$  Contrainte limite dans l'acier tendu : Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( \frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{y f_{t28}} \right) \right\}$$

$y = 1.6$  pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

**Tableau III-6 : vérification d'état limite d'ouverture de fissures.**

y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
3.63	9354.067	0,127	178.4	201,63	C-V

♦ **Commentaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right. \text{ Donc les sections "armatures choisies sont justifiées à ELS.}$$

**Justification vis-à-vis de sollicitation tangente :**

Cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) :

$$V_u = q_u + P L = 24.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{24.68 \times 10^3}{120 \times 13 \times 10^2} = 0.158 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{ CV}$$

**Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.011 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{ CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.23 \geq 0.15 \dots\dots \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.036 \geq 0.0105 \dots\dots \text{ CV}$$

**III.2.3-Schéma de ferrailage :**

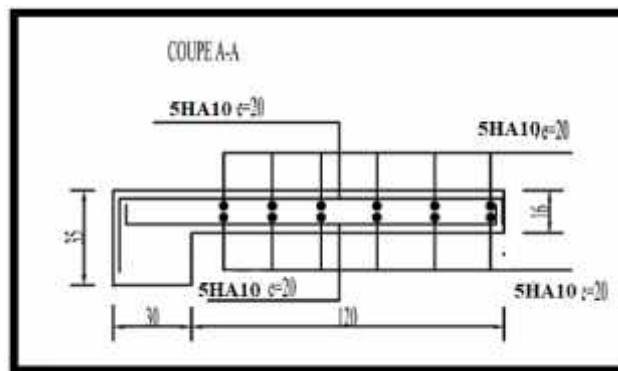


Figure III-3 : Schéma de ferrailage.

### III.4 Étude des escaliers :

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre.

#### III.4. 1 Charges et surcharge :

Tableau III-8 : données d'évaluation des charges

	G kN/m <sup>2</sup>	Q kN/m <sup>2</sup>
Paillasse	7.40	2.50
Palier de repos	4.00	2.50

Tableau III-9 : Combinaison de charges

	ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$ (kN/m <sup>2</sup> )	ELS : $q_s = G + Q$ (kN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	13.74	9.90
Palier de repos	9.15	6.50

- Schéma statique :

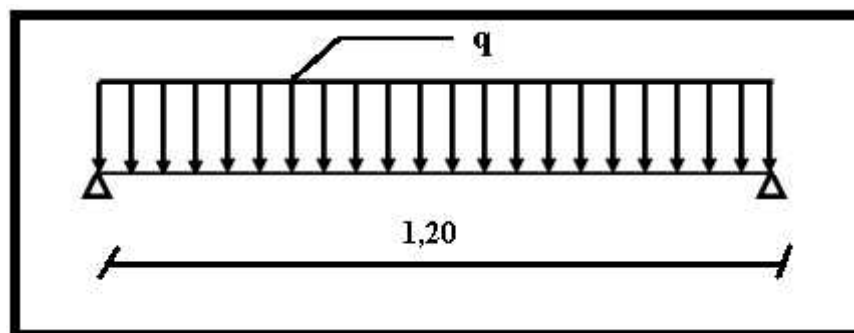


Figure III-3: schéma statique d'escalier.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85M_0 \\ M_a = 0,30M_0 \end{cases}$$



Tableau III-10 : les valeurs des moments.

	$M_{ou}$ (kN.m)	$M_{tu}$ (kN.m)	$M_{au}$ ( kN.m)	$M_{os}$ (kN.m)	$M_{ts}$ (kN.m)	$M_{as}$ (kN.m)
<b>Paillasse</b>	<b>3.13</b>	<b>2,66</b>	<b>0.93</b>	<b>2.25</b>	<b>1.91</b>	<b>0.67</b>
<b>Palier de repos</b>	<b>1.76</b>	<b>1.49</b>	<b>0.52</b>	<b>1.24</b>	<b>1.05</b>	<b>0.37</b>

## III.4. 2 Calcul de ferrailage :

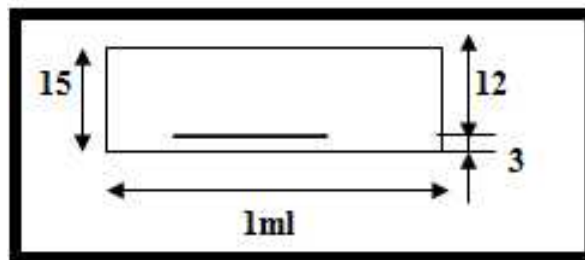


Figure III-4 : schéma de la section.

Les escaliers sont ferrillés en flexion simple, on utilise les formules suivantes :

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

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

- Ferrailage à ELU :

Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et sur appuis.

		$M_U$ (KN.M)	$\mu_{lu}$	$\mu_{bu}$		Z (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{réel}$ (cm <sup>2</sup> )
Paillasse	En travée	2,66	0,392	0,011	0,013	12,93	1,57	0,59	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0,93	0,392	0,003	0,003	12,98		0,20		
Palier de repos	En travée	1,49	0,392	0,006	0,007	12,96	1,57	0,33	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0,52	0,392	0,002	0,002	12,99		0,11		

- Ferrailage à ELS :

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et sur appuis.

		$M_S$ (KN.M)	$\mu_{lu}$	$\mu_{bs}$		Z (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{réel}$ (cm <sup>2</sup> )
Paillasse	En travée	1.91	0.392	0.007	0.009	12.97	1,57	0.42	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0.67	0.392	0.002	0.003	12.98		0.14		
Palier de repos	En travée	1.05	0.392	0.004	0.005	12.97	1,57	0.23	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0.37	0,392	0,001	0,002	12,98		0,08		

**III.4. 2.1- Armateur de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 0.983\text{cm}^2 \quad \text{on prendr} \quad 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2$$

**III.4. 3.1- Vérification des contraintes a L'ELS :****Tableau III.13 : Donnés de vérification a l'ELS.**

		$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
<b>Paillasse</b>	<b>en travée</b>	1.91	100	15	13	2	15	3.93	0
	<b>Sur appuis</b>	0.67	100	15	13	2	15	3.93	0
<b>Palier de repos</b>	<b>en travée</b>	1.05	100	15	13	2	15	3.93	0
	<b>Sur appuis</b>	0.37	100	15	13	2	15	3.93	0

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

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

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2du BAEL)**

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

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$f_{bc} = k.y \text{ et } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$f_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé. ( $f_{bc} = 0,6f_{c28}$ )

**Tableau III-14 : Vérification d'état limite de compression de béton armé.**

		<b>y</b> (cm)	<b>I</b> (cm)	<b>K</b> (KN/cm <sup>3</sup> )	$f_{bc}$ (MPA)	$f_{bc}$ (MPA)	<b>vérification</b>
<b>Paillasse</b>	<b>en travée</b>	3,36	6742.507	0,0238	0,80	15	<b>C-V</b>
	<b>Sur appuis</b>	3,36	6742.507	0,0099	0,33	15	<b>C-V</b>
<b>Palier de repos</b>	<b>en travée</b>	3,36	6742.507	0,015	0,50	15	<b>C-V</b>
	<b>Sur appuis</b>	3,36	6742.507	0,005	0,18	15	<b>C-V</b>

♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3du BAEL)**

Les résultats de vérification sont donnés dans tableau suivant :

Tableau III-15 :Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

		y (cm)	I (cm)	K (KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\sigma_{-st}$ (MPA)	vérification
Paillasse	en travée	12,22	73788,6038	0,0506	24,22	201,63	C-V
	Sur appuis	14,54	102018,248	0,075	8,62	201,63	C-V
Palier de repos	en travée	12,22	73788,6038	0,0506	17,46	201,63	C-V
	Sur appuis	14,54	102018,248	0,075	5,82	201,63	C-V

♦ **Commentaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \sigma_{st} \end{array} \right. \text{ Donc les sections "armatures choisies sont justifiées à ELS,}$$

**III.4. 3-2-Vérification de l'effort tranchant :**

Cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99).

$$q_u = 13.74 \text{ KN/ml} \rightarrow V_u = \frac{q}{2} = 11.33 \text{ K} \rightarrow \sigma_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \sigma_{lim} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{b}, 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\sigma_u = 0.087 \text{ Mpa} < \sigma_{lim} = 2.50 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

**III.4. 3.3-Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.080 \geq 0.062 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.08 \geq 0.06 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.036 \geq 0.0105 \dots \text{CV}$$

### III.4. 4 Schéma de ferrailage :

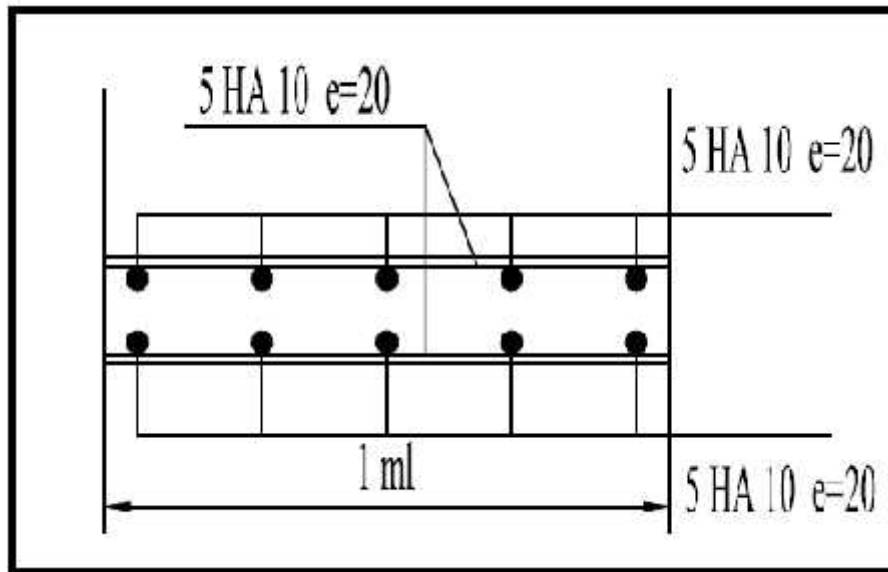


Figure III-5 :Schéma de ferrailage d'escalier.

### III.5 – Étude des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans qui permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

On a deux types des planchers :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

#### III.5. 1- Plancher à corps creux :

- **Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) :**

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- 1- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- 2- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- 3- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire :  $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$ .
- 4- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans notre cas, la condition (3) est non vérifiée donc il faut utiliser la méthode de Caquot minoré.

**A. la méthode de CAQUOT :**

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

**B. Principe de la méthode :**

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

**C. Applications de la méthode :**

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives  $L_w$  et  $L_e$

- La charge répartie uniforme  $q_w$  et  $q_e$ .
- Des charges concentrées  $P_w$  et  $P_e$  appliquées à des distances  $a_w$  et  $a_e$  de l'appui.
- Les longueurs réduites de chaque travée  $L'$  :
  - $L' = L$  : Pour une travée de rive.
  - $L' = 0,8.L$  : Pour une travée intermédiaire.

**IV.5.2. Étude du plancher terrasse :**

**Évaluation des charges :** Le calcul fait pour une bande de 65 cm :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$G = 5.36 \times 0.65 = 3.484 \text{ KN/m.}$$

ELU : Cas chargé

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.678 \text{ KN/m.}$$

ELS : Cas chargé

$$q_s = G + Q = 4.134 \text{ KN/m.}$$

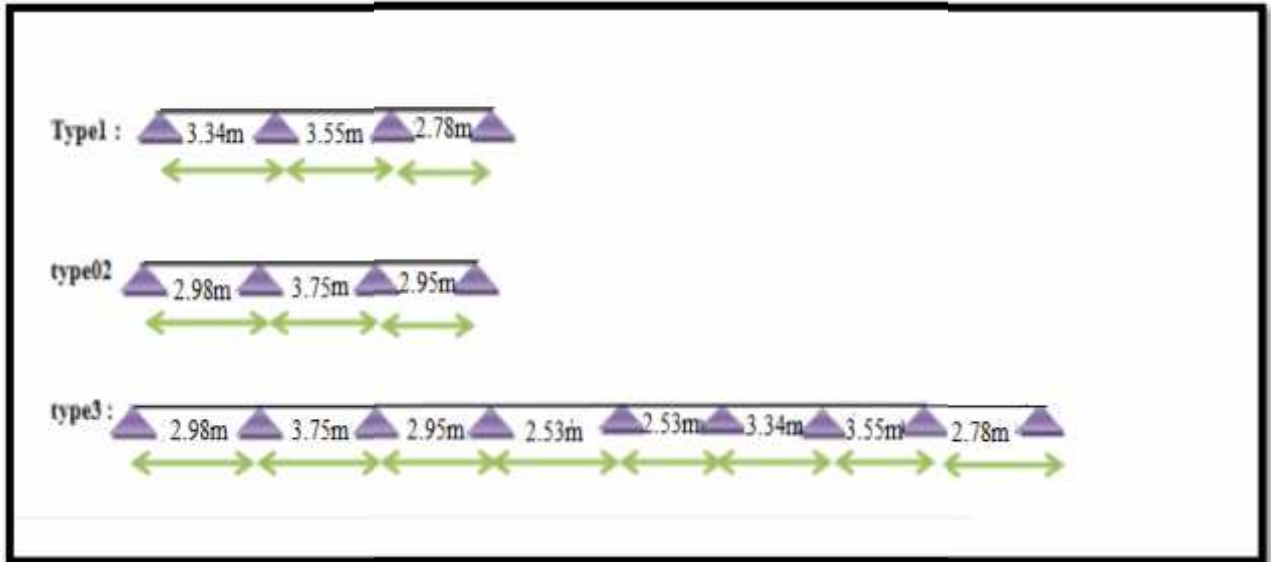


Figure III-6 :schéma statique des poutrelles.

**A. Calcul des sollicitations :**

Calcul à L'ELU : Les travées ont toutes le même moment d'inertie.

**Moment sur appui :**

$$q_w = q_e = q_u = 5.678 \text{ KN / ml}$$

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$



## ❖ Type1 :

Tableau III-7 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	-7.45	-6.5	-5.27	-5.16

## ❖ Type2 :

Tableau III-19 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	-5.93	-5.97	-5.91	-5.16

## ❖ Type3 :

Tableau III-8 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Moments (KN.m)	-5.93	-5.97	-5,00	-3.26	-2.73	-3.89	-5.08	-5.27	-5.16

## IV.5.3.1.Effort tranchant et le moment en travée :

## A. Effort tranchant :

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{ql}{2}$$

B. Moment en travée : avec :  $x = \frac{L}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{qL}$ 

$$M_t(x) = q \frac{x}{2} (L - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$

❖ Type1 :

Tableau III-9 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU

TRAVEE	M <sub>W</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-7.45	-6.5	3,34	-7.25	11.71	1,72	14.85
2-3	-6.5	-5.27	3.55	-8.77	11.38	1.49	14.69
3-4	-5.27	-5.16	2.78	-7.93	8,98	1,12	10.49

❖ Type2

Tableau III-10 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ÉLU.

TRAVEE	M <sub>W</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-5.93	-5.97	2.98	-11,20	10,14	1,49	12.25
2-3	-5.97	-5.91	3.75	-7,32	7,62	1.50	12.33
3-4	-5.91	-5.16	2.78	-10,44	11,57	1.52	11.70

❖ Type3 :

Tableau III-11 : Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

TRAVEE	M <sub>W</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-5.93	-5.97	2.98	-8.47	8.45	1.49	12.25
2-3	-5.97	-5,00	3.75	-8.83	8.20	1.55	12.35
3-4	5,00	-3.26	2.95	-7.43	5.97	1.30	7,08
4-5	-3.26	-2.73	2.53	-6.00	5.49	1.05	9,72
5-6	-2.73	-3.89	2.53	-5.17	6.32	0.90	6.12

6-7	-3.89	-5.08	3.34	-8.02	7.14	1.25	9.50
10	-5.08	-5.27	3.55	-8.12	8.00	1,41	10.89
8-9	-5.27	-5.16	2.78	-7.93	7.85	1.39	11.08

Diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELU :

❖ TYPE 1

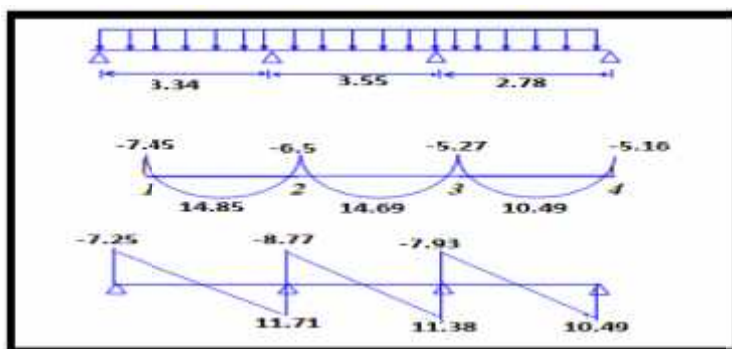


Figure III-7 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU

❖ TYPE 2

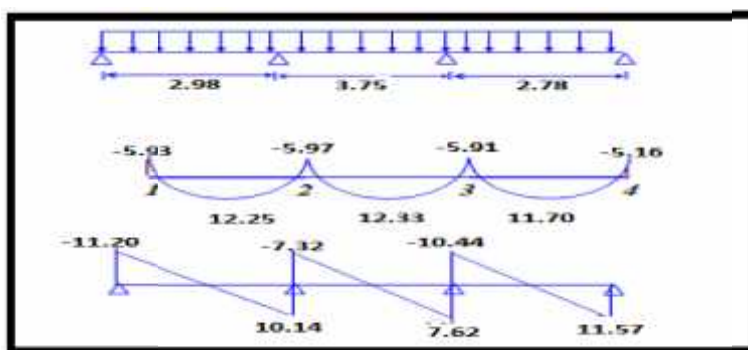


Figure III-8 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE 3 :

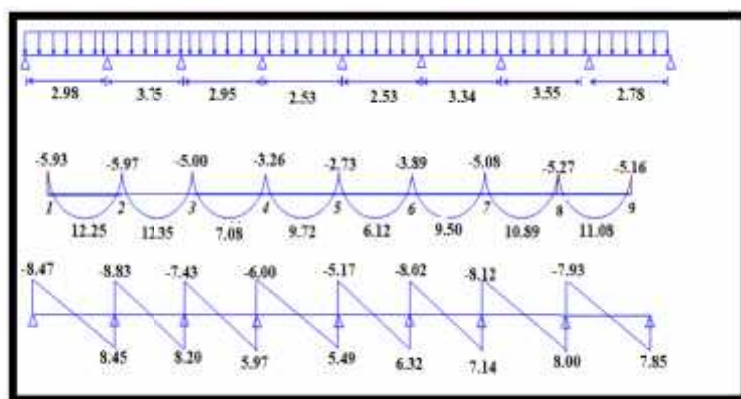


Figure III-9 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à l'ELS :

Moment En appuis

$$q_w = q_e = q_{\Delta} = 4.134K /m \text{ et } M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ Type1 :

Tableau III-12 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	-5.42	-4.73	-3.84	-2.85

❖ Type2 :

Tableau III-13 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	-4.31	-4.5	-4.30	-4.23

❖ Type3 :

Tableau III-14 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Moments (KN.m)	-4.31	-4.34	-3.64	-2.37	-1.99	-2.83	-3.74	-3.84	-3.75

## IV.5.3.2.Effort tranchant et le moment en travée :

## ❖ Type1 :

Tableau III-15 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS

TRAVEE	M <sub>W</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-5.42	-4.73	3,34	-8,17	7,40	1,68	6,50
2-3	-4.73	-3.84	3.55	-5,34	5,56	1,10	5,38
3-4	-3.84	-4.23	2.78	-7,62	8,45	1,57	6,88

## ❖ Type2 :

Tableau III-16 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

TRAVEE	M <sub>W</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-4.31	-4.5	2.98	-8,17	7,40	1,68	6,50
2-3	-4.5	-4.30	3.75	-5,34	5,56	1,10	5,38
3-4	-4.30	-4.23	2.78	-7,62	8,45	1,57	6,88

## ❖ Type3 :

Tableau III-17 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

TRAVEE	M <sub>W</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-4.31	-4.34	2.98	-6.14	6.17	1,68	8.83
2-3	-4.34	-3.64	3.75	-6.1	6.30	1,23	8.53
3-4	-3.64	-2.37	2.95	-7.3	6.60	1,13	5.67
4-5	-2.37	-1.99	2.53	-4.36	4.00	1,80	2.48
5-6	-1.99	-2.83	2.53	-3.77	4.59	1,51	4.30

<b>6-7</b>	-2.83	-3.74	3.34	-5.10	5.93	1,01	6.64
<b>7-8</b>	-3.74	-3.84	3.55	-5.84	5.90	1,52	8.08
<b>8-9</b>	-3.84	-3.75	2.78	-5.77	5.72	1.18	6.11

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELS :

❖ TYPE 1 :

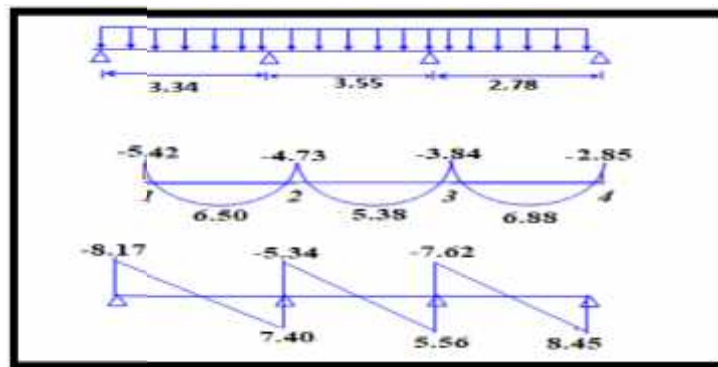
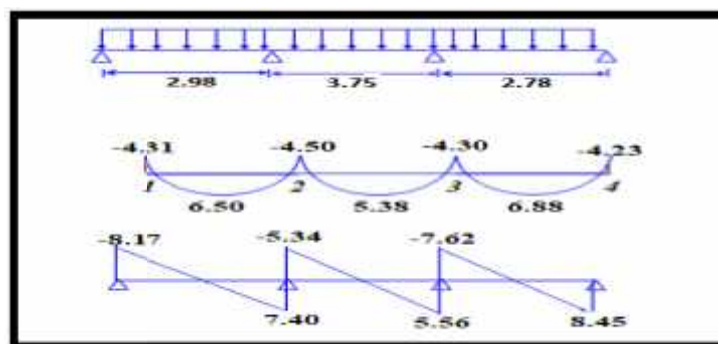


Figure III-10 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ TYPE 2



IV 5.3.3. Détermination des armatures :

Le ferrailage des plancher se fait en flexion simple

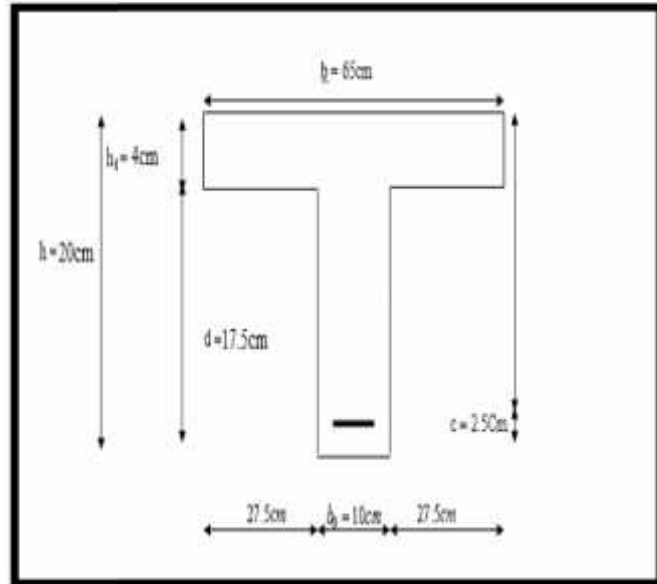


Figure III-14 : schéma de la section.

Moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \dots\dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 (0.135 - 0.02) 10^3 = 42.458 \text{ KN.m}$$

$M_t$   $M_{\max} = 14.85 \text{ KN.m}$  Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :

Sur appui :  $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

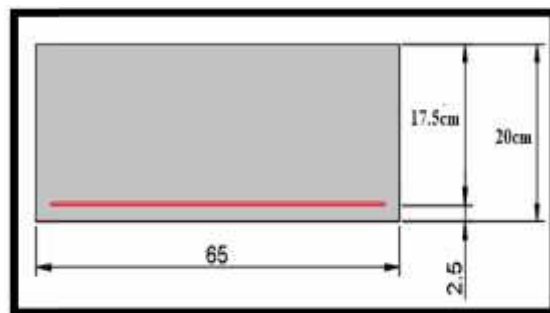


Figure III-15 : Schéma de la section sur appui.

En travée :  $b \times h = (10 \times 20) \text{ cm}^2$

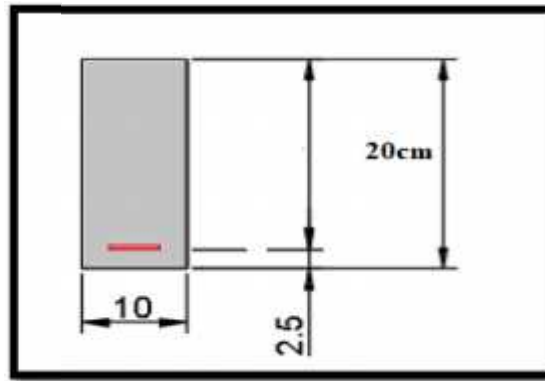


Figure III-11 : Schéma de la section en travée.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \quad (3)$$

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

Le tableau suivant donne les résultats du calcul :

Tableau III-18 : Ferrailage de plancher terrasse.

	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$		Z (cm)	Amin (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>real</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	14.85	65	17.5	0.052	0,066	17.03	1,77	2.50	<b>2HA14=3.08</b>
sur appui	8.45	10	17.5	0.194	0.272	15.60	0,27	1.55	<b>1HA14=1.54</b>



## IV.5.3.4. Vérification à l'E.L.U :

## a. Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_m = \frac{0.2 \times b \times d \times f_{t2}}{f_e} = \frac{0.2 \times 6 \times 1.5 \times 2.1}{4} = 1.37 \text{ cm}^2 \rightarrow 3.08 \geq 1.37 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_m = \frac{0.2 \times b \times d \times f_{t2}}{f_e} = \frac{0.2 \times 1 \times 1.5 \times 2.1}{4} = 0.21 \text{ cm}^2 \rightarrow 1.54 \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

## B. Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{\max}} = 11.71 \text{ KN}$$

## Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau}_{\text{lim}} \leq \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{BAEL.91. Art. A .5.1.211}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1.7 \times 1}{1 \times 1} = 0.668 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.668 \leq \overline{\tau}_u = 2.50 \text{ M} \quad C$$

## IV.5.3.5. Calcul des Armatures transversale :

$$w_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; w_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 14\right) \text{ mm} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 8$  1 cadre de 8  $\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$ 

## Espacement des armatures transversales :

$$S_t = \min\{0.9d; 40\} = \min\{15.75; 40\} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = 20 \text{ cm}$$

## Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :

## A. Sur appui de rive :

$$\tau_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 0.9d} = 2 \times \frac{11.71 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 17.5} = 1.48 \text{MPA}$$

$$\overline{\tau}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\chi_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.15} = 17.39 \text{MPA}$$

$$\Rightarrow \tau_{bc} = 1.48 \text{MPA} \leq \overline{\tau}_{bc} = 17.39 \text{MPA} \dots\dots \text{CV}$$

**B. Appui intermédiaire :**

$$\tau_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 0.9d} = 2 \times \frac{11.38 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 17.5} = 1.44 \text{MPA}$$

$$\overline{\tau}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\chi_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.15} = 17.39 \text{MPA}$$

$$\Rightarrow \tau_{bc} = 1.44 \text{MPA} \leq \overline{\tau}_{bc} = 17.39 \text{MPA} \dots\dots \text{CV}$$

**IV.5.3.6 Vérification des contraintes a L'ELS :**

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée très préjudiciable.

♦ **Données :**

**Tableau III-19 :Donnés de vérification à l'ELS.**

	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>b</b> <b>(cm)</b>	<b>h</b> <b>(cm)</b>	<b>d</b> <b>(cm)</b>	<b>d'</b> <b>(cm)</b>	<b>n</b>	<b>As</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As'</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>en travée</b>	5.42	65	20	17.5	2,5	15	3.08	0
<b>Sur appuis</b>	5.42	10	20	17.5	2,5	15	1,54	0

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

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

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

$$k_{bc} = k \cdot y \text{ et } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

Les résultats de vérification sont donnés dans tableau suivant :

**Tableau III-20 : vérification de l'état limite de compression de béton.**

	<b>y</b> (cm)	<b>I</b> (cm)	<b>K</b> (KN/cm <sup>3</sup> )	$k_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	<b>vérification</b>
<b>en travée</b>	4,32	9772.312	0,0554	2,39	15	<b>C-V</b>
<b>Sur appuis</b>	8.90	4058.366	0,1335	11.88	15	<b>C-V</b>

♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3 du BAEL)**

Pour une fissuration préjudiciable : selon article (A.4.5.33 du BAEL 91 modifiée 99)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{f_{ij}}, 200 \text{ Mpa}) \right\}$$

$y = 1.6$  pour un acier à haute adhérence.

Les résultats de vérification sont donnés dans tableau suivant :

**Tableau III-21 : vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.**

	<b>Y</b> (cm)	<b>I</b> (cm)	<b>K</b> (KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	<b>vérification</b>
<b>en travée</b>	4,32	9772.312	0,0554	109.65	200	<b>C-V</b>
<b>Sur appuis</b>	8.90	4058.366	0,1335	172.23	200	<b>C-V</b>

**III.5.3.7 Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{20}{298} \Rightarrow 0.067 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{298} = 0.067 < \frac{8.83}{10 \times 4.34} \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.08}{10 \times 17.5} = 0.0176 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots CV$$

### III.5.4-Schéma de ferrailage :

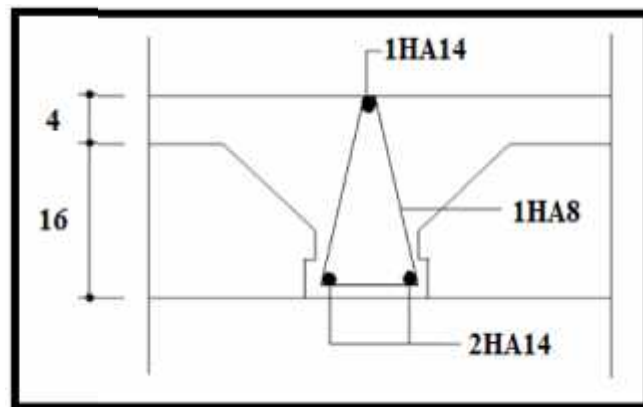


Figure III-12 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.

### IV.5.5-plancher étage courant :

Évaluation des charges : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

- $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/m.}$
- $G = 5.09 \times 0.65 = 3.30 \text{ KN/m.}$

Combinaison à ELU : Cas chargé  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.93 \text{ KN/m.}$

Combinaison à ELS : Cas chargé  $q_s = G + Q = 4.28 \text{ KN/m.}$

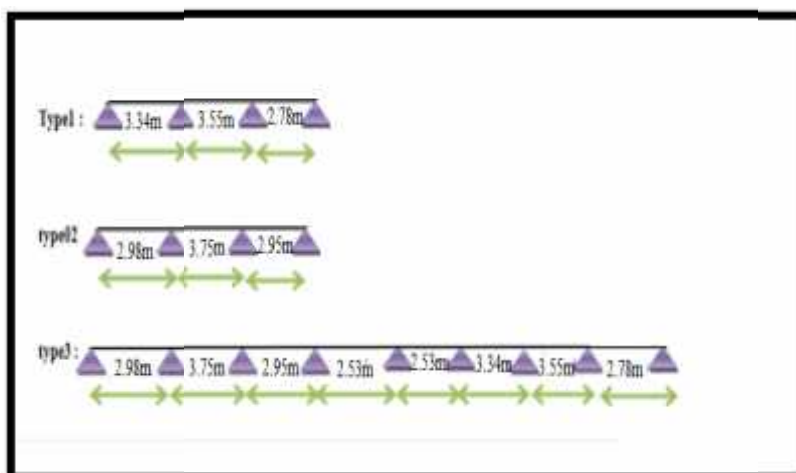


Figure III -13 : Schéma statique des poutrelles.

**A. Calcul des sollicitations :**

Calcul à l'ELU : les travées ont tout le même moment d'inertie.

- Moment sur appui :

$$q_w = q_e = q_u = 5.93KN / ml \text{ et } Ma = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ Type 1 :

Tableau III -22 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	-7.78	-6.78	-5.50	-5.38

❖ Type2 :

Tableau III-23 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	-6.19	-6.23	-6.17	-6.06

❖ Type3 :

Tableau III-24 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Moments (KN.m)	-6.19	-6.23	-5.22	-3.41	-2.85	-4.06	-5.28	-5.54	-5.38

#### IV.5.5.1-Effort tranchant et le moment en travée :

##### C. Effort tranchant :

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{ql}{2}$$

D. Moment en travée : avec :  $x = \frac{L}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{qL}$

$$M_t(x) = q \frac{x}{2} (L - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$

#### ❖ Type1 :

Tableau III-25 : Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

TRAVEE	M <sub>w</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-7.75	-6.78	3.34	-10.18	9.60	1.72	15.53
2-3	-6.78	-5.50	3.55	-8.87	7.95	1.49	12.07
3-4	-5.50	-5.38	2.78	-8.27	8.30	1.38	11.17

#### ❖ Type2 :

Tableau III-26 : Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

TRAVEE	M <sub>w</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-6.19	-6.23	2.98	-8.81	8.84	1.48	12.79
2-3	-6.23	-6.17	3.75	-8.91	8.87	1.50	12.87
3-4	-6.17	-6.06	2.95	-8.77	8.71	1.47	12.56

❖ Type3 :

Tableau III-27 : Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

TRAVEE	$M_W$ (KN.M)	$M_E$ (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	$M_T$ (KN.M)
1-2	-6.19	-6.23	2.98	-8.81	8.84	1.48	12.79
2-3	-6.23	-5.22	3.75	-8.91	8.87	1.50	12.40
3-4	-5.22	-3.41	2.95	-7.75	6.24	1.25	8.37
4-5	-3.41	-2.85	2.53	-6.26	5.69	1.16	6.06
5-6	-2.85	-4.06	2.53	-5.39	6.60	1.10	6.52
6-7	-4.06	-5.28	3.34	-7.45	8.37	1.25	9.89
7-8	-5.28	-5.54	3.55	-8.31	8.52	1.41	11.02
8-9	-5.54	-5.38	2.78	-8.28	8.19	1.30	10.10

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU :

❖ TYPE 1 :

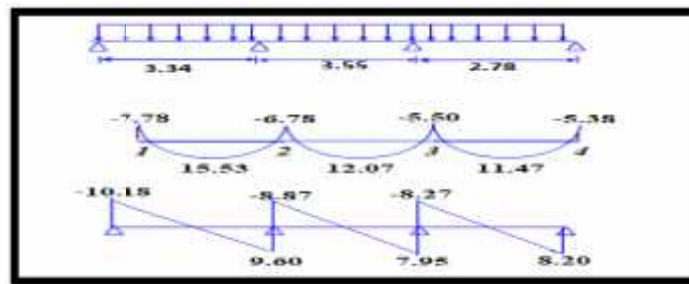


Figure III-14 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE 2

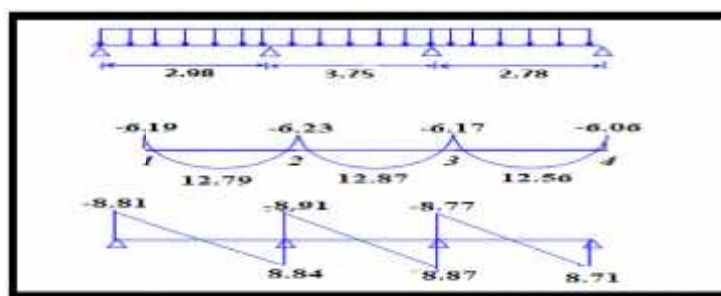


Figure III-15 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE 3 :

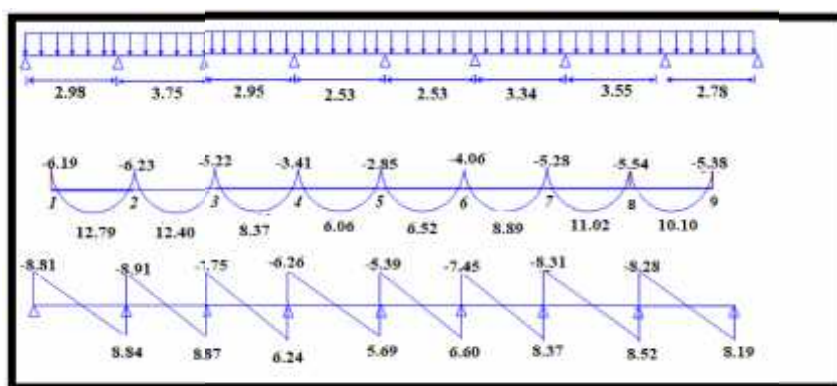


Figure III-16 : Les diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à l'ELS

Moment En appuis

$$q_w = q_e = q_s = 4.28KN / ml$$

$$Ma = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ Type 1 :

Tableau III- 28: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	-5.61	-4.90	-3.97	-3.89

❖ Type2 :

Tableau III- 29: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS



Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	-4.47	-4.50	-4.45	-4.38

❖ Type3 :

Tableau III- 30: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Moments (KN.m)	-6.19	-6.23	-5.22	-3.41	-2.85	-4.06	-5.28	-5.54	-5.38

#### IV.5.5.2-Effort tranchant et le moment en travée :

❖ Type1 :

Tableau III- 31: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

TRAVEE	M <sub>w</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-5.61	-4.90	3.34	-7.35	6.93	1.62	10.23
2-3	-4.90	-3.97	3.55	-6.39	5.75	1.49	8.71
3-4	-3.97	-3.89	2.78	-5.96	5.92	1.39	8.06

❖ Type2 :

Tableau III- 32: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS

TRAVEE	M <sub>w</sub> (KN.M)	M <sub>E</sub> (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M <sub>T</sub> (KN.M)
1-2	-4.47	-4.50	2.98	-6.35	6.39	1.49	9.24
2-3	-4.50	-4.45	3.75	-6.43	6.40	1.50	9.29

3-4	-4.45	-4.38	2.95	-6.31	6.36	1.48	9.07
-----	-------	-------	------	-------	------	------	------

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELS :

❖ TYPE 1 :

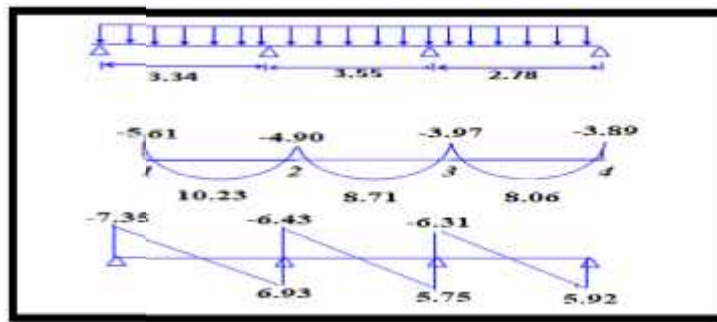


Figure III- 17: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l’ELS.

❖ TYPE 2

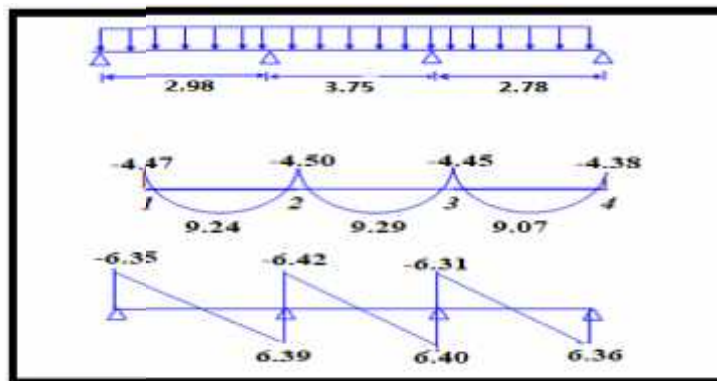


Figure III- 18: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l’ELS.

IV .5.5.3- Détermination des armatures :

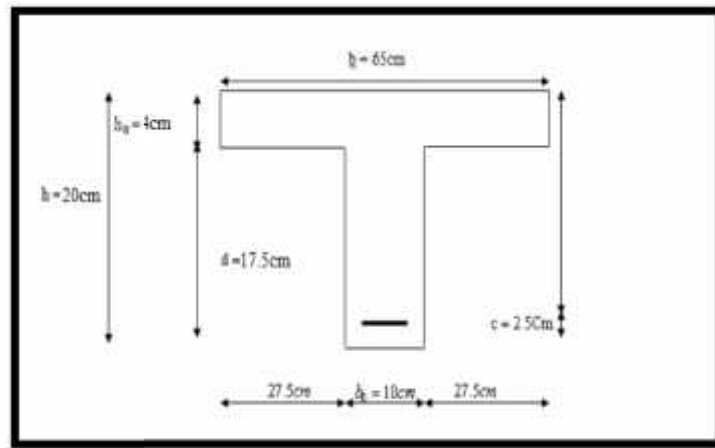


Figure III-25 : Schéma de la section.

**Moment de la table de compression :**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \dots\dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 (0.135 - 0.02) 10^3 = 42.458 \text{ KN.m}$$

$M_t$   $M_{\max} = 15.53 \text{ KN.m}$  Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :

**Sur appui :**  $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

**En travée :**  $b \times h = (10 \times 20) \text{ cm}^2$

Le tableau suivant donne les résultats du calcul des armatures en flexion simple :

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad (3)$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c}$$

Tableau III-46: Ferrailage du plancher Étage courant.

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$		$Z$ (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{real}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	15.53	0.025	0.003	17.5	1.37	2.55	<b>2HA14 =3.08</b>
<b>sur appui</b>	7.78	0.179	0.48	15.76	0.21	1.41	<b>1HA14 =1.54</b>

#### IV.5.5.4-Vérification à l'E.L.U :

##### a. Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2.55 \text{ cm}^2 \geq 1.37 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{cm}^2 1.41 \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

##### B. Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{max}} = 10.18 \text{ KN}$$

\*fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau}_{lim} \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,50 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{BAEL91. Art. A .5.1.211}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10.18 \times 10^3}{100 \times 175} = 0.58 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ MPA} \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### IV.5.5.5-Calcul des Armatures transversale :

$$w_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; w_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 14\right) \text{ mm} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre w8 **1 cadre de 8**  $\Rightarrow A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

$$S_t = \min \{0.9d; 40\} = \min \{15.75; 40\} \rightarrow \text{On adopte: } S_t = 20\text{cm}$$

**Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

**B. Sur appui de rive :**

$$\tau_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 0.9d} = 2 \times \frac{10.18 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 175} = 1.28\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\chi_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.15} = 17.39\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{bc} = 1.28\text{MPa} \leq \overline{\tau}_{bc} = 17.39\text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

**B. Appui intermédiaire :**

$$\tau_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 0.9d} = 2 \times \frac{8.91 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 17.5} = 1.13\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\chi_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.15} = 17.39\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{bc} = 1.13\text{MPa} \leq \overline{\tau}_{bc} = 17.39\text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

**IV.5.5.6- Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes à L'ELS :**

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée préjudiciable on supposant des défauts de réalisation (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

♦ **Données :**

**Tableau III-47: Donnés de vérification a l'ELS.**

	$M_{ser}$ (KN.m)	$b$ (cm)	$h$ (cm)	$d$ (cm)	$d'$ (cm)	$n$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )
<b>en travée</b>	10.23	65	25	17.5	2.5	15	3.08	0
<b>Sur appuis</b>	6.23	10	25	17.5	2.5	15	1,54	0

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

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

- ♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d-y)^2 + nA'_s(y-d')$$

- ♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2du BAEL)**

**Tableau III-48: Vérification d'état limite de compression de béton.**

	y (cm)	I (cm)	K (KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
<b>en travée</b>	4.32	9772.312	0.0554	2.39	15	<b>C-V</b>
<b>Sur appuis</b>	8.90	4058.366	0.1335	11.88	15	<b>C-V</b>

- ♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3du BAEL)**

Pour une fissuration préjudiciable :selon article (A.4.5.33 du BAEL 91 modifiée 99)

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left( \frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{y f_{t28}} \right) \right\}$$

$y = 1.6$  pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III-49: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.**

	y (cm)	I (cm)	K (KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
<b>en travée</b>	4.32	9772.312	0.0554	197,07	201,63	<b>C-V</b>
<b>Sur appuis</b>	8.90	4058.366	0.1335	198.02	201,63	<b>C-V</b>

**III.5.5.7-Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{298} = 0.067 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{298} = 0.067 < \frac{10.23}{10 \times 5.61} \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.08}{10 \times 17.5} = 0.0176 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

### III.5.6-Schéma de ferrailage :

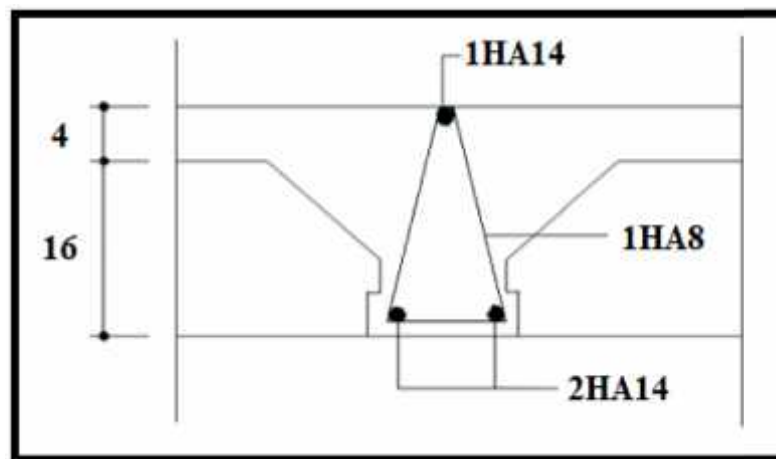


Figure III-26: Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant.

### III.6 Étude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes ou des chargements depuis un niveau d'accueil jusqu'à un autre niveau choisi. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Cet appareil élévateur est installé dans une gaine délimitée par des parois, un plafond et un fond de cuvette. Les composants principaux sont :

- **Cabine** : (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles) : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- **Treuil** : Une poulie de traction est actionnée par un moto- réducteur. Elle entraîne des câbles dont une extrémité est fixée à la cabine d'ascenseur et l'autre à un contrepoids.
- **le contrepoids** :

La cabine et le contrepoids sont aux extrémités du câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie de treuil.

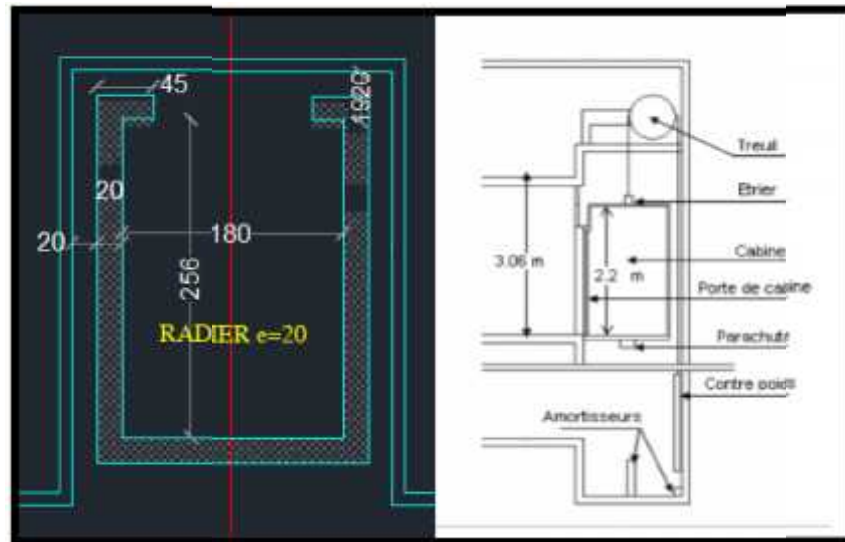


Figure III-27 : Schéma d'un ascenseur Mécanique.

**III.6.1 Charge de l'ascenseur :**

L'ascenseur est destiné principalement au transport de personnes, donc il est de classe I d'après la norme NF P82 – 208, La charge nominale est de 630 kg pour 8 personnes avec une Surface utile de la cabine de 1.54 m<sup>2</sup>.

- **P<sub>M</sub>** : poids morts (la masse de la cabine + treuil + accessoires + câble d'acier).
- **P<sub>P</sub>** : la masse du contre poids et telle que :  $P_P = P_M + \frac{Q}{2}$

**III.6.1.1 Calcul des masses :**

**A. Le poids mort :**

- **Surface latérale :**

Dimension de la banne :

- Largeur = 1,10 m.
- Profondeur = 1,40 m.
- Hauteur = 2,25 m.

$$S = (2 \times 1,4 + 1,1) \times 2,25 = 8,775 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 1,15 \times 8,775 \times 1,1 \rightarrow P_1 = 1,11 \text{ KN}$$



**B. Plancher :**

$$S = 1,1 \times 1,4 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 1,10 \times 1,54 \rightarrow P_2 = 1,694 \text{ KN}$$

- **Toit :**

$$P_3 = S \times 0,2 = 1,54 \times 0,2 \rightarrow P_3 = 0,308 \text{ KN}$$

- **Arcade :**

$$P_4 = (0,4 + 0,8) \times 1,1 \rightarrow P_4 = 1,48 \text{ kN}$$

- **Parachute :**

$$P_5 = 0,40 \text{ kN} \rightarrow P_5 = 0,40 \text{ kN}$$

- **Accessoire :**

$$P_6 = 0,80 \text{ kN} \rightarrow P_6 = 0,80 \text{ kN}$$

- **Poulier de mouflage :**

$$P_7 = 0,6 \text{ kN} \rightarrow P_7 = 0,6 \text{ kN}$$

- **Porte de cabine :**

$$P_8 = 0,8 + 0,25 \times 0,7 \times 2,00 \rightarrow P_8 = 1,194 \text{ KN}$$

On a:  $P_M = P_i \rightarrow P_M = 7,586 \text{ KN}$

➤ **Charge nominale :**  $Q = 6,30 \text{ KN}$

➤ **La masse du contre poids :**  $P_p = P_M + \frac{Q}{2} = 7,586 + \frac{6,3}{2} = 10,736 \text{ KN}$

**III.6.1.2 Descente de charges :**

Charge nominale :  $Q = 6,3 \text{ kN}$

Charge permanent :

- Poids mort : 7,586 kN

- Masse de câble : 0,060 kN

- Masse de contre poids : 10,736 kN

- Treuil en haut + moteur : 0,2 kN

$$G = 18,582 \text{ kN.}$$

Donc :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q \quad \varnothing Q_u = 34,537 \text{ kN}$

### III.6.2. Vérification de la dalle de poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur peut avoir un risque de poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur, le poids de l'ascenseur est de (34,549 kNs), lors de l'installation de tous les accessoires et leur branchement au moteur, chacun des appuis prend le quart du poids donc :  $Q_u = \frac{34,537}{4} = 8,634 \text{ kN}$

d'après le BAEL91 Article (A.5.2.4.2), la condition de non-poinçonnement est vérifiée est :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{b}$$

Avec :  $Q_u$  : Charge à l'ELU,

$h$  : L'épaisseur total de la dalle,

$U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

( $h = 20 \text{ cm}$ ,  $a = 10 \text{ cm}$ ,  $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $\alpha = 45^\circ$ )

$$U_c = 4 \left( a + \frac{h}{2} \times 2 \right) = 4 \left( 10 + \frac{20}{2} \times 2 \right) = 120 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Q \leq 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 180 \text{ kN}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

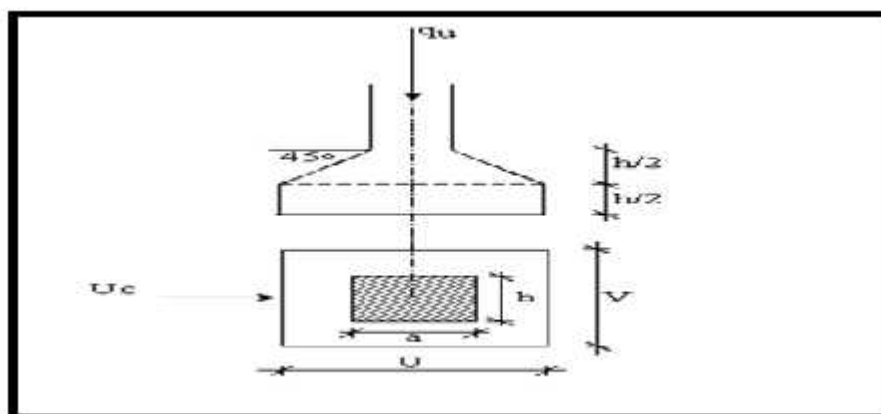


Figure III-28: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.

### III.6.3. Évaluation des moments :

#### III.6.3. 1. Les moments dus à la charge concentrée :

On admet qu'une force appliquée à la surface de la dalle agit uniformément sur un air ( $S = U \times V$ ), située à la mi-hauteur de celle-ci, avec U parallèle à  $L_x$  et V à  $L_y$ .

Pour le calcul des moments maximaux au centre de la dalle, on utilise les abaques de **Pigeaud**, qui permettent de placer les charges au centre de la dalle.

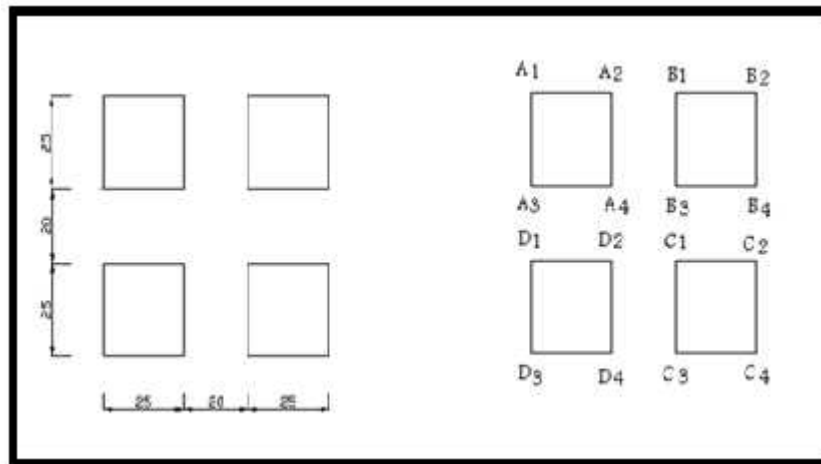


Figure III-29: Schéma de représentation des charges.

A l'aide du schéma précédent et la valeur de  $\frac{l_x}{l_y} = 0,6$  on détermine les moments  $M_1$  et  $M_2$

des tableaux de **PIGEUD** ( $M_1$  et  $M_2$  sans unité).

$$v = y_0 + 2h_1 + h_t \quad u = x_0 + 2h_1 + h_t$$

$$1) \text{Effet de } A_1 \ B_2 \ C_4 \ D_3: \left. \begin{array}{l} \frac{u_1}{l_x} = \frac{0,7}{1,7} = 0,41 \\ \frac{v_1}{l_y} = \frac{0,7}{2} = 0,35 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} M_1=0,135 \\ M_2=0,039 \end{array} \right.$$

$$2) \text{Effet de } A_2 \ B_1 \ C_3 \ D_4: \left. \begin{array}{l} \frac{u_2}{l_x} = \frac{0,2}{1,7} = 0,12 \\ \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,7}{2} = 0,35 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} M_1=0,168 \\ M_2=0,043 \end{array} \right.$$

$$3) \text{Effet de } A_3 B_4 C_2 D_1: \left. \begin{aligned} \frac{u_3}{l_x} &= \frac{0,7}{1,7} = 0,41 \\ \frac{v_3}{l_y} &= \frac{0,2}{2} = 0,1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \begin{cases} M_1 = 0,162 \\ M_2 = 0,108 \end{cases}$$

$$4) \text{Effet de } A_4 B_3 C_1 D_2: \left. \begin{aligned} \frac{u_4}{l_x} &= \frac{0,2}{1,7} = 0,12 \\ \frac{v_4}{l_y} &= \frac{0,2}{2} = 0,1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \begin{cases} M_1 = 0,235 \\ M_2 = 0,132 \end{cases}$$

Les moments suivant les directions x et y sont :

$$M_x = P (M_1 + M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + M_1) ; \text{ avec : } = 0.$$

On aura :

$$M_x = P M_1 \text{ et } M_y = P M_2$$

$$P = P' \cdot S \quad S = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{m}^2$$

$$\Rightarrow P' = \frac{P}{S} = \frac{8,635}{0,0625} = 138,16 \text{kN/m}^2$$

**Tableau III-50 : Résultats des moments  $M_x$  et  $M_y$  à L'ELU.**

État de Charge	U / L <sub>x</sub>	V / L <sub>y</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	P=P'xS (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)
1	0,41	0,35	0,135	0,039	0,49	67,690	9,138	2,64
2	0,12	0,35	0,168	0,043	0,14	19,342	3,42	0,83
3	0,41	0,1	0,162	0,108	0,14	19,342	3,13	2,088
4	0,12	0,1	0,235	0,132	0,04	5,526	1,3	0,73

$$\begin{cases} M_{1X} = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} = 17 \text{kN.m} \\ M_{1Y} = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4} = 6.3 \text{kN.m} \end{cases}$$

**III.6.3.2. Les moments dus aux charges réparties :**

$$\text{Largeur : } L_x = 1,7 \text{ m}$$

Longueur :  $L_y = 2 \text{ m}$

$$G = 0,2 \times 25 = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

= 0,85 La dalle travaille suivant les deux sens :

$$\mu_x = 0,05$$

$$\mu_y = 0,697$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{array} \right\} \dots \dots \dots \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 1,192 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,831 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

D'où les moments totaux appliqués sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xT} = M_{1x} + M_x = 18,192 \text{ kN.m} \\ M_{yT} = M_{1y} + M_y = 7,13 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

La dalle est considérée comme totalement encastree (appuyée sur les voiles). On a :

$$M_{xt} = 0,75 M_{xT} = 13,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0,75 M_{yT} = 5,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{xT} = 9,096 \text{ kN.m}$$

### III.6.4 Ferrailage :

Le ferrailage de fait en flexion simple (**E.L.U**) pour une bonde de 1m de largeur. On aura :

Le même ferrailage dans les deux directions.

✓ En travée :  $A_{tu} = 2,02 \text{ cm}^2$ .

✓ En appuis :  $A_{au} = 0,75 \text{ cm}^2$ .

- **Condition de non fragilité** : d'après le BAEL91 Article (A.4.2)

- $A_x \geq 0 \frac{3-1_x/1_y}{2} b.h_0 = 0,0006 \frac{3-1,7/2}{2} \times 100 \times 20 = 1,29 \text{ cm}^2$ .

- $A_y \geq 0.b.h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$ .

Alors :  $A_u = 2,02 \text{ cm}^2$ .

Les armatures choisies sont :  $A_t = 5\text{HA}10 / \text{ml}$  (St = 20 cm).

$A_a = 5HA10 / ml$  (St = 20 cm).

### III.6.4.1 Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

L'effort tranchant pour valeur :

$$T = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = \frac{8,25 \times 1,7 \times 2}{2 \times 2 + 1,7} = 4,92 \text{ kN}$$

$$\sigma_u = \frac{T}{b.d} = \frac{4,92 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,029 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

### III.6.4.2 Vérification à L'ELS :

#### III.6.4.2.1- Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 (art. B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) côtés, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{160} = 0,156 \geq \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Rightarrow \frac{7,85}{100 \times 17} = 0,0046 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{vérifier.}$$

#### III.6.4.2.2- Moments dus aux charges concentrées :

$$Q_{ser} = \frac{Q_{ser}}{4} = \frac{19,585}{4} = 4,9 \text{ kN}$$

$$P'_{ser} = \frac{Q_s}{S} = \frac{4,9}{0,0625} = 78,4 \text{ kN}$$

**Tableau III-51: Résultats des moments  $M_x$  et  $M_y$  à L'ELS.**

État de Charge	U / $L_x$	V / $L_y$	$M_1$	$M_2$	S ( $m^2$ )	P= $P' \times S$ (kN)	$M_x$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)
1	0,41	0,35	0,135	0,039	0,49	38.41	5.19	1.5
2	0,12	0,35	0,168	0,043	0,14	10.97	1.843	0.472

3	0,41	0,1	0,162	0,108	0,14	10,97	1,77	1.185
4	0,12	0,1	0,235	0,132	0,04	3.14	0.738	0.414

$$\begin{cases} M_{1X} = M_{X1} + M_{X2} + M_{X3} + M_{X4} = 9,54 \text{ kN.m} \\ M_{1Y} = M_{Y1} + M_{Y2} + M_{Y3} + M_{Y4} = 3,57 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**III.6.4.2.3-. Moments dus aux charges réparties :**

$$G_{\text{dalle}} = 5 \text{ kN/m}^2 \qquad Q_{\text{dalle}} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q = G + Q = 5 + 1 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

= 0,85 La dalle travaille suivant les deux sens :

$$\mu_x = 0,05 \quad , \quad \mu_y = 0,697$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases} \dots \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,86 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,60 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{xT} = M_{1x} + M_x = 10,40 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{yT} = M_{1y} + M_y = 4,17 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{xT} = 7,8 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{yT} = 3,13 \text{ kN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{xT} = 5,2 \text{ kN.m}$$

**Justification à l'ELS :**

**1- Calcul de la position de l'axe neutre : (A' = 0)**

$$\frac{b y_1^2}{2} - n A (d - y_1) = 0 \dots \dots \dots y_1 = 5,26 \text{ cm}$$

**2- Calcul du moment d'inertie :**

$$I_{An} = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2 = 21080,25 \text{ cm}^4$$

### 3- Vérification des contraintes :

- **En travée :**  $M_{\text{ser}} = 7,8 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_{An}} \cdot y = 1,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{\text{ser}}}{I_{An}} (d - y) = 63,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = f_e = 500 \text{ MPa}$$

- **Sur appui :**  $M_{\text{ser}} = 5,2 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_{An}} \cdot y = 1,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{\text{ser}}}{I_{An}} (d - y) = 43,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$$

→ Les armatures calculées en E.L.U conviennent.

### Schéma de Ferrailage :

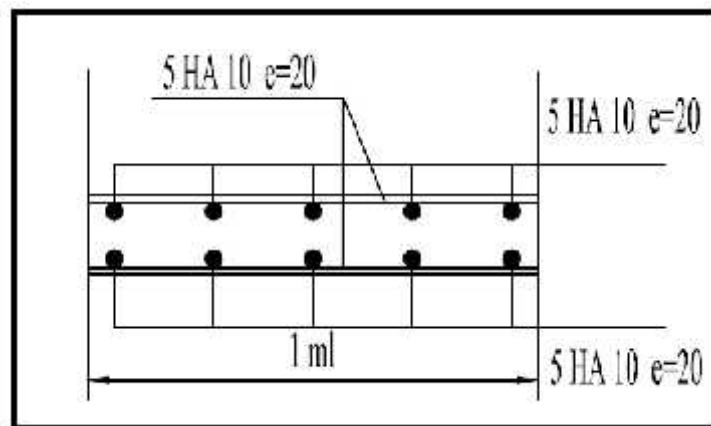


Figure III-30: Schéma de ferrailage de la dalle La dalle de l'ascenseur.



## IV-1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoqué par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoquée par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

C'est pour cela que l'application du règlement parasismique algérien actuel - RPA99 version 2003 - qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones.

## IV-2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations et dimensionnement les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

## IV.3. Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

### IV.3.1 Méthode statique équivalente :

#### IV.3.1.1 Principe :

Cette méthode propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquer séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

**IV.3.1.2 Condition d'application :(RPA article 4.1.2. page 36)**

Cette méthode peut être utilisée dans le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II

**1. Régularité en plan :(RPA article 3.5.1.a page 33) :**

**Sens x :**

- $\frac{l_1 + l_2}{L} = 0 \text{ CV}$

**Sens-y :**

- $\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{1.65 + 1.3}{13.45} = 0.21 < 0.25 \text{ CV}$

Donc la structure est **régulière en plan**.

**2. Régularité en élévation :(RPA article 3.5.1.b page 34) :**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien, la raideur que la masse des différents niveaux reste constante ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. la structure est classée régulière en élévation.

**Zone (I) si H = 65 m :** On a  $h = 26.98 \text{ m} < 65 \text{ m}$ .....la condition est vérifiée.

**Conclusion :**

La condition de régularité en plan est satisfaite → la méthode statique est applicable

**IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :****IV.3.2.1 Principe :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.3.2.2 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas, on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul «Autodesk Robot structural Analyse Professional 2014».

### IV.3.2.3 Présentation du logiciel :

Le 'Robot Structures Analyse' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A).

Robot structures analyse offre de 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. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire.

### Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément.

La relation liant la force nodale  $[F]$  au déplacement  $[u]$  peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité  $[K]$  de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

### Pourquoi le robot structure analyse ?

Nous avons fait appeler au logiciel (robot structures analyse) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphes bien détaillés.

### IV.3.2.4 Étapes de modélisation :

Le mode opératoire du Robot peut se diviser en quatre étapes :

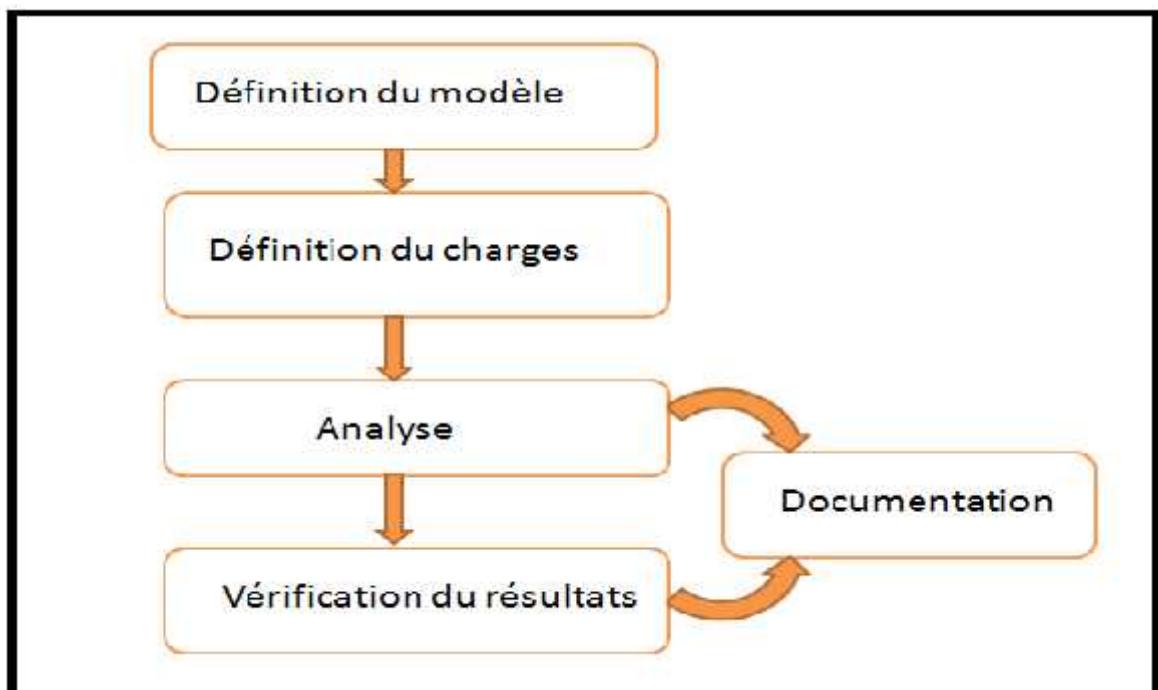


Figure IV- 1: Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.

**1. Définition du modèle de la structure :**

- choix de type de la structure : Pour notre cas, on étudiera une structure en coque.
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.
- Lignes de construction.
- Définir les sections transversales.
- Affectation des sections transversales.
- Création des éléments plaques et coques.
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base.
- Définition des étages.

**2. Définition des Charges de la structure :**

- Définition des cas de charges.
- Définition des valeurs de charges.

**3. Définition des options de calcul :**

Durant cette étape on choisit les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation.

**4. Exploitation des résultats :**

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

**IV.4 Modélisation :**

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après **l'article 4.3.2.b du RPA 99/version 2003**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

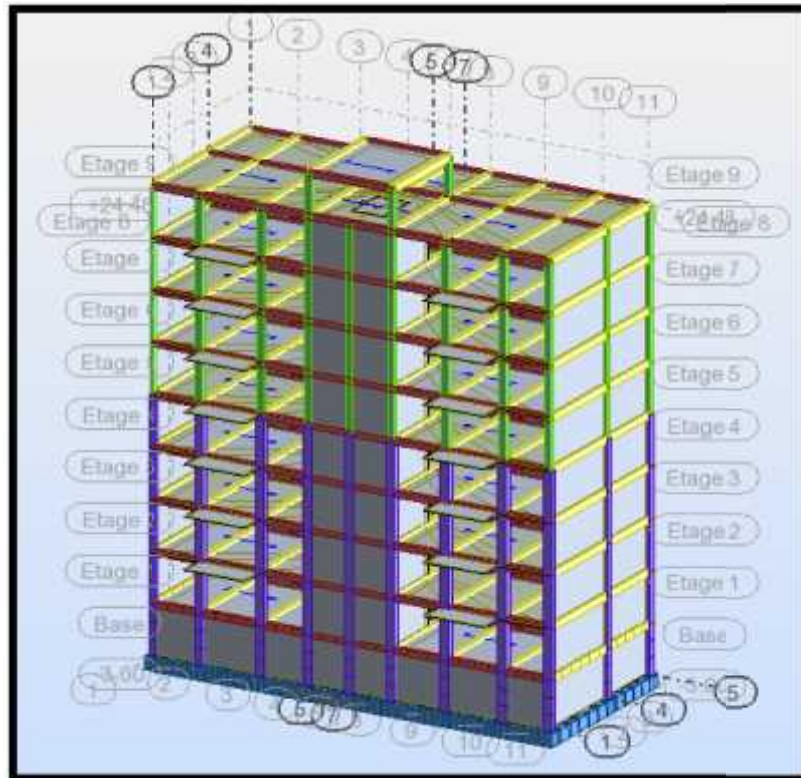


Figure IV- 2: Modélisation de la structure par l'interface de Robot Structural Analyse Professional.

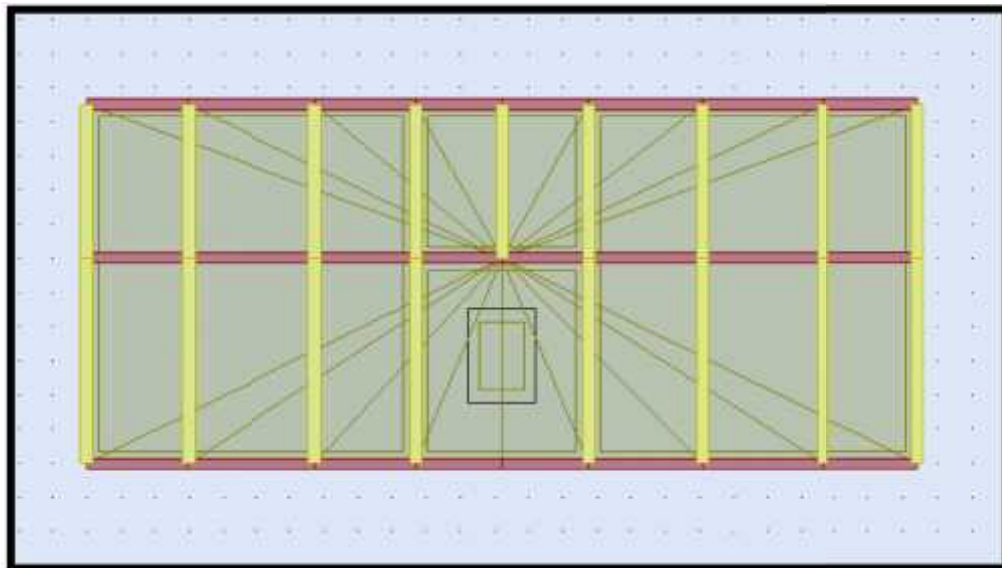


Figure IV- 3: Vue en plan du modèle de la structure.

#### IV.5 Combinaisons de charges :

Selon le BAEL91 révisée 99 :

- ELU :  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ELS :  $G + Q$

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

- ACC :  $G + Q \pm E$
- ACC :  $0,8 \times G \pm E$

#### **IV.6 Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q** : Facteur de qualité.
- R** : Coefficient de comportement global de la structure.
- W** : Poids total de la structure.

#### **IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

##### **IV.7.1 Coefficient d'accélération A :**

Selon RPA 99 / Version 2003.

- D'après la classification sismique de wilaya Khenchela : **Zone (I)**
- Bâtiment à usage d'habitation collective sa hauteur totale **26.92m** : **Groupe d'usage 2**

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient:

$$A = 0.08 \text{ (Tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)}$$

##### **IV.7.2 Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le (Tableau 4.3) de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'Article (3.4) du RPA 99 / version 2003. La structure étudiée est constituée de portique et de voile, le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :

$$R = 3.5$$

##### **IV.7.3 Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41)})$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

#### IV.7.3.1 Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

- **Sens longitudinal :**

Dans notre cas, il existe un type de portiques qui a trois files alors le critère n'est pas observé  $\rightarrow P_q = 0$

- **Sens transversal :**

Dans notre cas, il existe un type de portiques qui a deux files alors le critère n'est pas observé  $\rightarrow P_q = 0.05$

#### IV.7.3.2 Régularité en plan :

1. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
2. L'excentricité (centre de gravité des masses- centre de rigidité) ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
3. La structure a une forme compacte, et le rapport :  
Longueur / largeur =  $24,41 / 10,50 = 2,32 < 4$  ..... La condition est vérifiée.
4. Le rapport de la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment par longueur totale dans une direction donnée n'excède pas **25 %**.

**Sens x :**



- $\frac{l_1 + l_2}{L} = 0 \text{ CV}$

Sens-y :

- $\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{1.65 + 1.3}{13.45} = 0.21 < 0.25 \text{ CV}$

5- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de sembler.

**Tableau IV.1 : Vérification de la régularité en plan.**

niveau	Surface totale du plancher (Sp) (m <sup>2</sup> )	Surface totale des ouvertures (So) (m <sup>2</sup> )	So/SP (%)	vérification
Dalle machine	30.36	0	0	La condition est vérifiée.
étage courant	256.72	30.36	11	
terrasse	256.72	30.36	11	

Donc le critère est observé  $\rightarrow Pq = 0$

#### IV.7.3.4 Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste constante où diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc, La structure est classée régulière en élévation  $\rightarrow Pq = 0$

#### IV.7.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés  $\rightarrow Pq = 0,05$

#### IV.7.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **Pq = 0,10**.

**Tableau IV.** Erreur ! Argument de commutateur inconnu.: **Pénalité en fonction de critère de qualité.**

Critère Q	Pq	
	Pqx	Pqy
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. redondance en plan	0	0,05
3. régularité en plan	0,05	0,05
4. régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

- Sens longitudinal :

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qx} = 1 + 0,2 = 1,25$$

- Sens transversal :

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qy} = 1 + 0,2 = 1,2$$

**IV.7.4 Facteur de correction d'amortissement « » :**

: Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 Article (4.3).}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,882 \geq 0,7 \text{ Avec : } \xi = 7\%$$

Ou (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type déstructure et de l'importance des remplissages.

=7% pour un contreventement mixte ( = 0,882). (Tableau 4.2 de RPA 99 / version 2003).

**IV.7.5 Période T1 et T2 du site considérée :**

D'après le RPA99, Le site est considéré comme **site meuble(S3)**.

$$\left. \begin{array}{l} T_1=0,15 \text{ sec} \\ \dots\dots\dots \text{ (Tableau 4.7de RPA 99 / version 2003).} \\ T_2=0,50 \text{ sec} \end{array} \right\}$$

**IV.7.6 Spectre de réponse :**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

- Sa /g** : Accélération spectrale.
- T** : Période fondamentale de la structure.
- g** : Accélération de la pesanteur.

**IV.7.7Caractéristiques de l'ouvrage :**

- Zone **I**: sismicité moyenne.
- Groupe **2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Site **S3** : T<sub>1</sub>= 0,15 sec et T<sub>2</sub>=0,50 sec
- système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé : R = 3.5.
- Coefficient d'accélération de la zone A = 0,08
- Facteur de qualité Q = 1,25
- Amortissement : = 7,00 %

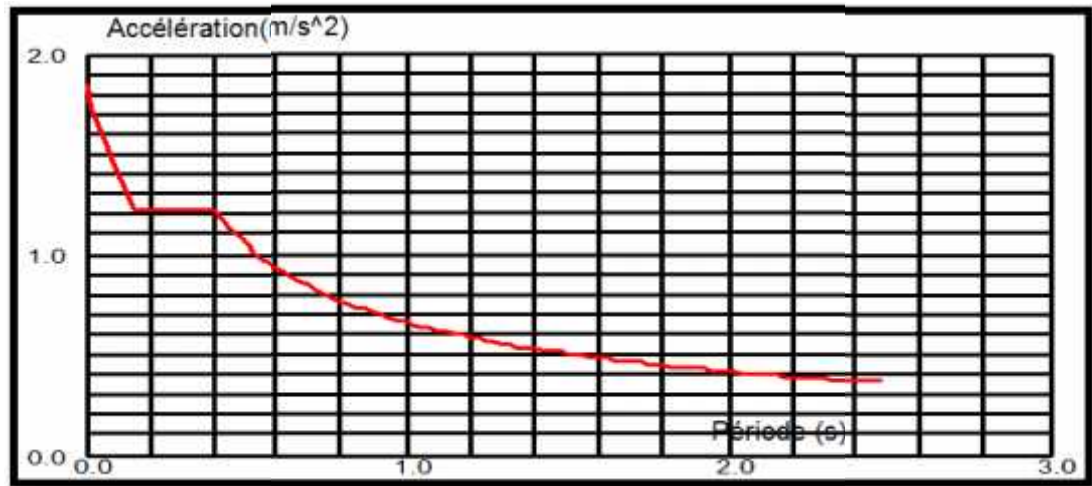


Figure IV- 4: Diagramme de spectre de réponse.

#### IV.7.7.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 26.98\text{m}$ .

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie et donnée par le RPA 99 / version 2003 (Tableau 4.6).

Dans notre structure :  $C_T = 0,05$

$$1. T = \min \left\{ C_T (h_N)^{0,75}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

$$2. T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

❖  $L_x = 24.41\text{m}$  :

$$T_x = 0.43\text{sec}$$

❖  $L_y = 10.50\text{ m} : T_y = 0.54\text{ sec}$  .

#### IV.7.7.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur d'amplification dynamique est en Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

- **Le sens X**

$T_2 = 0,50 \text{ sec}$  ;  $\eta = 0,882$  ;  $T_X = 0,43 \text{ sec}$

$$D_X = 2,5\eta = 2,205$$

- **Le sens Y :**

$T_2 = 0,50 \text{ sec}$  ;  $\eta = 0,882$  ;  $T_Y = 0,54 \text{ sec}$

$$D_Y = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T_Y} \right)^{5/3} = 1,940$$

### IV.7.3 La disposition des voiles :

L'étude sismique de la structure est passée par différentes variantes afin de trouver la meilleure disposition des voiles, ces variantes sont les suivantes :

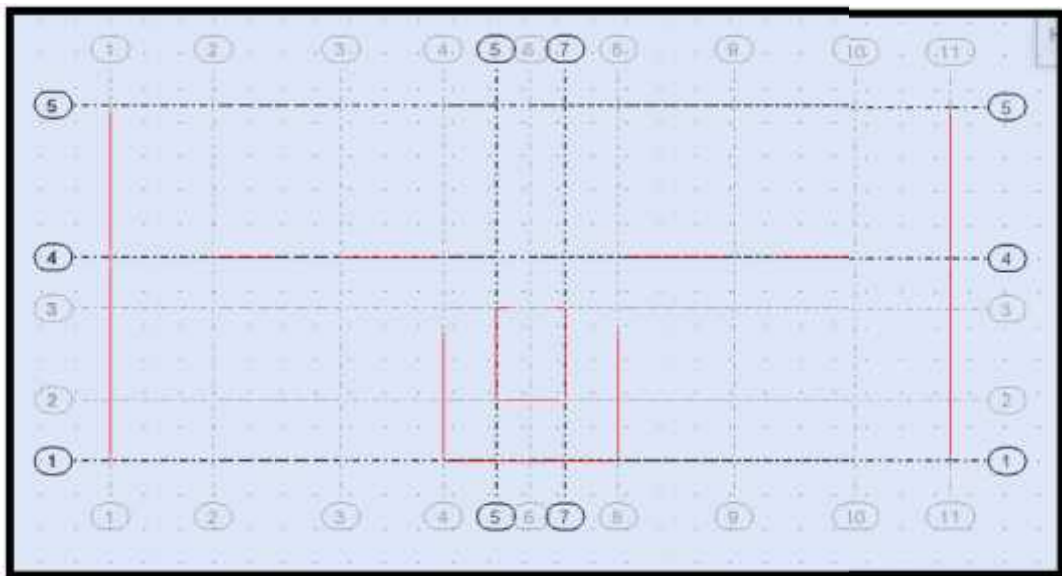


Figure IV- 5: 1ère Variante (disposition des voiles).

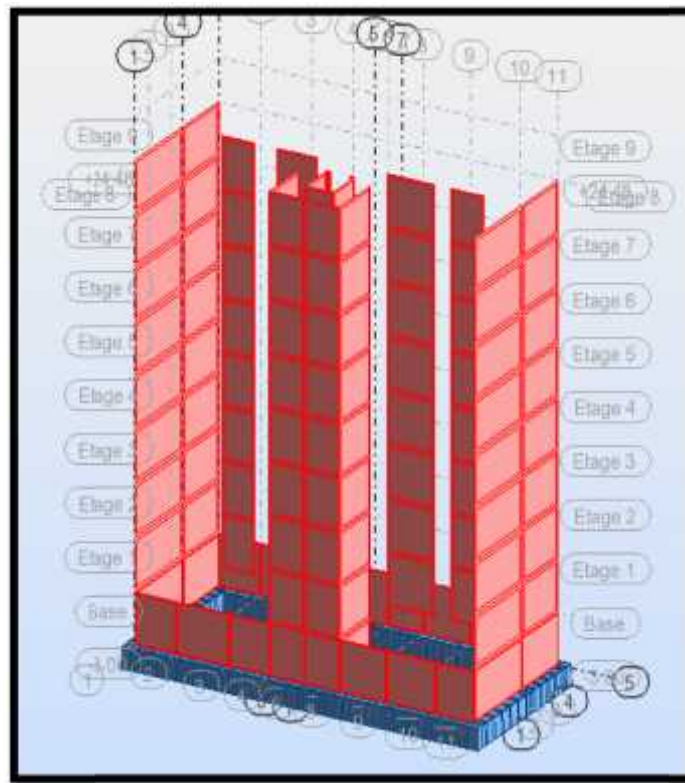


Figure IV- 6:2ème variante vue en 3d.

Tableau IV- 3: Résultats de l'analyse des variantes.

Variante	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
Variante N°01	1,29	0,78	68,13	0,00	0,0	68,13	0,00	0,0
Variante N°02	1,50	0,67	66,65	0,00	0,0	66,65	0,00	0,0

Période fondamentale de la structure = 0,588 sec.

Selon le **RPA 99 / version 2003 Article (4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$\blacktriangleright T = 0,588 \times 1,3 = 0.764 \text{ sec}$$

Parmi les **2 variantes** précédentes, on retient la **2<sup>ème</sup> variante** qui satisfait les conditions de **RPA 99 / version 2003** par rapport à la période fondamentale de la structure.

#### Classification du système de contreventement :

Selon l'**article 3.4 du RPA 2003**, l'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement « **R** ».

Nous allons comparer la reprise des sollicitations due aux charges verticales des voiles par rapport aux poids total de la structure :

**Tableau IV- 4 : la vérification du poids de la structure.**

	la construction totale ( $W_t$ )	Les voiles ( $W_v$ )	20% la construction totale	vérification
Effort vertical total à la base [kN]	28818.112	11544.434	5763.6224	$W_v > 20\% \cdot W_t$

Selon l'**article 3.4.A.2 du RPA 2003**, si les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, nous sommes donc dans le « **système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé** ». Avec **R = 3,50**.

#### IV.8 Calcul du poids de la structure **W** :

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \gamma \cdot W_{Qi}$$

Avec :  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\gamma$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **Tableau (4.5) du RPA**.

D'après RPA99 ;  $\gamma = 0,2$

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales due aux charges d'exploitation

Les masses sont calculées par le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014.

**Tableau IV- 5: Poids des différents niveaux de la structure**

Niveaux(m)	W étage (Kg)
1	390683.50
2	330356.12
3	472635.27
4	324147.07
5	327614.06
6	327614.06
7	322031.80
Terrasse	213800.40
dalle machine	27600.14
$\sum W_i$	2756482.42

## IV.9.Caractéristiques géométriques de la structure :

### IV.9.1 Calcul du centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} \cdot X_i)}{I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \cdot Y_i)}{I_{yi}}$$

Avec :

$X_t$  : L'abscisse du centre de torsion.

$Y_t$  : L'ordonnée du centre de torsion.

$I_{xi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

$I_{yi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).



$x_i$  : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

$y_i$  : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

◆ **Pour les voiles:** Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b \cdot x L^3}{12} \quad I_{yi} = \frac{L \cdot b^3}{12}$$

**IV.9.2 Calcul de l'excentricité :** Selon le RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

**IV.9.3 Excentricité théorique :**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t| \quad e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

$X_m, Y_m$ : Les coordonnées du centre de masse.

$X_t, Y_t$ : Les coordonnées du centre de torsion.

**IV.9.4 Excentricité accidentelle :**

D'après le RPA 99 version 2003 (formule 4.3.7), On a :  $e_{acc} = 5\% \cdot L$  Avec :

$$L_x = 24.41 \text{ m} \Rightarrow e_{acc,x} = 0,05 \times 24.41 = 1,22 \text{ m}$$

$$L_y = 10.50 \text{ m} \Rightarrow e_{acc,y} = 0,05 \times 10.50 = 0.525 \text{ m}$$

**Coordonnées du nœud maître :** Si On a :  $e_{th} < e_{acc} \Rightarrow X_{NM} = X_t + e_{acc}$

**IV.9.5 Centre de masse :**

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; planchers, poteaux, poutres, murs. ...etc.

Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot X_{Gi})}{\sum W_i} \quad \text{Et} \quad Y_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot Y_{Gi})}{\sum W_i}$$

$W_i$  : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

$X_{Mi}$ ,  $Y_{Mi}$ : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré par rapport au repère choisi.  $X_{Gi}$ ,  $Y_{Gi}$ : coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

#### IV.9.6 Caractéristiques de la structure :

Sont obtenus par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014** :

**Tableau IV- 6: Caractéristiques géométriques de la structure.**

Niveaux	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$X_{m[m]}$	$Y_{m[m]}$	$X_{t[m]}$	$Y_{t[m]}$	$e_{xt[m]}$	$e_{yt[m]}$	$e_{acc.x}$	$e_{acc.y}$
RDC	12,24	5.07	12.21	4.27	0.03	0.80	1.22	0.70
1	12,11	5.04	12.21	4.26	0.10	0.78	1.22	0.53
2	12,19	5.24	12.21	4.26	0.03	0.97	1.22	0.70
3	12,24	5.06	12.21	4.26	0.03	0.80	1.22	0.70
4	12,24	5.04	12.21	4.24	0.02	0.80	1.22	0.70
5	12,24	5.04	12.21	4.24	0.02	0.80	1.22	0.70
6	12,36	5.04	12.21	4.24	0.15	0.79	1.22	0.70
7	12,24	4.75	12.21	4.25	0.02	0.50	1.22	0.70
Dalle machine	12,22	3.00	12.22	3.00	0,00	0	1.22	0.30

#### IV.10 Interprétation des résultats :

##### IV.10.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modale, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 80\% V$$

##### ➤ Calcul La résultante de la force sismique totale :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014** :

$$G = 27967.83 \text{ KN}$$

$$Q = 4251.41 \text{ KN}$$

$$W = G + 0.2 \times Q = 28818.112 \text{ KN}$$

### IV.10.1.1 La méthode statique équivalente :

La force sismique totale  $V$  :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Donc :

$$V_{Xstqique} = V_{Ystqique} = \frac{0.08 \times 2.205 \times 1.25}{3.5} 28818.112 = 1815.541 \text{ KN}$$

$$80\% \cdot V_{Xst} = 1452.432 \text{ KN}$$

$$80\% \cdot V_{Yst} = 1226.76 \text{ KN}$$

### IV.10.1.2 La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Structural Analyses Professional 2014, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x,dyn} = 2035.09 \text{ KN} \text{ et } V_{y,dyn} = 2024.07 \text{ KN}$$

♦ **sens longitudinal X-X :**

$$V_{x,dyn} = 2035.09 \text{ KN} > 80\% V_{x,st} = 1452.432 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

♦ **sens transversal Y-Y :**

$$V_{y,dyn} = 2024.07 \text{ KN} > 80\% V_{y,st} = 1226.76 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### IV.10.2 Nombre de modes à considérer :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.3.4)**, Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ♦ la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ♦ le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{ sec}$$

Avec :

$N$  : le nombre de niveaux au-dessus du sol ( $N = 8 \text{ niveaux} + 1$  de la dalle machine)

$T_k$  : le période du mode.

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{9} = 9 \Rightarrow K \geq 9 \text{ modes}$$

#### IV.10.3 Pourcentage des masses modales effectives :

Pour ce qui concerne les modes propres nous devons avoir :

- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le mode 1.
- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le mode 2.
- **RZ < 10 %** dans les deux premier modes.

La somme des **UX** et des **UY** doit être supérieure à **90%**

Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014**.

**Tableau IV- 7: Période et facteur de participation massique**

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse modale effective (%)			Somme des Masses modales effectives (%)		
			Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	2.35	0.43	70.07	0.00	0	70.07	0	0
2	3.36	0.30	70.07	67.85	0	0	67.84	0
3	4.72	0.21	70.61	67.85	0	0.53	0	0
4	7.12	0.14	77.77	67.85	0	7.17	0	0
5	7,72	0.13	77.77	69.54	0	0	1.69	0
...	...	....	...	...	...	...	...	...
15	13.50	0.07	87.41	86.45	0	0	16.26	0
16	13.60	0.07	87.41	86.12	0	0	1.67	0
17	13.64	0.07	87.43	88.37	0	0.02	0.24	0
18	14.00	0.07	87.43	88.45	0	0	0.09	0
19	14 .46	0.07	89.36	88.45		1.93	0	
20	14.88	0.07	92.43	91.23	0	0	0.01	0

À partir de ces résultats, on observe que :

- $UX = 70.07 > 60\%$  dans le premier mode.
- $UY = 67.85\% > 60\%$  dans le deuxième mode.
- $RZ=0\% < 10\%$  dans les deux premier modes.
- La somme de  $UX = 92.43\% > 90\%$
- La somme de  $UY = 91.23\% > 90\%$

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

#### IV.11 Vérification de la période :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A.4.2.4.4)**, La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de :  $T = 0.67$  sec

Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulée par le RPA99 Version 2003 qui est :

$$T + 30\% T$$

$$T_{dyn} = 0,67 \text{ sec} < 1,30 \times T = 1,30 \times 0,588 = 0,746 \text{ s} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

- ♦ Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation selon X.
- ♦ Le 2<sup>eme</sup> mode est un mode de translation selon Y.
- ♦ Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de rotation autour Z.

**Modes : 01**

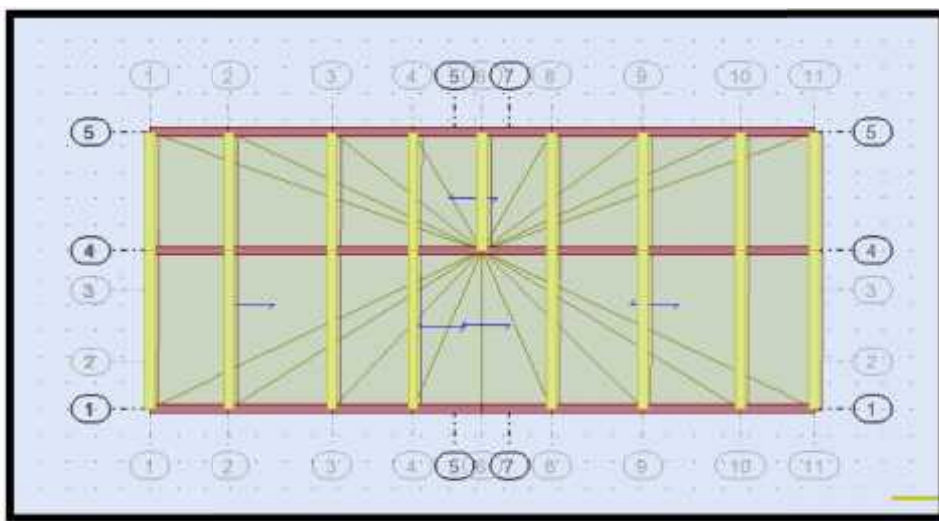
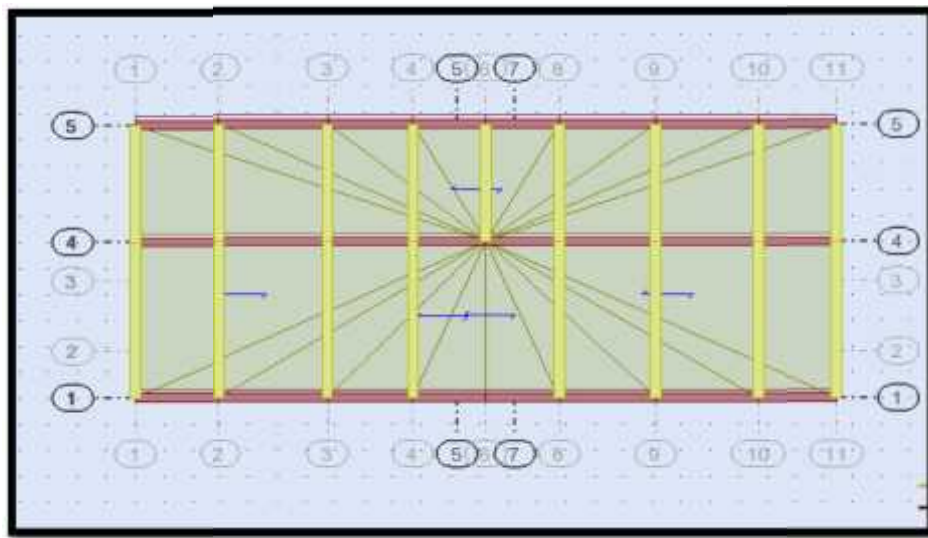
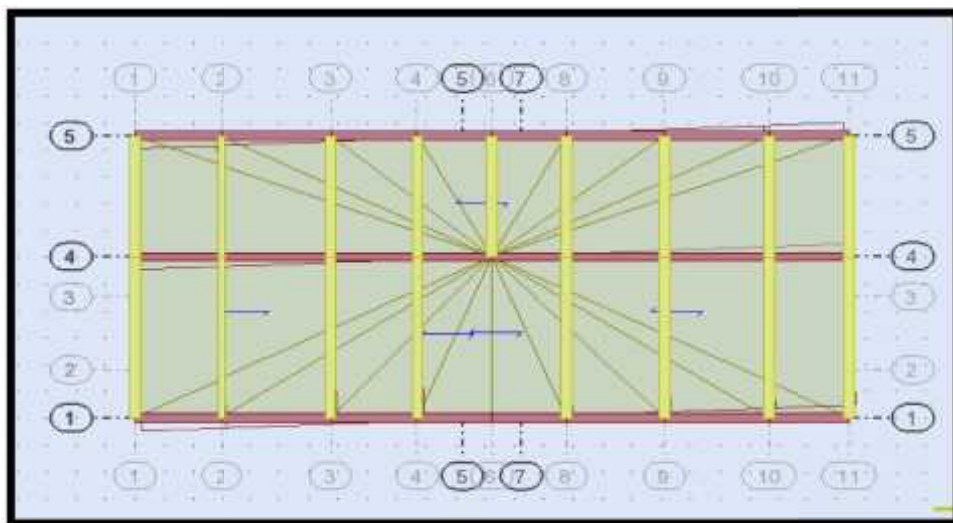


Figure IV- 7: 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

Modes : 02

Figure IV- 8: 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

Modes : 03

Figure IV- 9: 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques  
niveaux terrasse vue : X-Y.

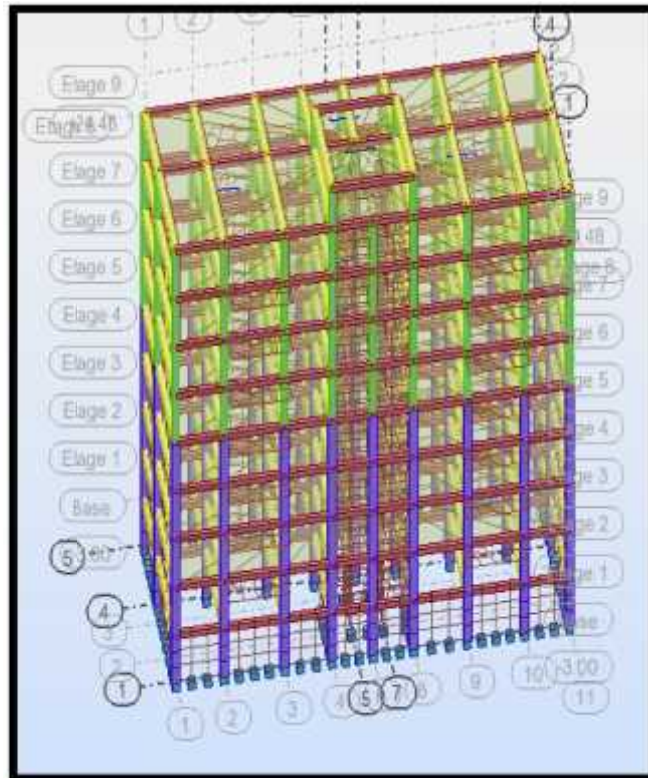


Figure IV- 10: 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D.

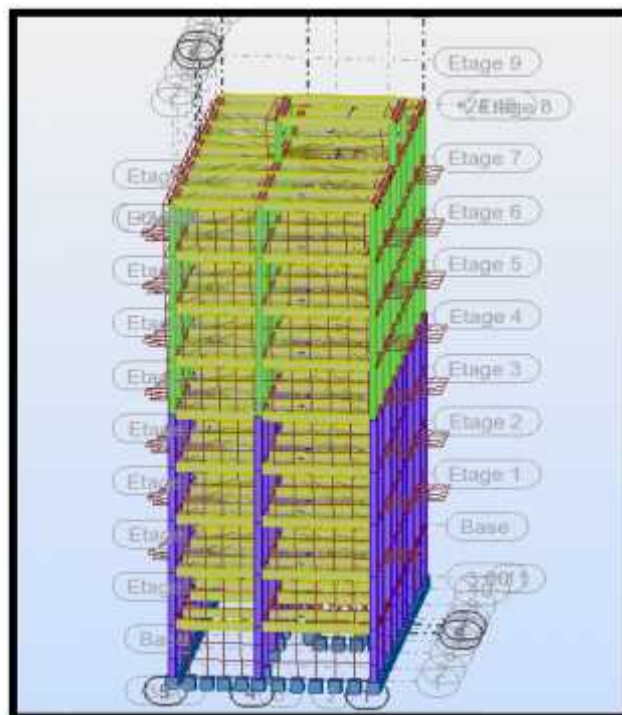


Figure IV- 11: 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z.

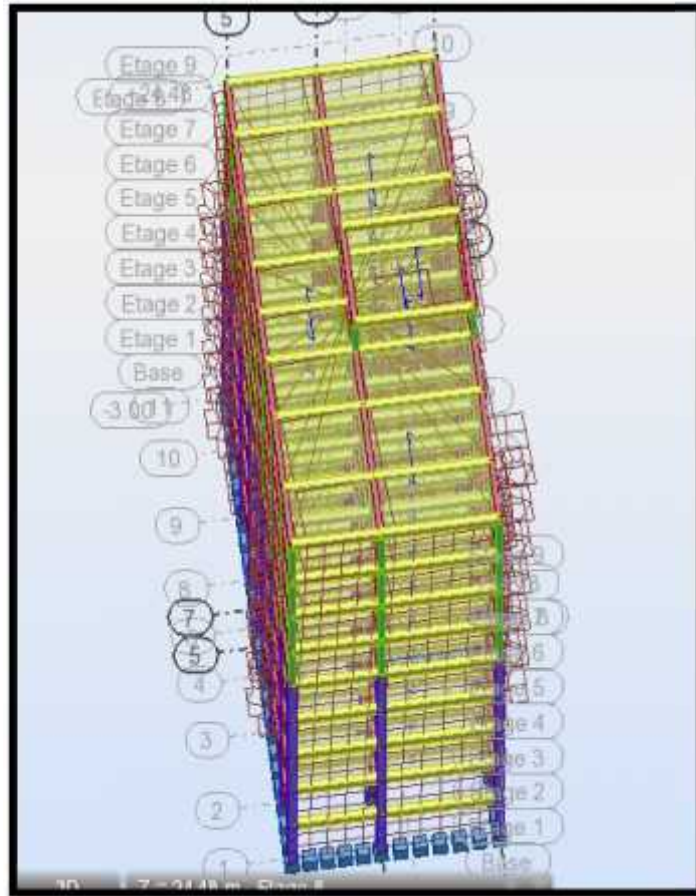


Figure IV- 12: 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :  
3D.

#### IV.12 Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. la stabilité structurelle.
2. l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
3. le confort humain durant et après les effets du séisme.

##### ◆ Déplacement horizontal :

D'après le RPA 99 V2003 Article (A. 4.4.3), le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec  $u_k$  : Déplacement horizontal au niveau k.



$u_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques  $F_i$  obtenu par Robot Structural Analyses Professional 2014.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

♦ **Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) :** est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

♦ **Déplacement relatif admissible (toléré) :**

En effet, selon l'Article (5-10) du RPA99 Version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $U_k \leq \bar{\Delta}$

$$\bar{\Delta} = 1\% h_e \text{ avec } h_e: \text{Hauteur d'étage.}$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

**Tableau IV- 8: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens X (Combinaison Ex) ».**

Niveau	$u_{ek}$ (cm)		$u_k$ (cm)		$U_k$ (cm)		$\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (cm)	Observation
	Sens-x	Sens-y	Sensx	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
1	0.3	0.1	1.05	0.35	1.05	0.35	0.306	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
2	0.6	0.1	2.1	0.35	1.05	0.0	0.306	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
3	0.9	0.1	3.15	0.35	1.05	0.0	0.306	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
4	1.2	0.2	4.2	0.7	1.05	0.35	0.306	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
5	1.6	0.2	5.6	0.7	1.4	0.0	0.306	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
6	1.9	0.3	6.65	1.05	1.05	0.35	0.306	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
7	2.2	0.3	7.7	1.05	1.05	0.0	0.306	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
8	2.6	0.4	9.1	1.4	0.2	0.35	0.306	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
9	2.6	0.2	9.1	0.7	0.3	0.7	0.306	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

**Tableau IV- 9: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens Y (Combinaison Ey) ».**

Niveau	u <sub>ek</sub> (cm)		u <sub>k</sub> (cm)		U <sub>k</sub> (cm)		$\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (cm)	Observation
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
1	0,0	0.1	0	0.35	0	0.35	0.306	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
2	0,0	0.2	0	0.7	0	0.35	0.306	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
3	0.1	0.4	0.35	1.4	0.35	0.7	0.306	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
4	0.1	0.5	0.35	1.75	0	0.35	0.306	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
5	0.1	0.7	0.35	2.45	0	0.35	0.306	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
6	0.1	0.9	0.35	3.15	0	0.7	0.306	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
7	0.1	1.0	0.35	3.5	0	0.35	0.306	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
8	0.1	1.2	0.35	4.2	0	0.35	0.306	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
9	00	1.5	0.35	5.25	0	1.05	0.306	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

**IV.13 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

D’après le RPA 99 Version 2003 Article (A. 4.2.5), La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

**Calcul V:**

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \rightarrow \begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{Si: } T > 0,7 \text{sec} \\ F_t = 0 & \text{Si: } T \leq 0,7 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

**T** : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a : **T = 0.43 sec < 0.70 sec → Ft = 0**

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression:

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

**F<sub>i</sub>** :force horizontale au niveau i,

**W<sub>i</sub>** : Poids propre de l'étage i ;

**h<sub>i</sub>** : Hauteur de l'étage ;

**V**: Force sismique totale.

**F<sub>t</sub>** : force concentrée au sommet de la structure,

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{(V - 0) \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_i = \frac{V \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$V_{x,dyn} = 2035.09 \text{KN} \text{ et } V_{y,dyn} = 2024.07 \text{ KN}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV- 10: Efforts tranchants résultants.**

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi x hi	F <sub>ix</sub> (KN)	F <sub>i,y</sub> (KN)
1	3906.8350	3.06	11954.9151	68.20	66.94
2	3303.5612	6.12	20217.794	115.241	113.21
3	4726.3527	9.18	43387.917	247.311	242.972
4	3441.4707	12.24	42123.601	240.104	235.89
5	3276.1406	15.3	50124.951	285.712	280.699
6	3276.1406	18.36	60149.941	342.854	336.83
7	3220.3180	21.42	68979.211	393.181	386.28
Terrasse	2138.0040	24.48	52338.337	298.328	293.814
Dalle machine	276.0014	26.98	7446.517	42.445	41.700
$\sum W_i$	27564.8242			356723.056	

#### IV.14. Distribution horizontale des forces sismiques

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.2.6)**, L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F<sub>t</sub> : force concentrée au sommet de la structure,

V<sub>k</sub> : L'effort tranchant au niveau de l'étage k

V : Force sismique totale.

On a :

-  $F_t = 0$

-  $V_R = \sum_{i=R}^n F / V_R = \sum_{i=R}^n F / V_R = \sum_{i=R}^n F$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV- 11: les efforts tranchants résultants.**

Niveau	$h_i$ (m)	$F_{ix}$ (KN)	$F_{iy}$ (KN)	$V_{.kx}$ (KN)	$V_{.ky}$ (KN)
<b>1</b>	3,06	68.20	66.94	2033.169	1998.335
<b>2</b>	6,12	115.241	113.21	1964.969	1931.39
<b>3</b>	9,18	247.311	242.972	1848.728	1818.18
<b>4</b>	12,24	240.104	235.89	1602.417	1575.213
<b>5</b>	15,3	285.712	280.699	1316.705	1294.514
<b>6</b>	18,36	342.854	336.83	973.851	957.684
<b>7</b>	21,42	393.181	386.28	580.57	571.456
<b>Terrasse</b>	24.48	298.328	293.814	282.342	289.114
<b>Dalle machine</b>	26.98	42.445	41.700	42.445	41.445

#### IV.15. Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

**Moment résistant :**

$$M_{rés.i.x} = W_T \frac{L}{2}$$

**Sens x-x:**

$$M_{rés.i.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{rés.i.x} = 336428.677 \text{ KN.m}$$

**Sens y-y:**

$$M_{rés.i.y} = W_T \frac{L_y}{2}$$

$$M_{rés.i.y} = 144715.326 \text{ KN.m}$$

**Moment de renversement :**

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$$

**Tableau IV- 12: Moments de renversement  $M_{renvx}$  et  $M_{renvy}$**

Niveau	$h_i$ (m)	$F_{ix}$ (KN)	$F_{iy}$ (KN)	$M_{renvx}$ (KN.m)	$M_{renvy}$ (KN.m)
<b>1</b>	3.06	68.20	66.94	208.692	204.836
<b>2</b>	6.12	115.241	113.21	913.966	897.681
<b>3</b>	9.18	247.311	242.972	3184.280	3128.154
<b>4</b>	12.24	240.104	235.89	6123.152	6015.438
<b>5</b>	15.3	285.712	280.699	10494.54	10310.132
<b>6</b>	18.36	342.854	336.83	16789.33	16494.33
<b>7</b>	21.42	393.181	386.28	25211.24	24768.44
<b>Terrasse</b>	24.48	298.328	293.814	32293.98	31960.90
<b>Dalle machine</b>	26.98	42.445	41.700	33493.146	33085.966
Total $M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$				33493.146	33085.966

Sens x-x:

$$\frac{M_{rés}}{M_{renv}} = \frac{336428.677}{33493.146} = 10.06 > 1.50 \dots CV$$

Sens y-y:

$$\frac{M_{rés}}{M_{renv}} = \frac{144715.326}{33085.966} = 4.32 > 1.50 \dots CV$$

⇒ La stabilité de la structure au renversement est vérifiée

**IV.16 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

**Définition :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

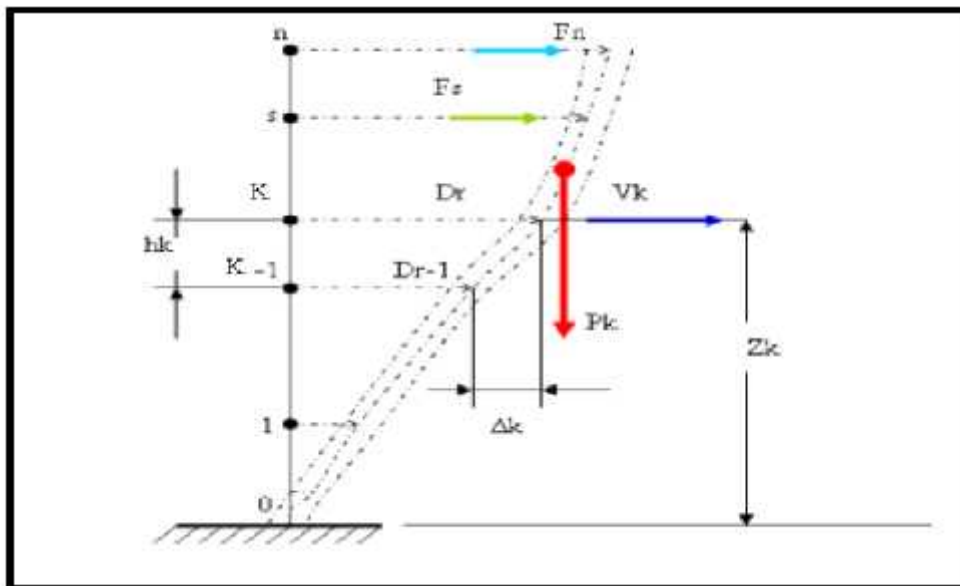


Figure IV- 13: Effet P-Δ .

Selon le RPA 99 / version 2003 Article (5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\kappa = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = (W_{g_i} + W_{q_i})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k "

$$V_k = F_i + \sum_{i=k}^n F_i$$

$\delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : Hauteur de l'étage k

- Si :  $0,10 < \delta_k \leq 0,20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre

par le facteur  $\frac{1}{(1 - \delta_k)}$ .

- Si :  $\delta_k > 0,20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau IV- 13: Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens X (Combinaison Ex).**

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_{.kx}$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\theta_k$
1	3906.8350	1.05	2033.169	306	0,005
2	3303.5612	1.05	1964.969	306	0,005
3	4726.3527	1.05	1848.728	306	0,007
4	3441.4707	1.05	1602.417	306	0,008
5	3276.1406	1.4	1316.705	306	0,011
6	3276.1406	1.05	973.851	306	0,0115
7	3220.3180	1.05	580.57	306	0,019
Terrasse	2138.0040	0.2	282.342	306	0,024
Dalle machine	276.0014	0.3	42.445	250	0,026



**Tableau IV- 14: Justification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$  sens Y (Combinaison Ey).**

Niveau	$P_k$ (KN)	$r_k$ (cm)	$V_{.ky}$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\theta_k$
<b>1</b>	3906.8350	0.35	5379,64	306	0,00
<b>2</b>	3303.5612	0.35	5280,65	306	0,00
<b>3</b>	4726.3527	0.7	5081,25	306	0,002
<b>4</b>	3441.4707	0.35	4783,60	306	0,004
<b>5</b>	3276.1406	0.35	4386,73	306	0,009
<b>6</b>	3276.1406	0.7	3903,31	306	0,010
<b>7</b>	3220.3180	0.35	3323,20	306	0,011
<b>Terrasse</b>	2138.0040	0.35	1043,41	306	0,02
<b>Dalle machine</b>	276.0014	1.05	73,87	250	0,015

On remarque que  $\theta_k < 0,1$  pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- $\Delta$  peut être négligé pour les deux directions.

### **Conclusion :**

Suivant les vérifications imposées par le Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003) notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

## V.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ◆ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée

## V.2 Étude des Poutres :

### V.2-1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ◆ Moment fléchissant.
- ◆ Effort tranchant.
- ◆ Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

### V.2.2 Combinaisons :

- ◆ Les combinaisons fondamentales Selon **BAEL 91 révisée 99** :

$$\text{E.L.U : } 1,35G + 1,5 Q$$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

- ◆ Les combinaisons accidentelles selon **RPA 99/version 2003** :

$$\text{E.L.A :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Pour les combinaisons fondamentales, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S.

**V.2.3 Calcul des armatures longitudinales :**

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (7.5.2.1) :**

- a. Le pourcentage total minimum sera de :  $A_s \quad A_{\min} = 0,5 \% b.h$
- b. Le pourcentage total maximum :  $A_s \quad A_{\max} = 4\% b.h$  .....en zone courante.  
 $A_s \quad A_{\max} = 6\% b.h$  ....en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimal est limité par:

$$\begin{cases} 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement} \end{cases}$$

- c. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- d. La longueur minimale de recouvrement :  $L_{\text{recouv}} = 40 \quad L$  ..... (zone I).

D'après le **BAEL 91 révisée 99 Article (B.7.4) :**

- e. La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot b \times d \dots\dots\dots \text{pour les armatures tendues}$$

**V.2.4 Calcul des armatures transversales :**

D'après le **RPA 99 Article (7.5.2.2)**

- a. Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$: A_{t,\min} = 0,003.S.b$$

Avec :

- b : Largeur de la section.
- S : L'espacement des armatures transversales.

**Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

- ♦ Zone nodale et en travée :

$$S \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \{ L; 30\text{cm} \} \right)$$

- ♦ En dehors de la zone nodale :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

b. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nude l'appui ou de l'encastrement.

**VI.2.5 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :**

<p><b>Situation durable :</b></p> $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_{e} = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \gamma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$	<p><b>Situation accidentelles :</b></p> $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_{e} = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \gamma_{bc} = 21.74 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$
---	--

**V.2.6 Exemple d'étude de la poutre principale :**

**V. 2.6.1 Ferrailage des poutres : (flexion simple)**

**V. 2.6.1.1 Ferrailage de la Poutre Principale (45x35) cm :**

**Tableau V- 1: Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.**

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ELA	
	M <sub>ut</sub> (KN.m)	M <sub>ua</sub> (KN.m)	M <sub>st</sub> (KN.m)	M <sub>sa</sub> (KN.m)	M <sub>acct</sub> (KN.m)	M <sub>acca</sub> (KN.m)
35x45	65.34	110.61	47.40	80.22	46.70	84.65

♦ **Calcul des armatures longitudinales selon RPA99Version 2003 :**

**1. Armatures minimales :**

$A_{min} = 0,5 \% b.h$

$A_{min} = 0,005 \times 35 \times 45 = 7.87 \text{ cm}^2$

**2. Armatures maximales :**

$A_{max} = 4\% b.h$  .....en zone courante.

$A_{max} = 6\% b.h$  .....en zone de recouvrement.

$A_{max} = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$  .....en zone courante.

$A_{max} = 0,06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{cm}^2$  .....en zone de recouvrement.

- ♦ Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :

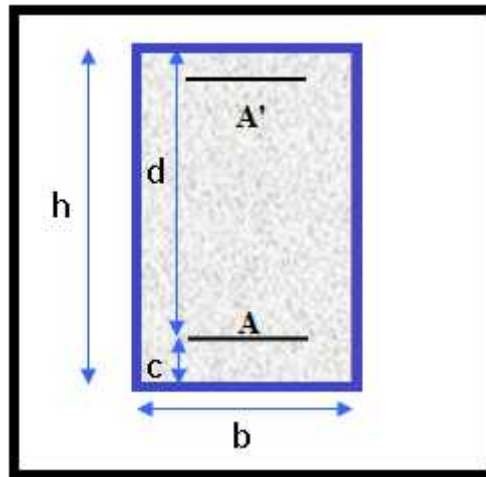


Figure V- 1:section de poutre.

3. Condition de non fragilité(A.4.2.1 du BAEL) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 35 \times 42 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.77 \text{cm}^2$$

- Calcul du ferrailage à l'ELU :

- Ferrailage en travée :

$$M_{T,ELU} = 65.34 \text{KN.m} = 65.34 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

- Calcul des moments réduits :

$$\tilde{m} = \frac{M_{U,tra}}{\sigma_b \times b \times d} = \frac{65.34 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.35 \times (0.42)^2} = 0.074$$

$$\tilde{m} = 0.074 \leq \tilde{m}_r = 0.392 \Rightarrow \text{pivot}(A)$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s \geq 1000 \varepsilon_1 \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\eta}}) = 0.96$$

$$\rightarrow = 1 - 0.4 = 0.961.$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{U,tra}}{f_s \times s \times d} = \frac{65.34 \times 10^{-3}}{348 \times 0.961 \times (0.42)} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **Calcul du ferrailage En appui :**

$$M_{u,appui} = 110.61 \text{ KN.m} = 110.61 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\tilde{\eta} = \frac{M_{U,appui}}{f_b \times b \times d} = \frac{110.61 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.35 \times (0.42)^2} = 0.126$$

$$\tilde{\eta} = 0.126 \leq \tilde{\eta}_r = 0.392 \Rightarrow \text{pivot}(A)$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s \leq 1000 \varepsilon_1 \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\eta}}) = 0.169 \rightarrow = 1 - 0.4 = 0.932$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{U,appui}}{f_s \times s \times d} = \frac{110.61 \times 10^{-3}}{348 \times 0.932 \times 0.42} = 9.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 9.14 \text{ cm}^2$$

- **Combinaison accidentelle ELA :**

- ◆ **En travée :**

$$M_{T,acc} = 46.70 \text{ KN.m} = 46.70 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\tilde{m} = \frac{M_{U.tra}}{\dagger_b \times b \times d} = \frac{46.70 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.35 \times (0.42)^2} = 0.053$$

$$\tilde{m} = 0.053 \leq \tilde{m}_r = 0.392 \Rightarrow \text{pivot}(A)$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s \leq 1000 \varepsilon_1 \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{MPa}$$

$$r = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\tilde{m}} \right) = 0.068 \rightarrow \eta = 1 - 0,4 \times 0,068 = 0,972$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{Acc.tra}}{\dagger_s \times s \times d} = \frac{46.70 \times 10^{-3}}{400 \times 0.972 \times 0.42} = 2.86 \text{cm}^2$$

$$A_{Acc} = 2.86 \text{cm}^2$$

- ♦ **En appui :**

$$M_{T.acc} = 84.65 \text{KN.m} = 84.65 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\tilde{m} = \frac{M_{U.appui}}{\dagger_b \times b \times d} = \frac{84.65 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.35 \times (0.42)^2} = 0.096$$

$$\tilde{m} = 0.096 \leq \tilde{m}_r = 0.392 \Rightarrow \text{pivot}(A)$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s \leq 1000 \varepsilon_1 \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{MPa}$$

$$r = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\tilde{m}} \right) = 0.113 \rightarrow \eta = 1 - 0,4 \times 0,113 = 0,945$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{Acc.appui}}{\dagger_s \times s \times d} = \frac{84.85 \times 10^{-3}}{400 \times 0.945 \times 0.42} = 5.33 \text{cm}^2$$

$$A_{Acc} = 5.33 \text{cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures :**

- ◆ En travée :  $A_t = \text{Max}(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(rpa)}; A_{\min}) = 5.65 \text{cm}^2$
- ◆ En appui :  $A_a = \text{Max}(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(rpa)}; A_{\min}) = 9.14 \text{cm}^2$

➤ **Choix des armatures :**

- Le choix des armatures en travée : «A= **3HA16**» de section. **6,03**cm<sup>2</sup>.
- Le choix des armatures sur appuis : «A= **6HA16** » de section **9,24**cm<sup>2</sup>.

**Vérification des contraintes à L'ELS :**

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable, (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

◆ **Données :**

**Tableau V- 2: Donnés de vérification a l'ELS.**

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
en travée	47.40	35	45	42	3	15	6,03	0
Sur appuis	80.22	35	45	42	3	15	9,24	0

◆ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :  $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

◆ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

◆ **Etat limite de compression de béton: (A.4.5.2 du BAEL)**

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

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = k.y \text{ et } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

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



Tableau V- 3:Vérification d'état limite de compression de béton.

	Y (cm)	I (cm)	K (KN/cm <sup>3</sup> )	<sup>bc</sup> (MPA)	<sup>bc</sup> (MPA)	Vérification
en travée	15.56	107182.20	0.0442	6.87	15	C-V
Sur appuis	17.45	145490.766	0.0551	9.62	15	C-V

♦ **Étt limite d'ouverture de fissures: (A.4.5.3du BAEL)**

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

Avec :

$\sigma_{st}$  Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = 15k(d - y) \text{ et } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{st}$  Contrainte limite dans l'acier tendu :

Pour une fissuration préjudiciable :selon article (A.4.5.33 du BAEL 91 modifiée 99)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( \frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{y f_{t28}} \right) \right\}$$

$y = 1.6$  pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sontdonnés par le tableau suivant :

Tableau V- 4:vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

	y (cm)	I (cm)	K (KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
en travée	15.56	107182.20	0.0442	175.29	201,63	OK
Sur appuis	17.45	145490.766	0.0551	197.42	201,63	OK

♦ **Commentaire :**

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$  Donc les sections'd'armatures choisies sont justifiéesàELS.

- **Vérification au cisaillement** : cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) et (A.5.1.2.1.1 du CBA93) :

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable.

$$T_{Max} = 81.78KN$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$t_u \leq \bar{t}_{ad} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{b}; 4MPa \right)$$

$$\bar{t}_{ad} = \min (2,50 ; 5 MPa) = 2,50 MPa$$

$$t_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{81.78 \times 10^3}{350 \times 420} = 0.556$$

$$t_u = 0.556MPa \leq \bar{t}_{ad} = 2.5MPa \rightarrow CV$$

- **Vérification au glissement** :

**Sur Appui :**

$$T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \dots \dots \dots \text{avec} \begin{cases} T_{U \max} = 81.78KN \\ M_U = -110.61KN.m \end{cases}$$

$$T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} = 81.78 - \frac{110.61}{0.9 \times 0.42} = -210.839 \leq 0 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux des appuis

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (A.5.1.3.1.3 du BAEL) :**

$$T_u \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{b} \times a \times b_0$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.42 = 37.8cm$$

$$T_{U \max} = 81.73KN \leq 0.8 \frac{25}{1.5} \times 37.80 \times 35 \times 10^2 = 148.176KN$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

- **Armature transversale :**

**Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

Avec :

$h$  : Hauteur totale de la poutre.

$\phi_L$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b$  : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t_{\max}} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{450}{35}; 16; \frac{350}{10}\right)$$

$$\phi_{t_{\max}} = 12.85mm$$

On prend :  $\phi_t = 8mm$  de nuance d'acier FeE235

**Espacement des armatures transversales (les cadres) :**
**1. Selon BAEL 91 modifiée 99 et (CBA A.5.1.2.3) :**

$$S_{t1_{\max}} = \min(0.9d; 40cm)$$

$$S_{t1_{\max}} = 33cm$$

$$\diamond \quad \frac{A_t \cdot f_e}{S_{t2} \cdot b_0} \leq 0,40 \Leftrightarrow S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} \rightarrow S_{t2} \leq \frac{3.14 \times 235}{0.4 \times 35} = 52.70cm$$

$$\diamond \quad \frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{u - 0,3f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$  (flexion simple) ;  $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \times (u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{3.14 \times 0,8 \times 235}{35(0.556 - 0.3 \times 2.1)} = 20.01cm$$

**2. Selon l'RPA99Version 2003 :**

◆ Zone nodale :

$$S_{t\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\{L; 30cm\}\right)$$

$$\{L = 20mm$$

$$S_{t\max} \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 20; 30cm\right)$$

$$S_{t\max} \leq \min(11.25; 24; 30cm)$$

$$S_{t\max} \leq 11.25$$

◆ En dehors de la Zone nodale :

$$S'_{t\max} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_{t\max} \leq \frac{45}{2} \Rightarrow 22.5cm \Rightarrow S'_t = 15cm$$

• **Armatures minimales:**

$$A_{t\min} = 0,003.S.b$$

◆ Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 11.25 \times 35 = 1.05cm^2$$

◆ En dehors de la Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57cm^2$$

• **Choix des armatures :**

Zone nodale :

$$A_t = n.\{t = 4 \times \{u = 3.14 \geq 1.05cm^2$$

Zone courant :

$$A_t = n.\{t = 4 \times \{u = 3.14 \geq 1.57cm^2$$

Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :

$$S_t = 11.25cm$$

$$L' = 2h = 2 \times 0.45 = 0.90m$$

$$A_t = n.\{_{10} = 6.28cm^2 > 1.57$$

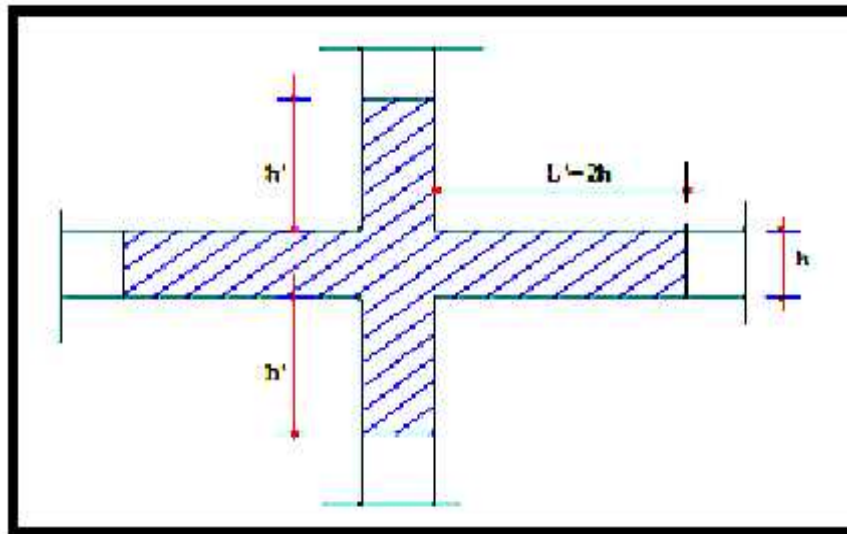


Figure V- 2:zone nodales.

➤ **Longueur de recouvrement des armatures longitudinales:**

$$L_r^{\min} = 40 \cdot L_{\max}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 65 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions suivant soient vérifiées la flèche totale est :

$$f \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \text{si} \quad L < 5\text{m} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si} \therefore L > 5\text{m} \end{array} \right.$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est

$$\text{donnée par : } f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :

$f_{\max}$  : Flèche maximale de la poutre.

$L$  : portée de la poutre.

$h$  : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section  $I = b h^3/12$

• **Calcul de la flèche :**

L : la portée maximale des poutres principales :

Dans notre cas :  $L = 6.00m \Rightarrow \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.1cm$

A partir de logiciel robot, On a  $f_{max} = 0,3cm$

Donc :

$f_{max} = 0.3cm < \bar{f} = 1.2cm.....CV$

**V. 2.6.1.2 Ferrailage de la Poutre secondaire (30x35) cm :**

**1. Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons(30x35)cm<sup>2</sup> :**

**Tableau V- 5: Sollicitations dans les poutres sous différents combinaisons.**

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ELA	
	M <sub>ut</sub> (KN.m)	M <sub>ua</sub> (KN.m)	M <sub>st</sub> (KN.m)	M <sub>sa</sub> (KN.m)	M <sub>acct</sub> (KN.m)	M <sub>acca</sub> (KN.m)
30x35	40.25	70.45	22.37	36.56	36.17	55.17

**2. Ferrailage longitudinale des Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup> :**

**Tableau V- 6: Ferrailage longitudinale des poutres secondaires.**

Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>a</sub>	A <sub>t</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adp</sub>	
							Appui	Travée
30x35	70.45	40.25	6.45	3.66	5,25	1,26	6HA12=6,79cm <sup>2</sup>	3HA16=6.03cm <sup>2</sup>

3. Ferrailage transversal des poutres secondaires :

Tableau V- 7:Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires.

Armature transversal (cm <sup>2</sup> )							
Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>tmin</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA	(mm)	S <sub>t</sub> (cm) (zone nodale)	S' <sub>t</sub> (cm) (zone courante)	L <sub>r</sub> <sup>min</sup> =40× L <sub>max</sub> (cm)		
30x35	1,35	Ø8	8	15	50	60	70

4. Vérifications des Poutres secondaires (30×35) cm<sup>2</sup> :

Tableau V- 8:Vérification des Poutres secondaires.

V <sub>u</sub> (KN)	bc t (Mpa)	bc a (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	st t (Mpa)	st a (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	u (Mpa)	$\bar{v}_b$ (Mpa)	f (cm)	f limite (cm)
45.16	7.6	6.64	15	187.23	157.44	201,63	0,420	2,50	0,2	0,75

VI.2.6.3Schéma de ferrailage :

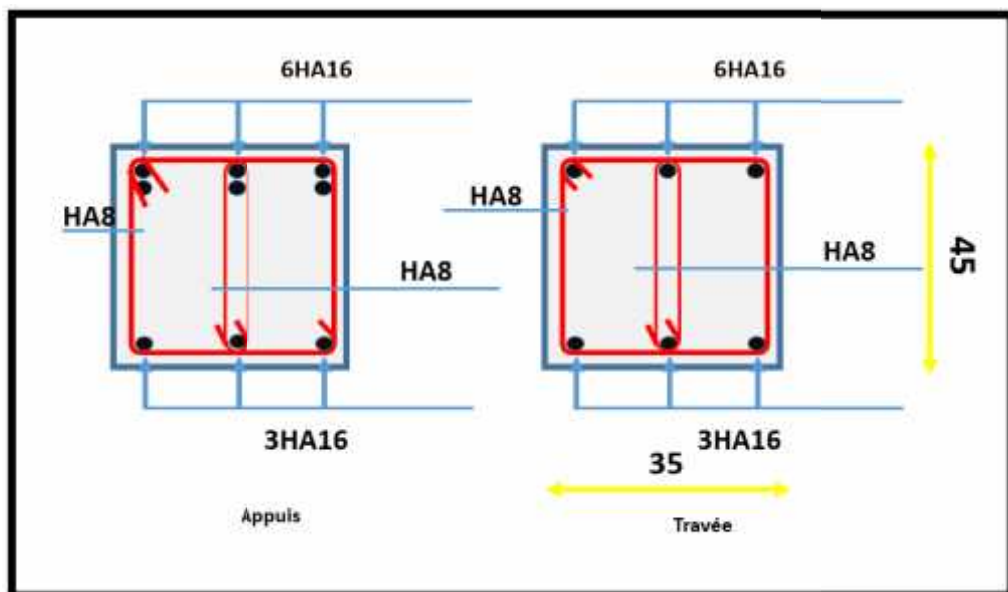


Figure V- 3: Schéma de ferrailage des poutres principales (35×45) cm.

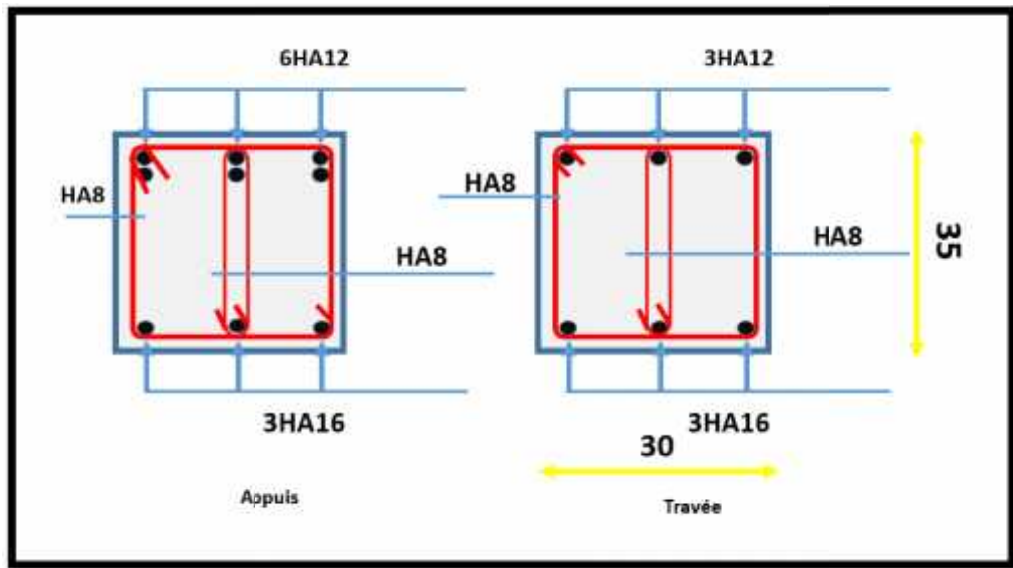


Figure V-4: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.(30x35)

### V-3étude des poteaux :

#### V-3.1 Combinaison des charges :

##### Combinaisons accidentelles selon RPA 99/version 2003 :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales.

##### Combinaisons fondamentales Selon BAEL 91 :

- E.L.U :  $1,35G + 1,5 Q$
- E.L.S :  $G + Q$

#### V-3.2 Ferrailage despoteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux, leurs rôles sont de transmettre les charges aux Fondations. Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal. « N »



- Effort tranchant. « T »
- Moment fléchissant. « M » dans les deux sens

Donc ils sont sollicités à la flexion composée. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- ◆ Section partiellement comprimée.
- ◆ Section entièrement tendue.
- ◆ Section entièrement comprimée

Les armatures sont déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

$N_{\max} \rightarrow M$  correspondant

$N_{\max}$  : effort normal maximum.

$M_{\max} \rightarrow N$  correspondant

avec :

$M_{\max}$  : moment maximum.

$N_{\min} \rightarrow M$  correspondant

$N_{\min}$  : effort normal minimum.

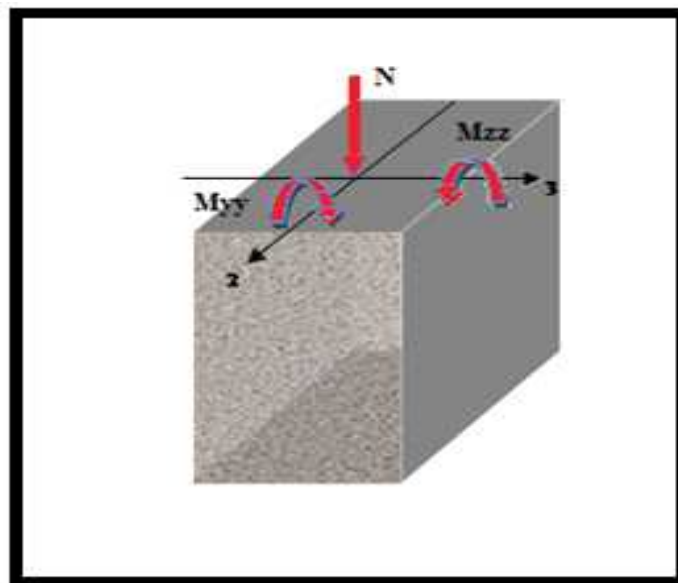


Figure V- 5: Sollicitations sur les poteaux.

V-3.3 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

**Situation durable :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_{e} = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \gamma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Situation accidentelles :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_{e} = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \gamma_{bc} = 21.74 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

V-3.4 Calculer les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de :  $A_s \quad A_{\min} = 0,7 \% b.h \dots\dots\dots(\text{zone I}).$
- Leur pourcentage maximal :  $A_s \quad A_{\max} = 4 \% b.h \dots\dots\dots\text{en zone courante}$   
 $A_s \quad A_{\max} = 6 \% b.h \dots\dots\dots\text{en zone de recouvrement.}$

Le pourcentage minimale en zone I est limité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots\text{en zone courante} \\ 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots\text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimum :  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm.}$
- La longueur minimale de recouvrement :  $L_{\text{recouv}} = 40 \phi \dots\dots\dots (\text{zone I})$
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm.  
 $C \leq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{zone I}).$
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{m} \right) \\ \text{et } l' = 2h \end{array} \right.$$

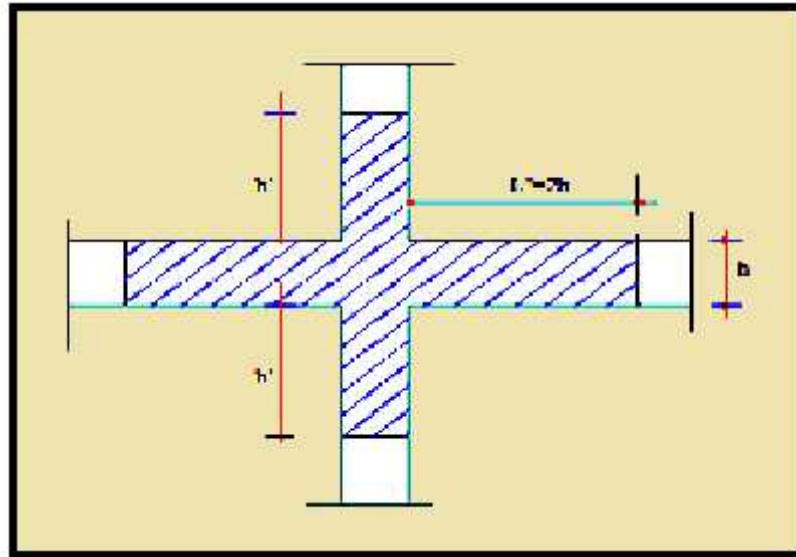


Figure V- 6:zone nodales.

**V.3.5 Calcul de ferrailage des poteaux :**

Un exemple de calcul d'un poteau en flexion composé sera détaillé puis un tableau donnera les résultats pour l'ensemble des poteaux. L'exemple traitera un poteau de section (50×40) cm.

**V.3.5.1 Ferrailage longitudinal :**

Les différents efforts internes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V- 9: Sollicitations de poteau sous différents combinaisons.**

Combinaisons	ELU		0,8G±E		G+Q±E		ELS	
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>core</sub> (KN.m)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>core</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>core</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>core</sub> (KN.m)
<b>Poteau (50x40)</b>	1962.75	56.20	98.41	21.72	74.50	480.92	1431.38	40.97

**État limite de stabilité de forme :**

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e = e_1 + e_2$  et  $e_1 = e_0 + e_a$ .

Avec :

$e_0$  : excentricité du premier ordre.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

$e_2$  : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

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

Avec :

L : longueur du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé ,  $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$ .

**1. Calcul à L'ELU:**

$$\begin{cases} N_u = 1962.75 \text{KN} \\ M_u = 56.20 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Calcul de l'excentricité :**

$$\blacksquare e_0 = \frac{M}{N} = \frac{56.20}{1962.75} = 0.028 \text{m}$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2 \text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = 0.02 \text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.048 \text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(1.5; \frac{20e_1}{h}\right) = \frac{0.7 \times 3.06}{40} \leq \max\left(1.5; \frac{20 \times 0.048}{40}\right)$$

$$\Rightarrow 0.054 \leq \max(1.5 \text{cm}; 0.024 \text{cm})$$

$$\Rightarrow 0.054 \leq 1.5$$

$$r = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{35.04}{35.04 + 5.93} = 0.855$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h} (2 + r \cdot \xi) = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{1000 \times 0.40} (2 + 0.855 \times 2)$$

$$e_2 = 0.058$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.106$$

**• Calcul des moments  $M_2$  et  $M_3$  :**

$$M_2 = (N_u - N_0) \left( \frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_3 = (N_u) \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.8d') N_0$$

Avec

$$N_0 = bh \uparrow_{bc}$$

$$N_0 = 0.5 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 2840 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1962.75 - 2840) \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = -149.132 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 1962.75 \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.8 \times 0.03) \times 2840 = 80.32 \text{ K.m}$$

- **Vérification :**

$$M_u \leq M_2 \Rightarrow 56.20 \leq 149.132 \dots \text{CV}$$

$$M_u \leq M_3 \Rightarrow 56.20 \leq 80.32 \dots \text{CV}$$

- **Calcul le coefficient de remplissage :**

$$\xi = \frac{0.354 N_0 h + N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.857 h - d') N_0} = \frac{0.354 \times 2840 \times 0.4 + 1962.75 \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) - 56.20}{(0.857 \times 0.4 - 0.03) 1962.75} = 0.684$$

$$\Psi \leq 0,8095$$

Donc : La section est partiellement comprimée (SPC).

- **Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**

**Calcul du moment fictif :**

$$\text{Avec : } a = d - \frac{h}{2} + e = 0.37 - \frac{0.4}{2} + 0.106 = 0.276 \text{ m}$$

$$M_{uf} = N_u \times a = 1962.75 \times 0.276 = 210.719 \text{ KN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif  $M_{uFictif}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

**Le calcul de moment réduit ultime :**

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2}$$

$$\mu_{se} = \frac{f_e}{s E_s} = \frac{400}{1,15,2 \cdot 10^5} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$r_l = \frac{3,5}{3,5 + \mu_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot \mu_1) = 0,392$$

Si  $\mu_b < \mu_1 = 0,392$  la section est simplement armée.

Si  $\mu_b > \mu_1 = 0,392$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_s$  et  $A_s'$ .

$$\tilde{\mu} = \frac{M_f}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{210.719 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.5 \times 0.37^2} = 0.216$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$  Aciers comprimés  $A_u' = 0$

$$r = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\mu}}\right) = 0.209 \rightarrow \mu = 1 - 0,4 \cdot \mu = 0,976$$

- **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif  $M_{u \text{ fictif}}$  et on obtient  $A_s$  et  $A_s'$  tel que :

**La 1<sup>ère</sup> section fictive :**

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

**La 2<sup>ème</sup> section fictive :**

$$f_{es} = \frac{f_e}{s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{s, \text{fictif}}}{f_{es} \times s \times d} = \frac{210.719 \times 10^{-3}}{348 \times 0.976 \times (37)} = 15.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{cal}} = 15.34 \text{ cm}^2$$

- **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s, \text{min}} \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s, \text{min}} \geq 4.6 \text{ cm}^2$$

**Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :****• Armatures maximales :**

En zone courante :

$$A_s \quad A_{\max} = 4 \% b.h$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 40 = 80 \text{cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \quad A_{\max} = 6 \% b.h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 40 = 120 \text{cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ .**• Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.8 \% .(b.h) = 0.008.50.40 = 16 \text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 16$$

$$\text{On adopte: } A_s = 16.08 \text{cm}^2 = 8\text{HA}16$$

**2. Calcul à L'ELA: G + Q ±E :**

$$\begin{cases} M_{\max} = 74.50 \text{KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 480.92 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Calcul de l'excentricité :**

$$\blacksquare e_0 = \frac{M}{N} = \frac{74.50}{480.92} = 0.154 \text{m}$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2 \text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = 0.02 \text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.156 \text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(1.5; \frac{20e_1}{h}\right) = \frac{0.7 \times 3.06}{40} \leq \max\left(1.5; \frac{20 \times 0.156}{40}\right)$$

$$\Rightarrow 0.054 \leq \max(1.5 \text{cm}; 0.078 \text{cm})$$

$$\Rightarrow 0.078 \leq 1.5$$



$$r = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{42.56}{42.56 + 7.14} = 0.856$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h} (2 + r \cdot \xi) = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{1000 \times 0.40} (2 + 0.856 \times 2)$$

$$e_2 = 0.127$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.283$$

• **Calcul des moments  $M_2$  et  $M_3$  :**

$$M_2 = (N_{acc} - N_0) \left( \frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_3 = (N_{acc}) \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.8d') N_0$$

Avec

$$N_0 = bh \rho_{bc}$$

$$N_0 = 0.5 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 2840 \text{ KN}$$

$$M_2 = (482.92 - 2840) \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = -400.70 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 482.92 \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.8 \times 0.03) \times 2840 = 232.57 \text{ K.m}$$

• **Vérification :**

$$M_{acc} \leq M_2 \Rightarrow 70.50 \leq 400.70 \dots \dots \dots CV$$

$$M_{acc} \leq M_3 \Rightarrow 70.50 \leq 232.57 \dots \dots \dots CV$$

• **Calcul le coefficient de remplissage :**

$$\xi = \frac{0.354 N_0 h + N_{acc} \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_{acc}}{(0.857h - d') N_0} = \frac{0.354 \times 2840 \times 0.4 + 482.92 \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) - 74.50}{(0.857 \times 0.4 - 0.03) 482.92} = 0.548$$

$$\Psi \leq 0,8095$$

Donc : La section est partiellement comprimée (SPC).

• **Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**

Calcul du moment fictif :

$$\text{Avec : } a = d - \frac{h}{2} + e = 0.37 - \frac{0.4}{2} + 0.283 = 0.483m$$

$$M_{acc.f} = N_{acc} \times a = 482.92 \times 0.483 = 180.250KN.m$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif  $M_{uFictif}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées  $A'$  :**

**Le calcul de moment réduit ultime :**

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2}$$

$$\mu_{se} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739\text{‰}$$

$$r_l = \frac{3,5}{3,5 + \mu_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot r_l) = 0,392$$

Si  $\mu_b < \mu_1 = 0,392$  la section est simplement armée.

Si  $\mu_b > \mu_1 = 0,392$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_s$  et  $A_s'$ .

$$\tilde{\mu} = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2} = \frac{180.250 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.5 \times 0.37^2} = 0.185$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$  Aciers comprimés  $A_u' = 0$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\mu}}) = 0.258 \rightarrow \alpha = 1 - 0,4 \cdot r = 0.896$$

- **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif  $M_{u \text{ fictif}}$  et on obtient  $A_s$  et  $A_s'$  tel que :

**La 1<sup>ère</sup> section fictive :**

$$A'_{s.fictif} = 0\text{cm}^2$$

La 2<sup>ème</sup> section fictive :

$$A = \frac{M_{s.fictif}}{\sigma_s \times S \times d} = \frac{180.250 \times 10^3}{400 \times 0.896 \times (37)} = 13.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 13.59 \text{ cm}^2$$

- La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s.fictif}$$

$$A'_s = A'_{s.fictif} = 0 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle de fragilité :

- Condition de non fragilité :

$$A_{s.min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{b.h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq 2.41 \text{ cm}^2$$

Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

- Armatures maximales :

En zone courante :

$$A_s \quad A_{max} = 4 \% b.h$$

$$A_{max} = 0,04 \times 50 \times 40 = 80 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \quad A_{max} = 6 \% b.h$$

$$A_{max} = 0,06 \times 50 \times 40 = 120 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $d_{min} = 12 \text{ mm}$ .

- Armatures minimales :

$$A_{min} = 0.8 \% .(b.h) = 0.008.50.40 = 16 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s.min} = 16$$

$$\text{On adopte: } A_s = 16.08 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}16$$

### 3. Calcul à l'ELA Combinaison :0,8G+E

$$\begin{cases} M_{max} = 21.72 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = 98.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul de l'excentricité :**

$$\blacksquare e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21.72}{98.41} = 0.219m$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.221m$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(1.5; \frac{20e_1}{h}\right) = \frac{0.7 \times 3.06}{40} \leq \max\left(1.5; \frac{20 \times 0.221}{40}\right)$$

$$\Rightarrow 0.054 \leq \max(1.5cm; 0.110cm)$$

$$\Rightarrow 0.054 \leq 1.5$$

$$r = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{18.21}{18.21 + 3.12} = 0.853$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h}(2 + r \cdot \xi) = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{1000 \times 0.40}(2 + 0.853 \times 2)$$

$$e_2 = 0.127$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.348$$

**• Calcul des moments  $M_2$  et  $M_3$  :**

$$M_2 = (N_{acc} - N_0) \left( \frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_3 = (N_{acc}) \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.8d') N_0$$

Avec

$$N_0 = bh \uparrow_{bc}$$

$$N_0 = 0.5 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 2840KN$$

$$M_2 = (98.41 - 2840) \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = -466.07KN.m$$

$$M_3 = 98.41 \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.8 \times 0.03) \times 2840 = 297.94KN.m$$

**• Vérification :**

$$M_{acc} \leq M_2 \Rightarrow 21.72 \leq 466.07 \dots \dots CV$$

$$M_{acc} \leq M_3 \Rightarrow 21.72 \leq 297.94 \dots \dots CV$$

- Calcul le coefficient de remplissage :

$$\xi = \frac{0.354N_0h + N_{acc}\left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_{acc}}{(0.857h - d')N_0} = \frac{0.354 \times 2840 \times 0.4 + 98.41\left(\frac{0.4}{2} - 0.03\right) - 21.72}{(0.857 \times 0.4 - 0.03)2840} = 0.471$$

$$\Psi \leq 0,8095$$

Donc : La section est partiellement comprimée (SPC).

- Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul du moment fictif :

$$\text{Avec : } a = d - \frac{h}{2} + e = 0.37 - \frac{0.4}{2} + 0.348 = 0.518m$$

$$M_{acc.f} = N_{acc} \times a = 98.41 \times 0.518 = 50.97 KN.m$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif  $M_{uFictif}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Le calcul de moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2}$$

$$\mu_{se} = \frac{f_e}{s E_s} = \frac{400}{1,15.2.10^5} = 1,739\%$$

$$r_l = \frac{3,5}{3,5 + \mu_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot r_l) = 0,392$$

Si  $\mu_b < \mu_1 = 0,392$  la section est simplement armée.

Si  $\mu_b > \mu_1 = 0,392$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_s$  et  $A_s'$ .

$$\tilde{\mu} = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2} = \frac{50.97 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.5 \times 0.37^2} = 0.052$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_u' = 0$$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\lambda}) = 0.0667 \rightarrow \lambda = 1 - 0.4 = 0.973$$

- **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif  $M_{u \text{ fictif}}$  et on obtient  $A_s$  et  $A_s'$  tel que :

**La 1<sup>ère</sup> section fictive :**

$$A'_{s \text{ fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

**La 2<sup>ème</sup> section fictive :**

$$A = \frac{M_{s \text{ fictif}}}{\sigma_s \times s \times d} = \frac{50.97 \times 10^3}{400 \times 0.973 \times (37)} = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 3.53 \text{ cm}^2$$

- **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A'_s = A'_{s \text{ fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s \text{ fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq 4.6 \text{ cm}^2$$

**Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

- **Armatures maximales :**

En zone courante :

$$A_s \quad A_{\text{max}} = 4 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0.04 \times 50 \times 40 = 80 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \quad A_{\text{max}} = 6 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0.06 \times 50 \times 40 = 120 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $d_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$ .

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.8\% \cdot (b \cdot h) = 0.008 \cdot 50 \cdot 40 = 16 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 16$$

On adopte :  $A_s = 16.08 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}16$

### V.3.5.2 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous  $(N_{\text{ser}} ; M_{\text{ser}})$ , La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$b = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 15$  ;  $A' = 0$ ,  $A = 18.47 \text{ cm}^2$

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{40.97}{1431.38} = 0.028$$

$$S = b \times h + 15A_{\text{totale}} \Rightarrow S = 50 \times 40 + 15 \times 18.47 = 2277.05 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -0,128$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

$$I = 271957.181 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 0.61 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 0.43 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 0.61 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

**V.3.5.3 Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{a V_u}{h_1 f_e} \dots\dots\dots \text{RPA.90 Version.2003 Article (7.4.2.2)}$$

V<sub>u</sub> : effort tranchant de calcul

h<sub>1</sub> : hauteur total de la section brute.

f<sub>e</sub> : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

Avec :

$$\begin{cases} \text{Si } g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t.b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t.b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t.b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$
  

$$\begin{cases} \text{Si } g \geq 5 \Rightarrow a = 3,75 \\ \text{Si } g < 5 \Rightarrow a = 2,50 \end{cases}$$

g: est l'élancement géométrique du poteau

D'après le RPA99 Version 2003 L' Article (7.4.2.2).

$$g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a x b : la section droite du poteau dans la direction de déformation

l<sub>f</sub> : longueur de flambement du poteau.

L<sub>f</sub> = 0,7 x l<sub>0</sub> = 2,142m

$$g = \frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,355 > 5$$

Donc :

$$g > 5 \Rightarrow a = 3,75$$

• **Espacement des armatures transversales :**

- Suivant les règles BAEL 91 :



$$t \leq \min(15 \frac{L}{L}^{\min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm})$$

$$\{ \frac{L}{L}^{\min} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(18; 40; 60)$$

$$t \leq 18\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

• **Zone nodale :**

$$t \leq 10\text{cm} \Rightarrow t = 8\text{cm}$$

• **Zone courante :**

$$t' \leq 15\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :

$$t \geq \frac{L_{\max}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53\text{cm}$$

Donc on prendra  $t = 8\text{mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 110,96 \times 10^3 \times 0,10}{0,40 \times 235} \times 10^{-2} = 4,43\text{cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,355 > 5$$

$$\text{On a : } \} g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_t = 7 \cdot 10 = 5,50\text{cm}^2 > A_{t,\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de 10φ<sub>t</sub>

• **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

h: hauteur de la poutre

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$h' = \max \left( \frac{306}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$$

=> [7 (cadre+étrier) pour 0,60m]

**Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\min} = 40 \times L_{\max}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 50\text{cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 60\text{cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 70\text{cm}$$

**V.3.5.5 Ferrailage numérique des Poteaux : (flexion composée)**

Les tableaux suivants résument le calcul du ferrailage de poteau (40x 30) :

**Tableau V- 10: Sollicitations de poteau sous différents combinaisons.**

Combinaisons	ELU		0,8G±E		G+Q ±E		ELS	
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>core</sub> (KN.m)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>core</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>core</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>core</sub> (KN.m)
<b>Poteau (40x40)</b>	637.38	42.73	68.83	18.45	57.43	326.89	541.39	32.58

**Tableau V- 11: Ferrailage longitudinal de poteau.**

Section (a) cm <sup>2</sup>	Combinaisons			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage longitudinal	
	ELU	0,8G±E	G+Q ±E	BAEL	RPA	choix	Section cm <sup>2</sup>
	A(cm <sup>2</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )				
<b>40x30</b>	0	3,56	3,03	1,79	9.6	4HA12+4HA14	10.68

Tableau V- 12: Ferrailage transversal de poteau

Section (a) cm <sup>2</sup>	Ferrailage transversal		
	t (cm)	t' (cm)	A <sub>t</sub>
40x30	8	15	10

### V.3. 5.6 Vérification vis -à vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V- 13 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poteaux de rive.

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	inf (MPa)	sup (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
40x30	541.39	32.58	-0,06	2.89	15	C-V

### V.3.5.7 Schéma de ferrailage :

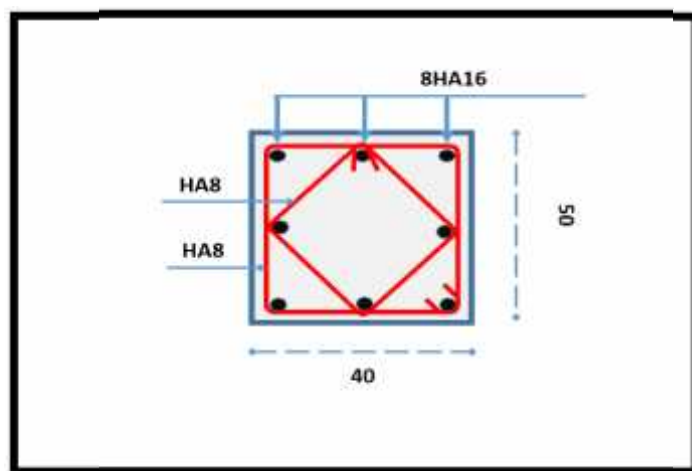


Figure V- 7: Schéma de ferrailage des Poteaux (50x40)

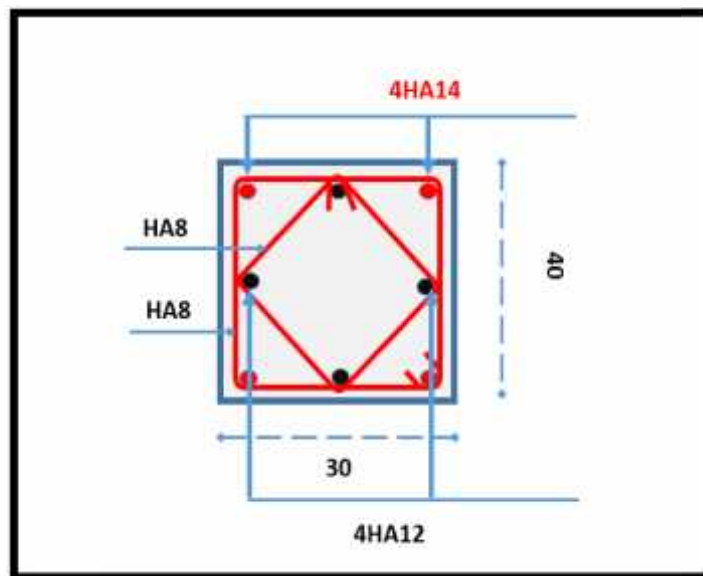


Figure V- 8: Schéma de ferrailage des Poteaux (40x30)

**V.4 : Étude des voiles :**

**V.4.1 :La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

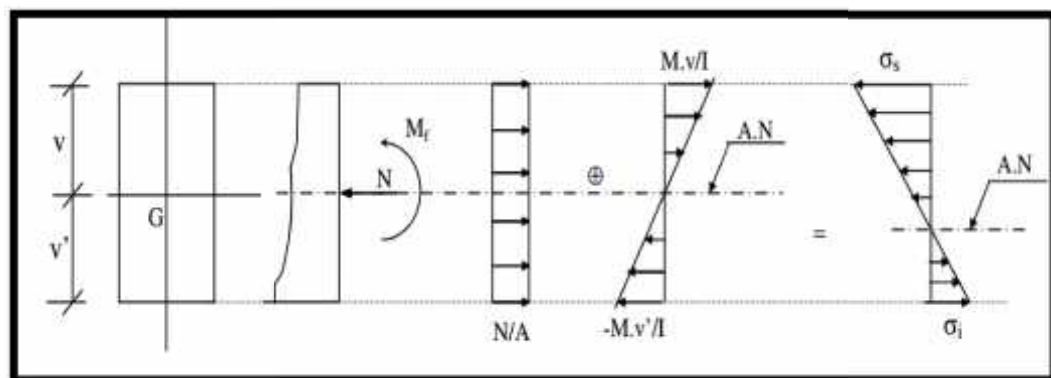


Figure V-9 : méthode des contraintes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Pour une section rectangulaire :

$$V = V = \frac{L}{2}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12}$$

**Avec :**

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

V Et V' : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie.

**On distingue 3 cas :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $\sigma_1 \text{ e } \sigma_2 > 0$  ∅ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_m = 0.15 \times a \times L$$

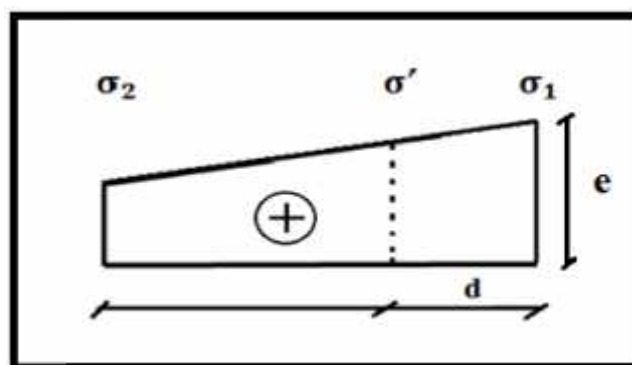


Figure V-10 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $\sigma_1 \text{ e } \sigma_2 < 0$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_c$  On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si :  $A_v < A_m = 0.15 \times a \times L$  , on ferraille avec la section minimale ;
- Si :  $A_v > A_m$  , on ferraille avec  $A_v$ .

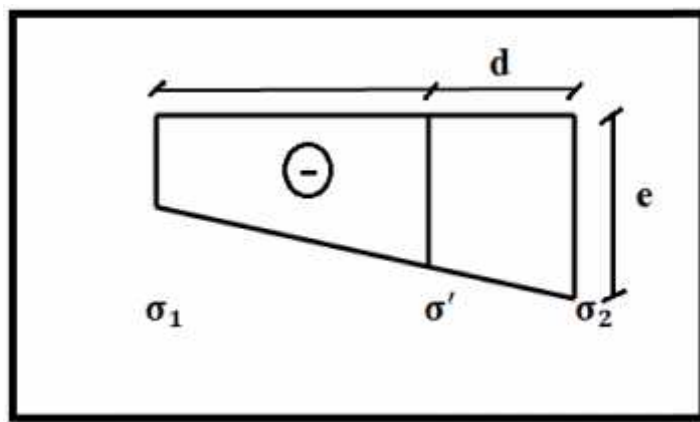


Figure V-11: diagramme d'une section entièrement tendue.

3<sup>ème</sup> cas:

Si :  $\sigma_1 \text{ e } \sigma_2$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

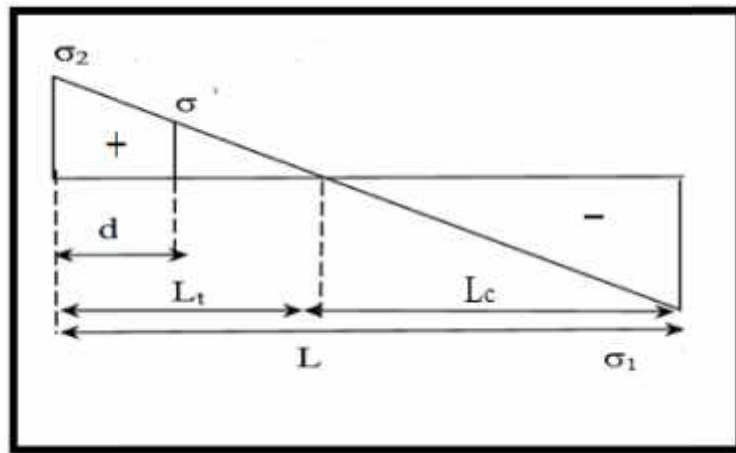


Figure V-12 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes (d) est donnée par la formule :

$$d = \min\left(\frac{h_w}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \text{ RPA(art 7.7.4)}$$

$L_c$ : la longueur de la zone comprimée

$h_w$ : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$$L_c = \frac{1}{1 + \frac{z}{2}} L$$

$L_t$ : longueur tendue.

$$L_t = L - L_c$$

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue ( $L_t$ ) en utilisant les triangles semblables:

$$\tan \alpha = \frac{1}{L - L_t} = \frac{z}{L_t} \Rightarrow 1L_t = z(L - L_t)$$

$$L_t = \frac{1}{1 + \frac{z}{2}} \times L$$

### V.3 : Ferrailage :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

**Avec la combinaison (1.3 + 1.5) on a :**

$$(N_m = 1471.09 \text{ KN} ; M_c = 188.22 \text{ KN.m})$$

**Avec la combinaison (0.8 - E<sub>y</sub>) on a :**

$$(M_m = 767.81 \text{ KN.m} ; N_c = 2286.73 \text{ KN})$$

**V.3.1 Calcul des armatures verticales :**

➤ **Cas 01 :**

**Avec la combinaison (1.3 + 1.5) on a :**

$$(N_m = 1741.09 \text{ KN} ; M_c = 188.22 \text{ KN.m})$$

$$L = 5.50 \text{ m} ; c(\text{l'enrobage}) = 3 \text{ cm} ; d = L - c = 550 - 3 = 547 \text{ cm} = 5.47 \text{ m}$$

**a. Calcul de l'effort limite ultime :**

$$B_T = (L - 2) \times (e - 2) = (550 - 2) \times (20 - 2) = 9810 \text{ cm}^2$$

$$= \frac{L_f}{e} \times \left( \frac{L_f}{e} \right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.2} = 37.10$$

$$= 37.10 < 50 \Rightarrow \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{-}{3} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{3.1}{3} \right)^2} = 0.69$$

**- Voile non armé :**

$$N_{u,li} = \frac{B_T \times f_{c2}}{0.9 \times b} = 0.69 \times \frac{9810 \times 10^{-1} \times 25}{0.9 \times 1.5} = 12535 \text{ KN}$$

$$N_u = 1741.09 \text{ KN} < 12535 \text{ KN} \dots \dots \dots \mathbf{C}$$

**b. La contrainte limite ultime :**

$$u_{,li} = \frac{N_{u,li}}{a \times L} = \frac{12535}{0.2 \times 5.50} = 11395.45 \text{ KN/m}^2$$

$$u = \frac{N_u}{a \times L} = \frac{1471.09}{0.2 \times 5.50} = 1337.35 \text{ KN/m}^2$$

$$u < u_{,li} \dots \dots \dots \mathbf{C}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :



$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} + \frac{6 \times M}{e \times L^2} = \frac{1471.09 \times 10^3}{0.20 \times 5.50 \times 10^6} + \frac{6 \times 188.22 \times 10^6}{0.20 \times 5.50^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_1 = 1.51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} - \frac{6 \times M}{e \times L^2} = \frac{1471.09 \times 10^3}{0.20 \times 5.50 \times 10^6} - \frac{6 \times 188.22 \times 10^6}{0.20 \times 5.50^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_2 = 1.15 \text{ Mpa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$L_t = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{m} = 0.20\% \times a \times L_t = 0.002 \times 20 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

**D'après le RPA 99 (art 7.7.4.3) on a :**

**La section globale :**

$$A_{m} = 0.15\% \times a \times L$$

$$A_{m} = 0.0015 \times 20 \times 550 = 16.5 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$0.10\% \times a \times L = 0.001 \times 20 \times 550 = 11 \text{ cm}^2$$

➤ **Cas 02 :**

**Avec la combinaison (0.8 - E<sub>v</sub>) on a :**

$$(M_m = 761.81 \text{ KN.m} ; N_c = 2286.73 \text{ KN})$$

$$L = 3.34 \text{ m} ; c(\text{l'enrobage}) = 3 \text{ cm} ; d = L - c = 334 - 3 = 331 \text{ cm}$$

**a. Calcul de l'effort limite ultime :**

$$B_r = (L - 2) \times (e - 2) = (334 - 2) \times (20 - 2) = 5976 \text{ cm}^2$$

$$= \frac{1}{12} \times \left( \frac{L_f}{e} \right) = \frac{1}{12} \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.2} = 37.10$$

$$= 37.10 < 50 \Rightarrow = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{-}{3}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{3.1}{3}\right)^2} = 0.69$$

**Voile non armé :**

$$N_{u,li} = \times \frac{B_r \times f_{cz}}{0.9 \times b} = 0.618 \times \frac{5976 \times 10^{-1} \times 25}{0.9 \times 1.5} = 11066.65 \text{ KN}$$

$$N_u = 767.81 \text{ KN} < 11066.65 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

**b. La contrainte limite ultime :**

$$u_{,li} = \frac{N_{u,li}}{a \times L} = \frac{11066.65}{0.2 \times 3.34} = 16566.84 \text{ KN/m}^2$$

$$u = \frac{N_A}{a \times L} = \frac{2286.65}{0.2 \times 3.34} = 3423.12 \text{ KN/m}^2$$

$$u < u_{,li} \dots \dots \dots \text{ C}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} + \frac{6 \times M}{e \times L^2} = \frac{2286.73 \times 10^3}{0.20 \times 3.34 \times 10^6} + \frac{6 \times 767.81 \times 10^6}{0.20 \times 3.34^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_1 = 3.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} - \frac{6 \times M_A}{e \times L^2} = \frac{2286.73 \times 10^3}{0.20 \times 3.34 \times 10^6} - \frac{6 \times 767.81 \times 10^6}{0.20 \times 3.34^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_2 = 3.08 \text{ Mpa}$$

On à (  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  ) > 0  $\Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$L_t = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{m} = 0.20\% \times a \times L_t = 0.002 \times 20 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

**V.3.3 : Globalement dans la section du voile :**

$$A_{m} = 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 20 \times 550 = 16.50 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{m} = 0.10\% \times a \times L = 0.0010 \times 20 \times 550 = 11 \text{ cm}^2$$

Zone courante :  $S_t = \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$L_2 = L - 2L_1 = 550 - 2 \times 54.7 = 440.6 \text{ cm}$

$$\Rightarrow N^b \text{ (espacements)} = \frac{L_2}{S_t} = \frac{440.6}{20} = 22.03$$

On prend :  $N^b \text{ (espacements)} = 22$

$$\Rightarrow N^b \text{ (barres)} = N^b \text{ (espacements)} + 1 = 22 + 1 = 23$$

On prend 24 barres

### La zone d'about :

$$\frac{S_t}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L}{10} = \frac{550 - 3}{10} = 54.7 \text{ cm} \Rightarrow N^b \text{ (espacements)} = \frac{L_1}{S_t} = \frac{54.7}{10} = 5.47$$

On prend :  $N^b \text{ (espacements)} = 6$

$$\Rightarrow N^b \text{ (barres)} = N^b \text{ (espacements)} + 1 = 6 + 1 = 7$$

On prend 8 barres

### Le diamètre :

$$\frac{1}{10}a = \frac{1}{10} \times 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $\phi = 1 \text{ m}$

### Zone courante :

$$A_z = 2.1 = 1.8 \text{ c}^2$$

### La zone d'about :

$$A_1 = 8H.1 = 6.2 \text{ c}^2$$

**V.4 : Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :****a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :****➤ RPA 99 VERSION 2003 :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

- La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = 0.2f_{c2}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{b_e \times d}$$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.  $V = 2000$  KN

$b_e$  : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 2035.09 \times 10^3}{200 \times 5470} = 2.6 \text{ Mpa} \quad \tau_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**➤ Règles BAEL 91 révisées 99 : (art A.5.1, 21) :**

$$\tau_u = \frac{V_m}{b_e \times d} \quad \tau_u = \min(0.2f_{c2} ; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{2035.09 \times 10^3}{200 \times 5470} = 1.8 \text{ Mpa} \quad \tau_u = \min(0.2f_{c2} ; 5\text{Mpa}) = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

**V.4.1 : Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :**

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_c \times S_t} = \frac{u - 0.3 \times f_{t1} \times k}{0.8 \times f_{c2} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$  : En cas de fissuration jugé très préjudiciable et en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise ;

$k = 1$  : En flexion simple, sans reprise de bétonnage ;

$k = 1 + 3 \sigma_c / f_{c2}$  : En flexion composée avec N est un effort de compression.

$k = 1 - 10 \sigma_t / f_{c2}$  : En flexion composée avec N est un effort de traction.

$\sigma_t, \sigma_c$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a une reprise de bétonnage, donc on prend  $k = 0$ .

On utilise des cadres droites :

$$= 0 \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$$

$$\frac{A_t}{b_c \times S_t} = \frac{u - 0.3 \times f_{t1} \times k}{0.8 \times f_{c2} (\cos \alpha + \sin \alpha)} \Rightarrow A_t = \frac{(u - 0.3 \times f_{t1} \times k) \times (b_c \times S_t)}{0.8 \times f_{c2} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$A_t = \frac{(1.8 - 0.3 \times 2.1 \times 0) \times (20 \times 20)}{0.8 \times 400 \times 1} = 2.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures :**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de : **(A .7.3.3)**

0.15% de la section du voile considérée si :  $\sigma_b \leq 0.025 f_{c2}$

0.25% de la section du voile considérée si :  $\sigma_b > 0.025 f_{c2}$

On a  $\sigma_b = 2.6 \text{ MPa} > 0.025 f_{c2} = 0.625 \text{ MPa}$

$$A_m = 0.25\% \times a \times h = 0.0025 \times 20 \times 261 = 13.05 \text{ cm}^2$$

**V.5 : Schéma de ferrailage :**



Figure V-13 : ferrailage du voile

### VI Calcul des fondations :

#### VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol  $\bar{\sigma}_s$  est égale à 2 bars.

#### VI.2 Les Fondations :

##### VI.2.1 Choix de type de fondation :

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- Assurer la stabilité de la structure.
- Adopter un choix économique.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

- Dimensionnement à l'E.L.S  $N_s = G + Q$
- Ferrailage à l'E.L.U.  $N_u = 1.35G + 1.5Q$

##### A. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq N_s / \bar{\sigma}_s$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1 \Rightarrow A = B$$

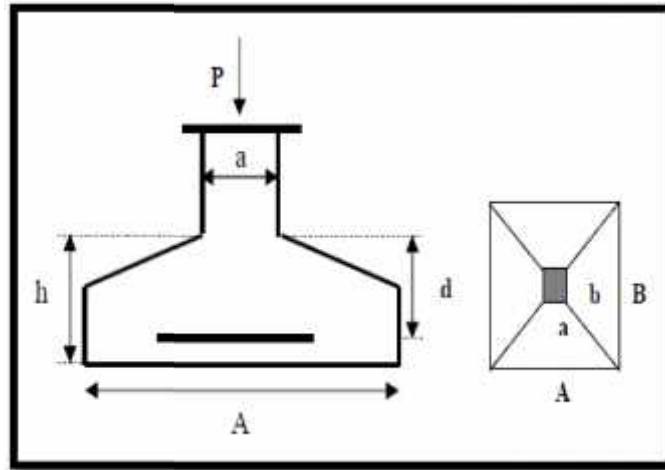


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_s}}$$

On a :

$$N_s = 1029.26 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_s = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{1029.26}{200} = 5.14 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale des semelles isolée : } S_{\text{isé}} = S \times N = 5.14 \times 27 = 138.78 \text{ m}^2$$

N : nombre des semelles isolés (poteaux)

### B. Semelles filantes :

#### ➤ Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\text{➤ } G_v = 11237.594 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } Q_v = 7365.67 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } \bar{\sigma}_s \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{S}$$

$$\text{➤ } S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{1}{z} = 93.01 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ } S_{\text{fi}} = 93.01 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_{\text{bi}} = 256.30 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{Sé}}}{S_{\text{bi}}} = \frac{S_{\text{isé}} + S_{\text{fi}}}{S_{\text{bi}}} = \frac{138.78 + 93.01}{256.30} = 0.904$$

Faisant le rapport  $S_{\text{Sé}} / S_{\text{bi}}$ , on déduit :



## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

### VI.3 Radier général :

#### VI.3.1 Définition :

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant de l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

#### VI.3.2 Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

$$G = G_{bi} + G_v + G_{ap} = 49417.924 \text{ KN}$$

$$G_{bi} = 37967.83 \text{ KN}$$

$$G_v = 11237.594 \text{ KN}$$

$$G_{ap} = 212.5 \text{ KN}$$

$$Q = 6251.41 \text{ KN}$$

#### A. Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 70819.44 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_s = G + Q = 51764.24 \text{ KN}$$

**B. Pré dimensionnement des radiers :**

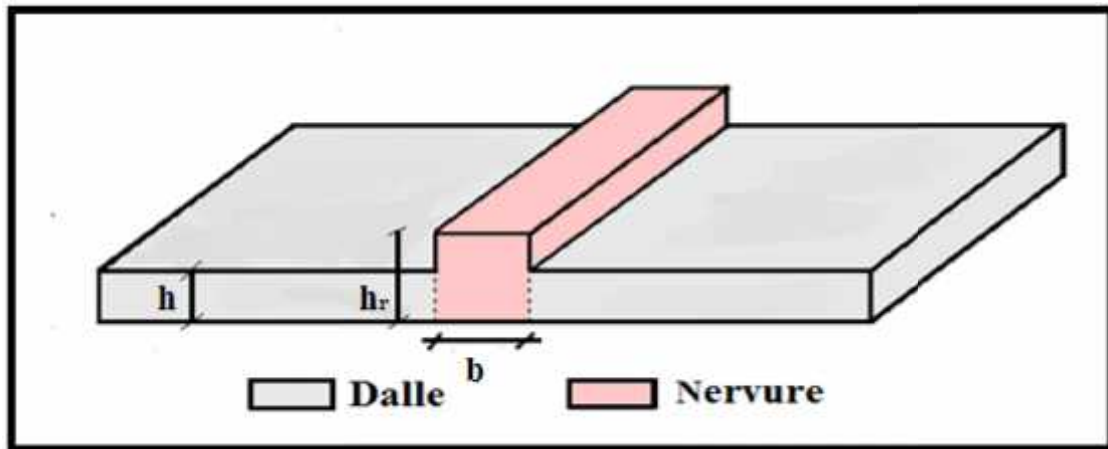


Figure VI-2 : Radier général nervuré

➤ **Formule empirique :**

**Nervure :**

$$h_1 \geq \frac{L_m}{10} = \frac{375}{10} = 37.5 \text{ cm}$$

Avec :

$L_m$  : Distance entre axes des poteaux parallèle aux nervures.

**Dalle :**

$$h_2 \geq \frac{L}{20} = \frac{375}{20} = 18.75 \text{ cm}$$

L : Distance entre axes des poteaux perpendiculaire aux nervures.

➤ **Condition de l'épaisseur minimale :**

$$h_m \geq 25 \text{ cm}$$

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_m}{8} \leq h_r < \frac{L_m}{5} \Rightarrow \frac{375}{8} \leq h_r < \frac{375}{5} \Rightarrow 46.875 \text{ cm} \leq h_r < 75 \text{ cm}$$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

### ➤ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \left[ \frac{4 \times E \times I}{K \times b} \right]^{1/4} \geq \frac{2L_m}{\pi}$$

E : module de Young ;

b : Largeur de la nervure ;

I : inertie de la section du radier ;

K : la raideur moyenne du sol.

$$I = \frac{bh_r^3}{12} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L_m}{\pi} \right)^4} = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_m^4 \times K}{E \times \pi^4}}$$

On prend :  $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_c} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.75^4 \times 40000}{32164.195 \times 10^3 \times 3.14^4}} = 0.495 \text{ m}$$

### ➤ Condition de cisaillement :

D'après le BAEL 91 : (article A.5.2, 2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{ct2}}{\gamma_b}$$

**D'où :**

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9h$$

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

**Avec :**

$$V_u = \frac{q_u \times L_m}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_m}{2}$$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$\tau_u = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_m}{2} \times \frac{1}{b \times d} = \frac{N_u \times L_m}{2 \times S \times b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 \times f_{c2}}{\gamma_t}$$
$$h_r \geq \frac{N_u \times L_m \times \gamma_t}{0.07 \times f_{c2} \times 2 \times S \times b \times 0.9} = \frac{54319.44 \times 3.75 \times 1.5}{0.07 \times 25 \times 10^3 \times 2 \times 256.30 \times 1 \times 0.9}$$
$$h_r = 0.690\text{m}$$

### ✓ Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci avant nous amène à choisir une hauteur de la table du radier égale à 70 cm :

$$h_{t1} = 70 \text{ cm}$$

$$t_{Dall} = 70\text{cm}$$

La hauteur de la nervure (= hauteur du radier):  $h_{t1} = 100 \text{ cm}$

### ➤ Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $N/S \leq \bar{\sigma}_s$

$$G = G_{bi} + G_v + G_a + p = 49417.924\text{KN}$$

$$Q = 6251.41 \text{ KN}$$

$$N = N_s = 51764.24 \text{ KN}$$

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{51764.24}{200} = 258.82 \text{ m}^2 > S_b = 256.30\text{m}^2$$

La surface du bâtiment est inférieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

On prend : **D = 0.5 m**

**D'où :**

$$S_r = 256.30 + (0.50 \times 81.82) = 297.21 \text{ m}^2$$

### VI.3.3 Vérification :

#### • Vérification de l'effort sous pressions :

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$W \times w \times Z \times S_r$$

W : poids total du bâtiment à la base du radier

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$W = G_{bi} + G_d + G_v + G_a + G_p + G_n$$

$$G_{d\ r} = 4453.67 \text{ KN}$$

$$G_n = 1467.52 \text{ KN}$$

$$W = 34673.98 \text{ KN}$$

: Coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement

$$= 1.5$$

$\gamma_w$  : Densité de l'eau.

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$$

Z : Profondeur de l'infrastructure

$$Z = 3 \text{ m}$$

$S_r$  : Surface du radier  $S_r = 297.21 \text{ m}^2$

$$\alpha \times \gamma_w \times Z \times S_r = 1.5 \times 10 \times 3 \times 297.21 = 13374.45 \text{ KN}$$

$$W = 34673.52 \text{ KN} > \alpha \times \gamma_w \times Z \times S_r = 13374.45 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

### • Vérification :

$$\sigma_s = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad \frac{N}{S_r} = \frac{W + Q}{S_r} = \frac{34673.52 + 6251.41}{297.21} = 137.70 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

### 1. Vérification au poinçonnement :

D'après les règles BAEL91 (article A.5.2, 42), la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile ou le poteau le plus sollicité, dans notre cas, le voile est le plus sollicité.

On doit vérifier que:

$$Q_u \leq 0.045 \times \frac{\mu_c \times h \times f_{c2}}{e}$$

$\mu_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

$$\mu_c = 2(L + e + 2h_r) = 2(5.50 + 0.2 + 2 \times 1) = 15.00 \text{ m}$$

L, e : Dimensions du voile.

h : L'épaisseur totale du radier ;

$Q_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$$0.045 \times \frac{\mu_c \times h \times f_{c2}}{e} = 0.045 \times \frac{15 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 225000 \text{ KN}$$

Pour un effort normal d'une bande de un mètre linéaire (1ml).

$$\frac{Q_u}{1 \text{ ml}} = \frac{2354.54}{5.50} = 428.10 \text{ KN}$$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$Q_u = 428.10 \text{ KN} \quad 0.045 \times \frac{\mu_c \times h \times f_{c2}}{t} = 225000 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc le radier résiste au poinçonnement.

### VI.4 Ferrailage :

$$f_{c2} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa} \quad ; \quad \mu = 1.5 \quad ; \quad \mu_s = 1.15$$

$$d = 0.9h = 63 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 65 \text{ cm} \quad \text{et } c(\text{l'enrobage}) = 5 \text{ cm}$$

Le radier fonctionne comme un plancher renversé (BAEL Article (B.9.3))

➤ **A l'état limite ultime :**  $q_u$  contrainte de calcul

$$q_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{S_r} = \frac{1.35 \times 45512.83 + 1.5 \times 36251.41}{297.21}$$

$$q_u = 389.69 \text{ KN/m}^2$$

$G = W$  : Poids total du bâtiment à la base du radier

Le ferrailage se fait en flexion simple, on prend l'élément le plus sollicité.

$$L_x = 3.34 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.50 \text{ cm}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{334}{550} = 0.61$$

Donc la dalle porte dans deux sens.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$q_u = 143.45 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 121.15 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau VI-1 : valeur de  $\mu_x$  et  $\mu_y$ .**

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à ELU et ELS	0.066	0.467

#### 1. L'état limite ultime :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.066 \times 143.45 \times 3.34^2 = 105.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.467 \times 105.62 = 49.32 \text{ KN.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

$$M_t + \frac{M_c + M_w}{2} \quad 1.25M_c \Rightarrow 0.75M_c + \frac{0.5M_c + 0.5M_c}{2} \quad 1.25M_c$$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$\Rightarrow 0.75M_0 + 0.5M_0 = 1.25M_0 \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

- **Bande de largeur de 1m parall\u00e8le \u00c0  $L_x$  :**

On prend :

$$\text{En trav\u00e9e : } M_{\text{t}} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 105.62 = 79.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{\text{a}} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 105.62 = 52.81 \text{ KN.m}$$

- **Bande de largeur de 1m parall\u00e8le \u00c0  $L_y$  :**

On prend :

$$\text{En trav\u00e9e : } M_{\text{t}} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 49.32 = 36.99 \text{ KN.m}$$

- **Valeur minimale \u00e0 respecter (selon le BAEL 91) :**

**En trav\u00e9e :**

$$M_{\text{t}} = \frac{M_{\text{t}}}{4} = \frac{79.22}{4} = 19.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{\text{t}} = 36.99 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_{\text{a}} = M_{\text{a}} = 52.81 \text{ KN.m}$$

### 2. L'\u00e9tat limite de service :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.066 \times 121.15 \times 3.34^2 = 89.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.467 \times 89.19 = 41.65 \text{ KN.m}$$

- **Bande de largeur de 1m parall\u00e8le \u00c0  $L_x$  :**

On prend :

$$\text{En trav\u00e9e : } M_{\text{t}} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 89.19 = 66.89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{\text{a}} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 89.19 = 44.60 \text{ KN.m}$$

- **Bande de largeur de 1m parall\u00e8le \u00c0  $L_y$  :**

On prend :

$$\text{En trav\u00e9e : } M_{\text{t}} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 41.65 = 31.23 \text{ KN.m}$$

- **Valeur minimale \u00e0 respecter (selon le BAEL 91) :**

**En trav\u00e9e :**

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$M_{\text{tr}} = \frac{M_{\text{tr}}}{4} = \frac{66.89}{4} = 16.7 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{\text{tr}} = 31.23 \text{ KN.m}$

**Aux appuis :**

$$M_{\text{a}} = M_{\text{a}} = 66.89 \text{ KN.m}$$

**3. La section d'armature obtenue par :**  $A = \max (A_{\text{u}}, A_{\text{B}})$

➤ **Condition de non fragilité : BAEL (article B.7.4) :**

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

**Selon x :**

$$A_{\text{s}} = 0.0008 \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \times b \times d$$

$$A_{\text{s}} = 0.0008 \times \frac{3 - 0.61}{2} \times 100 \times 65 = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{s}} = 12 \text{ cm}^2$$

**Selon y :**

$$A_{\text{s}} = 0.0008 \times b \times d$$

$$A_{\text{s}} = 0.0008 \times 100 \times 65 = 5.2$$

$$A_{\text{s}} = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **la section de calcul :**

$$A_{\text{c}} = \frac{M_{\text{u}}}{\sigma_s \times d} ; \quad \mu = \frac{M_{\text{u}}}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \quad = 1 - 0.4$$

$h = 70 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 63 \text{ cm}$  ; on prend:  $d = 65 \text{ cm}$  ;  $c = 5 \text{ cm}$



Tableau VI-2 : ferrailage de la dalle du radier

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u$ (KN.m)	85.32	123.64	85.32	72.28
$\mu$	0.016	0.02	0.016	0.01
	0.02	0.03	0.02	0.014
	0.992	0.988	0.992	0.994
$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	4.83	7.27	4.83	3.37
$A_s$ (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	6.84	6.84	6	6
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	6.84	7.27	6	6
$A_{(a)} (cm^2)$	6HA16=12.06	6HA16=12.06	6HA14=9.24	6HA14=9.24

#### VI.4.1 Vérification à l'état limite de service :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

Dalle pleine : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

##### 1. État limite d'ouverture des fissures :

Fissuration préjudiciable.

(B (a A.4.5,3)) :

$$s = n M_s \left( \frac{d-y}{I} \right) \quad -s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\times f_{t1}} \right) \right)$$

##### 2. Etat limite de compression du béton :

(BAEL91 (art A.4.5, 2))

$$b = M_s \times \frac{y}{I} \quad -b = 0.6 \times f_{c2}$$

Position de l'axe neutre ( $A^r = 0$ ).

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15 A(d - y)^2$$

**Tableau VI-3 : vérification à l'ELS de la dalle du radier.**

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_s$ (KN.m)	53.43	94.55	53.43	45.63
y (cm)	14.76	14.76	13.1	13.1
I (cm <sup>4</sup> )	763705.93	763705.93	605983.77	605983.77
$\sigma_s$ (Mpa)	105.78	158.65	136.98	95.96
$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_b$ (Mpa)	1.73	2.59	1.93	1.35
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	15	15	15	15
condition	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### VI.4.2 Vérification de l'effort tranchant :

#### Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)

On doit vérifier que :  $\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u$  tel que :

Fissuration préjudiciable :

Suivant x :

$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 143.45 \times \frac{3.34}{2} = 265.38 \text{KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{265.38}{100 \times 65} = 0.41 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{ct2}}{b} ; 4 \text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{Mpa}\right) = \min(2.5 \text{Mpa} ; 4 \text{Mpa})$$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$u = 0.41 \text{ Mpa} < \bar{u} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Suivant y :

$$V_u = q_u \times \frac{L_y}{2} = 143.45 \times \frac{5.50}{2} = 394.49 \text{ KN}$$

$$u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{394.49 \times 10}{100 \times 65} = 0.61 \text{ Mpa}$$

$$\bar{u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c2}}{b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$u = 0.61 \text{ Mpa} < \bar{u} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

### VI.4.3 Schéma de ferrailage :

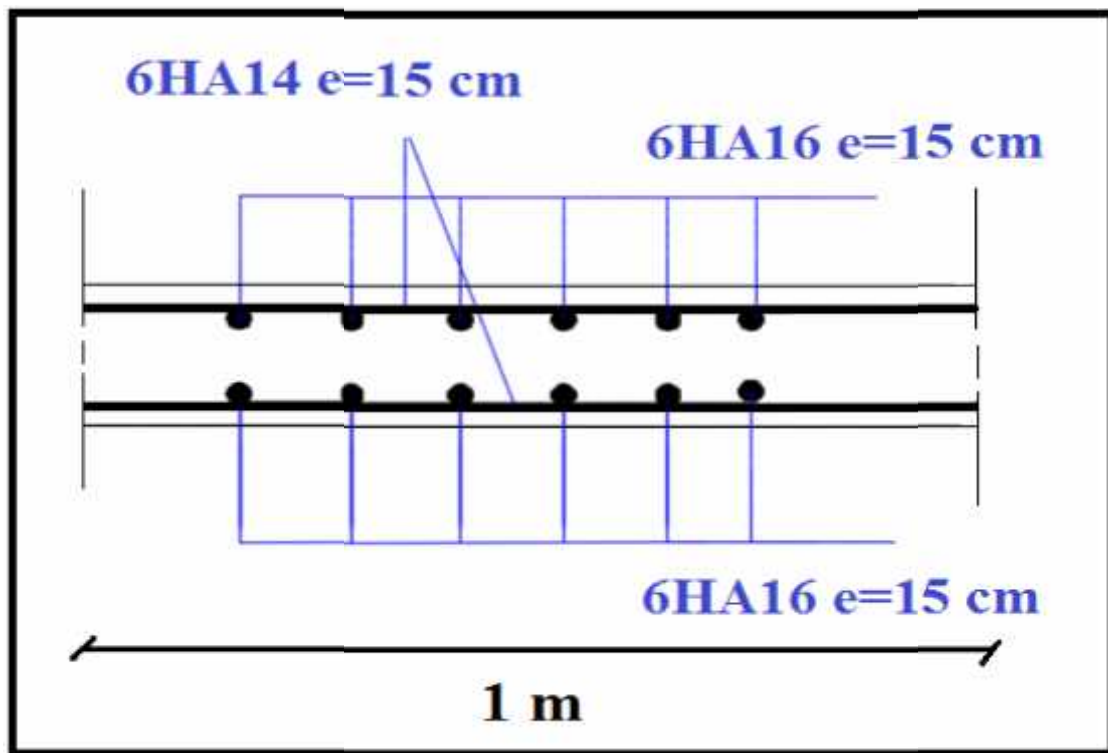


Figure VI-1 : ferrailage de la dalle du radier

### VI.5 Calcul de la nervure :

#### VI.5.1 Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire (30\*100) représentée dans la figure Suivante :

$$f_{c2} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$h = 1.5 \text{ ; } s = 1.15$$

$d = 0.9h = 90 \text{ cm}$  on prend:

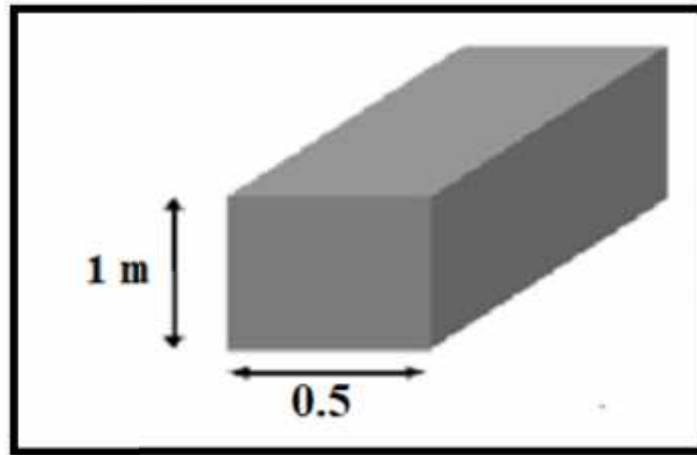


Figure VI-4: section de calcul de nervure

$$d = 95 \text{ cm}$$

et  $c$  (l'enrobage) = 5cm

La section d'armature obtenue par :  $A = \max (A_u , A_B , A_R )$

Avec :

$A_u$  : Section d'armature calculée en flexion simple l'aide de logiciel EXPERT.

### ➤ Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t2}}{f_e}$$

### ➤ Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (Art : 7. 5. 2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinale est de :

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Les armatures sont calculées obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

### B. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$A_{m1} = 0.5\%(40 \times 100) = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{m2} = 4\%(40 \times 100) = 160 \text{ En zone courante.}$$

$$A_{m3} = 6\%(40 \times 100) = 240 \text{ En zone de recouvrement.}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1) :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t2}}{f_c} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 3.44 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI-5 : les sollicitations dans les nervures**

nervure (30*100)				
Moment sur appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)
$M_a(\text{max})$	$M_{as}$	$M_t(\text{max})$	$M_{ts}$	$V_m$
312.32	96.54	205.43	165.54	503.45

### B. Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91 :

A l'ELU :

➤ **Sur appuis :**

Par la combinaison  $1.35G + 1.5Q$  on a :

$$M_a(\text{max}) = 312.32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \left( \frac{0.85 \times f_{c2}}{1.5} \right) = \left( \frac{0.85 \times 25}{1.5} \right) = 14.2 \text{ Mpa.} \quad (\text{B} \quad (\text{a} \quad \text{A.4.3,4} \quad ))$$

$$f_{t2} = 0.6 + 0.06f_{c2} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{f_c}{\sigma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.739 \times 10^{-3} ; E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$\mu = \frac{3.5}{3.5 + 1000} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.739 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \mu (1 - 0.4 \mu) = 0.39$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times b \times d^2} = \frac{312.32 \times 10^3}{14.2 \times 50 \times 95^2} = 0.09$$

$$\mu = 0.10$$

$\mu < \mu_1 = 0.39 \Rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\sigma_s = \frac{f_{ct}}{\mu} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.132$$

$$= 1 - 0.4 \times 0.132 = 0.947$$

$$A_c = \frac{M_d}{\sigma_s \times d} = \frac{312.32 \times 10^3}{0.947 \times 95} = 11.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_c ; A_s(\text{BAEL}) ; A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s = \max(11.15 ; 3.08 ; 20) = 20 \text{ cm}^2$$

➤ On prend :  $A_s = 4 \text{ } + 4 \text{ } = 2.6 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :**

Par la combinaison  $1.35G + 1.5Q$  on a :

$$M_t(\text{max}) = 347.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times b \times d^2} = \frac{205.43 \times 10^3}{14.2 \times 50 \times 95^2} = 0.067 \quad ; \quad \mu_1 = 0.38$$

$\mu = 0.067 < \mu_1 = 0.38 \Rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.087$$

$$= 1 - 0.4 \times 0.087 = 0.965$$

$$A_c = \frac{M_t}{\sigma_s \times d} = \frac{205.43 \times 10^3}{0.965 \times 95} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_c ; A_s(\text{BAEL}) ; A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s = \max(7.20 ; 3.08 ; 20) = 20 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 4 \text{ } + 4 \text{ } = 2.6 \text{ cm}^2$

**VI.5.2 Vérification à l'état limite de service :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

➤ **État limite d'ouverture des fissures :**

(Fissuration préjudiciable)

$$s \leq \bar{s}$$

Avec:

$$\bar{s} = \min \left( \frac{2}{3} f_{ct} ; \max \left( 0.5 f_{ct} ; 110 \sqrt{f_{ct}} \times f_{ct} \right) \right) \quad (\text{B} \quad (\text{a} \quad \text{A.4.5.3} \quad ))$$

$$s = n M_s \left( \frac{d - y}{I} \right)$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$b \leq \bar{b}$$

Avec:

$$\bar{b} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

$$b = M_s \times \frac{y}{I}$$

Position de l'axe neutre ( $A^r = 0$ ).

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left( \frac{b}{3} \right) y^3 + 15 A(d - y)^2$$

	Sur appui	En travée
$M_s$ (KN. m)	96.54	165.54
$y$ (cm)	31.36	31.36
$I$ (cm <sup>4</sup> )	1663419.599	1663419.599
$\sigma$ (Mpa)	93.76	134.98
$\bar{\sigma}$ (Mpa)	201.63	201.63
$\sigma_b$ (Mpa)	3.78	4.23
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	15	15
condition	vérifiée	vérifiée

Tableau VI-5 : vérification à l'ELS des nervures

### VI.5.3 Vérification de l'effort tranchant :

#### Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)

On doit vérifier que :  $\sigma_u < \bar{\sigma}_u$  tel que :

Fissuration peu préjudiciable :

$$V_u = 717.63 \text{KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{503.45 \times 10}{30 \times 95} = 1.97 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{ct2}}{b} ; 4 \text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{Mpa}\right) = \min(2.5 \text{Mpa} ; 4 \text{Mpa})$$

$$\bar{\sigma}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = 1.97 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

#### a. Les armatures transversales :

Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2)

$$s_t = \min\left(\frac{h}{35} ; s_l ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{100}{35} ; 1.6 ; \frac{50}{10}\right) = \min(3.5 ; 1.6 ; 5) \text{cm} = 1.6 \text{cm}$$

$$s_t = 16 \text{mm}$$

On prend :  $s_t = 10 \text{ mm}$



## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

### b. Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 7.5.2.2) :

#### ➤ En zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot l\right) = \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 1.6\right) = \min(25; 19.20) = 19.20 \text{ cm}$$

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

#### ➤ En zone courante :

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

### c. Section des armatures transversales :

#### ➤ Zone nodale :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Zone courante :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

### d. Vérification des espacements : (Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :

$$S_t = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 95; 40 \text{ cm}) = \min(85.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$  ..... vérifiée

#### ➤ Zone nodale :

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b \times S_t}\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t = \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 15 \times 50}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 2.0 \text{ cm}^2$

#### ➤ Zone courante :

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b \times S_t}\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t = \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 50}{400} = 0.60 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 2.0 \text{ cm}^2$

### e. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 90 = 180 \text{ cm}$$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

h : Hauteur de la poutre.

On prend :  $A_t = H = 1.2 \text{ cm}^2$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

### VI.5.4 Ancrage des armatures tendues :

➤ Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\sigma_s = 0.6 \times \sigma_s^2 \times f_{t1} \text{BAEL 91 (A.6.1, 21)}$$

$$\sigma_s = 1.5 \text{ Pour les barres à haute adhérence}$$

$$\sigma_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

➤ Longueur de scellement droit : BAEL 91 (A.6.1, 221) :

$$L_s = \frac{\sigma_s \times f_e}{4 \times \sigma_s} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r^m = 40 \times L = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

### VI.5.5 Disposition des armatures :

En travée :

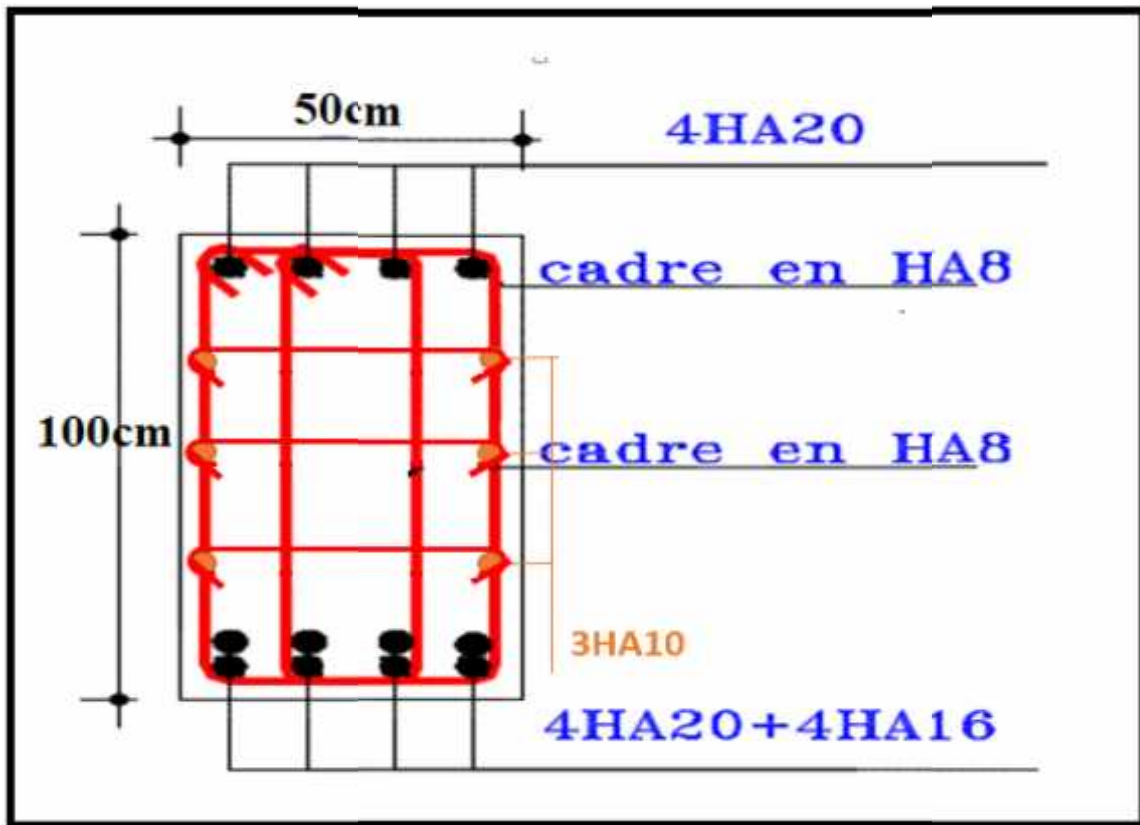


Figure VI-2 : ferrailage de la nervure en travée

Sur appuis :

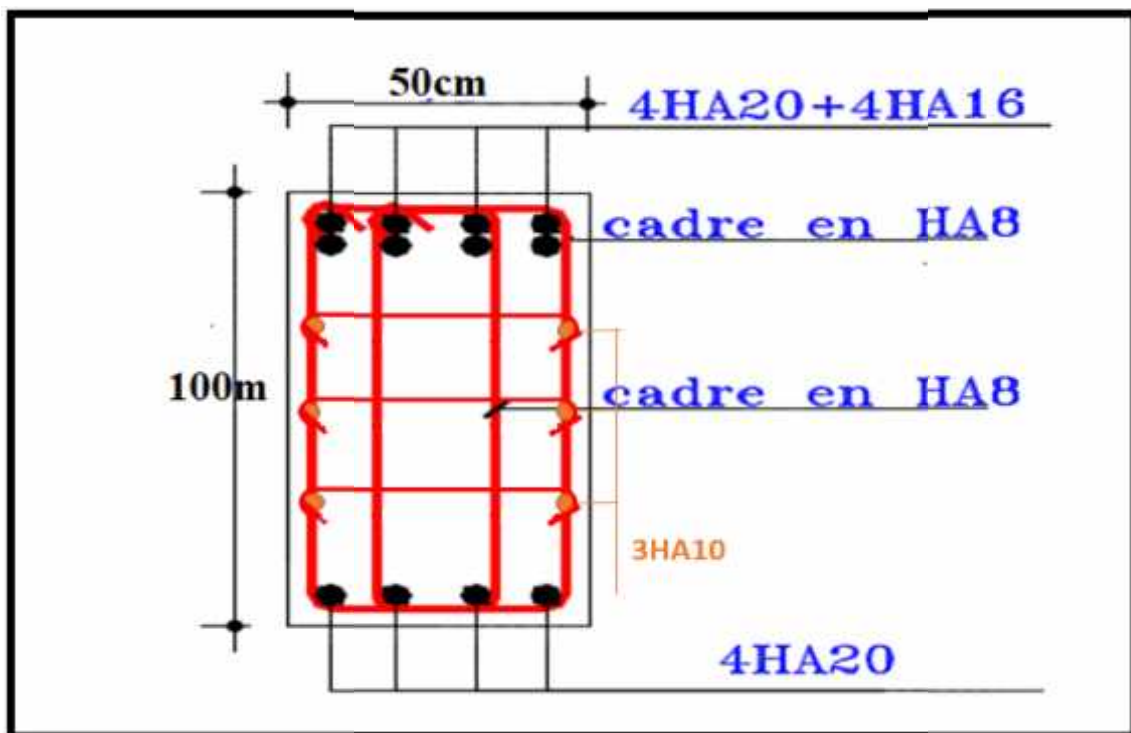


Figure VI-3 : ferrailage de la nervure sur appuis

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

### VI.6 Etude du Voile périphérique :

Le voile périphérique a le même rôle qu'un mur de soutènement, c'est un élément destiné à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide, ils sont essentiellement employés contre le risque d'éboulement, notamment en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel.

Un voile périphérique de hauteur 3.00m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre cas le voile est soumis à la poussée des terres et à la charge (Q) qui est due au poids de la structure transmise à la deuxième fondation et une surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure qui est estimé selon le DTR C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitations) à 65KN/m<sup>2</sup>.

#### VI.6.1 Caractéristique de mur

Hauteur :  $h = 3.00$  m.

Epaisseur :  $e = 20$  cm.

Longueur :  $L = 24.41$  m

#### VI.6.2 Caractéristiques du sol :

Poids spécifique :  $\gamma = 19$ KN/m<sup>3</sup>

Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$

Cohésion :  $C = 1.5$ KN/m<sup>2</sup>

Contrainte admissible de sol :  $q_{ad} = 200$  KN/m<sup>2</sup>

#### VI.6.2 Détermination des contraintes :

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est :  $H = K_a \times v$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$H$  : Contrainte horizontale.

$V$  : Contrainte verticale.

$K_a$  : Coefficient de poussée

Avec :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{0.6}{2} \right) = 0.48$$

À ELU:

$$H(h) = K_a (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h + Q_u)$$

$$H(3.00) = m = 142.23 \text{ KN/m}^2$$

$$H(0) = m = 73.43 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{30m + 0m}{4} = 125.03 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = m = 125.03 \text{ KN/m}^2$$

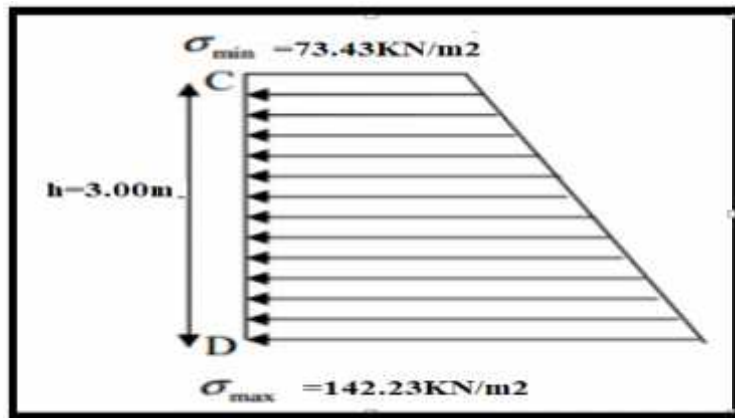


Figure V .7 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

à ELS :

$$H(h) = K_a (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h + Q_u)$$

$$\text{Pour } h = 3.00\text{m} \quad H.m = 59.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 0\text{m} \quad H.m = 32.83 \text{ KN/m}^2$$

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$m = \frac{30m + 0m}{4} = 52.96 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = m = 52.96 \text{KN/m}^2$$

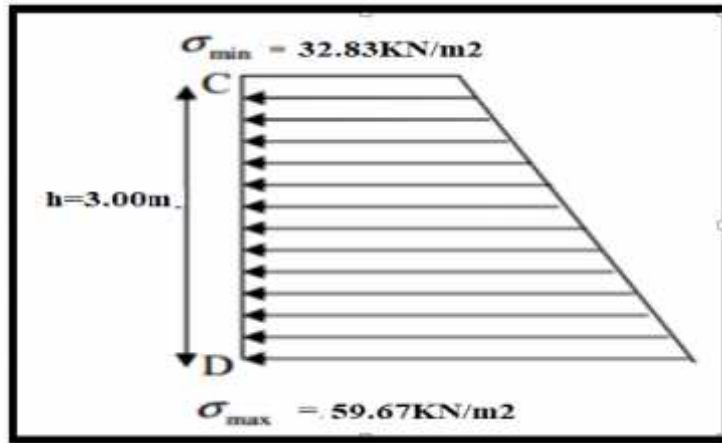


Figure V .8 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS

### VI.6.4 Ferrailage du voile périphérique :

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

$$l_x = 3.00 \text{m}$$

$$l_y = 5.50 \text{m}$$

$$e = 20 \text{m}$$

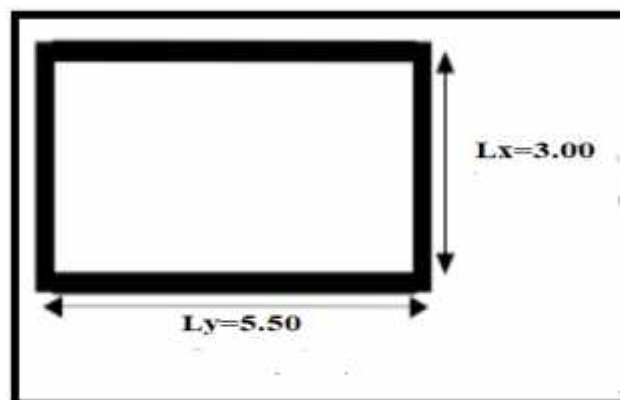


Figure.VI.9 : panneau le plus sollicité

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow$  Le panneau travaille dans les deux sens.

**A ELU :**

$$\text{Onap}=0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x=0.0415 \\ \mu_y=0.9143 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

• **En travée**

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 38.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_{0y} = 34.98 \text{ KN.m}$$

• **En appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0.5M_{0x} = -22.48 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section  $b \times h = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-6: Résumé des résultats de ferrailage du mur**

		M (KN.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	38.26	7.37	6T14=9.24	16
	Appui	22.48	5.61	6T12=6.79	16
Sens y-y	Travée	34.98	6.92	5T14=7.7	20
	Appui	22.48	5.61	6T12=6.79	16

### VI.6.5 Vérifications à l'ELU :

• **Condition de non-fragilité**

## Chapitre VI Étude de L'infrastructure

$$e \quad 1 \quad e \dots > 0.4\varnothing \begin{cases} A_x^m = \dots \cdot \frac{(3-\dots)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^m = \dots \cdot b \cdot e \end{cases} \varnothing \begin{cases} A_x^m = 1.6 \text{ c}^2 \dots \dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \\ A_y^m = 1.9 \text{ c}^2 \dots \dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \end{cases}$$

### • Effort tranchant

$$u = \frac{V_u}{b} \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration nuisible}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{4u \cdot I_y}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{1 \cdot .6 \times 3.0}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.5}{2}} = 142.50 \text{ KN}$$

$$u = \frac{1 \cdot .5 \times 1^{-2}}{1 \times 0.1} = 1.18 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$

### VI.6.6 V\u00e9rification \u00e0 l'ELS :

$$\text{on \u00e0 } \rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0415 \\ \mu_y = 0.9143 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{cx} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 25.45 \text{ KN.m} \\ M_{cy} = \mu_y \cdot M_{cx} = 23.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### • En trav\u00e9e

$$M_x^t = 0.85 M_{cx} = 21.632 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{cy} = 19.771 \text{ KN.m}$$

### • En appuis

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 M_{cx} = -19.134 \text{ KN.m}$$

### VI.6.6 V\u00e9rification des contraintes

On doit v\u00e9rifier :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{ct2} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) \quad \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_{et}; 150 \times \dots \right) = 240 \text{ MPa}$$

Les r\u00e9sultats de la v\u00e9rification sont r\u00e9sum\u00e9s dans le tableau suivant :



Tableau VI-7 : vérification des contraintes dans le mur à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	b (MPa)	$s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	
x-x	Mt	21.63	4.32	183.67	15	201.6	CV
	Ma	19.134	3.38	158.38	15	201.6	CV
y-y	Mt	19.771	4.02	159.45	15	201.6	CV
	Ma	19.134	3.38	158.38	15	201.6	CV

VI.6.6 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

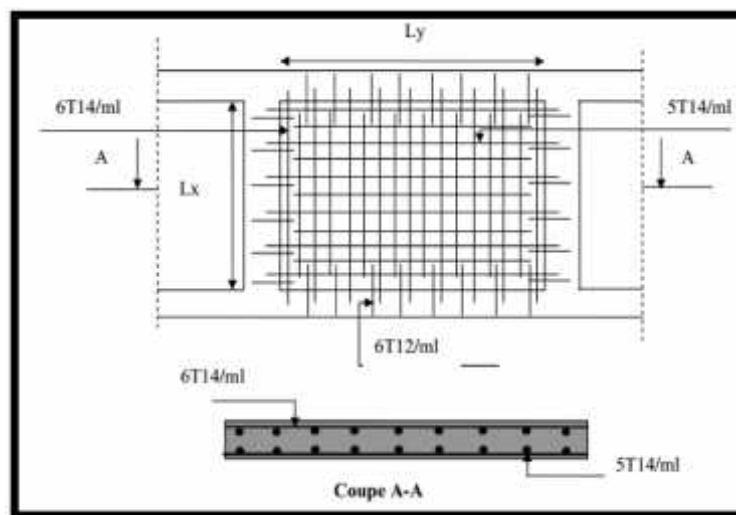


Figure VI-10 : Schéma du ferrailage voile périphérique

VI.7 : CONCLUSION

## **Chapitre VI Étude de L'infrastructure**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passé à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique d'une hauteur de 3.00m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le sous-sol, ce voile sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

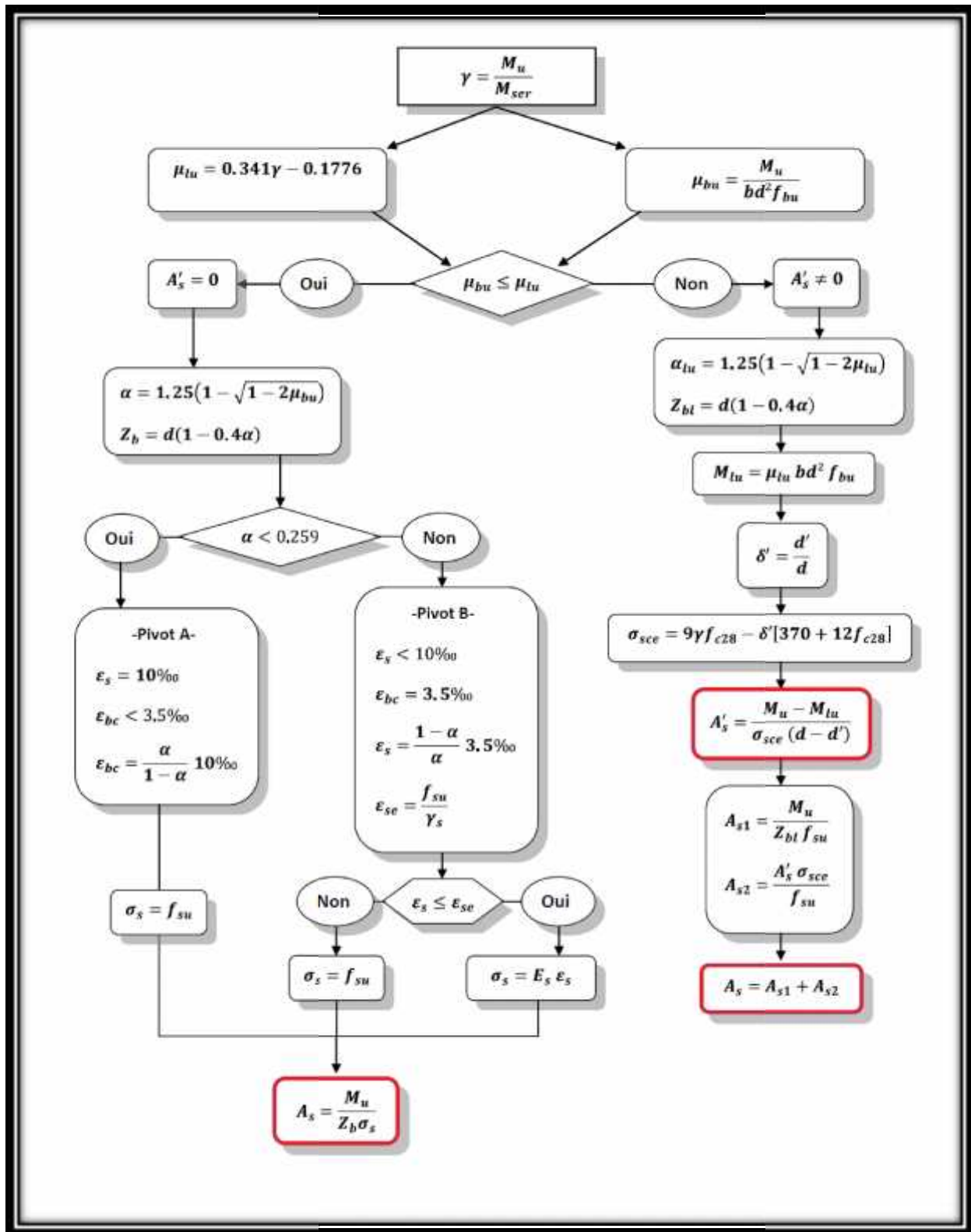
### CONCLUSIONS

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sont résumées dans les points suivants:

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière a été rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, **Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014**, qui permet la modélisation de tous types de structure avec une grande précision.
- Une initiation au large domaine de la dynamique des structures et au calcul vibratoire. Rappelons que la 1<sup>ère</sup> étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière, nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

L'élaboration de ce mémoire nous a permis l'application de toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation. De plus elle nous a permis d'être initiés aux logiciels spécialisés en génie civil.

# Annexes



**Annexe 1 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section Rectangulaire).**

## Vérification à E.L.S

$$M_{ser} ; h ; b ; d=0.9 h ; d'=0.11 h ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ; A_s ; A_s'$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , \max \left( \frac{f_e}{2} , 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

y Solution positive de :

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

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s' (y - d')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} ; \sigma_{bc} = k y ; \sigma_{st} = 15 k (d - y) ; \sigma_{sc} = 15 K (y - d')$$

oui

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

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

non

E.L.S vérifiée

Dimensionnement à l'E.L.S

**Annexe 2 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section Rectangulaire).**

## II- Section en T

### Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0,9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases} \quad \theta \text{ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{oui} \quad \mu \leq M_0 \quad \text{non}$$

Section en T

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire :  $b \times h$

$$A_s ; A'_s$$

$$\bar{\mu} = \mu - \frac{M_0(b - b_0)}{b}$$

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire  $b_0 \cdot d ; \bar{\mu}$

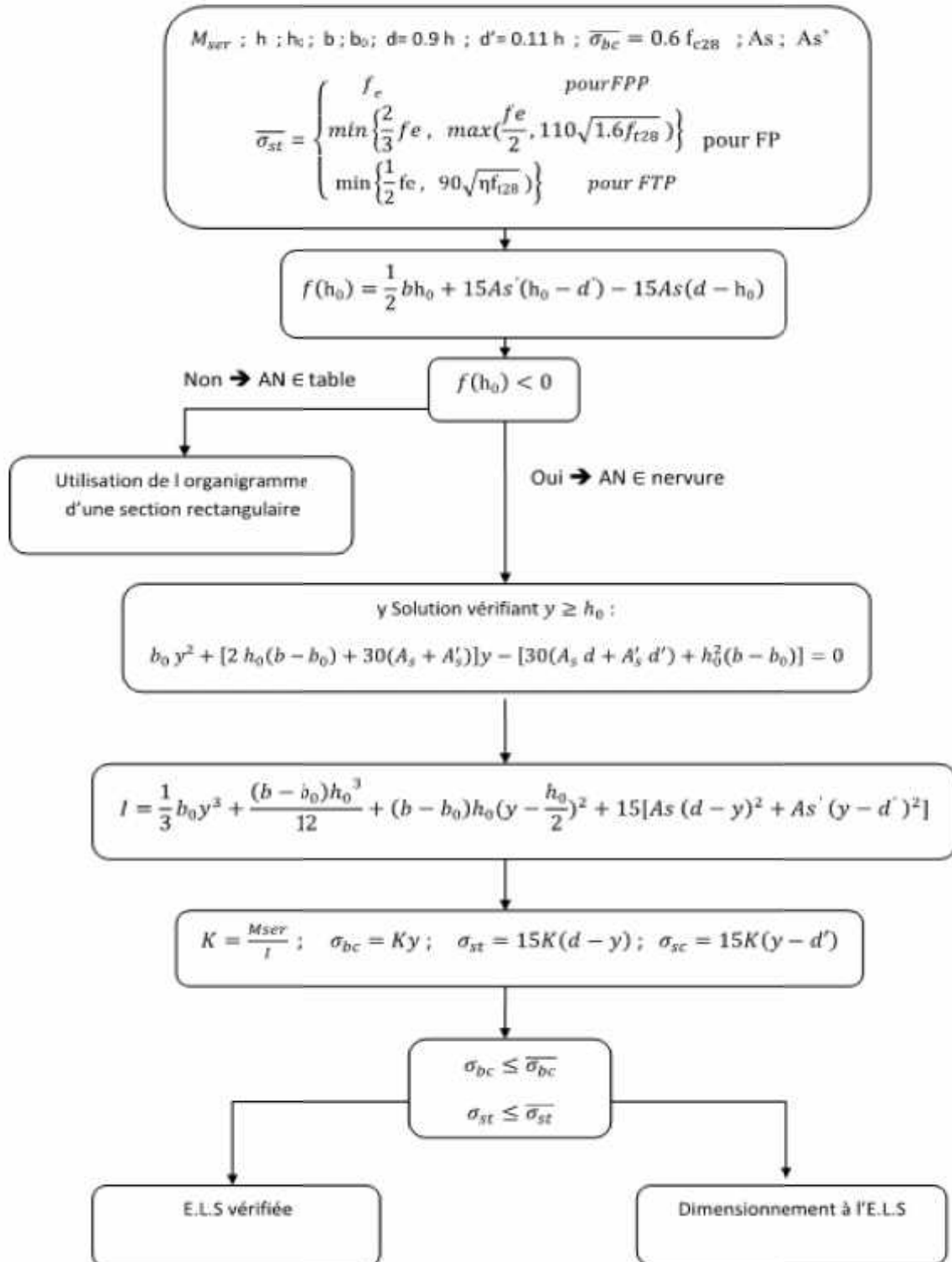
$$\Rightarrow \bar{A}_s \text{ et } \bar{A}'_s$$

$$A_s = \frac{[\bar{A}_s f_{su} + (b - b_0) h_0 f_{bu}]}{f_{su}}$$

$$A'_s = \bar{A}'_s$$

**Annexe 3 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section en T).**

## Vérification à E.L.S d'une section en T

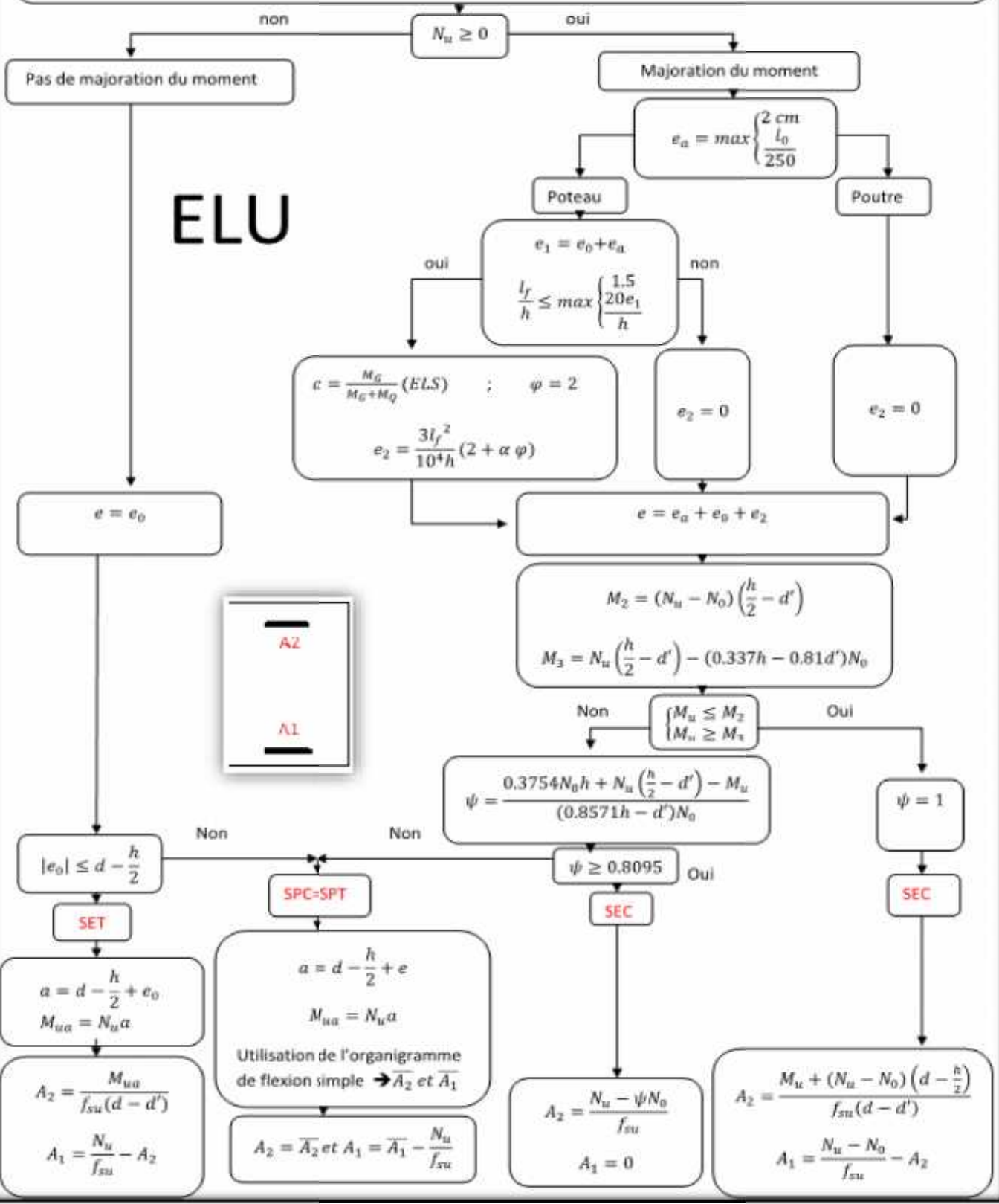


**Annexe 4 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en Té).**

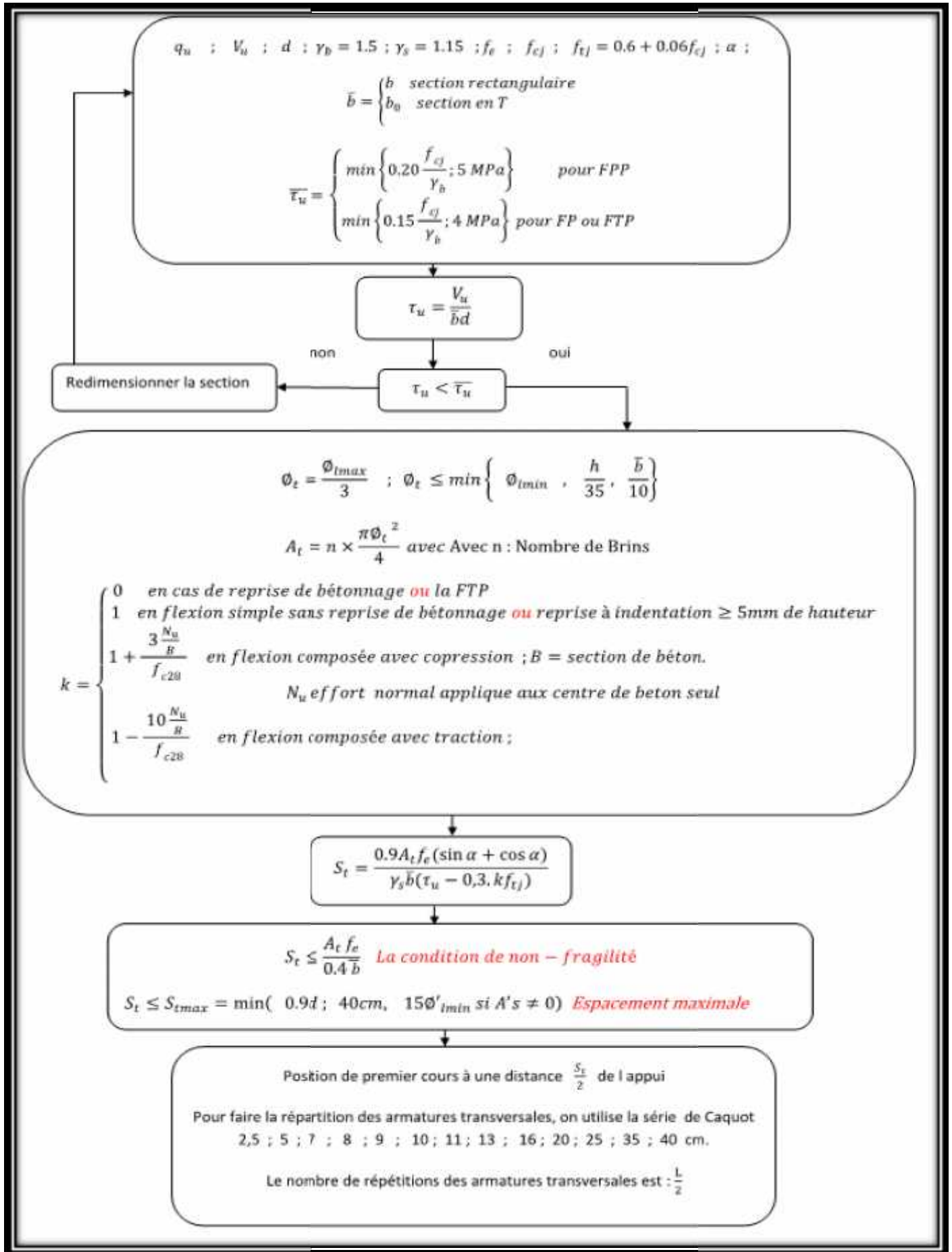


$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9h ; d' = 0.11d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

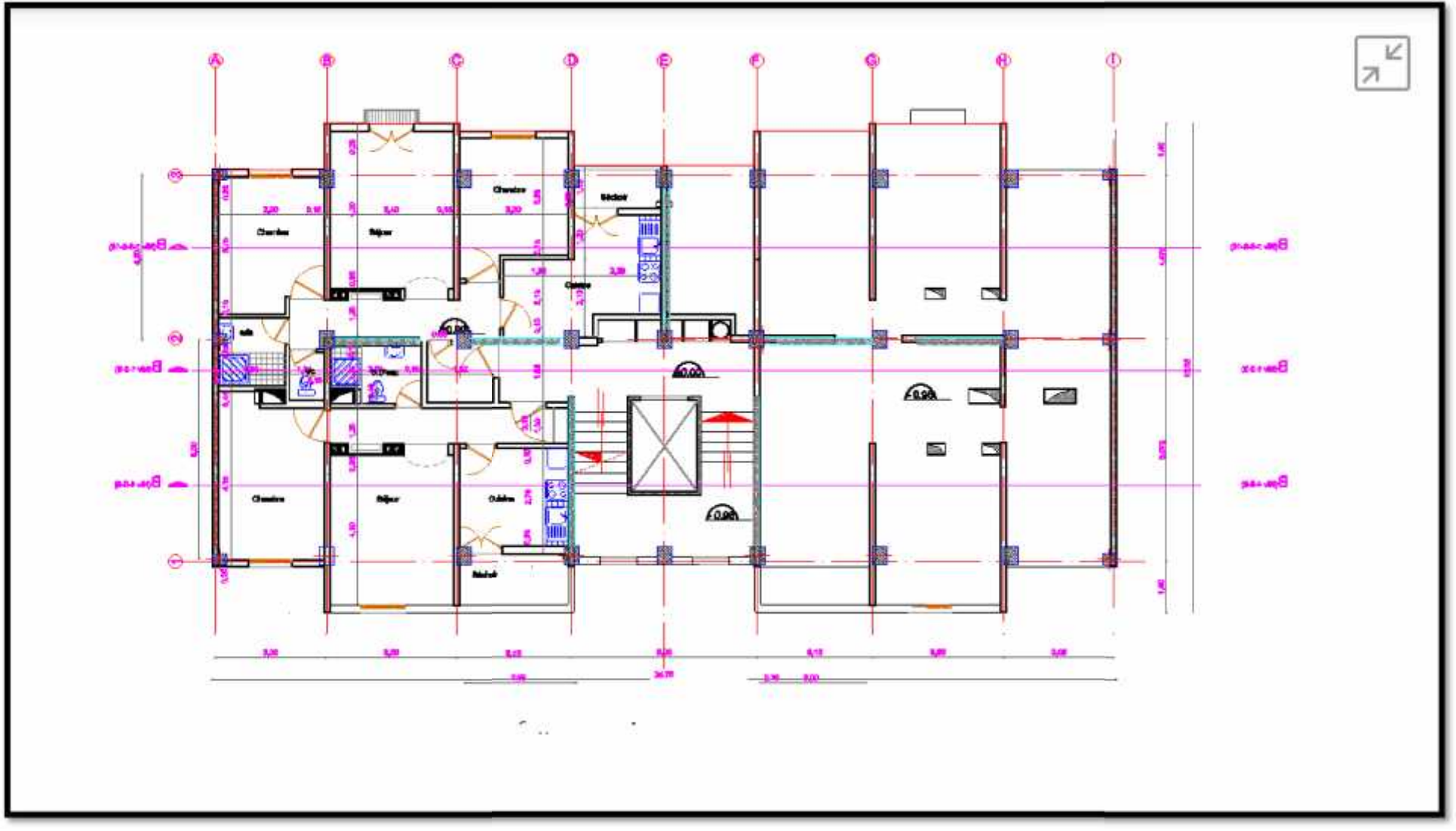
$$f_{su} = \frac{f_c}{\gamma_s} ; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$



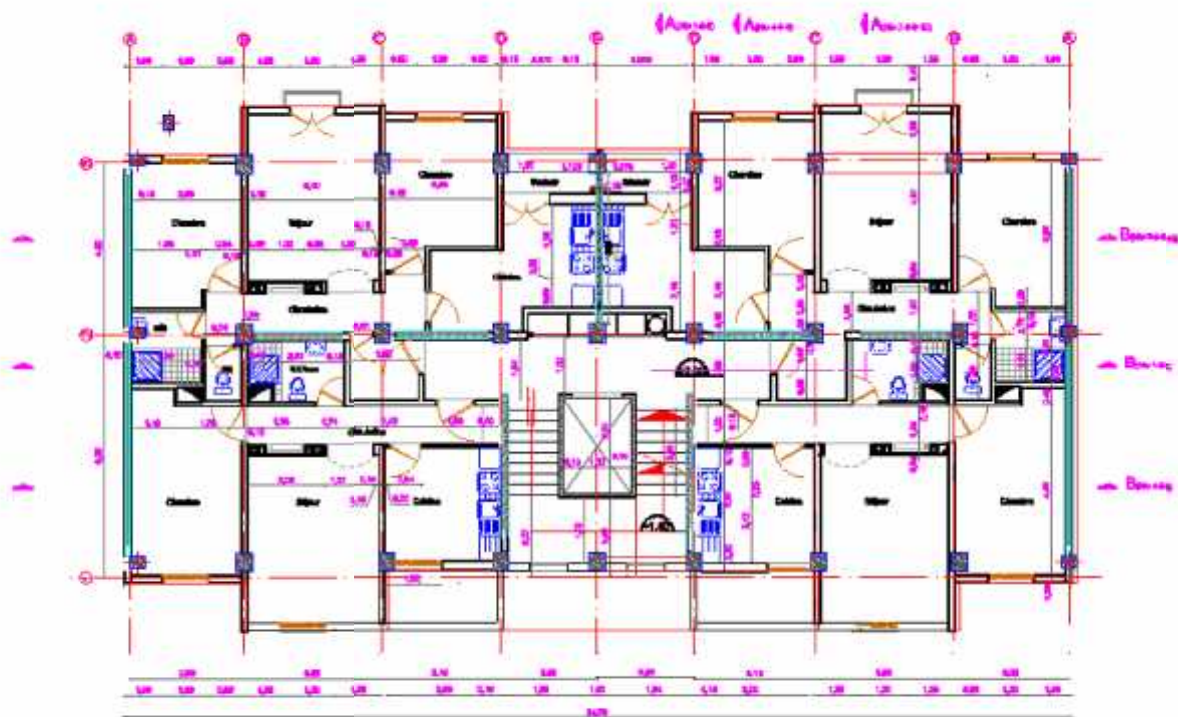
**Annexe 5 : Organigramme de calcul : flexion composée à ELU.**



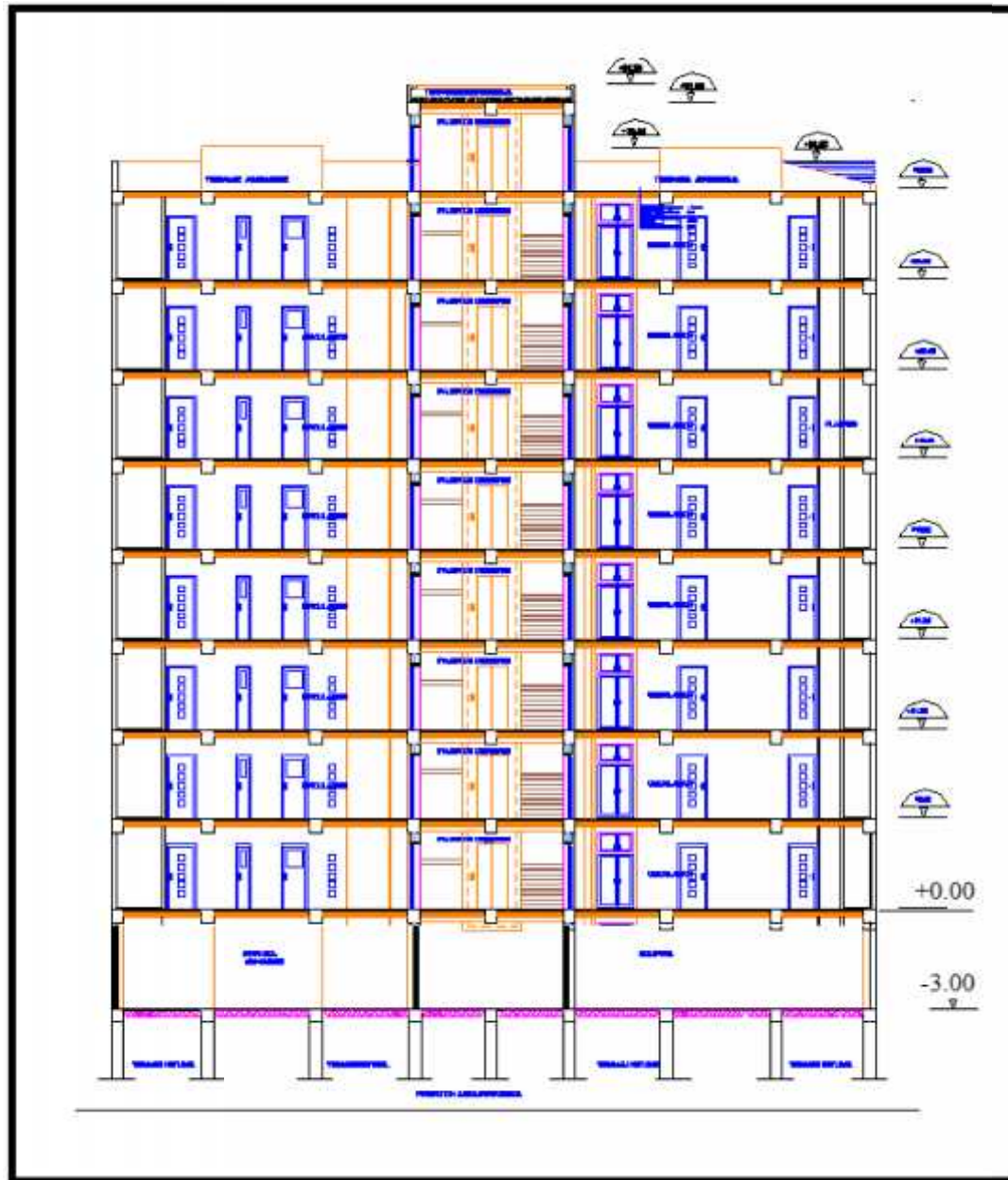
**Annexe 6 : Organigramme de calcul : Effort tranchant.**



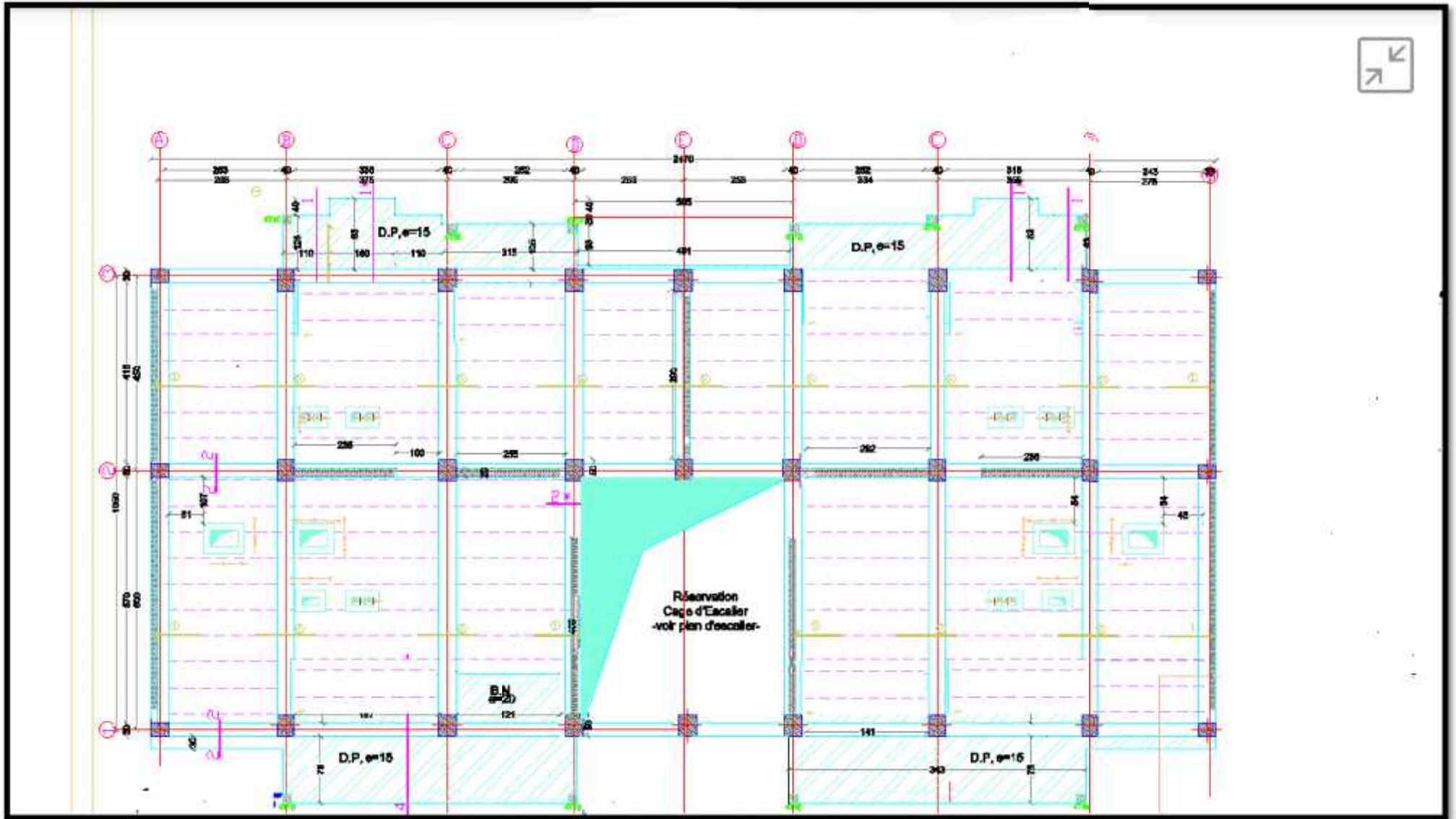
Annexe 7 : Plan d'architecture du Rez de chaussée.



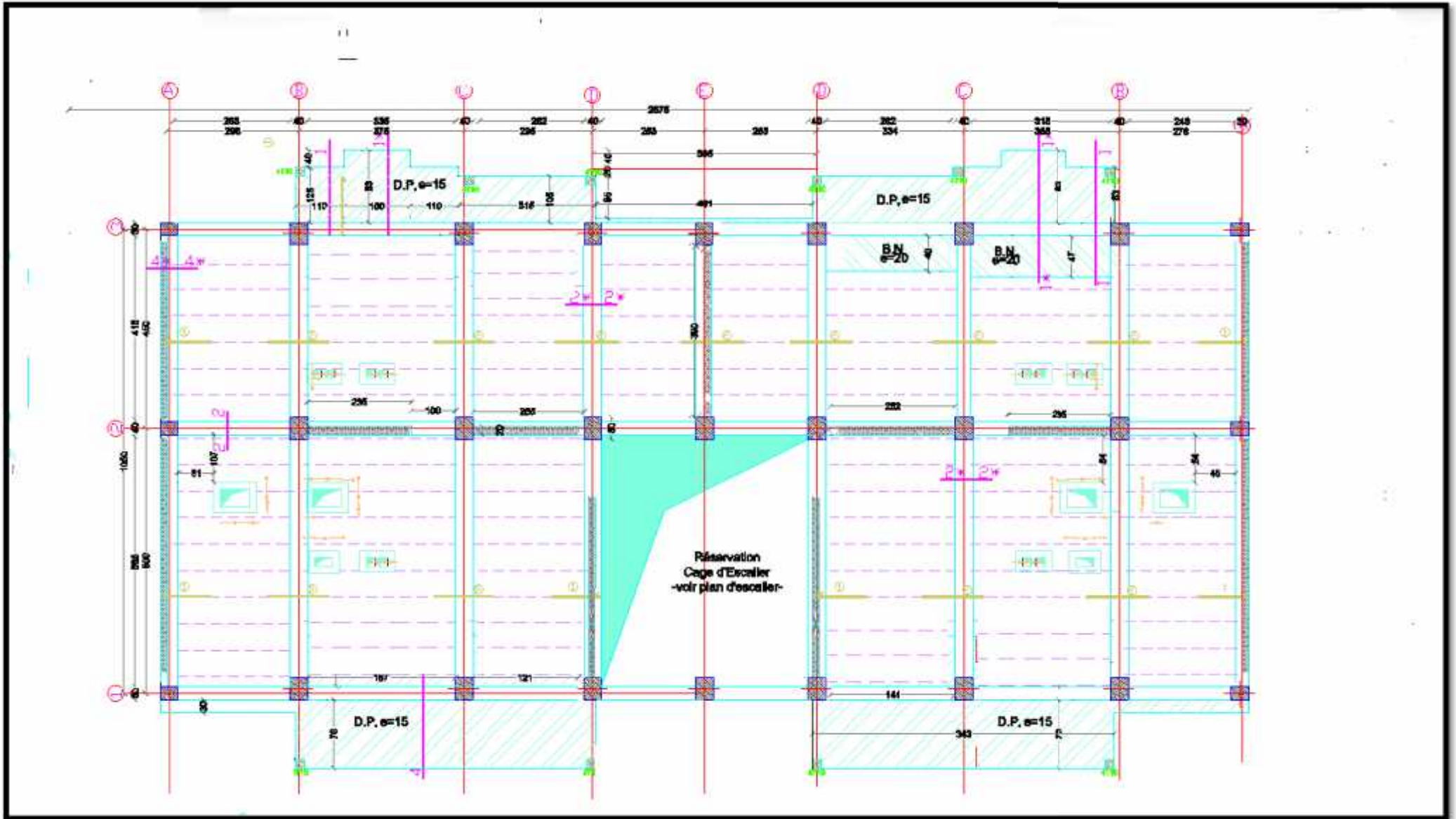
**Annexe 8 : Plan d'architecture de l'Etages Courants.**



**Annexe 9 : Coupe A-A du plan d'architecture.**

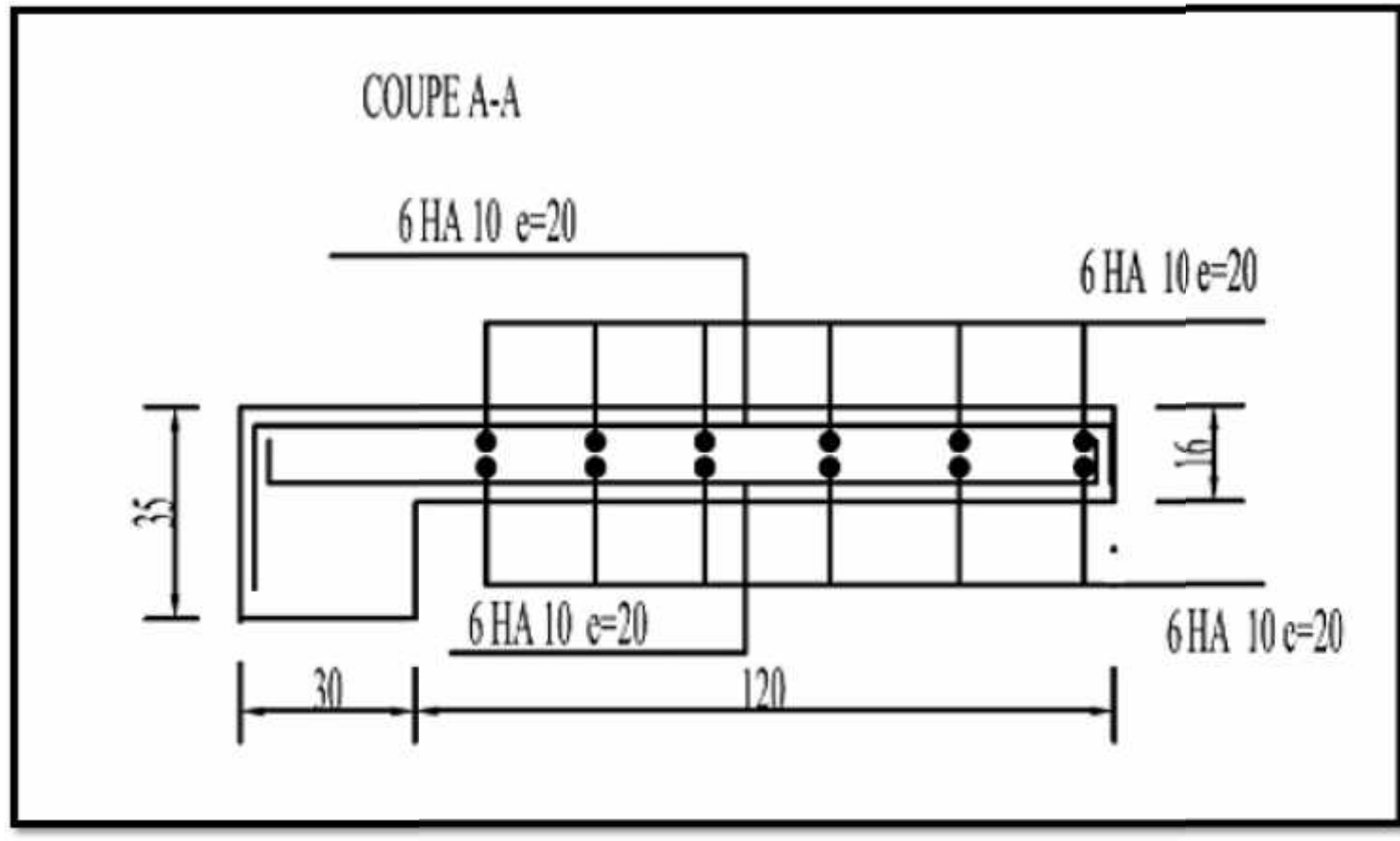


**Annexe 10** : Plan de coffrage du plancher étage courant.



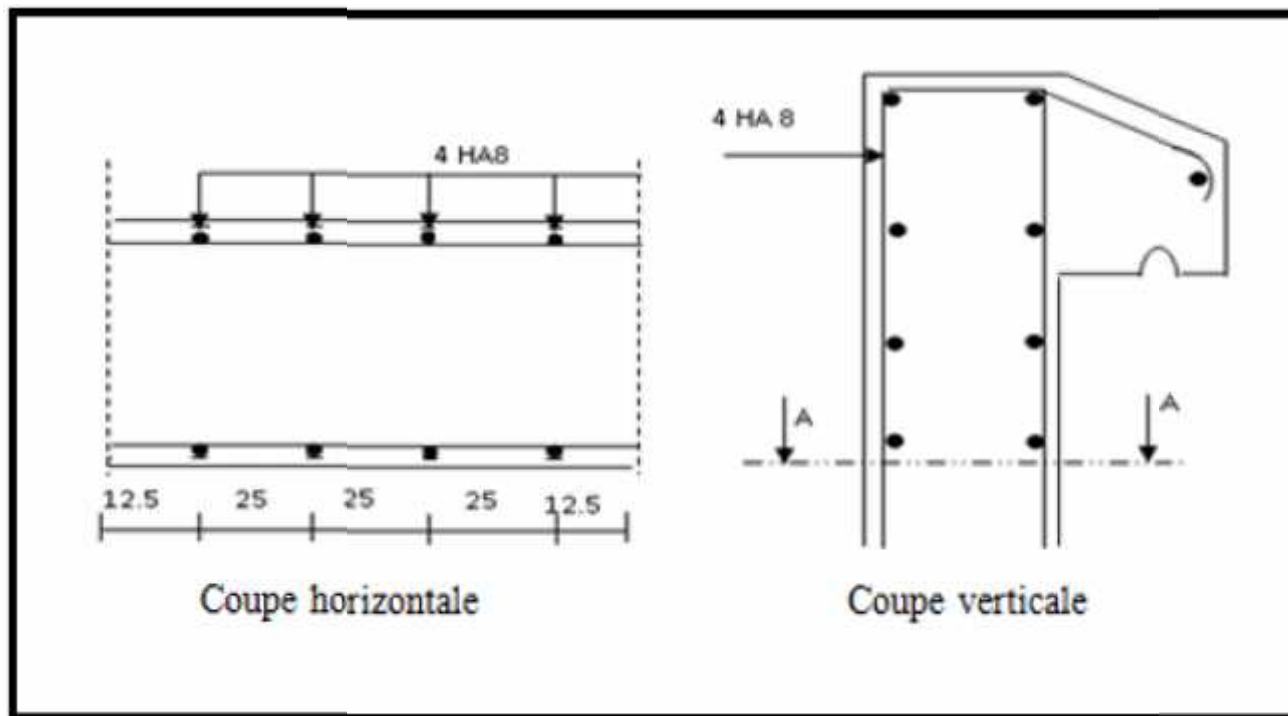
**Annexe 11 :Plan de coffrage du plancher Terrasse.**

**Annexe 12 : Plan de ferrailage de l'escalier (volée1).**

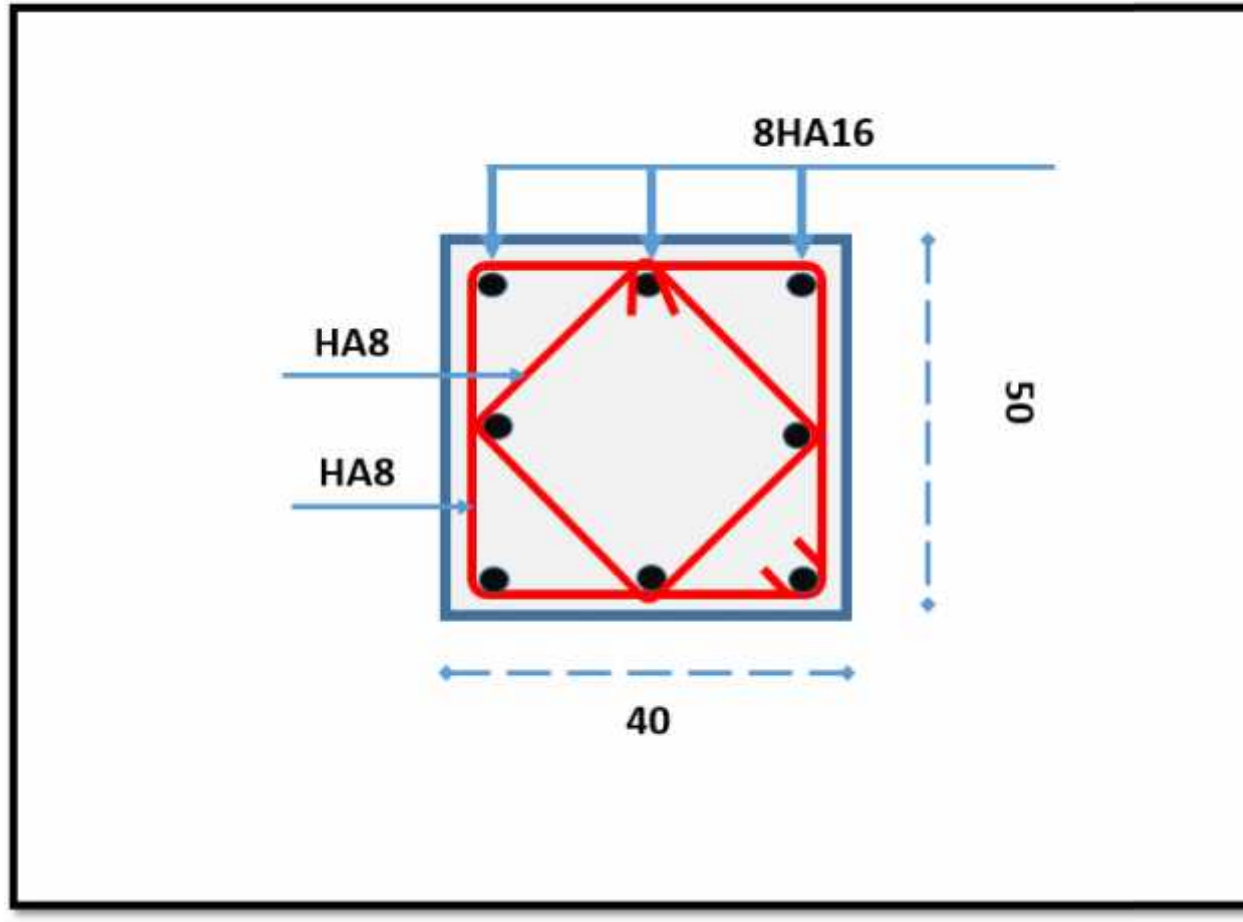


**Annexe 13 : Plan de ferrailage des balcons.**

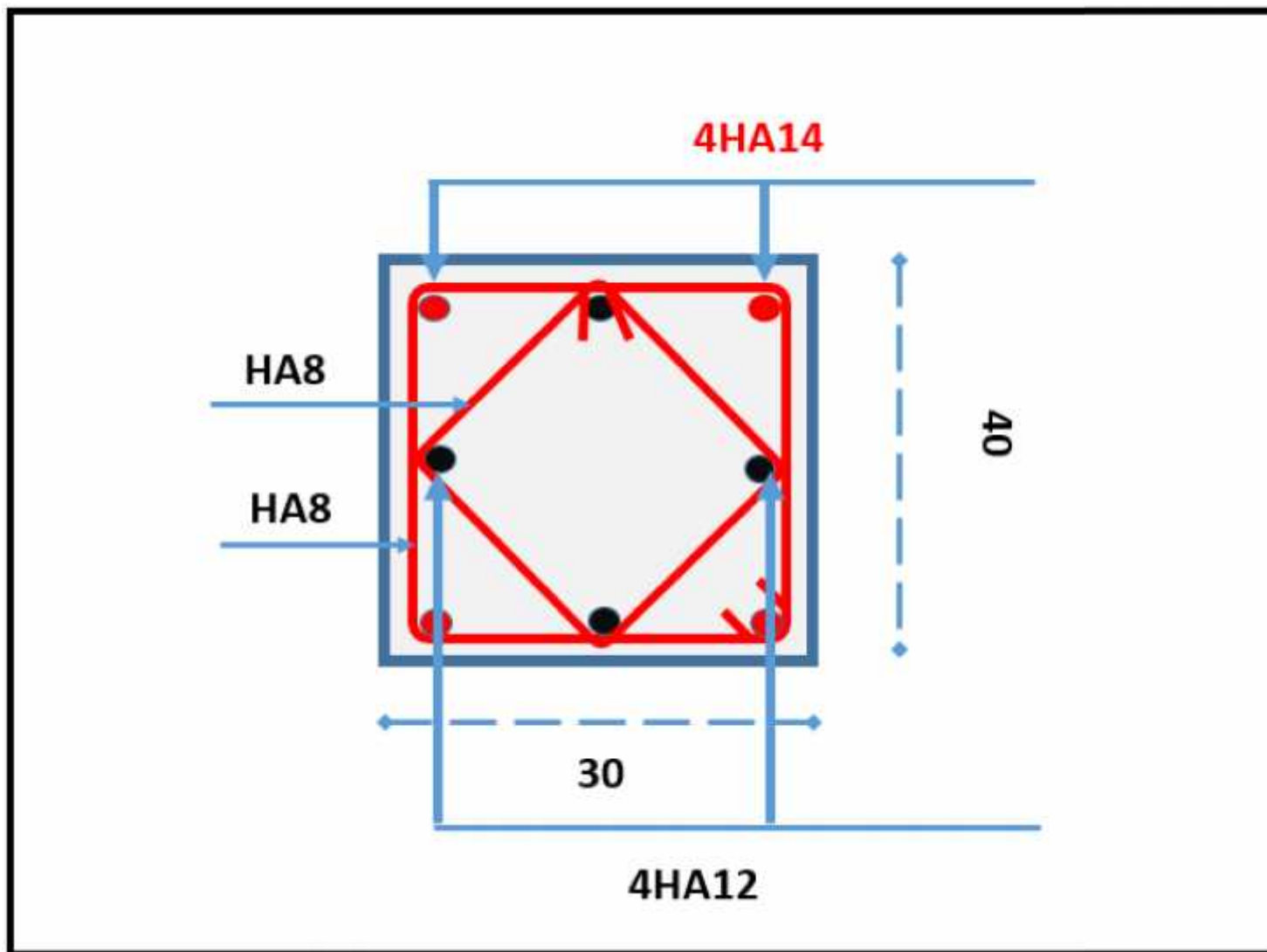




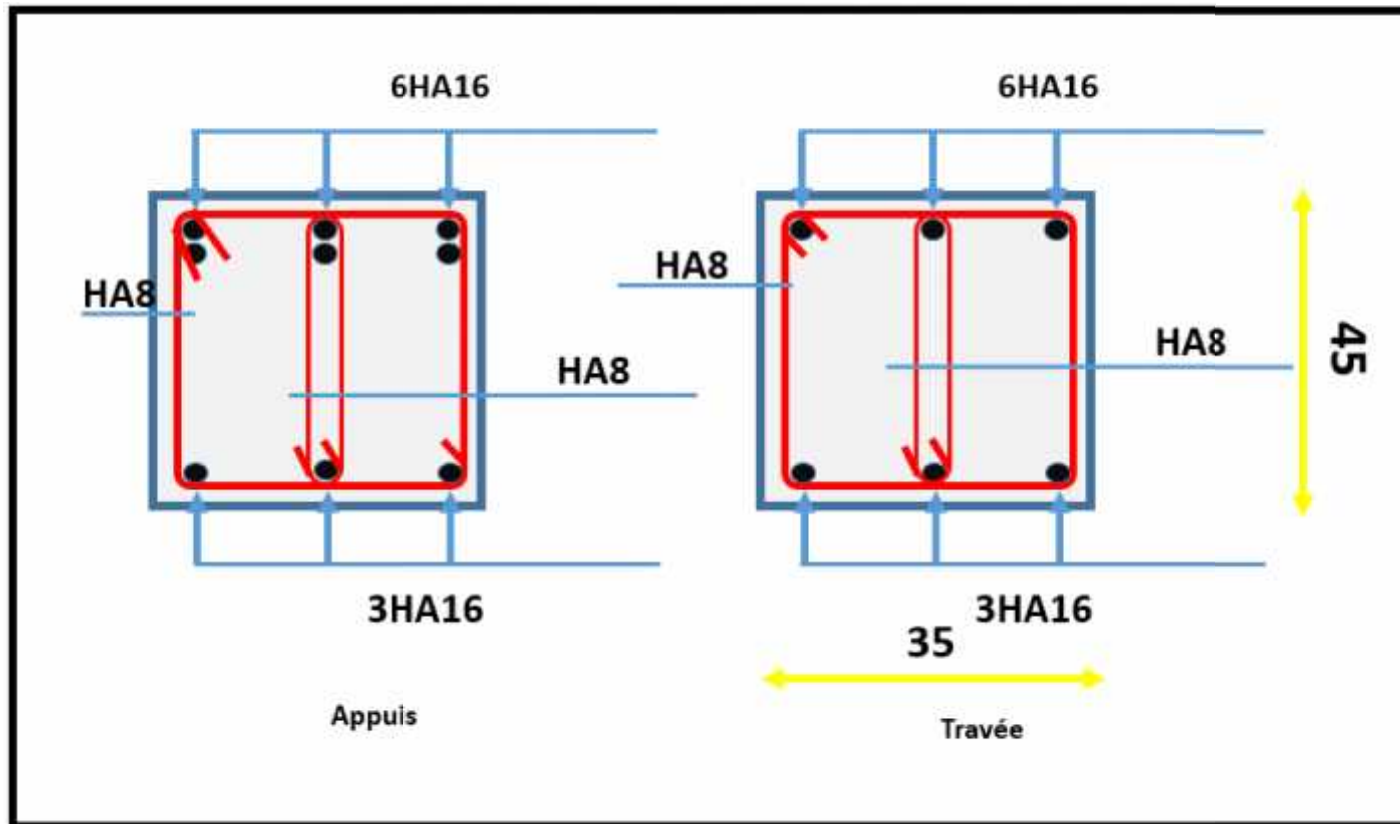
**Annexe 14 : Plan de ferrailage de l'acrotère.**



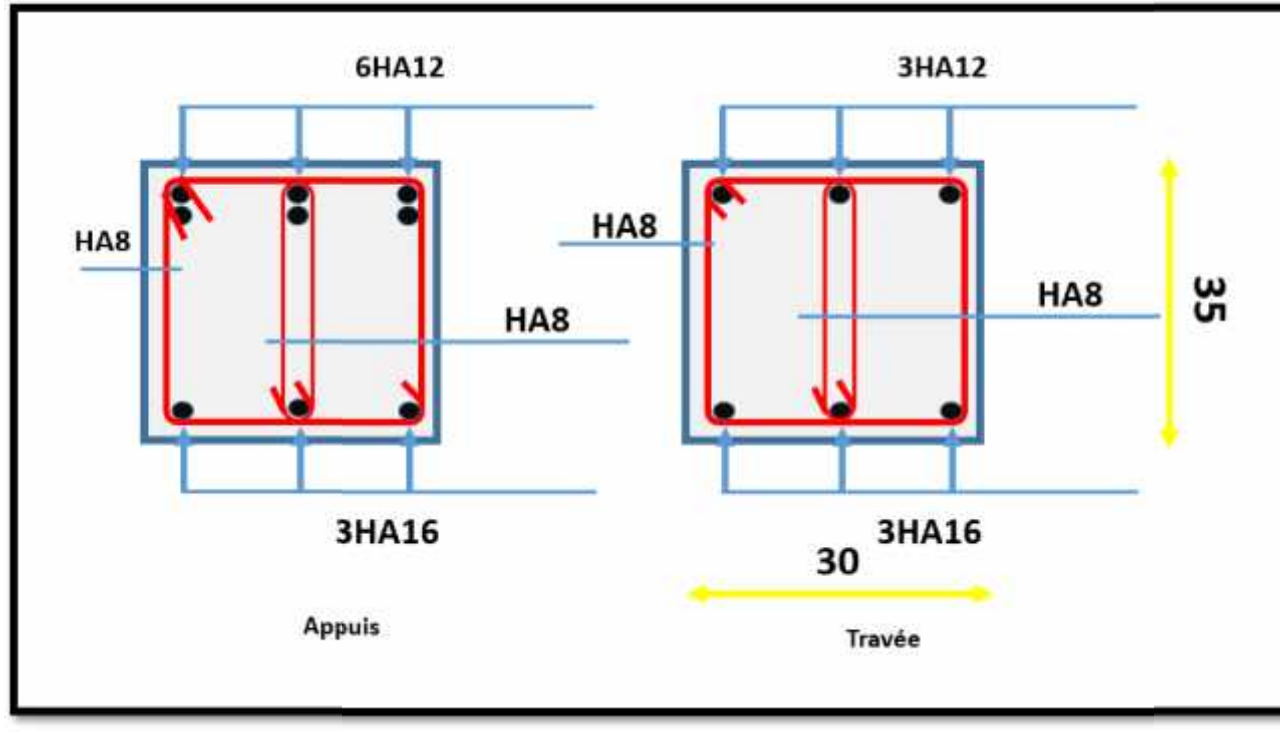
**Annexe 15 : Ferrailage depoteau(50x40)cm.**



**Annexe 16 : Ferrailage de poteau (40x30)cm.**

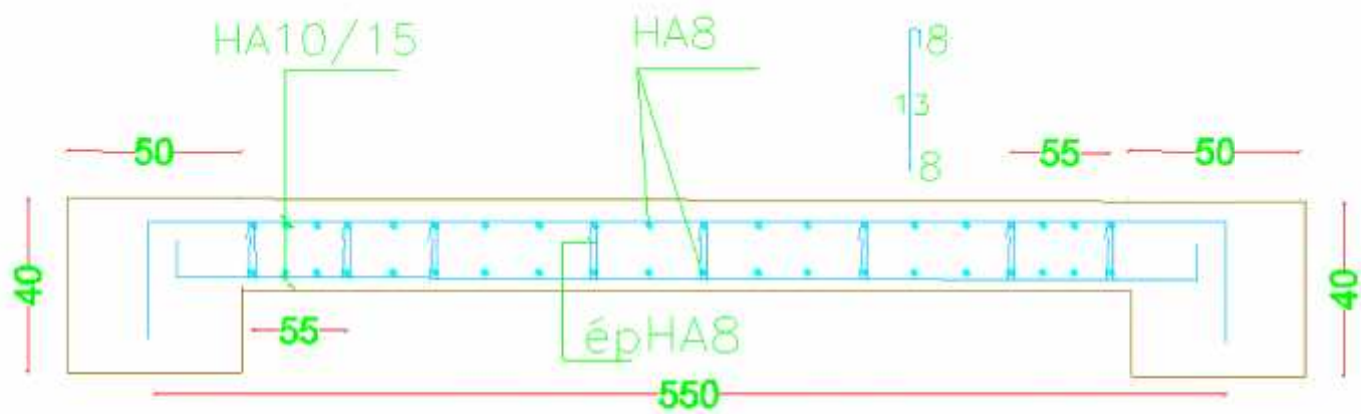


**Annexe 17 : Plan de ferrailage de la poutre principale (35×45) cm**

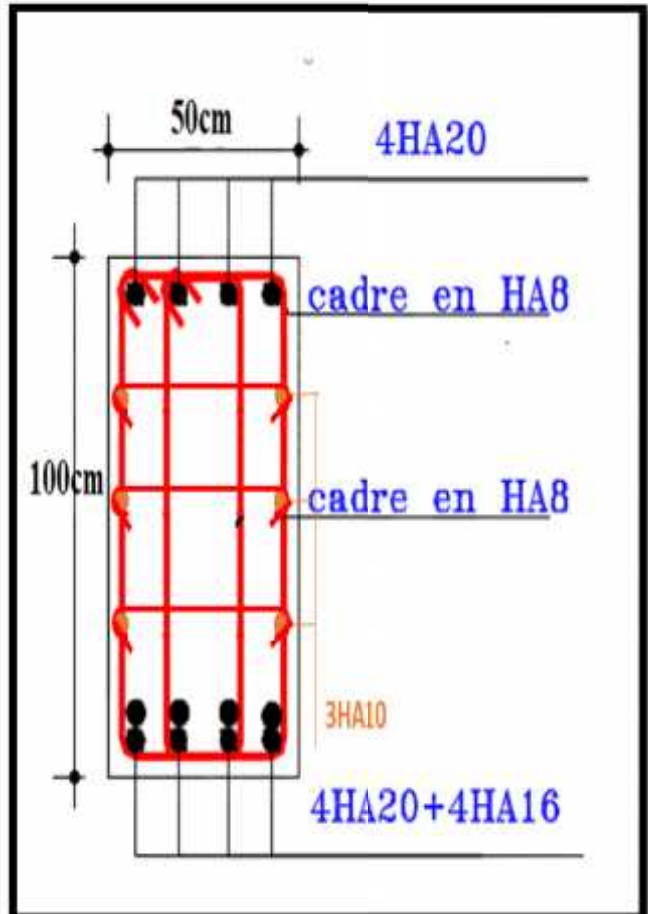
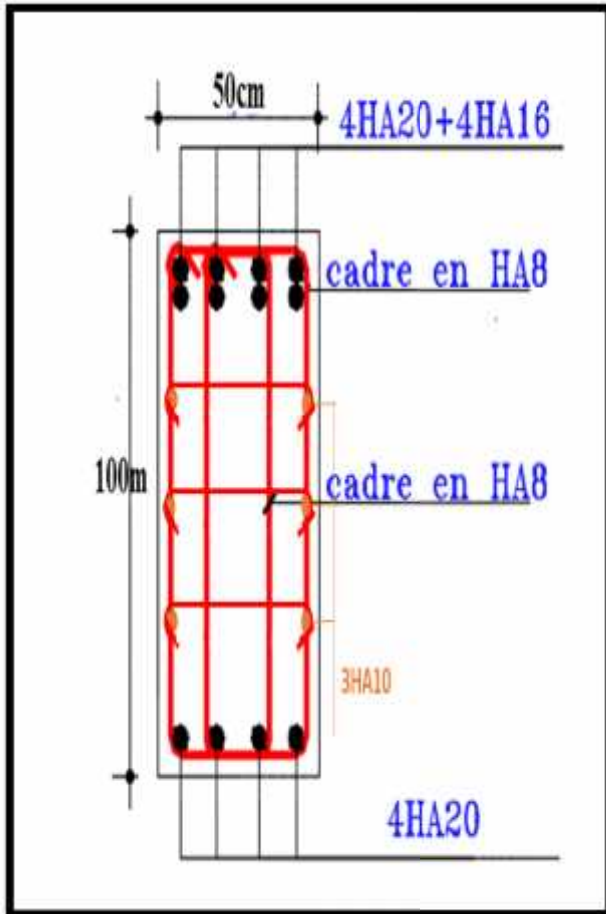


**Annexe 18 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire (30×35) cm (Coupes).**

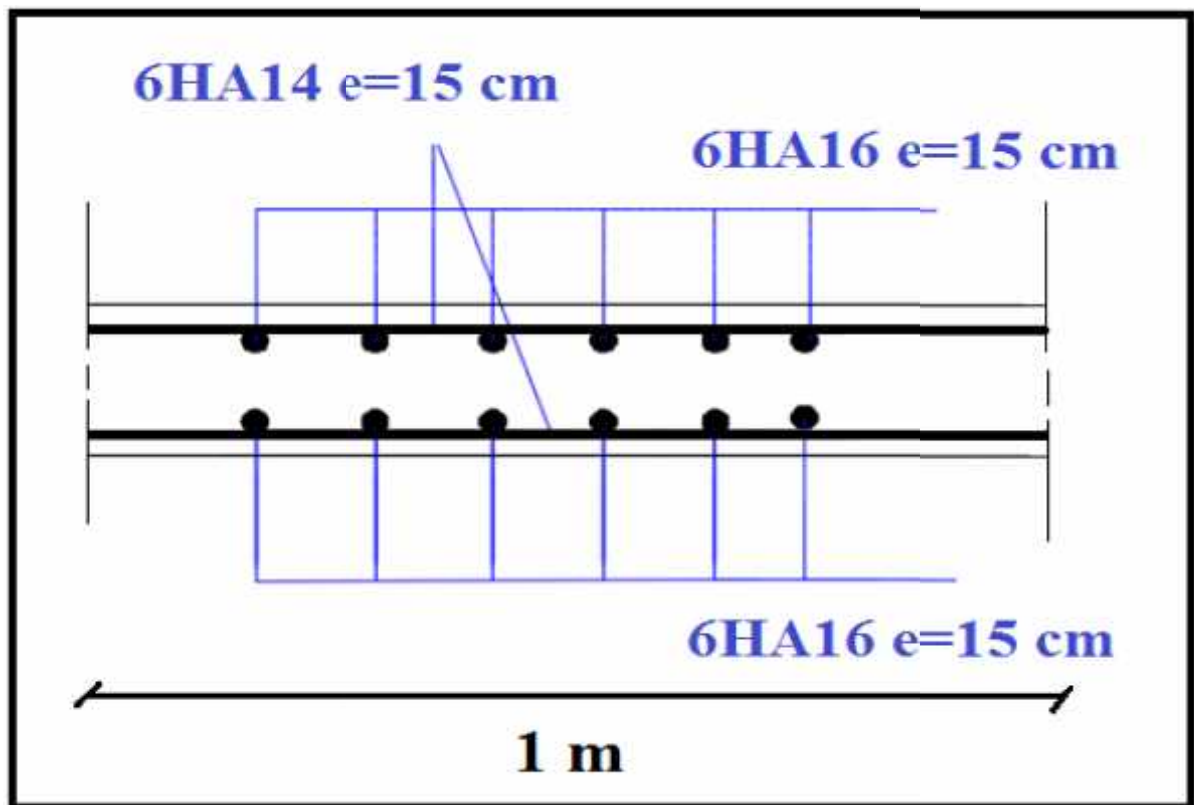
## Coupe sur le voile



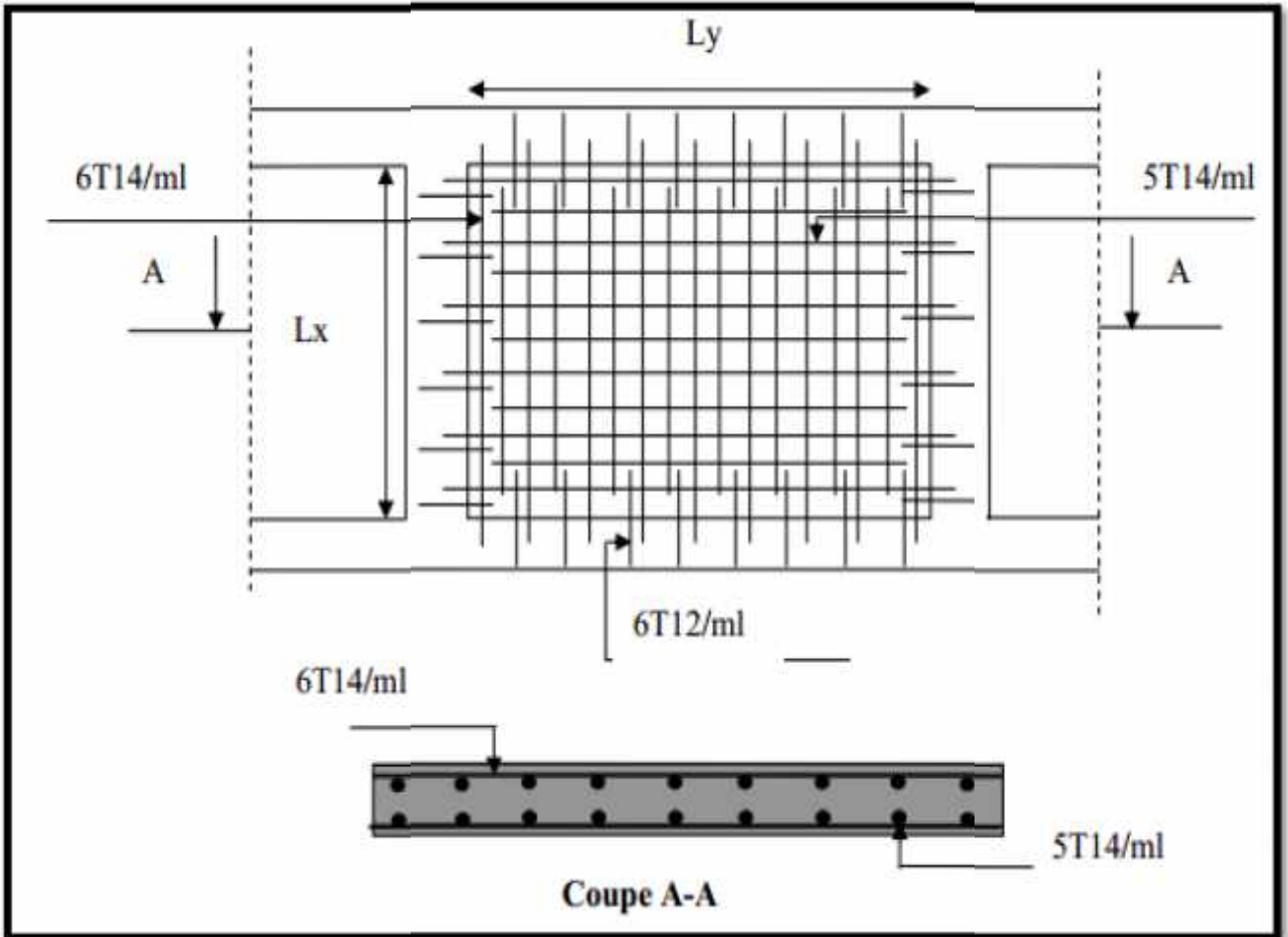
**Annexe 19 : Plan de ferrailage du voile.**



**Annexe 20** : Plan de ferrailage de la nervure



**Annexe 21** : Plan de ferrailage du radier (coupe Dalle).



**Annexe 22 : Plan de ferrailage du voile périphérique**