

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de la technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil*  
*Option : Matériaux et Structures*

## Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+6 avec duplexe+4 entre sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)**

### Présenté par :

M<sup>r</sup> GHOUL KHALED  
M<sup>r</sup> YEDJEDD ABDELHAK

### Encadreur :

M<sup>r</sup> BRARA ALI

### Jury

M<sup>elle</sup> BOUGHAMSA WASSILA  
M<sup>r</sup> MEZIANI BELKACEM

JUIN 2016

# REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M<sup>r</sup> BRARA : notre promoteur, pour avoir acceptée de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Ghoul Khaled

Yedjedd Abdelhak

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents*

*A mes regrettés grands parents décédés  
récemment en témoignage de leurs  
amours et leurs affections.*

*A mes frères.*

*A tous mes proches*

*A tous mes enseignants qui m'ont servit  
du primaire à l'université.*

*A toutes les personnes qui ont  
contribué a ma réussite.*

*A tous les membres du c.s.a technologie.*

*Ghoul Khaled*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents en témoignage  
de leurs amours et leur affection.*

*À mes frères. À tous mes proches.*

*À tous mes enseignants qui m'ont servi  
du primaire à l'université.*

*À tous mes amis et tous les membres du  
CSA Technologie, À toutes les personnes  
qui ont contribué de près ou de loin à la  
réalisation de ce travail*

*Yedjedd Abdelhak*

# SOMMAIRES

## Introduction générale

### Chapitre I : Présentation du projet et Généralité

I.1.	Introduction :	1
I.2.	Présentation de l'ouvrage :	1
I.3.	Données de site :	1
I.4.	Description architecturale :	1
I.5.	Description structurale :	2
I.6.	Réglementation et normes utilisés :	2
I.7.	Méthodes de calcul:	2
I.7.1	Etat limite ultime :	2
I.7.2	Etat limite de service :	3
I.8.	Résistance et caractéristique du béton :	4
I.8.1	Résistance à la compression :	4
I.8.2	Résistance à la traction :	4
I.8.3	Contrainte limite :	4
I.8.4	Déformation longitudinale du béton :	5
I.9.	Résistance et caractéristique de l'acier :	5
I.9.1	Définition :	5
I.9.2	Caractéristiques mécaniques des aciers :	5
I.10.	Organigramme de calcul :	7
I.11.	Conclusion :	11

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.	Introduction :	12
II.2.	Prédimensionnement des éléments secondaires:	12
II.2.1	Les planchers a corps creux :	12
II.2.2	Les dalles pleines :	13
II.2.3	Les escaliers :	14
II.3.	Prédimensionnement des éléments principaux:	16
II.3.1	Les voiles :	16
II.3.2	Les poutres :	17
II.3.3	Les poteaux :	18
II.4.	Conclusion:	26

### **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

<b>III.1. Introduction :</b> .....	<b>27</b>
<b>III.2. Etude des planchers :</b> .....	<b>27</b>
<b>III.2.1 Les poutrelles des planchers (20+5) :</b> .....	<b>27</b>
<b>III.2.2 Etude de la dalle de compression :</b> .....	<b>41</b>
<b>III.3. Etude des dalles pleines :</b> .....	<b>42</b>
<b>III.3.1 dalles pleines sur 3 appuis :</b> .....	<b>42</b>
<b>III.3.2 dalles pleines sur 4 appuis :</b> .....	<b>44</b>
<b>III.4. Etude des escaliers :</b> .....	<b>47</b>
<b>III.4.1 Etude du 1er type d'escalier :</b> .....	<b>47</b>
<b>III.4.2 Etude de la poutre palière :</b> .....	<b>50</b>
<b>III.5. Etude de la poutre de chainage :</b> .....	<b>54</b>
<b>III.6. Etude de l'ascenseur :</b> .....	<b>57</b>
<b>III.7. Conclusion :</b> .....	<b>64</b>

### **Chapitre IV : Etude dynamique**

<b>IV.1. Introduction :</b> .....	<b>65</b>
<b>IV.2. Objectifs et exigences :</b> .....	<b>65</b>
<b>IV.3. Methodes de calcul :</b> .....	<b>65</b>
<b>IV.3.1 Methode statique équivalente :</b> .....	<b>65</b>
<b>IV.3.2 Methode dynamique modale spectrale :</b> .....	<b>68</b>
<b>IV.3.3 Methode d'analyse par accelerogramme :</b> .....	<b>68</b>
<b>IV.4. Exigences du RPA pour les systemes mixtes :</b> .....	<b>68</b>
<b>IV.5. modelisation de la structure par le logiciel robot 2012 :</b> .....	<b>69</b>
<b>IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :</b> .....	<b>70</b>
<b>IV.5.2 Interpretation des resultats de l'analyse dynamique:</b> .....	<b>71</b>
<b>IV.5.3 Comportement de la structure :</b> .....	<b>71</b>
<b>IV.6. Conclusion :</b> .....	<b>76</b>

### **Chapitre V : Etude éléments principaux**

<b>V.1. Etude des poutres :</b> .....	<b>77</b>
<b>V.1.1 Introduction :</b> .....	<b>77</b>
<b>V.1.2 Calcul du ferrailage :</b> .....	<b>77</b>
<b>V.2. Etude des poteaux :</b> .....	<b>81</b>
<b>V.2.1 Vérification des zones nodales :</b> .....	<b>87</b>
<b>V.3. Etude des voiles :</b> .....	<b>89</b>
<b>V.3.1 Introduction :</b> .....	<b>89</b>
<b>V.3.2 Sollicitations de calcul :</b> .....	<b>89</b>

<b>V.4. Conclusion :</b> .....	<b>97</b>
--------------------------------	-----------

### **Chapitre VI : Etude des fondations**

<b>VI.1. Introduction :</b> .....	<b>98</b>
<b>VI.2. Choix de type de fondations :</b> .....	<b>98</b>
<b>VI.3. Combinaisons d'actions a considerer :</b> .....	<b>98</b>
<b>VI.4. Etude des fondations :</b> .....	<b>98</b>
<b>VI.4.1 vérification de la semelle isolée :</b> .....	<b>98</b>
<b>VI.4.2 vérification de la semelle filantes :</b> .....	<b>99</b>
<b>VI.4.3 Radier général :</b> .....	<b>100</b>
<b>VI.5. Voile périphérique :</b> .....	<b>110</b>
<b>VI.5.1 Introduction :</b> .....	<b>110</b>
<b>VI.5.2 Dimensionnement du voile périphérique :</b> .....	<b>111</b>
<b>VI.5.3 Caractéristiques du sol :</b> .....	<b>111</b>
<b>VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges :</b> .....	<b>111</b>
<b>VI.5.5 Ferrailage du voile périphérique:</b> .....	<b>111</b>
<b>VI.6. Conclusion :</b> .....	<b>114</b>

**CONCLUSION GENERAL**

**BIBLIOGRAFPHE**

**ANNEXES**

**PLANS DE LA STRUCTURES**

## LISTE DES FIGURES

Figure II.1- Panneau de dalle sur 3 appuis : .....	13
Figure II.2- Panneau de dalle sur 4 appuis : .....	13
Figure II.3- Detail d'un escalier droit : .....	14
Figure II.4- Schémas statique du 1er type d'escalier : .....	14
Figure II.5- Schémas d'escalier RDC : .....	15
Figure II.6- Schémas statique d'escalier ENTRE-SOL : .....	16
Figure II.7- Surface afférente etages courant : .....	21
Figure II.8- Surface afférente entre-sol : .....	21
Figure II.9- Surface afférente toiture : .....	21
Figure III.1- Schémas de disposition des poutrelles : .....	27
Figure III.2- Types des poutrelles obtenues : .....	28
Figure III.3- Poutrelles type 2 : .....	29
Figure III.4- Schémas des poutrelles : .....	32
Figure III.5- Schémas de ferrailage des poutrelles étages courants : .....	40
Figure III.6- Schémas de ferrailage des poutrelles RDC : .....	41
Figure III.7- Schémas de ferrailage de la dalle de compression : .....	41
Figure III.8- Dalle pleine sur 3 appuis : .....	42
Figure III.9- Schémas de ferrailage dalle sur 3 appuis : .....	44
Figure III.10- Dalle pleine sur 4 appuis : .....	44
Figure III.11- Schémas de ferrailage dalle sur 4 appuis : .....	47
Figure III.12- Escalier type 1 : .....	47
Figure III.13- Ferrailage escalier type 1 : .....	49
Figure III.14- Schémas statique de la poutre palière : .....	50
Figure III.15- Section creuse : .....	51
Figure III.16- Ferrailage de la poutre palière : .....	54
Figure III.17- Schémas statique de la poutre de chaînage : .....	54
Figure III.18- Ferrailage de la poutre de chaînage : .....	57
Figure III.19- Dimension de la dalle ascenseur : .....	57
Figure III.20- Cas d'une charge concentrée: .....	60
Figure III.21- Ferrailage de la dalle ascenseur : .....	64
Figure IV.1- Disposition des voiles : .....	70
Figure IV.2- Périodes de vibration et participation massique : .....	71
Figure IV.3- Mode 1 translation X-X : .....	71
Figure IV.4- Mode 2 translation Y-Y : .....	72
Figure IV.5- Mode 3 rotation Z-Z : .....	72
Figure IV.6- Vue 3D de la structure étudiée : .....	74
Figure V.1- Ferrailage des poutres : .....	80
Figure V.2- Schémas de la zone nodale : .....	87

<b>Figure V.3- Ferrailage des poteaux :</b> .....	<b>88</b>
<b>Figure V.4- La longueur tendue du voile :</b> .....	<b>91</b>
<b>Figure V.5- Exemple de ferrailage des voiles Vx1 et Vx2 :</b> .....	<b>94</b>
<b>Figure V.6- Voile avec ouverture :</b> .....	<b>94</b>
<b>Figure V.7- Dimensions du linteau :</b> .....	<b>95</b>
<b>Figure V.8- Schémas de ferrailage du linteau :</b> .....	<b>97</b>
<b>Figure VI.1- Semelle filante selon Y-Y :</b> .....	<b>99</b>
<b>Figure VI.2- Dimensions du radier :</b> .....	<b>100</b>
<b>Figure VI.3- Zone d'impact de la charge compactée :</b> .....	<b>101</b>
<b>Figure VI.4- Le panneau le plus sollicité :</b> .....	<b>104</b>
<b>Figure VI.5- Schémas de ferrailage du radier :</b> .....	<b>106</b>
<b>Figure VI.6- Schémas statique nervure X-X :</b> .....	<b>108</b>
<b>Figure VI.7- Schémas statique nervure Y-Y :</b> .....	<b>108</b>
<b>Figure VI.8- Section ferrailé :</b> .....	<b>109</b>
<b>Figure VI.9- Ferrailage des nervures :</b> .....	<b>110</b>
<b>Figure VI.10- Répartition des contraintes sur le voile périphérique:</b> .....	<b>111</b>
<b>Figure VI.11- Ferrailage du voile périphérique:</b> .....	<b>114</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1- Evaluation des charges planchers (20+5) étages courants :.....	18
Tableau II.2- Evaluation des charges planchers (20+5) RDC :.....	18
Tableau II.3- Evaluation des charges dalle pleine : .....	19
Tableau II.4- Evaluation des charges balcons : .....	19
Tableau II.5- Evaluation des charges escalier : .....	19
Tableau II.6- Evaluation des charges murs : .....	20
Tableau II.7- Evaluation des charges toiture:.....	20
Tableau II.8- section et poids des poteaux : .....	20
Tableau II.9- récapitulatif de la descente de charge : .....	22
Tableau II.10- Vérification des poteaux a la compression simple : .....	24
Tableau II.11- Vérification des poteaux au flambement : .....	25
Tableau II.12- Section adopté pour les poutres et les poteaux :.....	26
Tableau III.1- Charges sur les poutrelles : .....	28
Tableau III.2- Sollicitation de la poutrelle de l'étage courant type 1 :.....	30
Tableau III.3- Sollicitation de la poutrelle de l'étage courant type 2 :.....	30
Tableau III.4- Sollicitation de la poutrelle de l'étage courant type 3 :.....	30
Tableau III.5- Sollicitation de la poutrelle de l'étage courant type 4:.....	31
Tableau III.6- Sollicitation de la poutrelle RDC type 1 : .....	31
Tableau III.7- Sollicitation de la poutrelle RDC type 2 : .....	31
Tableau III.8- Sollicitation de la poutrelle RDC type 3 : .....	31
Tableau III.9- Sollicitation de la poutrelle RDC type 4 : .....	31
Tableau III.10- Sollicitation maximale des poutrelles: .....	32
Tableau III.11- Résumé de ferrailage des poutrelles : .....	40
Tableau III.12- Ferrailage dalle sur trois appuis: .....	42
Tableau III.13- Vérification des contraintes de compression du béton a l'ELS :.....	43
Tableau III.14- Les resultat de calcul du ferrailage: .....	44
Tableau III.15- calcul des chargements:.....	47
Tableau III.16- Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS:.....	48
Tableau III.17- Férrailage a l'ELU:.....	48
Tableau III.18- Vérification de l'état limite de compression du béton :.....	49
Tableau III.19- Calcul en flexion simple de la poutre palière:.....	51
Tableau III.20- Sollicitations dans la poutre palière: .....	52
Tableau III.21- Calcul d'armatures longitudinales de la poutre palière:.....	52
Tableau III.22- Calcul d'armatures de torsion de la poutre palière:.....	52
Tableau III.23- Vérification des contraintes dans le béton : .....	53
Tableau III.24- Calcul d'armatures longitudinales de la poutre de chainage: .....	55
Tableau III.25- Calcul d'armatures de la dalle ascenseur : .....	59
Tableau III.26- Ferrailage de la dalle ascenseur : .....	59

<b>Tableau III.27- Vérification au cisaillement :</b>	<b>59</b>
<b>Tableau III.28- Sollicitation et section d'armature :</b>	<b>62</b>
<b>Tableau III.29- Section d'armature adoptées :</b>	<b>62</b>
<b>Tableau III.30- Sollicitation et section d'armature :</b>	<b>62</b>
<b>Tableau IV.1- Valeurs des penalités <math>P_q</math> :</b>	<b>66</b>
<b>Tableau IV.2- Vérification sous charges horizontal :</b>	<b>66</b>
<b>Tableau IV.3- Vérification sous charges verticales :</b>	<b>73</b>
<b>Tableau IV.4- Vérification de la resultante des forces sismiques :</b>	<b>74</b>
<b>Tableau IV.5- Vérification de l'effort normal :</b>	<b>75</b>
<b>Tableau IV.6- Justification vis à vis des déformations:</b>	<b>75</b>
<b>Tableau IV.7- Vérification de l'effet <math>P-\Delta</math> :</b>	<b>76</b>
<b>Tableau V.1- Ferrailage des poutres à chaque niveau :</b>	<b>78</b>
<b>Tableau V.2-Vérification des contraintes tangentielles :</b>	<b>79</b>
<b>Tableau V.3-Vérification de l'état de compression du béton :</b>	<b>79</b>
<b>Tableau V.4-Vérification de la flèche pour les poutres :</b>	<b>80</b>
<b>Tableau V.5- Sollicitation dans les poteaux :</b>	<b>81</b>
<b>Tableau V.6-Ferrailage des poteaux :</b>	<b>83</b>
<b>Tableau V.7-Calcul des armatures transversales :</b>	<b>84</b>
<b>Tableau V.8-Vérification du flambement pour les poteaux :</b>	<b>85</b>
<b>Tableau V.9-Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :</b>	<b>86</b>
<b>Tableau V.10-Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :</b>	<b>86</b>
<b>Tableau V.11-Les moments résistants dans les poteaux :</b>	<b>87</b>
<b>Tableau V.12-Vérification de la zone nodale :</b>	<b>88</b>
<b>Tableau V.13- Sollicitation max dans le voile <math>V_{x1}</math>//à <math>x-x'</math> :</b>	<b>89</b>
<b>Tableau V.14- Sollicitation max dans le voile <math>V_{x2}</math>//à <math>x-x'</math> :</b>	<b>89</b>
<b>Tableau V.15- Sollicitation max dans le voile <math>V_{y1}</math>//à <math>y-y'</math> :</b>	<b>90</b>
<b>Tableau V.16- Sollicitation max dans le voile <math>V'</math> :</b>	<b>90</b>
<b>Tableau V.17- Ferrailage du voile <math>V_{x1}</math> :</b>	<b>92</b>
<b>Tableau V.18- Ferrailage du voile <math>V_{x2}</math> :</b>	<b>92</b>
<b>Tableau V.19- Ferrailage du voile <math>V_{y1}</math> :</b>	<b>93</b>
<b>Tableau V.20- Ferrailage du voile <math>V'</math> :</b>	<b>93</b>
<b>Tableau V.21- Ferrailage du trumeau :</b>	<b>95</b>
<b>Tableau V.22- Ferrailage du linteau :</b>	<b>96</b>
<b>Tableau VI.1- Résumé du ferrailage du radier :</b>	<b>104</b>
<b>Tableau VI.2-Vérification des contraintes dans le radier :</b>	<b>106</b>
<b>Tableau VI.3- Recalcul des section d'armatures à l'ELS :</b>	<b>106</b>
<b>Tableau VI.4-Revérification des contraintes dans le radier :</b>	<b>106</b>
<b>Tableau VI.5- Sollicitation de la nervure dans le sens longitudinal :</b>	<b>108</b>
<b>Tableau VI.6- Sollicitation de la nervure dans le sens transversal :</b>	<b>108</b>

<b>Tableau VI.7- Résumé des résultats de ferrailage : .....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.8- Résumé des résultats (contraintes) : .....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.9- Sollicitation dans le voile périphérique : .....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau VI.10- Ferrailage du voile périphérique : .....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau VI.11- Sollicitation à l'ELS dans le voile périphérique : .....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau VI.12- Vérification de la limite de compression dans le béton: .....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau VI.13- Vérification de la limite de traction dans l'acier : .....</b>	<b>114</b>

# NOTATIONS :

La signification des notations est suivante :

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

**G** : Charges permanentes.

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

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

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

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>fl</sub>** : Module de déformation sous fluage.

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

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique.

**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui i

**M<sub>g</sub>** et **M<sub>d</sub>**: Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.

**M<sub>g</sub>**: Moment correspondant à g.

# NOTATIONS :

$M_q$ : Moment correspondant à  $q$ .

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$N$  : Effort normale du aux charges verticales.

$a$ : Une dimension (en générale longitudinal).

$b$  : Une dimension (largeur d'une section).

$b_0$  : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

$d$  : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

$d$ : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

$e$ : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

$f$  : Flèche.

$f_{ji}$  : la flèche correspondant à  $j$ .

$f_{gi}$  : la flèche correspondant à  $g$ .

$f_{qi}$ : la flèche correspondant à  $q$ .

$f_{gv}$ : la flèche correspondant à  $v$ .

$\Delta f_{t adm}$  : la flèche admissible.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge «  $j$  » jours.

$f_{tj}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge «  $j$  » jours.

$F_{c28}$  et  $f_{t28}$ : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

$g$ : Densité des charges permanentes.

$h$ : Hauteur totale d'une section.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$i$  : Rayon de giration d'une section de B A.

# NOTATIONS :

**j** : Nombre de jours.

**$l_f$**  : Longueur de flambement.

**$l_s$**  : Longueur de scellement.

**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton.

**p** : Action unitaire de la pesanteur.

**q**: Charge variable.

**$S_t$** : Espacement des armatures transversales.

**X**: Coordonnée en général, abscisse en particulier.

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

**Br** : Section réduite.

**C<sub>r</sub>**: coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

**C<sub>u</sub>**: La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5.

**ht** : Hauteur totale du plancher.

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).

**$I_{ji}$**  : Moment d'inertie correspondant à j.

**$I_{gi}$** : Moment d'inertie correspondant à g.

**$I_{qi}$** : Moment d'inertie correspondant à q.

**$I_{gv}$** : Moment d'inertie correspondant à v.

**Q** : Facteur de qualité.

**q<sub>u</sub>**: Charge ultime.

**q<sub>s</sub>** : Charge de service.

**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

# NOTATIONS :

$l'$  : Longueur fictive.

$l'_g$  et  $l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$n$  : Nombre de marches sur la volée.

$R$  : Coefficient de comportement global.

$T_2$  : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$V$  : Effort tranchant.

$W$  : Poids propre de la structure.

$W_{qi}$  : Charges d'exploitation.

$W_{gi}$  : Poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à  $j$ .

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à  $g$ .

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à  $q$ .

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

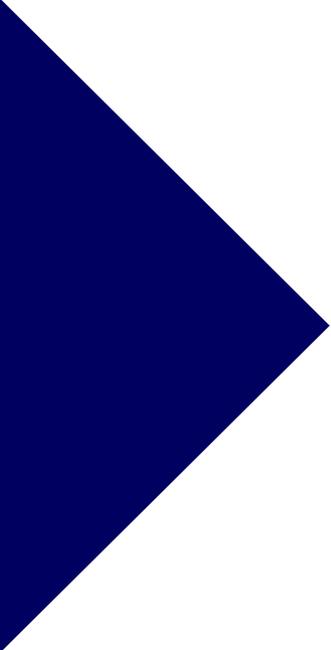
$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.



# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand progrès dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

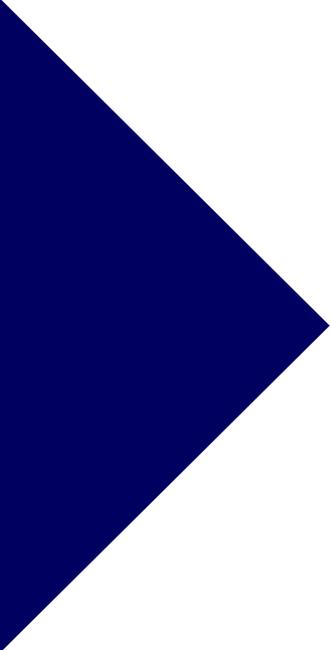
A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+6 avec duplexe+4 +entre-sol) conçue sur un terrain en pente. Il regroupe à la fois parking au entres -sol et commerces au niveau du RDC et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers. Ensuite une étude dynamique a été réalisée dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99 version 2003. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel robot 2012. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL 99, RPA99 version 2003 et d'autre DTR.



# **CHAPITRE I**

**Présentation du projet & généralités**

## I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

### 1.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+6 avec duplexe +4 entresols, destiné à un usage multiple (habitation et commerces avec parking intégré). Le bâtiment est classé d'après les règles parasismique algériennes « RPA 99 version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia, qui présente d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), une sismicité moyenne (zone IIa). La structure présente une irrégularité en plan et en élévation avec peu de décrochements.

## I.2. Données de site : (Annexe III)

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est l'un des bâtiments du projet des 56 logements promotionnels, projetés au lieu-dit : Oussama, commune de Bejaïa, est situé sur un terrain en forme de pente, sa géologie est constituée essentiellement de marnes schisteuses et marnes saines, d'après la coupe du sondage réalisé sur l'assiette du projet, la formation géologique du site confirme cette donnée par la carte géologique.

- ▶ La contrainte admissible du sol :  $\sigma = 2 \text{ bars}$ .
- ▶ L'ancrage minimal des fondations :  $D=1,5\text{m}$ .

## I.3. Description architecturale :

Le bâtiment étudié présente les caractéristiques suivantes :

- ▶ Une longueur de : 21.40 m.
- ▶ Une largeur de : 19.10 m.
- ▶ Une hauteur totale de : 36.74 m.
- ▶ La hauteur du RDC : 4,59 m.
- ▶ La hauteur d'étage courant : 3.06m.
- ▶ La hauteur des 4 entresols : 3.60 m.

## I.4. Description structurale :

- ▶ Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ▶ Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède trois types d'escalier les étages courants, les entre-sols et RDC (escalier en bois pour les duplexes).
- ▶ Les cloisons de séparation et les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- ▶ Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

## I.5. Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ▶ Le CBA93 (Code De Béton Armé). [1]
- ▶ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- ▶ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- ▶ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [4]
- ▶ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]

## I.6. Méthodes de calcul :

### I.7.1 Etat limite ultime ELU :

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

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

Selon CBA93(article A.4.3.2) :

- ▶ Conservation des sections planes.
- ▶ Il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- ▶ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ▶ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ▶ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ▶ Le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- ▶ On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

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

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

- ▶ Etat limite d'ouverture des fissures.
  - ▶ Etat limite de déformation : flèche maximale.
  - ▶ Etat limite de compression du béton.
  - ▶ Les hypothèses de calcul
- Selon BAEL91 (article IV.1) :
- ▶ Les hypothèses citées précédemment.
  - ▶ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ ).
  - ▶  $n = \frac{E_s}{E_b}$  Avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.
  - ▶ On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

## I.7. Résistance et caractéristique du béton :

### I.8.1 Résistance à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »).

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

- ▶ Pour  $j \leq 28$  jours :  
 Pour  $f_{c28} \leq 40$  MPa  $\Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28}$  (CBA Art: A.2.1.1.1)  
 Pour  $f_{c28} > 40$  MPa  $\Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28}$  (CBA Art: A.2.1.1.1)
- ▶ Pour :  $28 < j < 60$  jours  $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$  (CBA Art: A.2.1.1.1)
- ▶ Pour :  $j \geq 60$  jours  $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  (CBA Art: A.2.1.1.1)

### I.8.2 Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

Pour notre étude on opte pour  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

### I.8.3 Contrainte limite :

- ▶ Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle.} \\ 1.5 & \text{Situation durable.} \end{cases}$$

$T$  : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$\theta$  : Coefficient d'application.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h.} \end{cases}$$

Dans notre cas  $T \leq 24$  heures d'où  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa situation durable.  $\sigma_{bc} = 18.48$  MPa situation accidentelle.

- ▶ Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$   $\longrightarrow$  pour la fissuration peu nuisible.  
 $\tau_{Adm} = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$   $\longrightarrow$  pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  donc :

$\tau_{Adm}=3,33\text{ Mpa}$   $\longrightarrow$  fissuration peu nuisible.  
 $\tau_{Adm}=2,5\text{ Mpa}$   $\longrightarrow$  fissuration préjudiciable.

- Etat limite de service :

La contrainte de compression ( $\sigma_{bc}$ ) à ELS. (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

### I.8.4 Déformation longitudinale du béton :

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

- A court terme  $E_{ij}$  :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- A long terme  $E_{vj}$  :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}; \quad E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{vj}=10721.4 \text{ MPa}$$

## I.8. Résistance et caractéristique de L'acier :

### I.9.1 Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

### I.9.2 Caractéristiques mécaniques des aciers :

- à E.L.U :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} ; \quad \varepsilon_s : \text{Allongement relatif}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots \dots \dots \text{pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

$$\text{Pour le cas de ce projet : } \sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

► à E.L.S :

Nous avons pour cet état :

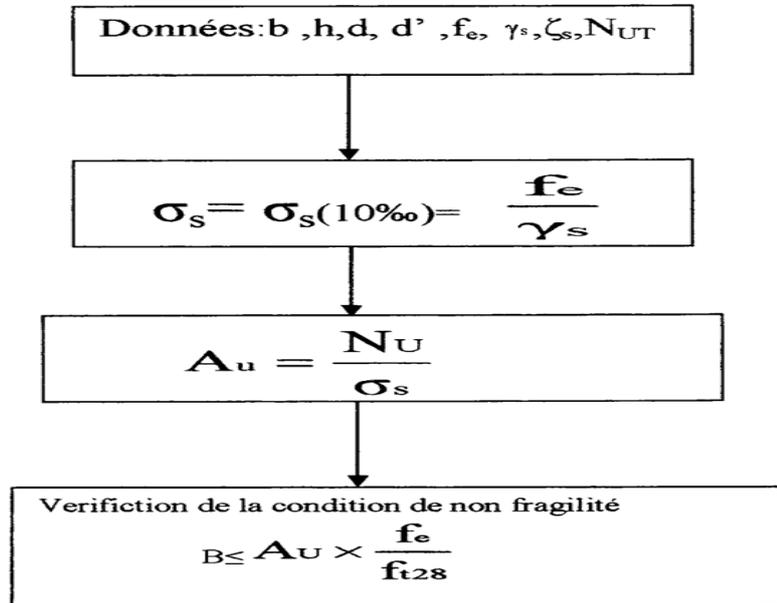
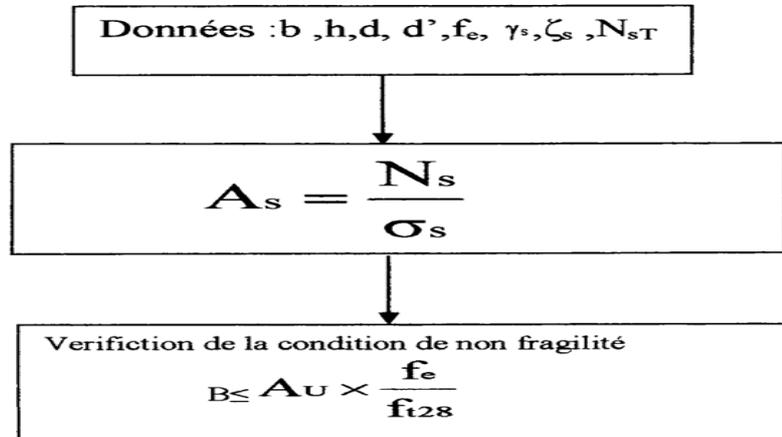
- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 caractérisés par :

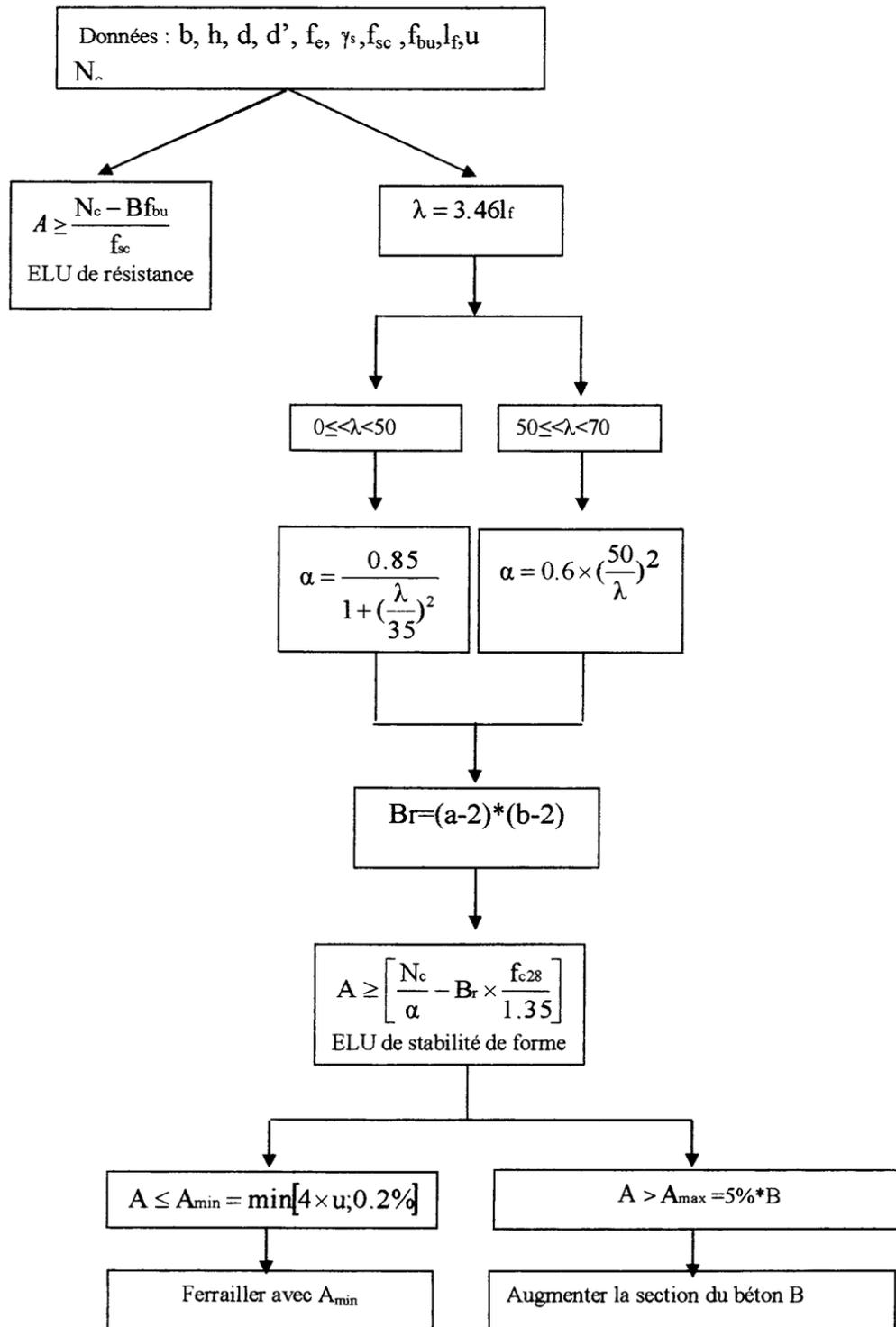
- Limite élastique :  $f_e = 400\text{MPa}$  ;
- Contrainte admissible :  $\sigma_s = 348\text{MPa}$  ;
- Coefficient de fissuration :  $\eta = 1.6$  ;
- Coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1.15$  ;
- Module d'élasticité :  $E_s = 2.10^5\text{MPa}$ .

## I.9. Organigramme de calcul :

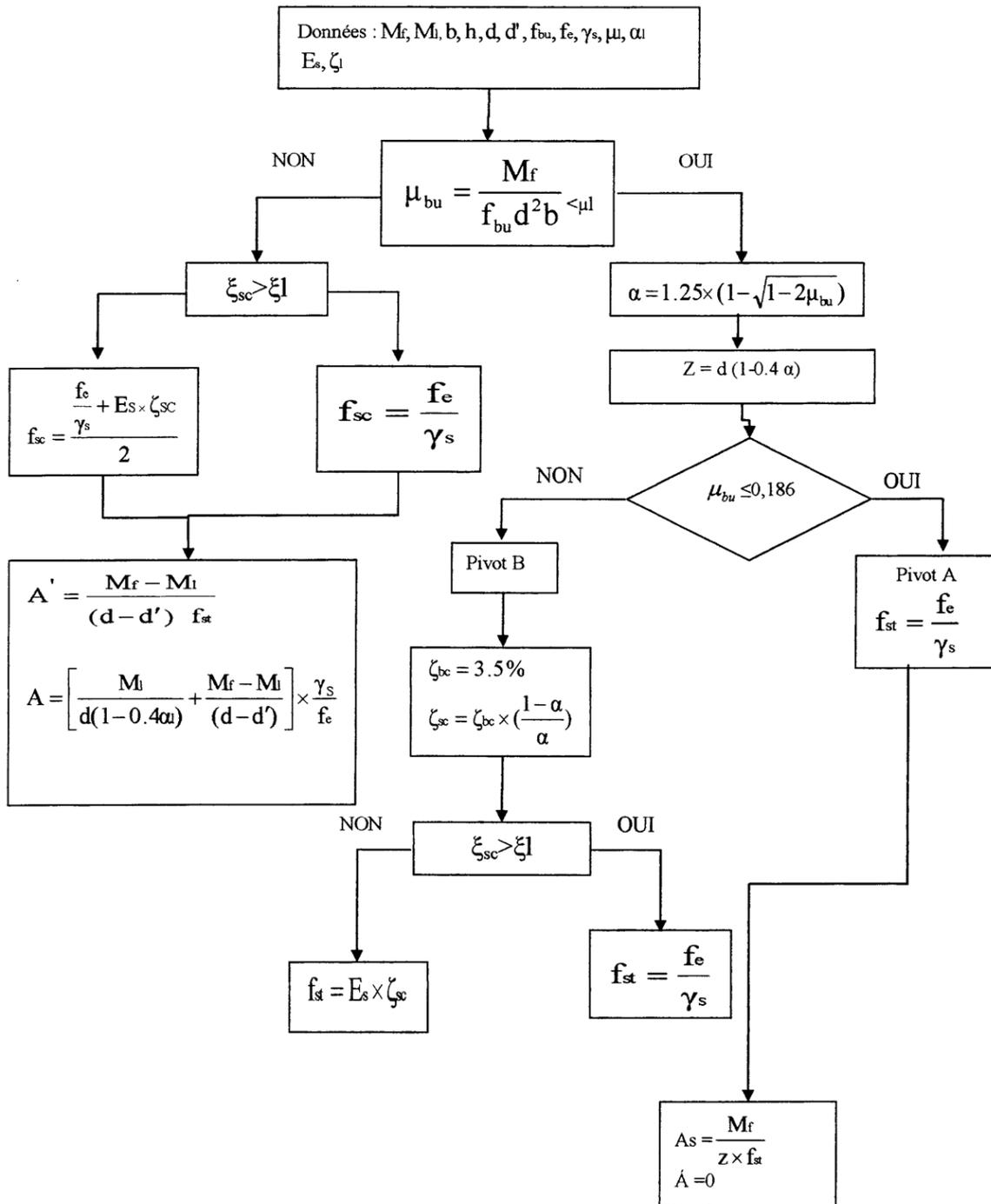
## A. Organigramme de calcul à la traction simple :

**ELU****ELS**

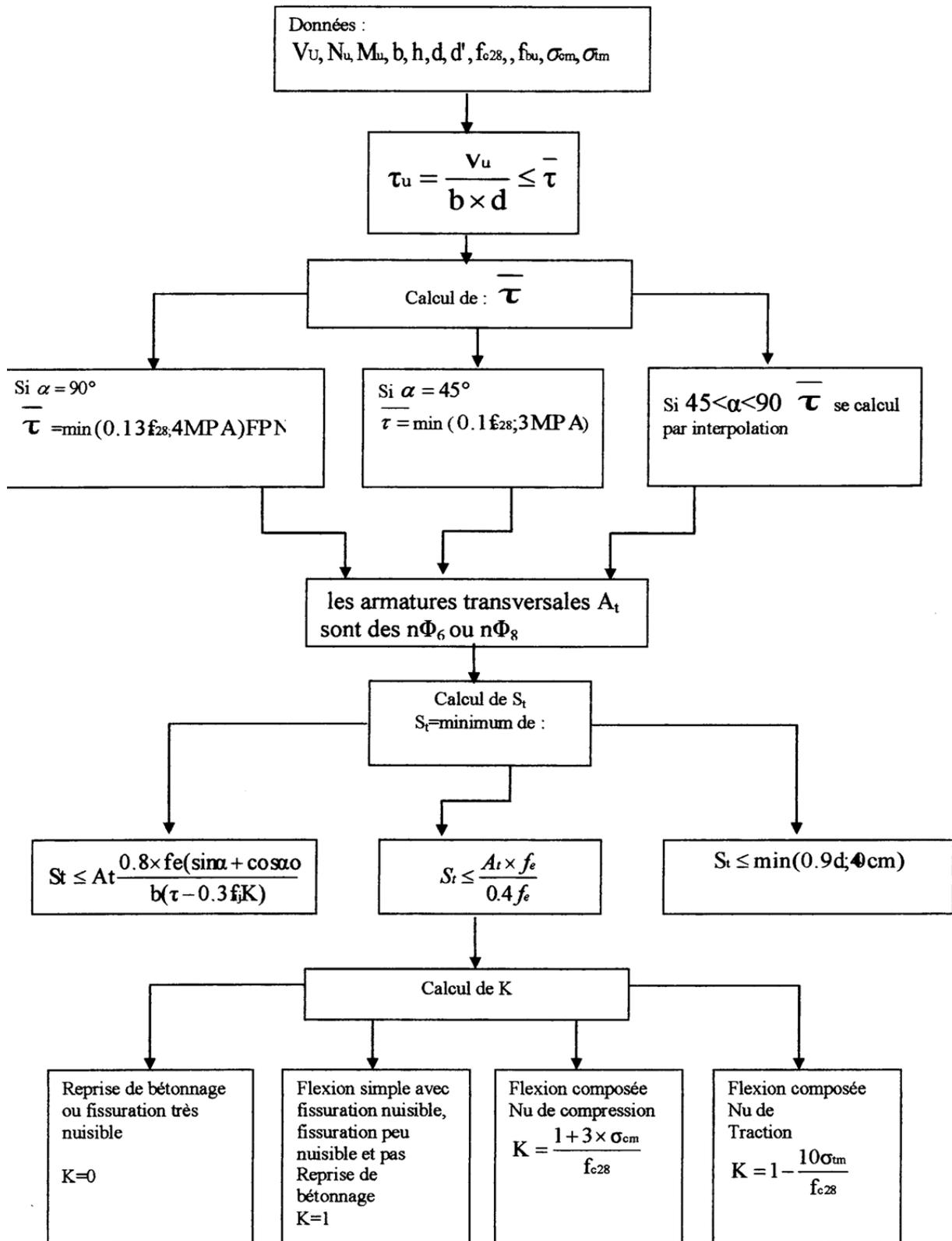
## B. Organigramme de calcul à la compression simple :



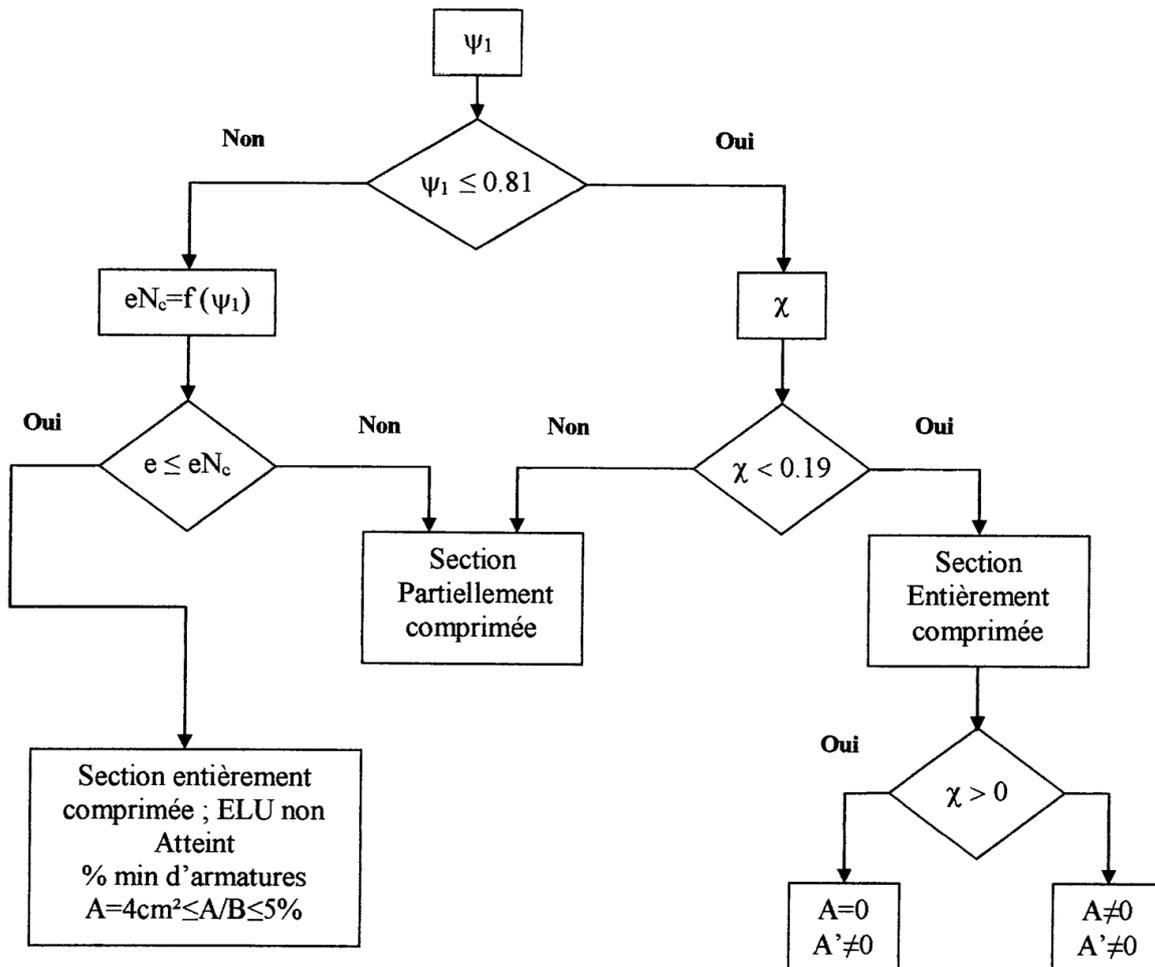
C. Organigramme de calcul à la flexion simple :



**D. Organigramme de calcul au cisaillement :**

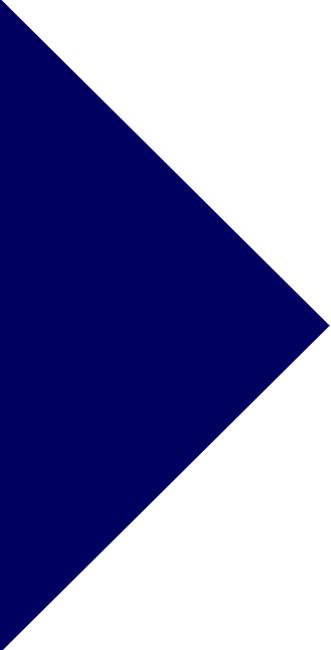


## E. Organigramme de calcul à flexion composée :



### I.10. Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.



# **CHAPITRE II**

**Pré dimensionnement des éléments**

## II.1. Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient prédimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres ;
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le prédimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

## II.2. Prédimensionnement des Eléments secondaires :

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (Escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

### 2.1 II.2.1 Les planchers à corps creux :

Le prédimensionnement des planchers se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B. 6.8.4.2 CBA 93})$$

Avec :

$h_t$  : =  $h + h_0$  : hauteur totale du plancher.

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression.

$h$  : hauteur de l'hourdis (corps creux).

$L$  : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

Si on suppose que la largeur des poutres est de 30 cm  $\Rightarrow L = 530 - 30 = 500$  cm

$$h_t \geq \frac{500}{22.5} = 22 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de 25 cm

Hauteur du corps creux :  $h = 20$  cm.

Hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 5$  cm

## II.2.2 Les dalles pleines :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur  $e$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $l_x$  et  $l_y$ ).

On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées. Son prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

### CRITERE DE RESISTANCE :

- $l_x/35 \leq e \leq l_x/30$  pour une dalle sur deux appuis ;
- $e \geq l_x/20$  pour une dalle sur un seul appui ;
- $l_x/45 \leq e \leq l_x/40$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

### COUPE FEU :

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

▶ Panneau sur 03 appuis (Figure II.1) :

$$\text{On à } \rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.5}{4.25} = 0.35 < 0.4$$

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable :  $e \geq 11\text{cm}$

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

Toutes les dalles ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable. On opte pour l'ensemble des dalles pleines des balcons l'épaisseur  **$e=15 \text{ cm}$** .

▶ Panneaux sur 4 appuis (Figure II.2) :

$$\text{On à } \rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{500}{550} = 0.91 > 0.4$$

$$\frac{500}{45} \leq e \leq \frac{500}{40} \Rightarrow 11.11 \leq e \leq 12.5 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable :  $e \geq 11\text{cm}$

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

Toutes les dalles ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable. On opte pour l'ensemble des dalles pleines des planchers sous-sol et RDC une épaisseur  **$e=15 \text{ cm}$** .



Figure II.1- Panneau de dalle sur 3 appuis

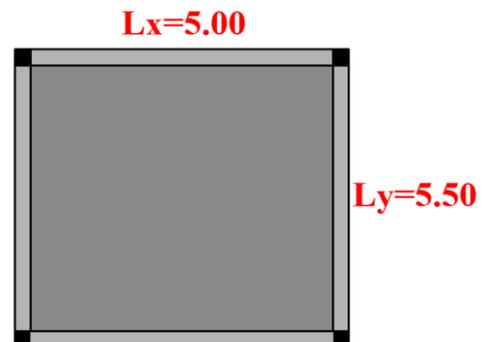


Figure II.2- Panneau de dalle sur 4 appuis

### II.2.3 Les escaliers :

La (figure II.3) montre une coupe sur un escalier droit avec ces différents constituants.

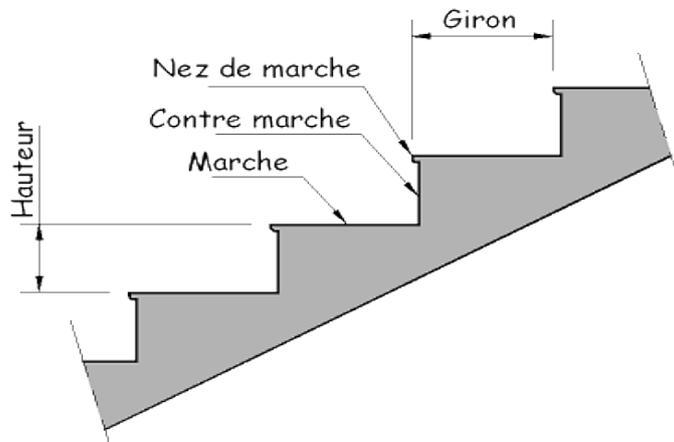


Figure II.3- Détail d'un escalier droit

Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm ;
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g=m; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

Avec :

$$h = H/n$$

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

$n$  : est le nombre de marches sur la volée

**1<sup>er</sup> type (étage courant) : deux volées avec palier de repos**

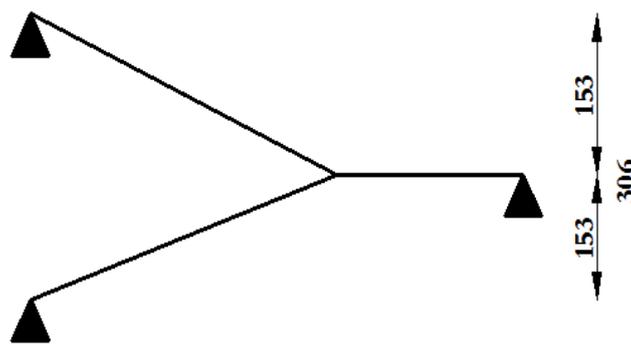


Figure II.4- Schémas statique du 1er type d'escalier (étages courants)

Calcul de  $h$  et  $g$  :

$$\text{On a : } \begin{cases} L = 2.4 \text{ m} \\ H = 1.53 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } n = 9 \quad \text{c-à-d. : } \begin{cases} 8 \text{ marches.} \\ 9 \text{ contres marches.} \end{cases}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$  avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis,  $L = l_v + l_p$

$l_v$  : longueur de la volée

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

$$L = \sqrt{(1.53)^2 + (2.40)^2} + 1.40 = 4.24 \text{ m}$$

$$\frac{424}{30} \leq e \leq \frac{424}{20} \Rightarrow 14 \leq e \leq 21 \text{ cm}$$

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

On prend **e=15 cm**

On optera une épaisseur de **15 cm** pour toutes les volées.

**2<sup>ema</sup> type (RDC) : deux volées en quartier tournant**

Calcul de h et g

$$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow g = \frac{330}{12-1} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h}{n} \Rightarrow h = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse :

$$L = \sqrt{2 * (2.4)^2} + 1.40 = 4.70 \text{ m}$$

$$\frac{470}{30} \leq e \leq \frac{470}{20} \Rightarrow 15 \leq e \leq 23.5 \text{ cm}$$

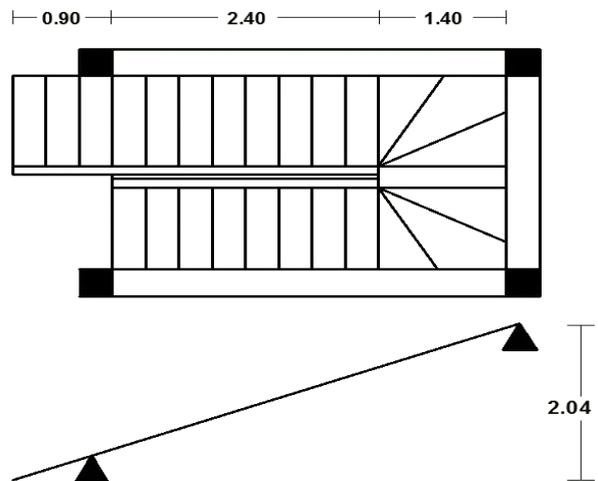


Figure II.5- Schémas d'escalier RDC

On optera une épaisseur de **16 cm** pour toutes les volées du RDC.

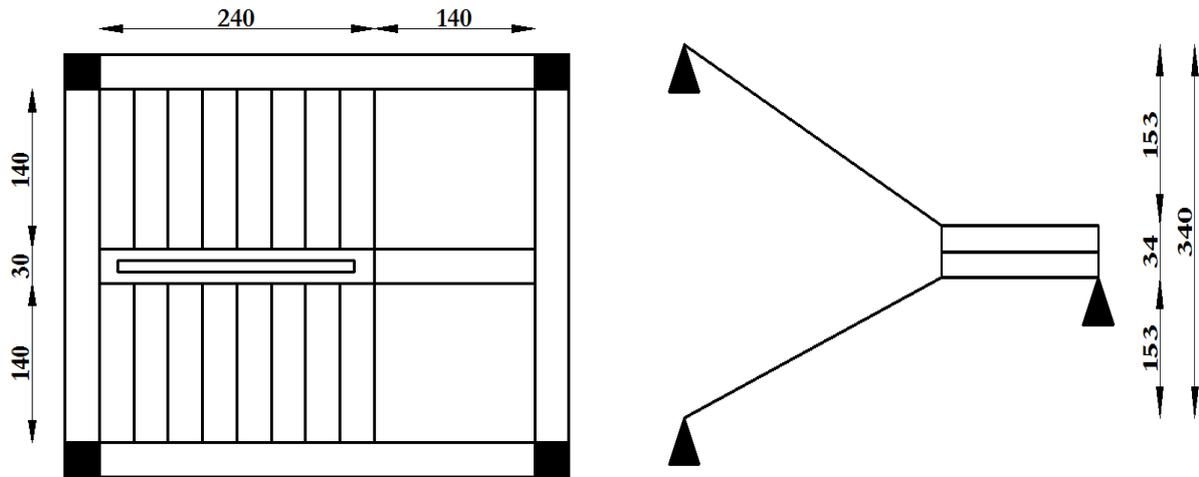
3<sup>ème</sup> type (Entre-sol) : escalier droit a trois volées

Figure II.6- Schémas statique d'escalier ENTRE-SOL

$$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse :

$$L = \sqrt{(1.53)^2 + (2.40)^2} + 1.40 = 4.24 \text{ m}$$

$$\frac{424}{30} \leq e \leq \frac{424}{20} \Rightarrow 14 \leq e \leq 21 \text{ cm}$$

On prend **e=15 cm**

On optera une épaisseur de **15 cm** pour toute les volés.

### II.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

#### II.3.1 Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq h_e/20$  pour les voiles simples, et  $h_e$  : hauteur libre d'étage ;
- $e \geq 15 \text{ cm}$

Pour **étage** courant.  $h_e = 3.06 - 0.25$  ;

- D'ou :  $e \geq \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$

Pour l'Entre-sol.  $h_{e-s} = 3.60 - 0.25$  ;

$$- \text{ D'ou : } e \geq \frac{335}{20} = 16.75 \text{ cm}$$

Soit :

$$- \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

De plus pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4e \quad \text{D'où } L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

Donc tous les Voiles de notre bâtiment ont une largeur  $\geq 80 \text{ cm}$ .

### II.3.2 Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

#### II.3.2.1 Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur Pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 5.8 - 0.3 = 5.50 \text{ m}$$

$$\frac{550}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{550}{10} \quad \Rightarrow \quad 36 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 55 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_{pp} = 45 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérfications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \end{cases}$$

#### II.3.2.2 Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prédimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

$$L_{\max} = 5.3 - 0.3 = 5 \text{ m}$$

$$\frac{500}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{500}{10} \quad \Rightarrow \quad 33.33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 50 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_{ps} = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30cm > 20cm \\ h = 40cm > 30cm \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \end{cases}$$

### II.3.3 Les poteaux :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire

#### II.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

‣ Plancher Etage courant (20+5) :

Tableau II.1 : évaluation des charges plancher (20+5) étages courants		
Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.25	4.00
Enduit de plâtre	0.02	0.2
<b>Total charges permanentes</b>	<b>G = 6.4 kn/m<sup>2</sup></b>	
<b>Total charges Exploitations</b>	<b>Q = 1.5 kn/m<sup>2</sup></b>	

‣ Plancher RDC (20+5):

Tableau II.2 : évaluation des charges plancher (20+5) RDC		
Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.25	4.00
Enduit de plâtre	0.02	0.2
<b>Total charges permanentes</b>	<b>G = 6.4 kn/m<sup>2</sup></b>	
<b>Total charges Exploitations</b>	<b>Q = 5 kn/m<sup>2</sup></b>	

‣ Plancher à dalle pleine : ENTRE-SOL

**Tableau II.3 : évaluation des charges dalle pleine**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher dalle pleine	0.15	4
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
<b>Total charges permanentes</b>	<b>G = 5.7 kn/m<sup>2</sup></b>	
<b>Total charges Exploitations</b>	<b>Q = 2.5 kn/m<sup>2</sup></b>	

‣ Plancher à dalle pleine (balcon) :

**Tableau II.4 : évaluation des charges balcons**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher dalle pleine	0.15	3.5
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
<b>Total charges permanentes</b>	<b>G = 5.19 kn/m<sup>2</sup></b>	
<b>Total charges Exploitations</b>	<b>Q = 3.5 kn/m<sup>2</sup></b>	

‣ Les escaliers :

**Tableau II.5 : évaluation des charges sur l'escalier**

Désignation des éléments	Paliers (KN/m <sup>2</sup> )	Volées (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Poids de la dalle</b>	Type 1 : 3.8	Type 1 : 4.68
	Type 2 : 4.3	Type 2 : 5.13
	Type 3 : 3.8	Type 3 : 4.68
<b>Poids des marches</b>	0.00	1.8
<b>Mortier de pose</b>	0.4	0.4
<b>Carrelage</b>	0.44	0.44
<b>Lit de sable</b>	0.36	0.36
<b>Revêtement vertical</b>	0	0.22
<b>Enduit de ciment</b>	0.4	0.4
<b>Total G KN/m<sup>2</sup></b>	Type 1 : 5.4	Type 1 : 8.30
	Type 2 : 5.9	Type 2 : 8.75
	Type 3 : 5.4	Type 3 : 8.30
<b>Total Q KN/m<sup>2</sup></b>	Type 1 : 2.5	Type 1 : 2.5
	Type 2 : 2.5	Type 2 : 2.5
	Type 3 : 2.5	Type 3 : 2.5

- Mure extérieure et de séparation entre appartements :

Tableau II.6 : évaluation des charges dans les murs		
Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.10x2	1.80
Enduit de ciment	0.02	0.4
<b>Total charges permanentes</b>	<b>G = 2.35 kn/m<sup>2</sup></b>	

- La toiture :

Tableau II.7 : évaluation des charges dans la toiture.		
Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Tuile (support compris)	///	0.5
Dalle pleine inclinée	0.12	3.19
Enduit de plâtre	0.015	0.15
<b>Total G KN/m<sup>2</sup></b>	<b>G = 3.84</b>	
<b>Total Q KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Q = 1</b>	

### II.3.3.2 Descente de charge :

La descente des charges permet l'évaluation 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 ;
- les éléments secondaires (escalier, .....).

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

Tableau II.8 : sections et poids des poteaux			
Etage	Surface (Cm <sup>2</sup> )	he (cm)	G0 (KN)
ENTER-sol 4.3	50x55	360	25.71
Entre sol 1 et 2	45x50	360	21.03
RDC	45x50	459	25.81
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	45x45	306	15.5
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	40x45	306	13.77
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	40x40	306	12.24
Toiture	40x40	245	9.8

### II.3.3.3 Poids propres des poutres :

$$G_{\text{poutre}} = (0.3 \times 0.4 \times 25 \times L) = 3 \times L$$

L=étant la longueur de la poutre.

$$G_{\text{pp}} = 14.55 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 12.90 \text{ KN}$$

**II.3.3.4 Surfaces afférentes pour le poteau le plus sollicité :**

Pour les charges **d'exploitations** :

$$S_q = (4.60 \times 5.15) = 23.69 \text{ m}^2$$

Pour les charges **permanentes** :

- La Surface afférente du sous-sol :

$$S_{DP} = (2.75 \times 1.8) + (2.10 \times 1.8) + (2.5 \times 2.1) + (2.5 \times 2.75) = 20.85 \text{ m}^2$$

- La Surface afférente étages courant et RDC :

$$S_{CC} = (2.75 \times 1.8) + (2.10 \times 1.8) + (2.5 \times 2.1) + (2.5 \times 2.75) = 20.85 \text{ m}^2$$

- La surface afférente de la toiture :

$$S_{DPT} = (4.60 \times 5.15) = 23.69 \text{ m}^2$$

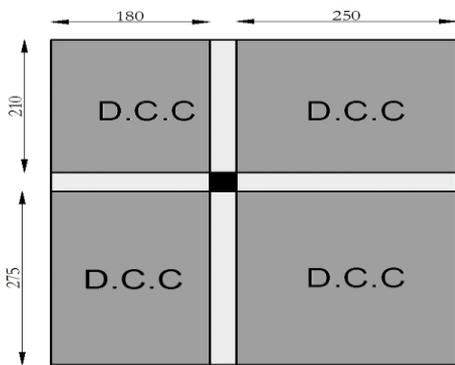


Figure II.7 - Surface afférente étage courant

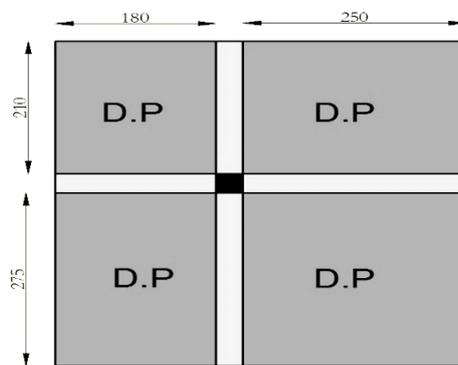


Figure II.8 - Surface afférente entre-sol

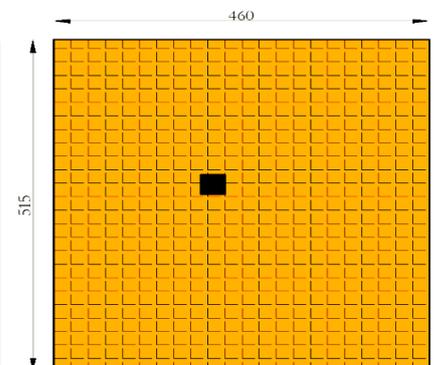


Figure II.9 - Surface afférente toiture

**II.3.3.5 La loi de dégression :**

Plancher toiture :

$$Q_0$$

Plancher 2<sup>ème</sup> niveau duplexe :

$$Q_0 + Q_1$$

Plancher 1<sup>ème</sup> niveau duplexe (5<sup>ème</sup> étage) :

$$Q_0 + 0.95x (Q_1 + Q_2)$$

Plancher 4<sup>ème</sup> étage :

$$Q_0 + 0.9x (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Plancher 3<sup>ème</sup> étage :

$$Q_0 + 0.85x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

Plancher 2<sup>ème</sup> étage :

$$Q_0 + 0.8x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

Plancher 1<sup>ème</sup> étage :

$$Q_0 + 0.75x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

Plancher RDC :

$$Q_0 + 0.71x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

Plancher 1<sup>er</sup> sous-sol :

$$Q_0 + 0.68x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

Plancher 2<sup>ème</sup> sous-sol :

$$Q_0 + 0.66x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

Plancher 3<sup>ème</sup> sous-sol :

$$Q_0 + 0.65x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$$

Plancher 4<sup>ème</sup> sous-sol :

$$Q_0 + 0.63x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$$

## II.3.3.6 Différentes Surcharges d'exploitation selon La loi de dégression :

$$N_i = Q_i \times S_q$$

$$S_q = 23.69 \text{ m}^2$$

$N_0 =$	23.69	KN
$N_1 =$	23.69	KN
$N_2 =$	57.32	KN
$N_3 =$	87.65	KN
$N_4 =$	114.18	KN
$N_5 =$	137.40	KN
$N_6 =$	156.82	KN
$N_7 =$	230.97	KN
$N_8 =$	265.32	KN
$N_9 =$	297.30	KN
$N_{10} =$	331.66	KN
$N_{11} =$	373.59	KN

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
<b>N<sub>0</sub></b>	Toiture	90.96	23.69
<b>N<sub>1</sub></b>	N <sub>0</sub> Poteau (40×40)	90.96	
		9.8	
		Total : 100.76	23.69
<b>N<sub>2</sub></b>	N <sub>1</sub> Poteau (40×40) Poutre principale Poutre secondaire	100.76	
		12.24	
		14.55	
		12.9	
		Total : 140.45	57.32
<b>N<sub>3</sub></b>	N <sub>2</sub> Plancher accessible (20+5) Poteau (40×40) Poutre principale Poutre secondaire	140.45	
		133.44	
		12.24	
		14.55	
		12.9	
		Total : 313.58	87.65
<b>N<sub>4</sub></b>	N <sub>3</sub> Plancher accessible (20+5) Poteau (40×45) Poutre principale Poutre secondaire	313.58	
		133.44	
		13.77	
		14.55	
		12.9	
		Total : 488.24	114.18
<b>N<sub>5</sub></b>	N <sub>4</sub> Plancher accessible (20+5) Poteau (40×45) Poutre principale Poutre secondaire	488.24	
		133.44	
		13.77	
		14.55	
		12.9	

		Total : 662.9	137.40
<b>N<sub>6</sub></b>	N <sub>5</sub> Plancher accessible (20+5) Poteau (45×45) Poutre principale Poutre secondaire	662.9	
		133.44	
		15.5	
		14.55	
		12.9	
		Total : 839.25	156.82
<b>N<sub>7</sub></b>	N <sub>6</sub> Plancher accessible (20+5) Poteau (45×45) Poutre principale Poutre secondaire	839.25	
		133.44	
		15.5	
		14.55	
		12.9	
		Total : 1015.64	230.97
<b>N<sub>8</sub> (RDC)</b>	N <sub>7</sub> Plancher accessible (20+5) Poteau (45×50) Poutre principale Poutre secondaire Mure extérieur	1015.64	
		133.44	
		25.81	
		14.55	
		12.9	
		47.08	
		Total : 1249.4	265.32
<b>N<sub>9</sub></b>	N <sub>8</sub> Plancher accessible (DP) Poteau (45×50) Poutre principale Poutre secondaire	1249.4	
		135.03	
		21.03	
		14.55	
		12.9	
		Total : 1432.9	297.30
<b>N<sub>10</sub></b>	N <sub>9</sub> Plancher accessible (DP) Poteau (45×50) Poutre principale Poutre secondaire	1432.9	
		135.03	
		21.03	
		14.55	
		12.9	
		Total : 1616.4	331.66
<b>N<sub>11</sub></b>	N <sub>10</sub> Plancher accessible (DP) Poteau (50×55) Poutre principale Poutre secondaire	1616.4	
		135.03	
		25.71	
		14.55	
		12.9	
		Total : 1804.63	373.59

### II.3.3.7 Vérification pour le Poteau :

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

G= 1804.63 KN et Q=373.59 KN

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime Nu de

10%, tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 1804.63 + 1.5 \times 373.59)$$

$$N_u = 3291.3 \text{ KN}$$

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité à la base :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ Avec : } B : \text{Section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \theta \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 0.23 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.50 \times 0.55 = 0.275 \text{ m}^2$ .  $B = 0.275 \geq 0.23 \text{ m}^2$  .....Condition vérifiée

Tableau II.10 : Vérification des poteaux à la compression simple.					
Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm <sup>2</sup> )	Condition B > B calculée		Observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculée (m <sup>2</sup> )	
entre-sol 3 et 4	3291.3	50x55	0.275	0.23	vérifié
entre-sol 1 et 2	2947.6	45x50	0.225	0.20	vérifié
RDC	2293.13	45x50	0.225	0.16	vérifié
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	1717.56	45x45	0.225	0.12	vérifié
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	1101.01	40x45	0.18	0.077	vérifié
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	554.80	40x40	0.16	0.039	vérifié
Toiture	222.006	40x40	0.16	0.015	vérifié

Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers.

$B_r$  : Section réduite du béton.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élançement  $\lambda$ .

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité de béton.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élançement :  $\lambda = L_f/i$

$L_f$  : Longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{I/B}$

$I$  : Moment d'inertie  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

Vérification du poteau de sous-sol :

$$B = 0.50 \times 0.55 = 0.75m^2 \Rightarrow I = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 6.93 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{0.693 \times 10^{-4} / 0.275} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{2.76}{0.158} = 17.46 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{17.46}{35}\right)^2} = 0.809$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{3291 \times 10^{-3}}{0.824 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.18 m^2$$

Br calculée : la section réduite

$$B_r = (50 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.2544 m^2 > 0.18 m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flambé.

Le tableau si dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux.

Tableau II.11 : Vérification des poteaux au flambement					
Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm <sup>2</sup> )	Condition Br > Br calculée		Observation
			Br (m <sup>2</sup> )	Br calculée (m <sup>2</sup> )	
Enter -sol 3 et 4	3291.3	50x55	0.2544	0.18	vérifié
Enter -sol 1et 2	2947.6	45x50	0.2064	0.161	vérifié
RDC	2293.13	45x50	0.2064	0.125	vérifié
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	1717.56	45x45	0.1849	0.094	vérifié
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	1101.01	40x45	0.18	0.060	vérifié
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	554.80	40x40	0.16	0.030	vérifié
Toiture	222.006	40x40	0.16	0.012	vérifié

Condition de RPA 99 :

1.  $\min(b, h) \geq 25$  ..... vérifié.

2.  $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$  ..... vérifié.

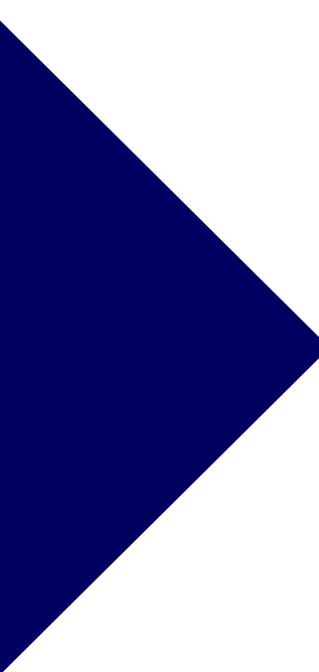
3.  $0.25 < \frac{b}{h} < 4$  .....vérifié.

Alors : les trois conditions sont vérifiées.

**II.4 CONCLUSION :**

Le pré dimensionnement des éléments structuraux et les vérifications nécessaires nous ont permis d'adopter au dimensionnement des éléments suivant le tableau ci-dessous :

Poteaux	Section (Cm <sup>2</sup> )	Poutre	Section (Cm <sup>2</sup> )
<b>Enter-sol 3 et 4</b>	50×55	Principale	30×45
<b>Entre-sol 1 et 2</b>	45×50	Secondaire	30×40
<b>RDC</b>	45×50		
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup></b>	45×45		
<b>3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup></b>	40×45		
<b>5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup></b>	40×40		
<b>Toiture</b>	40×40		



# **CHAPITRE III**

**Etude des éléments secondaires**

**III.1.INTRODUCTION :**

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

**III.2.Etude des planchers :**

**III.2.1 Les poutrelles des planchers (20+5) :**

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;

Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure (III.1)

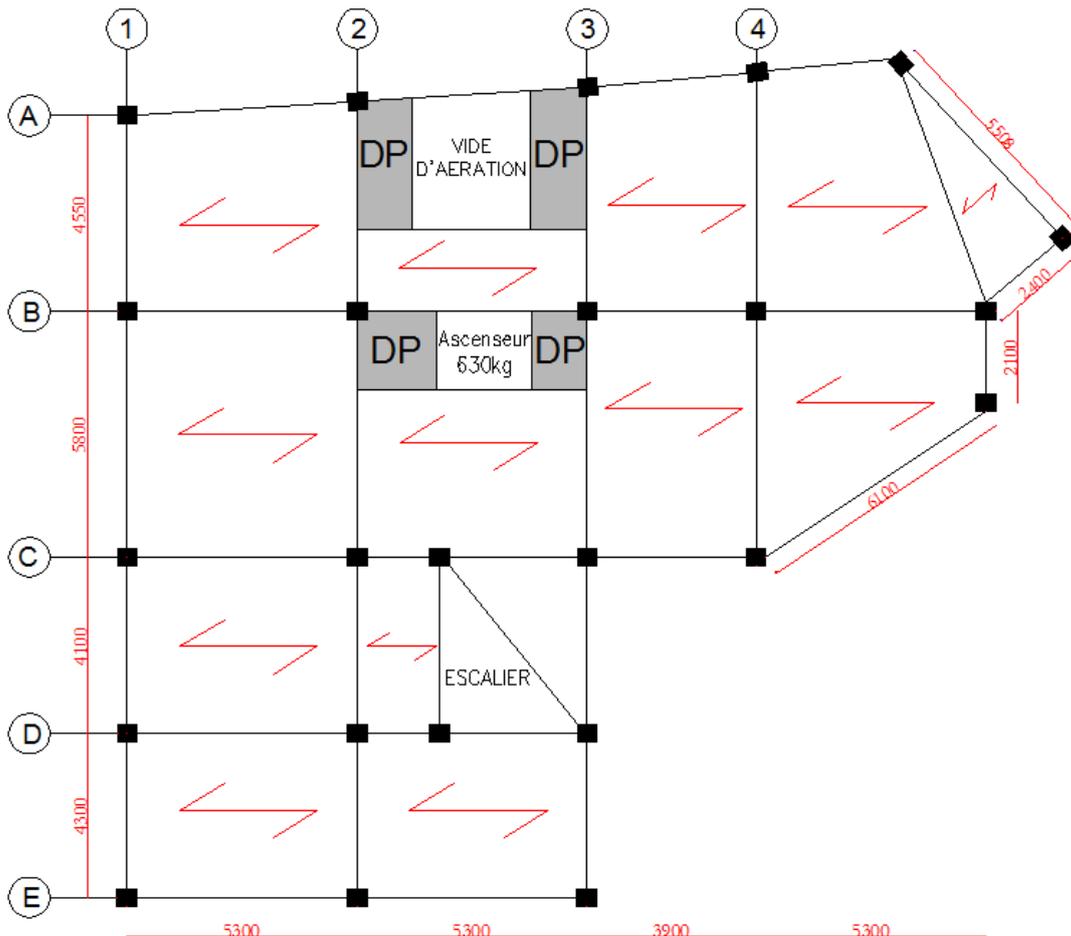
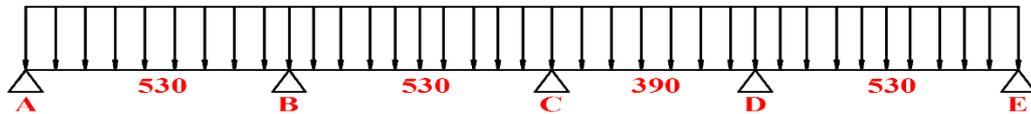


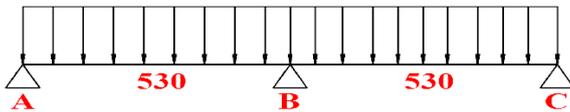
Figure III.1- Schémas de disposition des poutrelles du plancher 20+5

Les différents types des poutrelles obtenues sont :

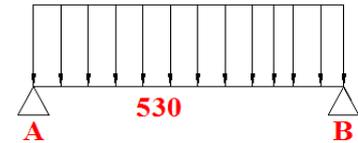
T1 :



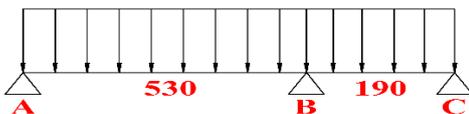
T2 :



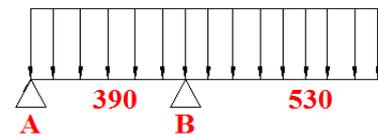
T5 :



T3 :



T6 :



T4 :

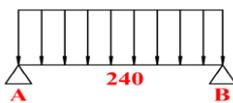


Figure III.2- types des poutrelles obtenues

Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et le calcul des Sollicitations Peut se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  ;  $P_u = l_0 \times q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  ;  $P_s = l_0 \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance  $L_0 = 0.65m$ .

Tableau III.1 : Charges sur les poutrelles						
Désignation	G (kn/m <sup>2</sup> )	Q (kn/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (kn/ml)	q <sub>s</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (kn/ml)
Etages courant	6.4	1.5	10.89	7.07	7.9	5.13
RDC	6.4	5	16.14	10.49	11.4	7.41

### III.2.1.1 Calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle types 2 du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire de BAEL (Art. L.III,2) :

- 1  $Q \leq \min(2 \times G, 5KN/m^2)$  Plancher à surcharge modérée : cette condition est vérifiée pour les plancher à corps creux.
- 2  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$  toutes les travées de nos poutrelles vérifient cette condition.
- 3 Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- 4 La fissuration est peu nuisible.

Donc on peut appliquer dans ce cas-là ; la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

► Calcul à L'ELU :

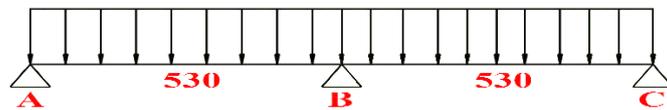


Figure III.3- poutrelle type 2

Moment isostatique :

$$\text{Travée AB et BC : } M_0^{AB} = M_0^{BC} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{7.079 \times 5.3^2}{8} = 24.856 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis :

**Appuis de rive :**  $M_A = M_C = 0$

Sur les appuis de rives le moment est nul, mais il faut mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à  $0.15 \times M_0$

**Appuis intermédiaires :**  $M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 24.856 = -14.914 \text{ Kn.m}$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.4} = 0.19 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.056 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.256 \end{cases}$$

**Travée A-B et B-C**

$$M_t + \frac{0+14.914}{2} \geq (1.056 \times 24.856) \Rightarrow M_t > 18.816 \text{ Kn.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.256}{2} \times 24.856 \Rightarrow M_t > 15.58 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = \max(18.816, 15.58) \Rightarrow M_t = \mathbf{18.816 \text{ Kn.m}}$$

L'effort tranchant :

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal à l'effort tranchant isostatique  $V_0 = \frac{P_u \times l_i}{2}$  sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majeure de :

15% ⇒ s'il s'agit d'une poutre à deux travées.  
 10% ⇒ s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

**Travée A-B :**

$$V_A = \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = \frac{7.079 \times 5.3}{2} = 18.759 \text{ Kn}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{7.07 \times 5.3}{2} = -21.573 \text{ Kn}$$

**Travée B-C :**

$$V_C = -\frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{7.07 \times 5.3}{2} = -18.759 \text{ Kn}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -1.15 \times \frac{7.07 \times 5.3}{2} = 21.573 \text{ Kn}$$

Les sollicitations obtenues à l' ELU et l' ELS sont présentées dans les tableaux ci-dessous :  
 Plancher étage courant :

**Tableau III.2 : Sollicitations de la poutrelle de l'étage courant Type 1**

Méthode : Caquot minorée ELU

Trav	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	P' <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	7.07	5.20	0	-14.454	18.154	16.032	-21.487
B-C	5.3	7.07	5.20	-14.454	-8.872	13.271	19.80	-17.706
C-D	3.9	7.07	5.20	-8.872	-13.041	2.583	12.715	-14.845
D-E	5.3	7.07	5.20	-13.041	0	18.763	21.22	-16.30

Méthode : Caquot minorée ELS

Trav	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	P' <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	5.3	5.135	3.748	0	-10.404	13.203
B-C	5.3	5.135	3.748	-10.404	-6.386	9.691
C-D	3.9	5.135	3.748	-6.386	-9.387	1.934
D-E	5.3	5.135	3.748	-9.387	0	13.642

**Tableau III.3 : Sollicitations de la poutrelle de l'étage courant Type 2**

Méthode : forfaitaire

Trav	L (m)	P (KN/m)		M <sub>0</sub> (KN.m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>0</sub> <sup>u</sup>	M <sub>0</sub> <sup>s</sup>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	5.3	7.07	5.13	24.856	18.03	0	0	-14.91	-10.82	18.81	13.65	18.76	-21.57
B-C	5.3	7.07	5.13	24.856	18.03	-14.91	-10.82	0	0	18.81	13.65	21.57	-18.76

**Tableau III.4 : Sollicitations de la poutrelle de l'étage courant Type 3**

Méthode : Caquot minorée ELU

Trav	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	P' <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	7.07	5.20	0	-13.25	18.673	16.259	-21.259
B-C	1.9	7.07	5.20	-13.25	0	0.004	13.68	0.249

Méthode : Caquot minorée ELS

Trav	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	P' <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	5.3	5.135	3.748	0	-9.538	13.577
B-C	19	5.135	3.748	-9.538	0	0.002

**Tableau III.5 : Sollicitations de la poutrelle de l'étage courant Type 4**

Méthode : forfaitaire

Trav	L (m)	P (KN/m)		M <sub>0</sub> (KN.m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>0</sub> <sup>u</sup>	M <sub>0</sub> <sup>s</sup>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	2.4	7.07	5.13	5.09	3.7	0	0	0	0	5.09	3.7	8.5	-8.5

RDC (commerce) :

**Tableau III.6 : Sollicitations de la poutrelle RDC Type 1**

Méthode : Caquot minorée ELU

Trav	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	P' <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	10.5	8.62	0	-23.92	25.84	23.28	-32.31
B-C	5.3	10.5	8.62	-23.92	-14.68	17.67	22.09	-26.05
C-D	3.9	10.5	8.62	-14.68	-21.58	1.95	31.87	-14.845
D-E	5.3	10.5	8.62	-21.58	0	26.83	22.32	-23.73

Méthode : Caquot minorée ELS

Trav	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	P' <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	5.3	7.4	6.02	0	-16.72	18.33
B-C	5.3	7.4	6.02	-16.72	-10.26	12.62
C-D	3.9	7.4	6.02	-10.26	-15.08	1.51
D-E	5.3	7.4	6.02	-15.08	0	19.02

**Tableau III.7 : Sollicitations de la poutrelle RDC Type 2**

Méthode : forfaitaire

Trav	L (m)	P (KN/m)		M <sub>0</sub> (KN.m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>0</sub> <sup>u</sup>	M <sub>0</sub> <sup>s</sup>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	5.3	10.5	7.41	36.83	26.01	0	0	-22.10	-15.61	30.63	21.63	27.80	-31.97
B-C	5.3	10.5	7.41	36.83	26.01	-22.10	-15.61	0	0	30.63	21.63	31.97	-27.80

**Tableau III.8 : Sollicitations de la poutrelle RDC Type 3**

Méthode : Caquot minorée ELU

Trav	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	P' <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.3	10.5	8.62	0	-21.93	26.68	23.663	-31.93
B-C	1.9	10.5	8.62	-21.93	0	0.119	15.72	1.57

Méthode : Caquot minorée ELS

Trav	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	P' <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	5.3	7.4	6.02	0	-15.32	18.91
B-C	1.9	7.4	6.02	-15.32	0	0.071

**Tableau III.9 : Sollicitations de la poutrelle RDC Type 4**

Méthode : forfaitaire

Trav	L (m)	P (KN/m)		M <sub>0</sub> (KN.m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>0</sub> <sup>u</sup>	M <sub>0</sub> <sup>s</sup>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	2.4	10.5	7.41	7.55	5.33	0	0	0	0	7.55	5.33	12.58	-12.58

Les sollicitations maximales (plancher 20+5) utilisée dans le ferrillage :

Types de poutrelles	ELU				ELS (KN.m)	
	$M_a^{max}$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_a^{Rive}$ (KN.m)	$M_a^{max}$	$M_t^{max}$
Etages	-14.91	18.81	21.57	-3.72	-10.82	13.65
RDC	-23.92	30.63	31.97	-5.53	-15.61	21.63

**III.2.1.2 Ferrillage des poutrelles :**

Le ferrillage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Le dimensionnement des poutrelles :

$h_t = 25\text{cm}$   
 $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (10 \text{ à } 15)$   
 On prend  **$b_0 = 12\text{ cm}$**

Avec :

$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles successives.  
 $L_y$  : représente la travée minimale (entre nus d'appuis) des différents Poutrelles.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \text{ Avec } \begin{cases} l_x = 55\text{cm} \\ l_y = 160\text{cm} \end{cases}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left[\frac{55}{2}; \frac{160}{10}\right]$$

$b_1 \leq \min(27.5; 16)$   
 $b_1 \leq 16\text{ cm}$   
 On prend  **$b_1 = 16\text{ cm}$**

$b = 2 \times b_1 + b_0$   
 $b = 2 \times 16 + 12 = 44\text{ cm}$   
 Soit :  **$b = 44\text{ cm}$**

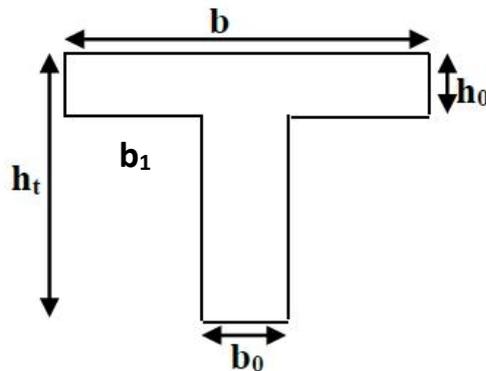


Figure III.4 — Schémas des poutrelles

Calcul des armatures longitudinales :

Plancher étage d'habitation :  
 Calcul à l'ELU :

Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :  $d = 0.9h = 0.225\text{ m}$   
 Si :  $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).  
 Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.44 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2}\right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 62.48\text{ Kn.m}$$

On à  $M_t^{max} = 18.81\text{ Kn.m}$

$M_{tu} \geq M_t^{max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

**a) En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.81 \times 10^{-3}}{0.44 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.0596 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$\mu_{bu} = 0.0596 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$  pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0596}) \Rightarrow \alpha = 0.0769$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.0769) = 0.218 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{18.81 \times 10^{-3}}{348 \times 0.180} = 2.921 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.479 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.44 \times 0.225 \times 2.1}{400} = 1.195 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 1.195 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 2.479 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  **$A_{tr} = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2$**

**b) En appuis :**

**b.1) appuis intermédiaire :**  $M_a^{max} = -14.91 \text{ Kn.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.91 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.172 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$\mu_{bu} = 0.180 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$  pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.172}) \Rightarrow \alpha = 0.239$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.239) = 0.203 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{14.91 \times 10^{-3}}{348 \times 0.203} = 2.10 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.225 \times 2.1}{400} = 0.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_a = 2.10 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **A<sub>a</sub>=2HA12= 2.26 cm<sup>2</sup>**

**b.2) En appuis de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ar}^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.043 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) \Rightarrow \alpha = 0.055$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.043) = 0.220 \text{ m}$$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{ar} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.220} = 0.48 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{ar \min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.225 \times 2.1}{400} = 0.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{ar \min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{ar} = 0.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **A<sub>a</sub>=1HA12= 1.13 cm<sup>2</sup>**

Vérification a l'ELU

Cisaillement :

$$V^{max} = 21.57 \text{ Kn} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{21.57 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} \Rightarrow \tau_u = 0.788 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{ Vérifier.} \end{cases}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm}$$

On adopte un étrier Ø6 avec  $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

Espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

CBA. ArtA. 5.1.2.3

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, cadres droits.)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400 (\sin 90 + \cos 90)}{0.12 (0.788 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 96.20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.47 \text{ m} = 47 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ Vérification des armatures longitudinales AL à l'effort tranchant  $V_u$  :

Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left( 21.57 + \frac{-14.91}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -1.49 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -1.49 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (pas d'influence sur les  $A_l$ )

Au niveau de l'appui de rive :

On a :  $M_u = 0$ 

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{21.57 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.62 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.62 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérfifié.}$$

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{21.57 \left( \frac{0.44 - 0.12}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.225 \times 0.44 \times 0.05} = 0.77 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.77 \text{ Mpa} \dots \text{Vérfifié.}$$

Vérification à l'ELS :

$$\text{État limite de compression du béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

En travée :  $M_t^{\max} = 13.65 \text{ Kn.m}$

\* Position de l'axe neutre y:

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots \text{BAEL91. L. III. 3}$$

$$H = \frac{0.44 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.05) = -2.50 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$H = -2.50 \times 10^{-4} \text{ m} < 0$$

(alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T.

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$12y^2 + 411.5y - 2858.75 = 0 \text{ (1)} \dots \dots \dots \text{Solution d'équation : } \mathbf{y = 5.95 \text{ cm.}}$$

\* Moment d'inertie I de la section efficace :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{12 \times 5.95^3}{3} + (44 - 12) \times \frac{5^3}{12} + (44 - 12) \times 5 \left(5.95 - \frac{5}{2}\right)^2 + 15 \times 3.05 (22.5 - 5.95)^2$$

$$I = 16389 \text{ cm}^4$$

\* Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{13.65 \times 10^{-3}}{16389 \times 10^{-8}} \times 0.0595 = 4.95 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 4.95 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié (BAEL E.III.2)}$

En appuis intermédiaire :  $M_{ser}^{max} = -10.82 \text{ Kn.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section  $b_0 \times h$

$$\left(\frac{b_0}{2} \times y^2\right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 33.9y - 762.75 = 0 \text{ (2)} \dots \dots \dots \text{Solution d'équation : } \mathbf{y = 8.8 \text{ cm}}$$

$$I = \left(\frac{b_0}{2} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \left(\frac{12}{2} \times 8.8^3\right) + (15 \times 2.26) \times (22.5 - 8.8)^2$$

$$I = 10451.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.82 \times 10^{-3}}{10451.52 \times 10^{-8}} \times 0.0880 = 9.11 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 9.11 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

**Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

**Evaluation de la flèche :**

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type 2 du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur le (tableau 24).

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} ; \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{fe} \quad \text{BAEL91 (Article L. VI, 2)}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{0.25}{5} = 0.05 \geq \frac{13.65}{10 \times 18.03} = 0.050 \end{cases}$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure ou égale à 5m est de :

$$f_{adm} = \left( \frac{l}{500} \right) = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée selon le chargement considérée :

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4 = 2.6 \text{ kn/m} \Rightarrow \text{La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.4 = 4.16 \text{ kn/m} \Rightarrow \text{La charge permanente qui revient à la poutrelle.}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.40 + 1.5) = 5.13 \text{ kn/m} \Rightarrow \text{La charge permanente et la surcharge d'exploitation.}$$

$$M_{ser} = 0.75 \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \frac{2.60 \times 5^2}{8} = 6.09 \text{ Kn.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \frac{4.16 \times 5^2}{8} = 9.75 \text{ Kn.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \frac{5.13 \times 5^2}{8} = 12.023 \text{ Kn.m}$$

a) Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :  $y = 5.87$  cm

Moment d'inertie de la section efficace :  $I = 15619$  cm<sup>4</sup>

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_g = \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h - y_g)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_g - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_g)^2 + A'(y_g - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{44}{3} 8.8 + 12 \frac{(25 - 8.8)^3}{3} - (44 - 12) \frac{(8.8 - 5)^3}{3} + 15[3.05(22.5 - 8.8)^2]$$

$$I_0 = 33952 \text{ cm}^4$$

b) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{6.81 \times (0.225 - 0.5916) \times 10^{-3}}{10451.52 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sj} = 97.269 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{10.95 \times (0.225 - 0.0548) \times 10^{-3}}{10451.52 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sg} = 155.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{13.509 \times (0.225 - 0.05596) \times 10^{-3}}{10451.52 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sp} = 191.9208 \text{ Mpa}$$

c) Inerties fictifs ( $I_f$ ) :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 3.2 \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.31 \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 97.269 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.43$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 155.63 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.597$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 191.92 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.65$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 33952.4}{1 + 3.29 \times 0.43} = 15356.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vj}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vj}} = 237455.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 12570 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 20883 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 11770 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vp}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vp}} = 19988 \text{ cm}^4$$

d) Calcul des flèches :

$E_i = 32456.2 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = \frac{6.09 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.2 \times 15356.2 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ij} = 0.003056 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = \frac{9.75 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.2 \times 12570 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ig} = 0.00597415 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = \frac{12.02 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.2 \times 11770 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ip} = 0.007868 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}} = \frac{9.75 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 10818.865 \times 12570 \times 10^{-8}}$$

$$f_{vg} = 0.010788 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad \Delta f_t = 0.0135 - 0.0034 + 0.0100 - 0.00749$$

$$\Delta f_t = 0.962 \text{ cm} < f_{adm} = 1 \text{ cm}$$

*La flèche est vérifiée*

Le résumée des ferrailages des poutrelles :

Tableau III.11 : Résumé de ferrailage des poutrelles					
localisation	Zone	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres	A(cm <sup>2</sup> )
Plancher étage courant	Travée	2.479	1.19	2HA12+1HA10	3.05
	Appuis intermédiaire	2.26	1.19	2HA12	2.26
	Appuis de rive	0.48	1.19	1HA12	1.13
RDC	Travée	4.13	1.19	2HA14+1HA12	4.21
	Appuis intermédiaire	2.93	1.19	2HA14	3.08
	Appuis de rive	0.71	1.19	1HA14	1.54

Schémas de Ferrailage des Poutrelles (plancher 20+5)

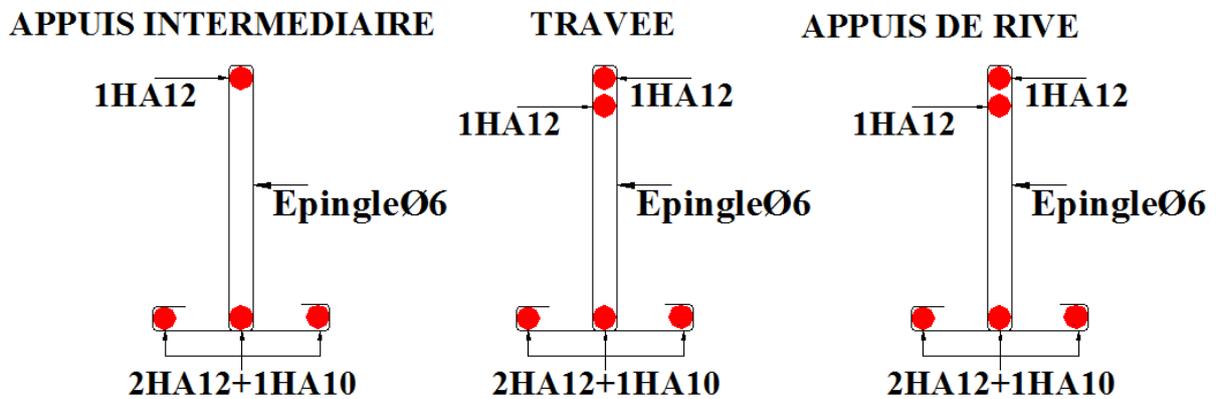


Figure III.5 : Schéma de ferrailage des poutrelles étages courants

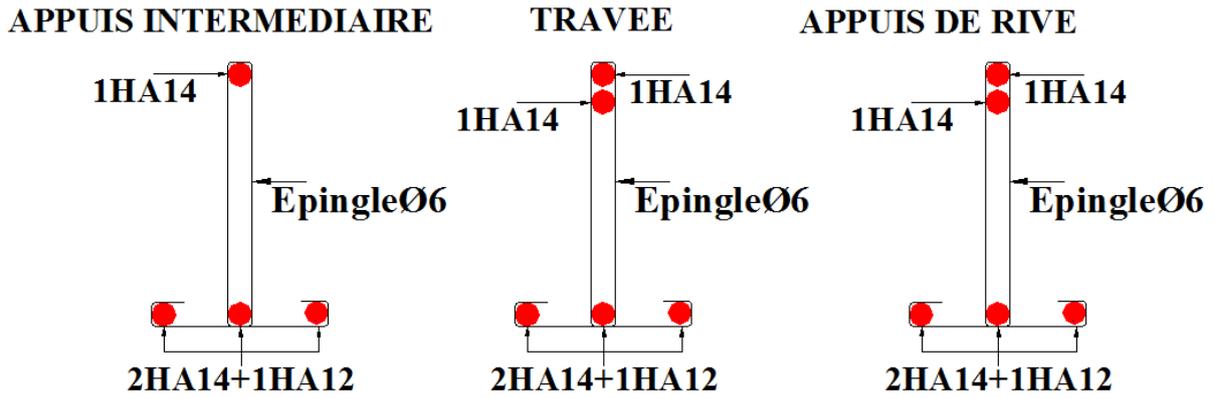


Figure III.6 : Schéma de ferrailage des poutrelles RDC

**III.2.2 Etude de la dalle de compression :**

On utilise un treillis soudé de nuance  $f_e = 400$  MPA

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit :  $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (st = 20cm)  $\leq 20$  cm ..... vérifiée.

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :  $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (st = 20cm)  $\leq 20$  cm ..... vérifiée.

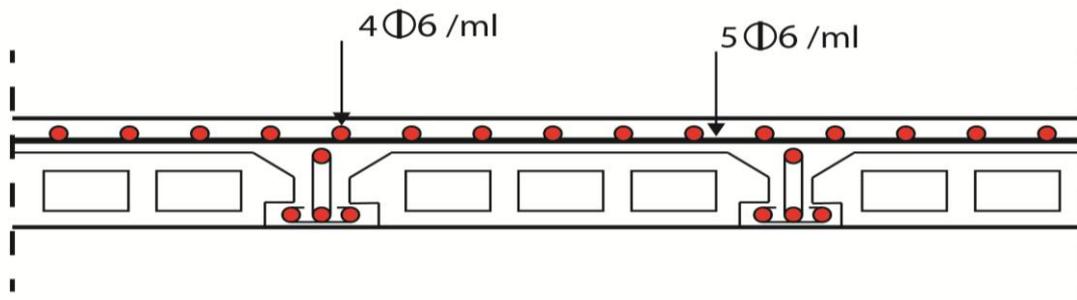


Figure III.7 - Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etudes des dalles pleines :

III.3.1 Dalle pleine sur trois appuis (balcon) :

On a :  
 $L_x = 1.50 \text{ m}$   
 $L_y = 4.24 \text{ m}$

$$\frac{l_y}{2} = 2.25 \text{ m} \Rightarrow l_x = 1.50 < 2.12 \text{ m}$$

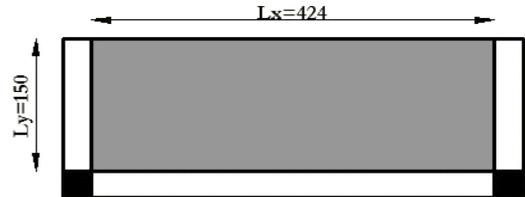


Figure III.8 - Dalle pleine sur 3 appuis

Calcul à l'ÉLU :

$$\begin{cases} M_0^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \Rightarrow M_0^y = \frac{12.25 \times 1.50^3}{6} = 6.89 \text{ Kn.m} \\ M_0^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \Rightarrow M_0^x = \frac{12.25 \times 1.50^2 \times 4.24}{2} - \frac{2 \times 12.25 \times 1.50^3}{3} \\ \Rightarrow M_0^x = 30.88 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 30.88 = 26.25 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 6.89 = 5.86 \text{ Kn.m} \end{cases}$

En appuis :  $M_a^x = -0.4 \times M_0^x = -0.4 \times 30.88 = -12.35 \text{ Kn.m}$

$$M_a^y = -0.4 \times M_0^y = -0.4 \times 6.89 = -2.75 \text{ Kn.m}$$

Calcul des armatures :

Le calcul se fait à la flexion simple.

Les résultats de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Ferrailage de dalle sur trois appuis.								
Sens		M (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	A adopté
Travée	X-X	30.88	0.140	0.189	0.107	7.10	1.48	5HA14 = 7.70
	Y-Y	6.89	0.031	0.039	0.113	1.48	1.12	5HA10 = 3.93
Appuis	X-X	-12.35	0.065	0.085	0.111	3.19	1.48	5HA10 = 3.93
	Y-Y	-2.75	0.014	0.018	0.114	0.69	1.12	5HA8 = 2.51

Espacement des armatures :

Sens X-X :  $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on a  $St_y = 20 \text{ cm}$ .

Sens Y-Y :  $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on a  $St_y = 20 \text{ cm}$ .

Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3.93 \text{ cm}^2 \geq 1.92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a  $V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{12.25 \times 1.50}{2} \times \frac{4.24^4}{1.5^4 + 4.24^4} = 9.19 \text{ Kn}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{9.19 \times 10^{-3}}{1 \times 10} = 0.091 \text{ Mpa} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times Y_s}{f_e} \quad \text{D'où : } 2.51 \text{ cm}^2 \geq 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.13 + 3.5 = 8.69 \text{ kn/m}^2$$

$$M_{0\text{ ser}}^x = 21.89 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t\text{ ser}}^x = 18.61 \text{ Kn.m}$$

$$M_{a\text{ ser}}^x = M_{a\text{ ser}}^y = -0.4 \times 21.89 = -8.75 \text{ Kn.m}$$

Tableau III.13 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.

sens	$M_{ser} \text{ (Kn.m)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (Cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (Mpa)}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	18.61	4.33	36444	2.21	15	Vérifiée
En appui	-8.75	5.61	16187	3.04	15	Vérifiée

$$\sigma_{st} \text{ (Mpa)} = 43.56 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (Mpa)} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{t\text{ ser}}^x}{20 \times M_{0\text{ ser}}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.50} = 0.093 \geq 0.042 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{7.70}{100 \times 10} = 0.0077 < 0.0105 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailages :

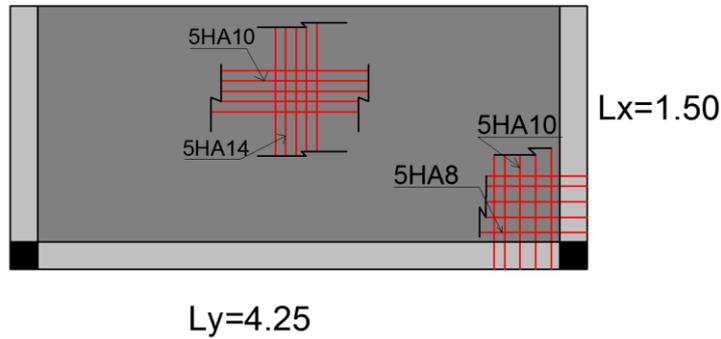


Figure III.9 - Schéma de ferrailages dalle sur 3 appuis

### III.3.2 Dalle pleine sur quatre appuis :

$$G=5.7 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q=2.5 \text{ Kn/m}^2 \quad q_u=11.44 \text{ Kn/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 16 \text{ cm} \\ FPN \\ Lx = 5 ; Ly = 5.50 \end{array} \right.$$

$$\rho = 0.90 \left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.0456 \\ U_y = 0.7834 \end{array} \right. \quad \text{Annexe II}$$

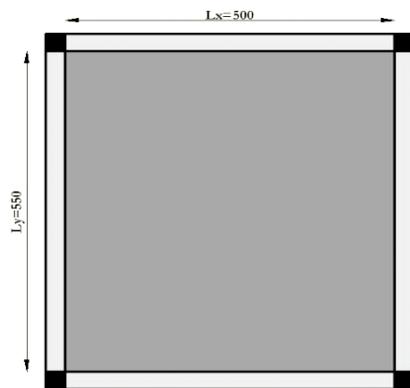


Figure III.10-dalle pleine sur 4

Donc la dalle travaille suivant les deux sur sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0456 \times 11.44 \times (5)^2 = 13.04 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.7834 \times 17.32 = 10.22 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 13.04 = 11.06 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 10.22 = 8.68 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 11.44 = -6.52 \text{ Kn.m}$$

Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :  
 $b=100\text{cm}$  ;  $h=16\text{cm}$  ;  $c=2.5\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $d=13.5\text{cm}$ .

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur les tableaux suivants :

Tableau III.14 : Les résultats de calcul du ferrailage								
sens		M (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha(m)$	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)/ml$
Travée	X-X	11.09	0.041	0.052	0.134	2.36	1.31	4HA10 =3.14
	Y-Y	8.68	0.032	0.041	0.135	1.84	1.28	4HA8 =2.01
Appuis	X-X	-6.52	0.024	0.030	0.135	1.38	1.28	4HA8 =2.01
	Y-Y							

Espacement des armatures :

Sens X-X :  $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$  ; on a  $St_x = 25 cm$ .

Sens Y-Y :  $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$  ; on a  $St_y = 25 cm$ .

Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.01cm^2 \geq 0.78 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 Mpa$$

$$\text{On a } V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{11.44 \times 5}{2} \times \frac{5.5^4}{5^4 + 5.5^4} = 19.07 Kn$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{19.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.153 Mpa \leq \tau^{lim} = 1.166 Mpa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Pas de rupture de cisaillement**

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{D'où : } 2.51cm^2 \geq 0.54cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

**a) Etat limite de compression de béton :**

$$q_s = 8.2 Kn/ml ;$$

$$\rho = 0.90 \begin{cases} U_x = 0.0528 \\ U_y = 0.8503 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0528 \times 8.82 \times (5)^2 = 10.82Kn.m \\ M_{0ser}^y = U_y \times M_{0ser}^x = 0.8503 \times 10.82 = 9.20Kn.m \end{cases} \quad 57$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 0.85 \times 10.82 = 9.20 Kn.m \\ M_{tser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.85 \times 9.20 = 7.82Kn.m \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.14 cm^2 ,$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 58.95y - 795.82 = 0 \Rightarrow y = 3.15 cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right) (4.01)^3 + 15 \times 3.93 \times (15 - 4.01)^2 = 6334cm^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12.005 \times \frac{4.01 \times 10^3}{9782} = 4.588 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 4.58 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

la vérification de la contrainte d'acier n'est pas nécessaire car FPN

**Vérification a la flèche :** selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{M_{t \text{ ser}}^y}{20 \times M_{o \text{ ser}}^y}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.16}{5.5} = 0.029 > 0.042 \dots \dots \text{Non vérifiée.} \\ \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont non vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) + 0.5 = \frac{550}{1000} + 0.5 = 1.05 \text{ cm}$$

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré : permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{j \text{ ser}} = 0.85 M_{oj} \Rightarrow M_{j \text{ ser}} = 3.81 \text{ Kn.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0.85 M_{og} \Rightarrow M_{g \text{ ser}} = 5.43 \text{ Kn.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.85 M_{op} \Rightarrow M_{p \text{ ser}} = 9.20 \text{ Kn.m}$$

$$\Delta f_t = 0.67 \text{ cm} > f_{adm} = 1.05 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

**Sens X-X :**

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure ou égale à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré permanent et surcharge d'exploitation.

$$M_{j \text{ ser}} = 0.85 M_{oj} \Rightarrow M_{j \text{ ser}} = 4.48 \text{ Kn.m} \quad . \quad M_{p \text{ ser}} = 0.85 M_{op} \Rightarrow M_{p \text{ ser}} = 9.20 \text{ Kn.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0.85 M_{og} \Rightarrow M_{g \text{ ser}} = 6.39 \text{ Kn.m}$$

$$\Delta f_t = 0.57 \text{ cm} > f_{adm} = 1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailages :

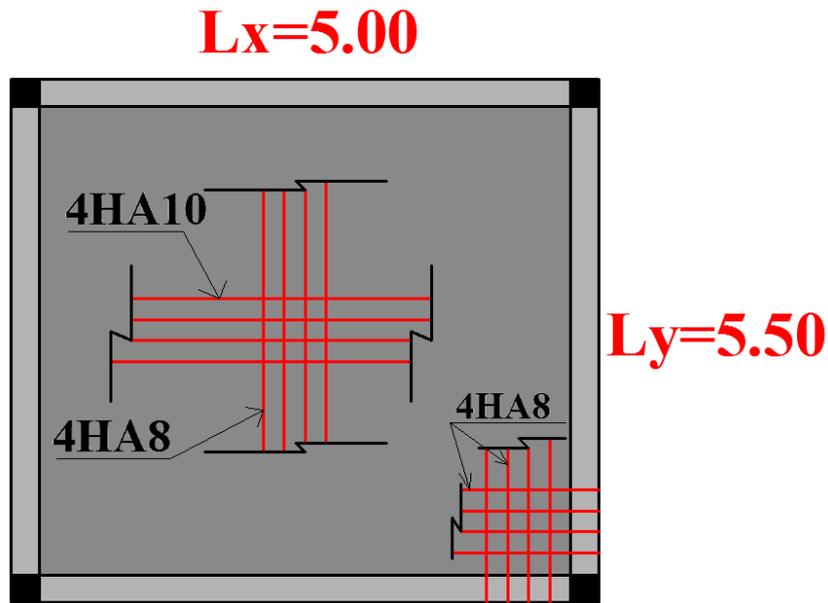


Figure III.11- schémas de ferrailage dalle sur 4 appuis

### III.4. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

#### III.4.1 Etude du 1<sup>er</sup> type d'escalier :

Tableau III.15 : calcul des chargements

$G_v$ : poids propre de la volée	$G_p$ : poids propre de palier		
$G_v = 8.36 \text{ kn/m}^2$	$G_p = 5.6 \text{ kn/m}^2$	$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$	e=16 cm
Combinaison de charges :	ELU		ELS
	$q_v = 1.35G_v + 1.5Q,$ $q_v = 15.03 \text{ kn/m}^2$		$q_v = G_v + Q,$ $q_v = 10.86 \text{ kn/m}^2$
	$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 11.31 \text{ kn/m}^2$		$q_p = G_p + Q$ $q_p = 8.1 \text{ kn/m}^2$

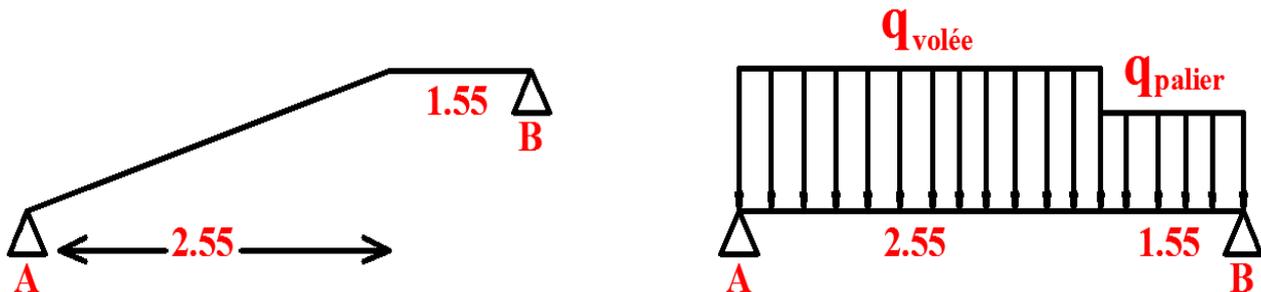


Figure III.12-escalier type 1

A ELU :  $R_A = 29.7 \text{ KN}$ ;  $R_B = 26.14 \text{ KN}$   
 $M_t^{\max} = 22.04 \text{ Kn.m}$   
 $V^{\max} = 29.39 \text{ Kn}$   
 $M_a = -14.69 \text{ Kn.m}$

Tableau III.16 : Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

sollicitation	$M_t^{\max}$ (Kn.m)	$M_a^{\max}$ (Kn.m)	$V^{\max}$ (Kn)
ELU	22.04	-14.69	29.39
ELS	18.01	-8.47	23.32

Tableau III.17 : Ferrailage a l'ELU

sens	M(Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2/m$	$A_{min}$
En travée	22.04	0.085	0.111	0.128	4.91	1.63
En appuis	-14.69	0.057	0.073	0.131	3.22	1.63

- Espacement des barres (FPN) :

a) Armatures principales :

**En appuis  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3. e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$**

**En travée  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3. e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$**

On adopte : En travée : 5HA12 = 5.65  $\text{cm}^2/\text{ml}$

En appuis : 5HA10 = 3.93  $\text{cm}^2/\text{ml}$

b) Armatures secondaires :

$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4. e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée.}$

\*En travée  $A_l = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 On choisit 4HA8=2.01  $\text{cm}^2/\text{ml}$

\*En appuis  $A_a = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 On choisit 4HA8=2.01  $\text{cm}^2/\text{ml}$

Vérifications à l'E.L.U :

a) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{29.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.219 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

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

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left( 29.73 \times 10^{-3} - \frac{22.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14} \right) \times \frac{1.15}{400} = -3.88 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

a) Vérification de l'état limite de compression du béton :

Tableau III.18 : Vérification de l'état limite de compression du béton

sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	$\gamma$ (cm)	$I(\text{Cm}^4)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	18.01	4.01	97820	7.38	15	Vérifiée
En appui	-8.47	3.44	73229	3.98	15	Vérifiée

b) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{t,ser}^x}{20 \times M_{o,ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.16}{3.4} = 0.047 \geq 0.042 \\ \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.004 < 0.005 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de **flèche** n'est pas nécessaire

Schémas de ferrailage :

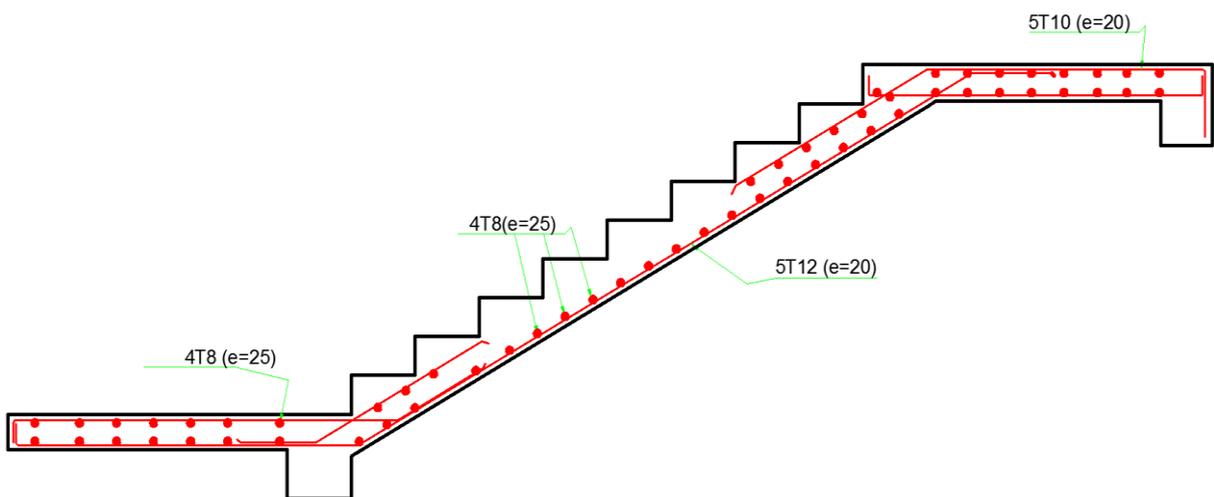


Figure III.13- ferrailage escalier type 1

### III.4.2. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

▪ **Pré dimensionnement :**

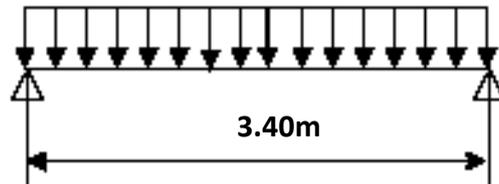


Figure III.14- schémas statique de la poutre palière

$$L/15 < h < L/10 \Rightarrow 22 \text{ cm} < h < 34 \text{ cm}.$$

• Vérification

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

• **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}.$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui.

$$\text{ELU: } R_b = 21.62 \text{ KN/m}.$$

$$\text{ELS: } R_b = 15.53 \text{ KN/m}.$$

• **Les sollicitations :**

$$P_u = 1,35(g_0 + g_{\text{mur}}) + R_b = 27.83 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{27.83 \times (3.4)^2}{8} = 40.21 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 34.18 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -20.10 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 47.31 \text{ KN}$$

Calcul à la flexion simple :

- Calcul des armatures longitudinales :

**Tableau III.19 : Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière :**

localisation	M (KN×m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	34.18	0.110	0.146	0.254	<b>3.86</b>	0.97
En appui	20.10	0.064	0.084	0.260	<b>2.21</b>	0.97

- Calcul de  $\tau_{f.s}$  :

$$\tau_{f.s} = \frac{V}{b \times d} = 0.58 \text{ Mpa.}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$St = 15\text{cm}$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times St / f_e = 0,45\text{cm}^2.$$

$$A_t \geq b \times St \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj}) / 0,8 \times f_e = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.83 \text{ cm}^2. \text{ on adopte } 2HA8 = 1.004 \text{ cm}^2$$

- Calcul à la torsion :

Le moment de torsion n'est autre que le moment de flexion de la paillasse au niveau de l'appui.

$$M^t = M_{paill}^a = 18.50 \text{ KN.m.}$$

Le moment est maximum

$$Qu = 1.35G + 1.5Q = 14.95\text{kn} \quad Mt = Qu \times L/2 = 25.42 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL [Art. A.5.4.2.2]**

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_l$  : section d'acier

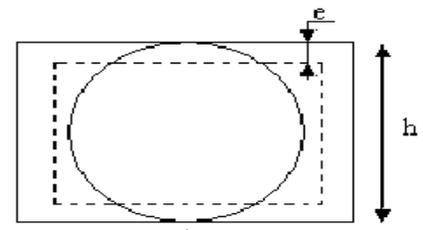


Figure III.15- section creuse

$$\varnothing = \min (h ; b) = 30 \text{ cm}$$

$$e = \varnothing/6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (0,3-0,05) \times (0,3-0,05) \Rightarrow \Omega = 0,0625 \text{ m}^2.$$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_{\text{torsion}} = \frac{M_T \times U \times 1.15}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.84 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = 4.06 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que  $\tau \leq \tau_{\text{adm}}$

$$\tau = \sqrt{\tau^2_u + \tau^2_t} = \sqrt{0.58^2 + 5.03^2} = 5.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min(0,2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau > \tau_{\text{adm}} \Rightarrow$  il y a risque de rupture par cisaillement.

Donc il faut augmenter la section de la poutre palière, soit une section de **(35×35) cm<sup>2</sup>**.

Les tableaux suivant illustrent les résultats obtenus après avoir augmenté la section de la poutre.

➤ A la flexion simple :

Tableau III.20 : sollicitations dans la poutre palière			
M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
44.2	25.42	-22.10	52.02

Tableau III.21 : Calcul d'armature longitudinale de la poutre palière						
localisation	M (KN×m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	37.75	0.074	0.096	0.307	<b>3.51</b>	1.35
<b>En appui</b>	22.10	0.043	0.055	0.312	<b>2.03</b>	1.35

Tableau III.22 : Calcul d'armature de torsion de la poutre palière et vérification au cisaillement				
τ	τ <sub>adm</sub>	τ < τ <sub>adm</sub>	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>2.94</b>	<b>3.33</b>	<b>vérifié</b>	<b>15</b>	<b>0.83</b>

➤ A la torsion :

$$\tau = \sqrt{\tau^2_u + \tau^2_t} = \sqrt{0.49^2 + 2.86^2} = 2.90 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

- Les armatures longitudinales

$$A_l = M_{Tu} \times U \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_e$$

$$U = 2 * [(h-e) * (b-e)] = 2 * [(0,35-0,058) * (0,35-0,058)] = 1,12 \text{ m.}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (0,35-0,058) \times (0,35-0,058) = 0,0784 \text{ m}^2.$$

$$A_l = 31.45 \times 10^{-3} \times 1.12 \times 1.15 / 2 \times 0,078 \times 400 = 6.49 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$$A_t = M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s / 2 \times \Omega \times f_e = 0,86 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armatures :**

- **En travée :**

$$A = 3.51 + (0.83/2) = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 3HA14} = 4,62 \text{ cm}^2.$$

- **En appui :**

$$A = 2.03 + (0.83/2) = 2.44 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 3HA12} = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 1,004 + 0,86 = 1.864 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 1 cadre} + 1 \text{ étrier } \varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \sigma_{adm}$

Avec :  $0,5b \times y^2 + 15 \times A y - 15A (d-y)^2 = 0$

$$I = b \times y^3 / 3 + 15A (d-y)^2.$$

Tableau III.23 Vérification des contraintes dans le béton :

Localisation	M (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Observation
Travée	75.13	15.80	161888	7.33	15	Vérifiée
Appui	50	14.70	140356.62	5.23	15	Vérifiée

- **Vérification de l'état limite de déformation :**

$h/L = 0,128 \geq \max [3/80; M_t / 10 * M_0] = 0,074 \dots \dots \dots$  vérifiée.

$A_s = 11.12 \text{ cm}^2 \leq 4,2 \times b \times d / f_e = 15.43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

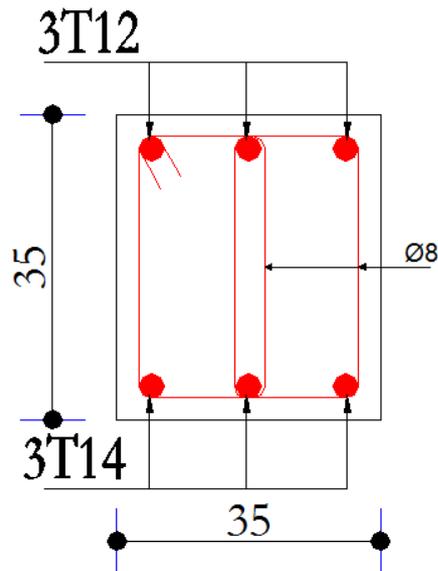


Figure III.16- ferrailage de la poutre palière

### III.5. Etude de la poutre de chaînage :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure elles servent de porte à faux.

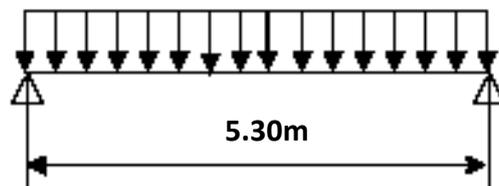


Fig. III.17- Schéma statique de la poutre de chaînage

#### ▪ Pré dimensionnement :

$$L/15 < h < L/10 \Rightarrow 35.55 \text{ cm} < h < 53 \text{ cm.}$$

#### • Vérification

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (40*40) \text{ cm}^2$$

#### • Les charges sur la poutre :

$$g_0 = 0,40 * 0,40 * 25 = 4 \text{ KN/ml.}$$

- **Les sollicitations :**

$$P_u = 1,35(g_0 + g_{\text{mur}}) = 18.69 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{18.69 \times (5.3)^2}{8} = 65.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 55.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -32.81 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 49.52 \text{ KN}$$

**Le ferrailage :**

**a) Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 : Calcul d'armature longitudinale de la poutre chaînage :							
localisation	M (KN×m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopter}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	55.78	0.0632	0.081	0.357	<b>3.95</b>	1.80	3HA14
En appui	32.81	0.042	0.053	0.362	<b>2.60</b>	1.80	3HA12

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{ m}$$

**b) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \quad (\text{Art III.3.b}) [1]$$

Soit un cadre  $\phi_8$  plus une épingle  $\phi_8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi_8 = 1.5 \text{ cm}^2$

**c) Les espacements**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [4]$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times h} = 37.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

On adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**Vérifications :**

**a) À l'ELU :**

• **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.334 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3.33 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

**b) À l'ELS :**

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.12 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 45296 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.44 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

**Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{530} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,075 = \frac{M_t}{10 \times M_0} \geq 0.02 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{40 \times 36} = 0.032 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

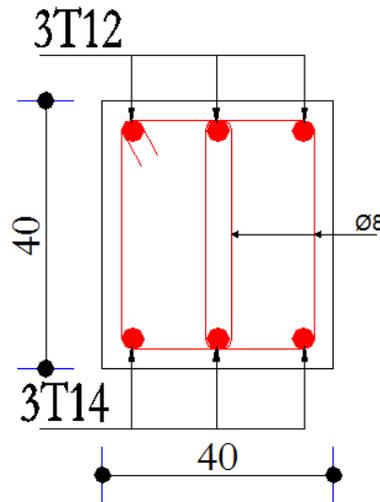


Fig. III.18- ferrailage de la poutre de chaînage

### III.6. Etude de la cage d'ascenseur :

Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 170cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 160cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN. **(Annexe IV)**
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 1$  m/s.

Donc :  $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ Kn}$

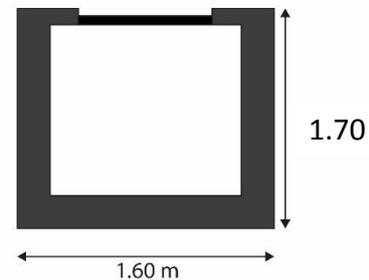


Fig. III.19- dimensions de la dalle ascenseur

► Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes

On a  $l_x=1.6\text{m}$ ,  $l_y=1.7\text{m}$ ,  $S=1.6 \times 1.7=3.06 \text{ m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.7} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55 \leq e \leq 4$$

$e \geq 11\text{cm}$  pour 2h de coupe feu.

$e \geq 13\text{cm}$  isolation phonique.

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

► Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$	Poids de la dalle en béton armé.
$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6 \text{ KN/m}^2$	Poids du mortier de pose de 3cm.
$G_3 = 0.1 \text{ KN/m}^2$	Poids de l'isolant thermique.
$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66 \text{ KN/m}^2$	Poids de la forme de pente méta chape.
$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$	Poids du revêtement dallage colle.
$G_T = 5.55 \text{ KN/m}^2$	

$$G'' = \frac{F e}{S} = \frac{145}{3.06} = 47.38 \text{ Kn/m}^2 \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{total} = G_T' + G'' = 52.93 \text{ Kn/m}^2. \quad Q_{total} = 1 \text{ Kn/m}^2.$$

Cas d'une charge répartie :

► Calcul des sollicitations :

A l'ELU :  $q_u = 1.35 G_{total} + 1.5 Q_{total} = 72.96 \text{ Kn/m}^2$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.7} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.94 \begin{cases} U_x = 0.0419 \\ U_y = 0.8661 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

- Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.82 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.77 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 5.86 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 5.07 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -3.91 \text{ Kn.m}$$

Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III.25: Calcul d'armature de la dalle ascenseur

sens		M (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	5.86	0.024	0.031	0.128	1.31
	Y-Y	5.07	0.021	0.026	0.128	1.13
Appuis	X-X	-3.91	0.0163	0.02	0.129	0.87
	Y-Y					

a) Vérification à l'ELU :

On calcul  $A_{min}$  : on a des HA feE400  $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 15cm$ ;  $b = 100cm$ ;  $\rho = 0.94$

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa \right] = 3.33 Mpa \\ S_{tx} \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow S_{tx} \leq 33cm \\ S_{tx} \leq \min(4e, 45cm) \Rightarrow S_{tx} \leq 45cm \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 Mpa$$

Tableau III.26 : ferrailage de la dalle ascenseur

Sens	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)	$A_y^t$	$A_x^t/4$	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	1.23	25	1.2 > 0.3775		En travée et en appuis : $A_x^t = 4HA10 = 3.14$
y-y	1.2	25			En travée et en appuis : $A_y^t = 4HA10 = 3.14$

Tableau III.27 : vérification au cisaillement

Vu (kn)	$\tau_u$ (Mpa)	$\tau^{lim}$ (Mpa)	Obs	$\tau_{adm}$ (Mpa)	Obs
378.88	0.31	1.25	$A_t$ ne sont pas nécessaires	3.33	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = 53.9 \text{ Kn/m}^2$$

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.77 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.15 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 5.08 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 4.61 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

On a une fissuration Peut nuisible  $\Rightarrow$  vérification de la contrainte de béton comprimé

- Etat limite de compression du béton :

$A_x = 3.14 \text{ cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 13.5 \text{ cm}$   
 On trouve :  $y = 5.06 \text{ cm}$ ,  $I = 14513 \text{ cm}^4$

**En travée :**

$$\sigma_{bc}^{x-x'} = 1.77 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc}^{y-y'} = 1.78 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

**En appuis :**

$$\sigma_{bc} = 1.185 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

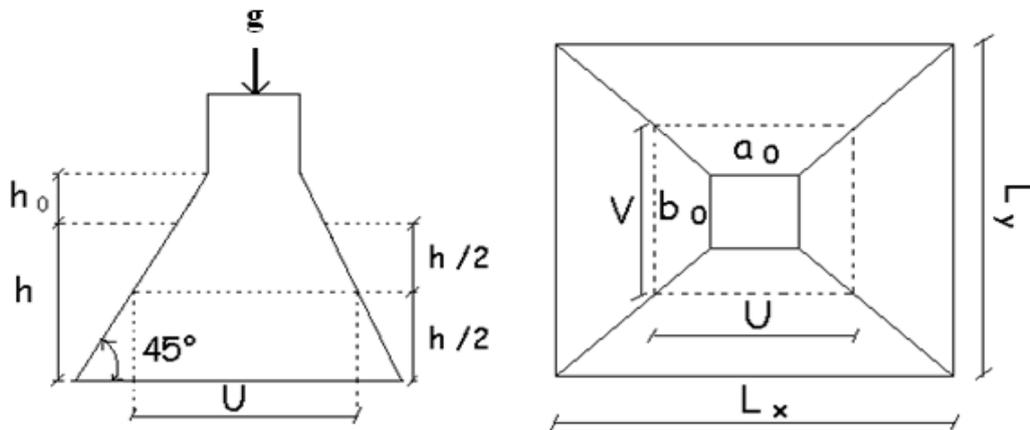
- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} 0.093 > 0.037 \\ 3.14 < 6.75 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la **flèche** n'est pas nécessaire.

► Cas d'une charge concentrée :

On a le schéma représentant la surface d'impact :



$$U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1$$

$$V = b_0 + h_0 \xi h_1$$

Fig. III.20- cas d'une charge concentrée

Avec :

$a_0$ et $U$ sont les dimensions parallèles à $L_x$ .	$h_0$ est l'épaisseur de la dalle pleine
$b_0$ et $V$ sont les dimensions parallèles à $L_y$ .	$h_1$ est l'épaisseur du revêtement moins rigide
$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.	$\xi = 0.75$ $h_1 = 5 \text{ cm}$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

a) Etude à l'ELU :

On a  $G = 72.3 \text{ Kn}$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.3 = 97.605 \text{ Kn.}$$

- Calcul des sollicitations :

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\rho = 0.94$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{102.5}{160} = 0.64$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{102.5}{170} = 0.60$$

En se référant à l'abaque PIGEAU, on trouve  $M_1=0.085$  et  $M_2=0.068$

- Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.60 \times 0.085 = 8.296 \text{ Kn.m} \\ M_{y1} = 97.60 \times 0.068 = 6.636 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.94 \begin{cases} U_x = 0.0419 \\ U_y = 0.8661 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 1 = 8.92 \text{ Kn/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0419 \times 8.92 \times (1.6)^2 = 0.96 \text{ Kn.m} \\ M_{y2} = U_y \times M_{x2} = 0.8661 \times 0.96 = 0.83 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.25 \text{ Kn.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.46 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

- Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

**En travée :**

$$M_t^x = 0.75 \times 9.25 = 6.93 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 7.46 = 5.59 \text{ Kn.m}$$

**En appuis :**

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 \times 9.25 = -4.62$$

Tableau III.28 : sollicitation et section d'armatures

Sens	M <sub>t</sub> (Kn.m)	M <sub>a</sub> (Kn.m)	A <sub>t</sub> calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>a</sub> calculé (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X'	6.93	-4.68	1.55	1.05
Y-Y'	5.59	-4.68	1.25	1.05

a) Vérification a l'ELU : On a un chargement concentré et FPN

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 25cm) \\ \min(3e, 33cm) \end{cases} \Rightarrow S_t = 25cm$$

Tableau III.29 : Section d'armatures adoptées

Sens	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>y</sub> <sup>t</sup>	A <sub>x</sub> <sup>t</sup> /4	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	1.23	25	1.25 > 0.38		En travée et en appuis : A <sub>x</sub> <sup>t</sup> = 4T10 = 3.14
y-y	1.2	25			En travée et en appuis : A <sub>y</sub> <sup>t</sup> = 4T10 = 3.14

- Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

p<sub>u</sub> : Charge de calcul à l'état limite.

e: Epaisseur de la dalle.

U<sub>c</sub> : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410cm. ; p_u = 97.60KN$$

Après calcul on constate que 97.60 Kn < 461.25 Kn

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = 31.74KN \Rightarrow \tau_u = 0.235MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \quad \text{C'est vérifié.}$$

b) Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage : q<sub>ser</sub> = g = 72.3KN.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.068) = 7.12KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.068 + 0.2 \times 0.085) = 6.14KNm \end{cases}$$

Les moments M<sub>x2</sub> et M<sub>y2</sub> dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88KN \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.91KNm \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.75KNm \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.03KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.89KNm \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times m_x \Rightarrow M_t^x = 6.02KNm \\ M_t^y = 0.75 \times m_y \Rightarrow M_t^y = 5.16 KNm \\ M_a = -0.5 \times m_x \Rightarrow M_a = -4.015KNm \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

On a une fissuration peut préjudiciable  $\Rightarrow$  vérification de la contrainte de béton comprimé.  
Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

Tableau III.30 : sollicitation et section d'armatures

Sens	$M_t$ (Kn.m)	$M_a$ (Kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X'	6.02	-4.01	3.12	6087.13	3.14
Y-Y'	5.16	-4.01	2.92	4713.12	3.14

**En travée**

Sens x-x' :  $\sigma_{bc} = 3.08MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$  ..... C'est vérifiée.

Sens y-y' :  $\sigma_{bc} = 3.19MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$  ..... C'est vérifiée.

**En appuis :**

$\sigma_{bc} = 2.48MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$  ..... C'est vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{1.6} = 0.093 > 0.037 \\ 3.14 < 6.75 \end{cases}$$

Les deux conditions son vérifier Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage :

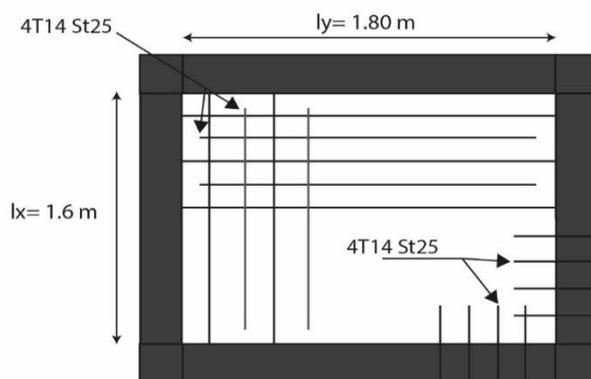


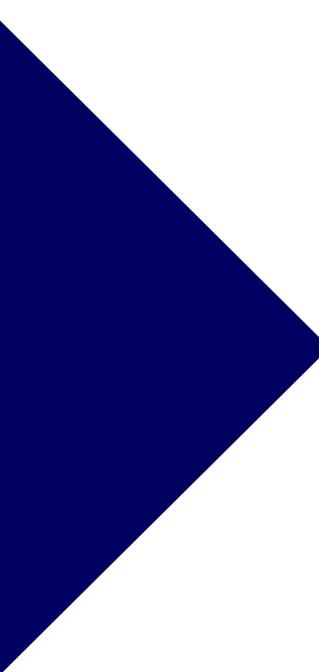
Fig. III.21- ferrailage de la dalle ascenseur

### III.7. CONCLUSION

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente plusieurs types d'escaliers. Dans ce chapitre il a été procédé à leurs études et leurs ferrillages.



# **CHAPITRE IV**

**Etude dynamique**

## IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

## IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

## IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### IV.3.1 Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### IV.3.1.1. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique  $V$ , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

**A** : Coefficient d'accélération de la zone.

**RPA99 (Tableau 4.1)**

Le coefficient dépend de deux paramètres : - Groupe d'usage : groupe 2

(BEJAIA)

- Zone sismique : zone **IIa**  $\Rightarrow$  **A = 0.15**

**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

**RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : **R = 5**

$Q$  : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités  $P_q$  :

Critère q	observé	$P_q/xx$	observé	$P_q/yy$
1- conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5-contrôle de qualité de matériaux	Oui	0	Oui	0
6-contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x=Q_y= 1,20$

$W$ : poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$ : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$  pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 41645.28 \text{ KN.}$$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

**RPA 99 (Tableau 4.7)**

Puisque le sol a une capacité portante de 2 bars et d'après le tableau 3.2 du RPA99, on trouve que les caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_2$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

### Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$$

Où  $\varepsilon(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\varepsilon = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$  Pour un contreventement mixte.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} = 0,81 > 0,7$$

$$T_c = C_T \cdot H_n^{3/4}$$

**RPA99 (Formule 4-6)**

$H_n = 40.10\text{m}$  (Hauteur totale de la structure)

$C_T = 0,05$  (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage)

**RPA99 (Tab.4.6)**

$$\Rightarrow T_c = 0.79 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L}$$

**RPA99 (Formule 4-7)**

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$L_x = 21.40\text{m}$ ,  $L_y = 19.10\text{m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,780s \\ T_y = 0,825s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.78s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.79s$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.78 = 1.04s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.79 = 1.027s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.28 \\ D_y = 1.29 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = 1919.01 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = 1919.01 \text{ KN}$$

### IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Form4-13)}$$

### IV.3.3 Méthode d'analyse par accélogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

### IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel robot ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le ROBOT.2012.

## **IV.5. Modélisation de la structure par le logiciel Robot 2012 :**

ROBOT 2012 est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner tout type de structures. Il permet ainsi de vérifier les résultats obtenus.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot millennium sont les suivantes :

Définition de la structure en mode graphique par un éditeur conçu à cet effet.

Possibilité de présentation des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements ...etc.)

Possibilité de calculer (ou dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture, multithread)

Possibilité d'effectuer plusieurs types d'analyse des structures (statique et dynamique).

Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels.)

Principe de modélisation :

ROBOT 2012 permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D composées d'éléments barres, poutres, éléments surfaciques ou volumiques. Il permet d'introduire parfaitement la géométrie, le chargement, les matériaux, les conditions aux frontières voire même les règlements et normes adoptés.

### **Exploitation des résultats :**

Une fois les calculs de la structure sont effectués, les résultats peuvent être consultés de deux façons différentes :

- Sous forme graphique (les diagrammes seront présentés par les barres spécifiques de la structure) ;
- Sous forme de valeurs numériques (les tableaux affichent les composantes spécifiques des déplacements, réactions, efforts internes...etc.).

### IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Vu l'irrégularité en plan et en élévation de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées. Celle qui a été adoptée est représentée sur la figure IV.1.

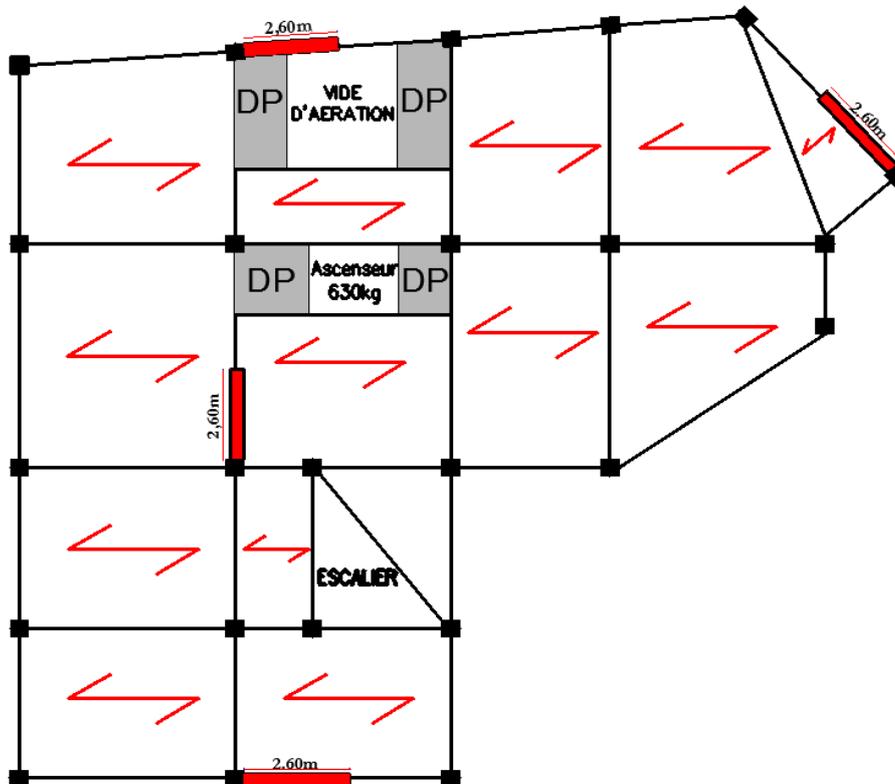


Figure IV.1- disposition des voiles.

## IV.5.2 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

a) Périodes de vibration et participation massique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
13/ 1	1,125	0,889	1,009	54,876	0,0	1,009	54,876
13/ 2	1,330	0,752	55,346	55,805	0,0	54,337	0,929
13/ 3	1,561	0,640	55,547	55,974	0,0	0,200	0,169
13/ 4	3,691	0,271	56,057	69,213	0,0	0,511	13,240
13/ 5	4,532	0,221	72,087	69,450	0,0	16,029	0,236
13/ 6	5,110	0,196	72,111	71,749	0,0	0,024	2,299
13/ 7	6,933	0,144	74,263	77,707	0,0	2,152	5,958
13/ 8	7,608	0,131	84,841	79,900	0,0	10,578	2,193
13/ 9	8,535	0,117	85,029	81,643	0,0	0,188	1,743
13/ 10	10,989	0,091	88,496	81,869	0,0	3,468	0,226
13/ 11	12,200	0,082	88,696	86,761	0,0	0,200	4,892
13/ 12	13,044	0,077	88,755	89,437	0,0	0,059	2,676
13/ 13	15,541	0,064	89,060	89,466	0,0	0,304	0,029
13/ 14	16,025	0,062	89,860	89,557	0,0	0,801	0,090
13/ 15	16,170	0,062	90,400	94,398	0,0	0,540	4,842

Figure IV.2- : tableau de Périodes de vibration et participation massique (ROBOT2012)

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x et y atteint les 90% au bout de 15 modes

Comportement de la structure :

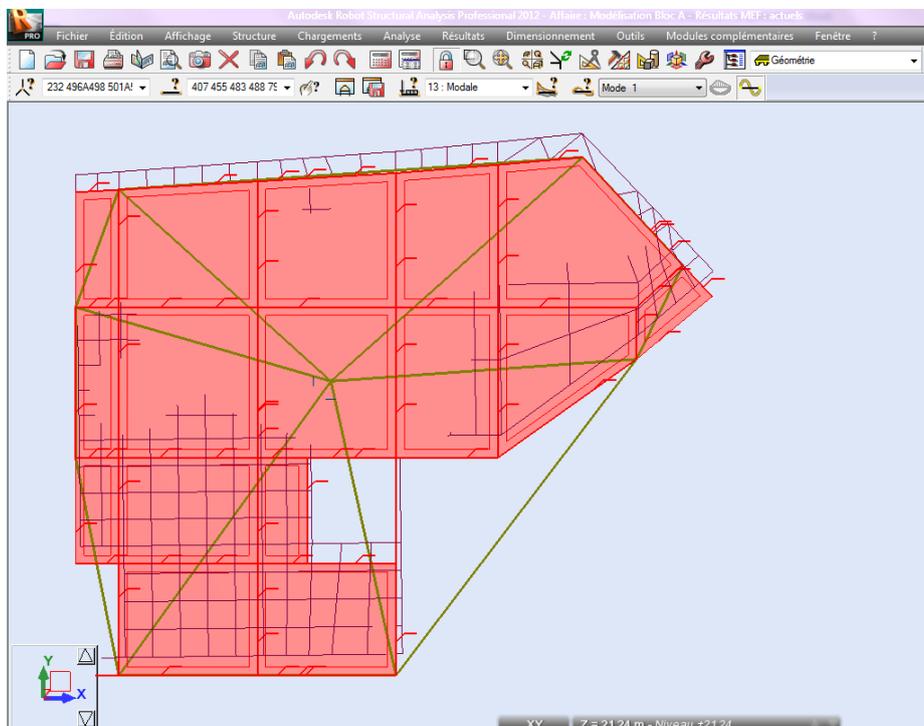


Figure IV.3- mode 1 translation y\_y (ROBOT2012)

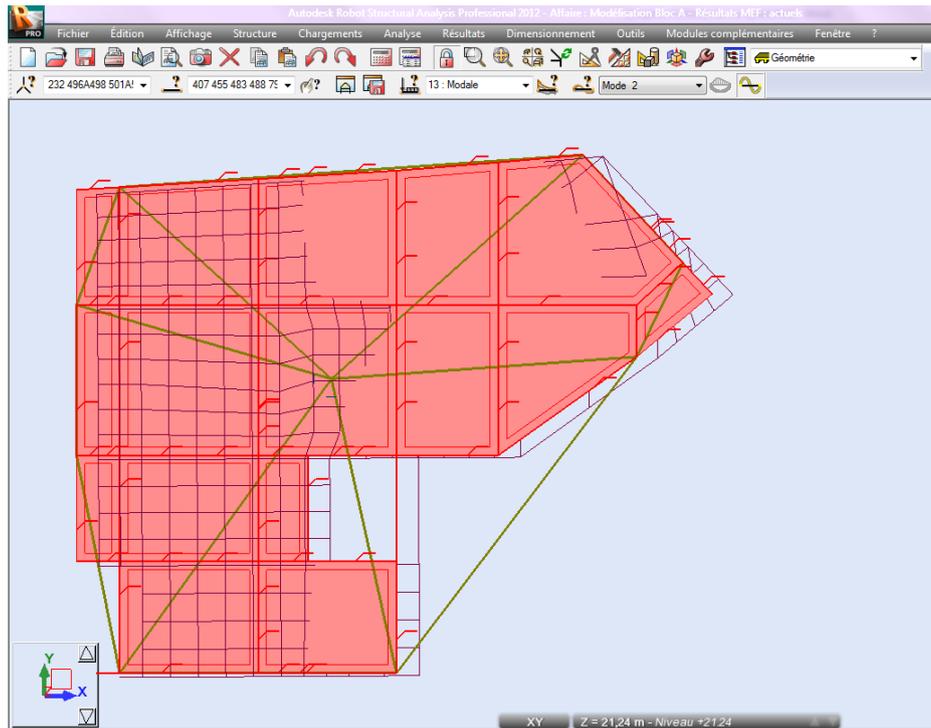


Figure IV.4- mode 2 translations x\_x (ROBOT2012)

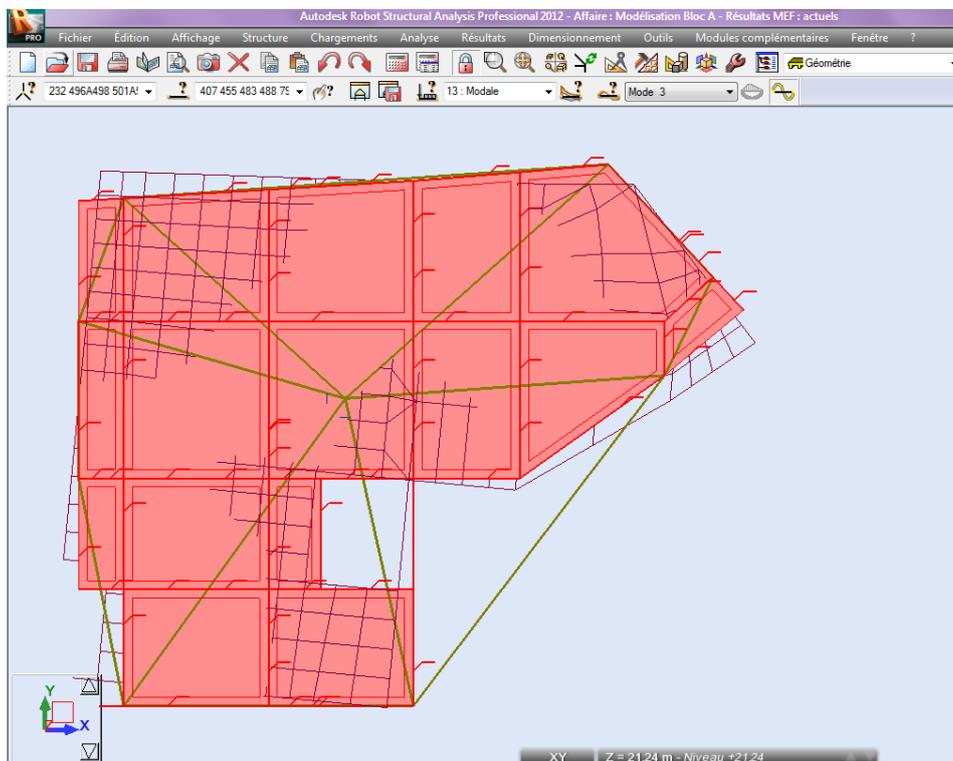


Figure IV.5- mode 3 rotations z-z (ROBOT2012)

## b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Tableau IV.2 Vérification sous charges horizontal :

Niveau x (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
	Total (KN)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(*) (%)	V(*) (%)	Total (KN)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(*) (%)	V(*) (%)
+4.59	1364,50	568,82	795,67	41,69	58,31	1217,71	584,68	633,03	48,01	51,99
+7.65	1253,61	696,51	557,10	55,56	44,44	1112,31	710,03	402,28	63,83	36,17
+10.71	1129,07	687,58	441,49	60,90	39,10	997,49	685,79	311,69	68,75	31,25
+13.77	983,68	592,22	391,46	60,20	39,80	868,74	525,52	343,22	60,49	39,51
+16.83	815,13	530,15	284,98	65,04	34,96	719,26	468,66	250,61	65,16	34,84
+19.89	610,61	336,27	274,33	55,07	44,93	532,50	322,26	210,24	60,52	39,48
+25.39	355,41	288,98	66,44	81,31	18,69	303,25	298,60	4,65	98,47	1,53

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Tableau IV.3 Vérification sous charges verticales :

ELS	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Poteaux(%)	Voiles(%)
25622.71	20637.9	4984.81	80.55	19.45
21664.91	16985.70	4679.21	78.40	21.59
17946.18	13869.85	4076.32	77.28	22.71
14244.61	10745.17	3499.45	75.43	24.56
10566.42	7740.13	2826.29	73.25	26.75
6819.09	4616.44	2202.65	67.69	32.30
3132.08	1612.88	1519.19	51.49	48.50

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

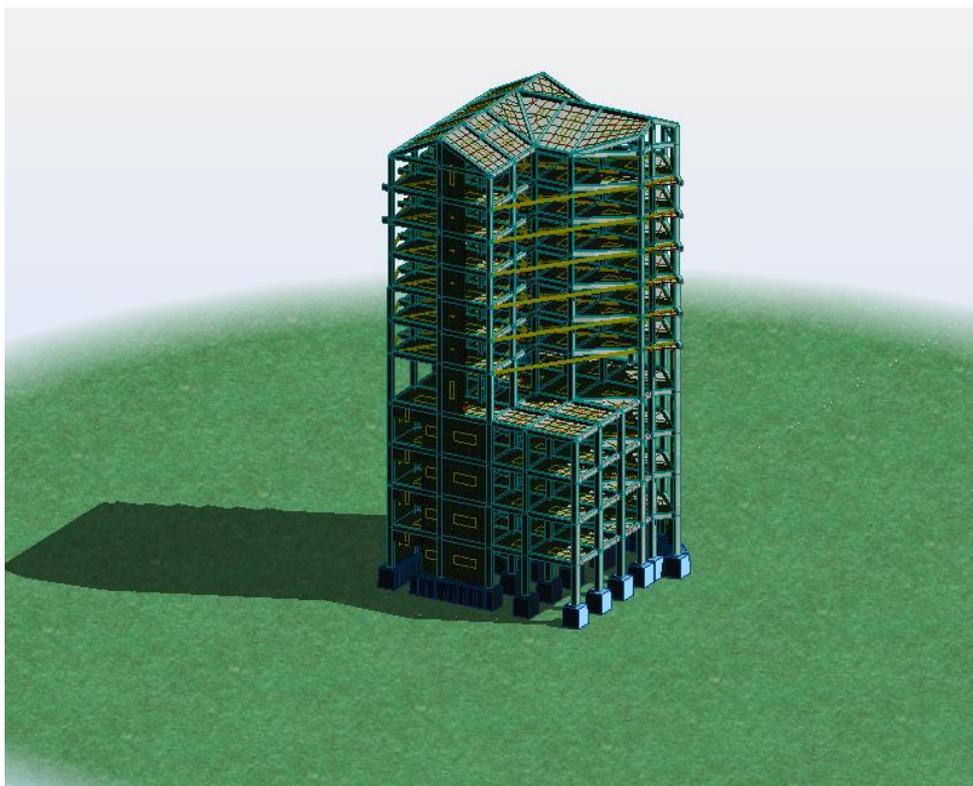


Figure IV.6- Vue 3D de la structure étudiée (ROBOT2012)

## c) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Tableau IV.4 Vérification de la résultante des forces sismiques				
Forces sismiques	V statique (KN)	0.8 V statique	V dynamique	Observation
Sens xx	1919.01	1535,78	1700,45	vérifier
Sens yy	1919.01	1535,78	1591,98	vérifier

## d) Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Tableau IV.5 Vérification de l'effort normal

Poteaux (cm x cm)	N (kn)	V	Observations
(50x55)	2078,13	0.30	Vérifiée
(45x50)	1664,71	0.29	Vérifiée
(45X45)	1396,98	0.27	Vérifiée
(40x45)	891,83	0.19	Vérifiée
(40x40)	381,08	0.10	Vérifiée

e) Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_k$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau IV.6 :Justification vis à vis des déformations

PLANCHER N°	$\delta_{eK}$ (cm)		R	$R \times \delta_{eK}$ (cm)		$\Delta K$		hK (cm)	1%hk (cm)
	$\delta_{eK}(xx)$	$\delta_{eK}(yy)$		$R \times \delta_{eKx}$	$R \times \delta_{eKy}$	$\Delta K_x$	$\Delta K_y$		
1	0,02	0,02	5	0,1	0,1	0,1	0,1	360	3,60
2	0,06	0,06	5	0,3	0,3	0,2	0,2	360	3,60
3	0,1	0,12	5	0,5	0,6	0,2	0,3	360	3,60
4	0,16	0,22	5	0,8	1,1	0,3	0,5	360	3,60
5	0,36	0,48	5	1,8	2,4	1	1,3	459	4,59
6	0,54	0,7	5	2,7	3,5	0,9	1,1	306	3,06
7	0,7	0,9	5	3,5	4,5	0,8	1	306	3,06
8	0,86	1,08	5	4,3	5,4	0,8	0,9	306	3,06
9	1	1,24	5	5	6,2	0,7	0,8	306	3,06
10	1,12	1,36	5	5,6	6,8	0,6	0,6	306	3,06
11	1,24	1,52	5	6,2	7,6	0,6	0,8	550	5,50

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

f) Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  : [RPA99 (5.9)]

Les effets du 2ième ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$h_k$ : hauteur de l'étage "k".

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7

Tableau IV.7 Vérification de l'effet P- $\Delta$									
Niveau (m)	hK (m)	Pk (t)	Vk (KN)		$\Delta_k$ (cm)		$\theta$		Vérification
			XX	YY	XX	YY	XX	YY	
+25.39	5.50	308,60	355,41	303,25	0,6	0,8	0,009	0,015	Vérifiée
+19.89	3.06	640,52	610,61	532,50	0,6	0,6	0,021	0,024	Vérifiée
+16.83	3.06	980,15	815,13	719,26	0,7	0,8	0,028	0,036	Vérifiée
+13.77	3.06	1313,64	983,68	868,74	0,8	0,9	0,035	0,044	Vérifiée
+10.71	3.06	1651,27	1129,07	997,49	0,8	1,0	0,038	0,054	Vérifiée
+7.65	3.06	1988,90	1253,61	1129,07	0,9	1,1	0,047	0,063	Vérifiée
+4.59	4.59	2360,32	1364,50	1217,71	1,0	1,3	0,038	0,055	Vérifiée
+0.00	3.60	2889,90	1479,76	1316,42	0,3	0,5	0,015	0,029	Vérifiée
-3.60	3.60	3312,53	1586,90	1409,34	0,2	0,3	0,011	0,018	Vérifiée
-7.20	3.60	3749,12	1668,38	1523,83	0,2	0,2	0,012	0,013	Vérifiée
-10.8	3.60	4200,57	1700,33	1592,09	0,1	0,1	0,007	0,007	Vérifiée

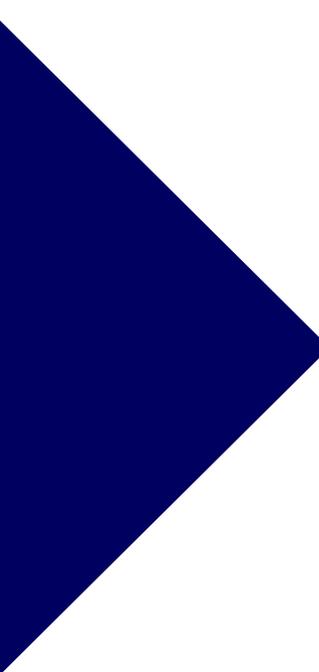
D'après les résultats obtenus les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés

## IV.6. Conclusion :

Notre disposition des voiles nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu satisfaire, toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.



# **CHAPITRE V**

**Etude des éléments structuraux**

## V.1. Etude des poutres :

### V.1.1 Introduction :

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables (donnés par ROBOT.2012) qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

- 1.  $1,35G+1,5Q$
- 2.  $G+Q$
- 3.  $G+Q+E$
- 4.  $G+Q-E$
- 5.  $0,8G+E$
- 6.  $0,8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- ▶ **Poutres principales (30×45).**
- ▶ **Poutres secondaires (30×40).**

### V.1.2 Calcul du ferrailage :

Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul le ferrailage de la poutre principale du 1<sup>er</sup> étage qui est sollicitée avec :

$$M_t = 83.21 \text{ KN.m}$$

$$M_a = - 129.87 \text{ KN.m}$$

- ▶ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = 0,1110 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,147 \Rightarrow Z = 0,395 \text{ m} \Rightarrow A_s = 6.05 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_s = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

- ▶ **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = 0,129 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,174 \Rightarrow Z = 0,390 \text{ m} \Rightarrow A_s = 9.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_s = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.1 : Ferrailage des poutres à chaque niveau.

Niveau	Type	S (cm <sup>2</sup> )	Local	M (KN/m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Entre sol et RDC	Poutre	30x45	Appuis	-95.96	1.52	6,91	<b>3T14+2T14=7,70</b>
		30x45	Travée	122.26		9,21	<b>3T14+3T14=9,24</b>
1 <sup>er</sup> au 6 <sup>eme</sup>	PP	30x45	Appuis	-129.87	1.52	9,01	<b>3T14+3T14=9,24</b>
			Travée	83.21		6,05	<b>3T14+2T12=6,88</b>
	PS	30x40	Appuis	-100.02	1.52	7,22	<b>3T14+2T14=7,70</b>
			Travée	89.62		6,55	<b>3T14+2T12=6,88</b>
toiture	poutre	30x40	Appuis	-75.47	1.52	5,37	<b>3T14+2T12=6,88</b>
			Travée	55.57		3,95	<b>3T14+2T12=6,88</b>

**Vérification des armatures selon le RPA 99 :****a) Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

**En zone courante :**  $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

**En zone de recouvrement :**  $A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

**b) Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \emptyset$  en zone IIa

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

Les armatures transversales :

**a) Calcul de  $\Phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_1; h/35; b/10) = \min(1,2; 40/35; 30/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres.

**b) Calcul des espacements des armatures transversales :**

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du RPA 99Art (7.5.2.2)

▶ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min(h/4; 12 \times \emptyset_1) = \min(11.25 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$

▶ **Zone courante :**  $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$

**c) Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1 / 400 = 1,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1333 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles.				
Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ (Mpa)	τ <sub>Adm</sub> (Mpa)	Observation
Principales	155.63	1.36	3.33	Vérifiée
Secondaires	15.36	0,150	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour toutes les poutres.

**Vérification à l'ELS :**

Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s \times y - 15 d \times A_s = 0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{3} y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton.							
Poutres	Localis	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>adm</sub> (Mpa)	Obser
Principales	Appui	92.7	134563	15.61	10.75	15	Vérifiée
	Travée	109.4	108344	13.9	14.03	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	33.88	108344	13.9	4.34	15	Vérifiée
	Travée	29.6	108344	13.9	3.79	15	Vérifiée

**Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**BAEL91 (Art B. 6. 5)**

Tableau V.4 : Vérification de la flèche pour les poutres.

Poutres	H <sub>t</sub> (cm)	B(cm)	L(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$h_t/l \geq 1/16$	$h_t/L \geq M_t/(10.M_0)$	$A_s/(b_0.d) \leq 4.2/f_e$
PP	45	30	5.3	9.24	$0.084 \geq 0.06$	$0.084 \geq 0.033$	$0.008 \geq 0.01$
				Obs. :	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage des Poutres :

RDC-travées	RDC-appuis	ETAGES-PP-appui	ETAGES-PP-travée
ETAGES-PS-appui	ETAGES-PS-travée	TOITURE-appuis	TOITURE-travées

Figure V.1 ferrailage des poutres

## V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du ROBOT.2012 :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.

### Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT 2012, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.5 : Sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
50x55	3271.01	259.05	703.84	315.17	-1541.92	188.96
45x50	2136.31	14.90	198.83	127.77	81.15	54.60
45x45	1745.46	29.26	669.41	78.29	358.79	29.63
40x45	1116.65	23.01	416.19	81.67	195.88	29.25
40x40	468.07	2.38	298.54	69.27	-192.41	15.49

### Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

► Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau du **RDC**, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{\max}=2136.31\text{KN} \rightarrow M_{\text{cor}}= 14.90 \text{ KN.m}$$

$$- M_{\max}=198.83 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}}= 127.77 \text{ KN}$$

$$- N_{\min}=81.15 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}}= 54.60 \text{ KN.m}$$

**a) Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$  :**

$$d= 0.45\text{m} ; d'= 0.05\text{m}.$$

$$N =2136.31 \text{ KN (de compression)}$$

$$M =14.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } e_G = M/N = 0.006\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.5/2 = 0.25\text{m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) < (b) \dots\dots\dots (1).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,40 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,442 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{UA} = 0,83 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow$  (1) est vérifiée, la section est entièrement comprimée.

Donc La méthode de calcul se fait à la flexion composée :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(b) < (f) \dots\dots\dots (2).$$

$$(f) = (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bu} = 0.63 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow$  (2) n'est pas vérifiée.

$$\Psi = 1 \quad f'_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A' = \frac{M_{ua} - b \times h \times f_{bu} \left(d - \frac{h}{2}\right)}{(d - d') f_s 2\%} \Rightarrow A' = -12.36 \text{ cm}^2$$

$$A' = -12.36 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

**b) Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$ :**

$$N = 198.83\text{KN}$$

$$M = 127.77\text{KN.m}$$

$$\text{On a : } e_G = 0.64 \text{ m} > (h/2) = 0.25 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = 0,170 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,120 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,160 \Rightarrow Z = 0,444 \text{ m} \Rightarrow A = 11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = 5,40 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$ :**

$$N = 81,15 \text{ KN}$$

$$M = 54,60 \text{ KN.m}$$

On a:  $e_G = 0,67 \text{ m} > (h/2) = 0,25 \text{ m}$ .

Donc le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = 0,072 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,061 \Rightarrow Z = 0,462 \text{ m} \Rightarrow A = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux.**

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>mim</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA99	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Entresol 4.3	50x55	11.31	27.50	4T20+8T16=28.65
Entresol 2.1+RDC	45x50	5.40	18.00	4T16+8T14=20.36
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	45x45	0	16.2	4T20+4T16=20.61
3,4 <sup>ème</sup> étage	40x45	0	14.40	4T16+4T14=15.73
5.6 <sup>ème</sup> étage+toiture	40x40	1.57	12.80	4T16+4T14=15.73

**Armatures transversales :**

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.7 : Calcul des armatures transversales.

Section	Vu (KN)	$\lambda$	Lr (cm)	t zone n (cm)	t zone c (cm)	At (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	At adop (cm <sup>2</sup> )	Nbr barres
50x55	388.9	4.58	80	10	15	1.09	3.34	4,71	6T10
45x50	180.16	6.42	80	10	15	3.75	2.25	4.71	6T10
45x45	89.16	4.76	80	10	15	1.28	2,75	3,01	6T8
40x45	79.26	4,76	64	10	15	2.78	2.53	3,01	6T8
40x40	57.76	5.35	64	10	15	1.35	1.8	3,01	6T8

**Vérification au flambement :**

Selon le BAEL99 (Art A.4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- **As** : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- **Br** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- **$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$**
- **$\alpha$**  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{Si } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ . L'élançement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 3,46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{sections rectangulaires.} \\ \frac{4l_f}{D} \dots \dots \dots \text{sections circulaires.} \end{array} \right.$$

L<sub>f</sub> = longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3271.01 \text{ KN}$$

$$L_f = 2.52 \text{ m} \rightarrow \lambda = \rightarrow \alpha = 0,81$$

$$B_r = 0.2544 \text{ m}^2$$

$$N_u = 4697.28 \text{ KN}$$

$N_d < N_u$  donc pas de risque de flambement.

**Tableau V.8 : Vérification du flambement pour les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	L0 (cm)	Lf (cm)	$\lambda$	$\alpha$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	N <sub>d</sub> (KN)	Obs
entresol 1.2	50x55	360	252	16.32	0,81	31.28	0,2544	4697.28	3271.01	vérifiée
entresol 3.4	45x50	360	252	17.32	0.81	20.63	0.206	3663.6	2136.31	vérifiée
RDC	45x50	459	312	21.23	0,789	20.36	0,206	3575.22	2136.31	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	45x45	306	214	16.47	0,82	20.60	0,184	3381.62	1754.46	vérifiée
3,4 <sup>ème</sup> étage	40x45	306	214	16.47	0,82	15.73	0,163	2923.83	1116.65	vérifiée
5.6 <sup>ème</sup> étage toiture	40x40	306	214	18.53	0,80	15.73	0,144	2571.03	468.07	vérifiée

**Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \cdot V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15 (A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right] \text{ Et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niv	Sect	d	A <sub>s</sub>	v	v'	I <sub>yy'</sub>	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	σ <sub>bc 1</sub>	σ <sub>bc 2</sub>	σ <sub>adm</sub>	Obs
	(cm <sup>2</sup> )	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm)		(m <sup>4</sup> )	(Mn)	MN.m	(MPa)			
entresol 1.2	50×55	0.49	31.28	48.98	6.1	0.0196	2,415	0,233	14.6	2.95	15	ok
entresol 3.4 RDC	45×50	0.45	20.60	25.42	24.47	0,0099	1.551	0.146	10,44	3,16	15	ok
1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup> étage	45×45	0.40	20.60	30,35	24,65	0,0089	1,957	0,086	11,17	2,33	15	ok
3,4 <sup>ème</sup> étage	40×45	0.40	15.73	27,39	22,61	0,0065	1,730	0,052	10,09	2,94	15	ok
5.6 <sup>ème</sup> étage+ toiture	40×40	0.36	15.73	25.45	14.54	0.0083	0.218	0.050	3.58	1.16	15	ok

**Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveau	Section	L <sub>f</sub>	λ	ρ <sub>d</sub>	d	V <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub>	τ <sub>adm</sub>	Obs
	(cm <sup>2</sup> )	(m)			(m)	(KN)	(Mpa)	(Mpa)	
entresol 1.2	50×55	252	4.58	0,04	0.45	388.9	1.72	1,875	vérifiée
entresol 3.4 RDC	45×50	312	6.24	0,075	0.45	180.16	0.98	1,875	vérifiée
1er et 2 <sup>ème</sup> étage	45×45	214	4.75	0,04	0.40	89.16	0.48	1	vérifiée
3,4 <sup>ème</sup> étage	40×45	214	4.75	0,04	0.40	79.26	0.55	1	vérifiée
5.6 <sup>ème</sup> étage+toiture	40×40	214	5.35	0,075	0.36	57.76	0.40	1,875	vérifiée

**V.2.1 Vérification des zones nodales :**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

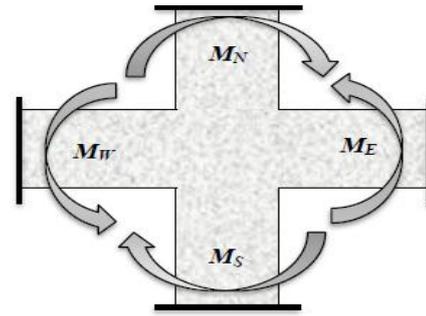


Figure V.2 - Schéma de la zone nodale.

**a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton ;
- De la quantité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec:  $z = 0,9 \times h$  et  $\sigma_s = f_s / \gamma_s$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les Tableaux suivants :

Tableau V.11 : Les moments résistants dans les poteaux.				
Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Entresol 1.2	50x55	0.495	31.28	538,829
Entresol 3.4 RDC	45x50	0.45	20.60	322.52
1er et 2ème étage	45x45	0.405	20.60	290.33
3,4ème étage	40x45	0.405	15.73	221.69
5.6ème étage+toiture	40x40	0.36	15.73	197.06

**b) Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tableau V.12). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

**Tableau V.12 : Vérification de la zone nodale.**

Niveau	Mn=Ms	Mn+Ms	Mw=Me	1,25(Mw+Me)	obs
Entresol 1.2	538,829	1076.4	130.22	325.55	vérifiée
Entressol 3.4 et RDC	322.52	645.04	130.22	325.55	vérifiée
1er et 2ème étage	290.33	580.66	130.22	325.55	vérifiée
3,4ème étage	221.69	443.38	130.22	325.55	vérifiée
5.6ème étage+toiture	197.06	394.12	130.22	325.55	vérifiée

**Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

**Schéma de ferrailage :**

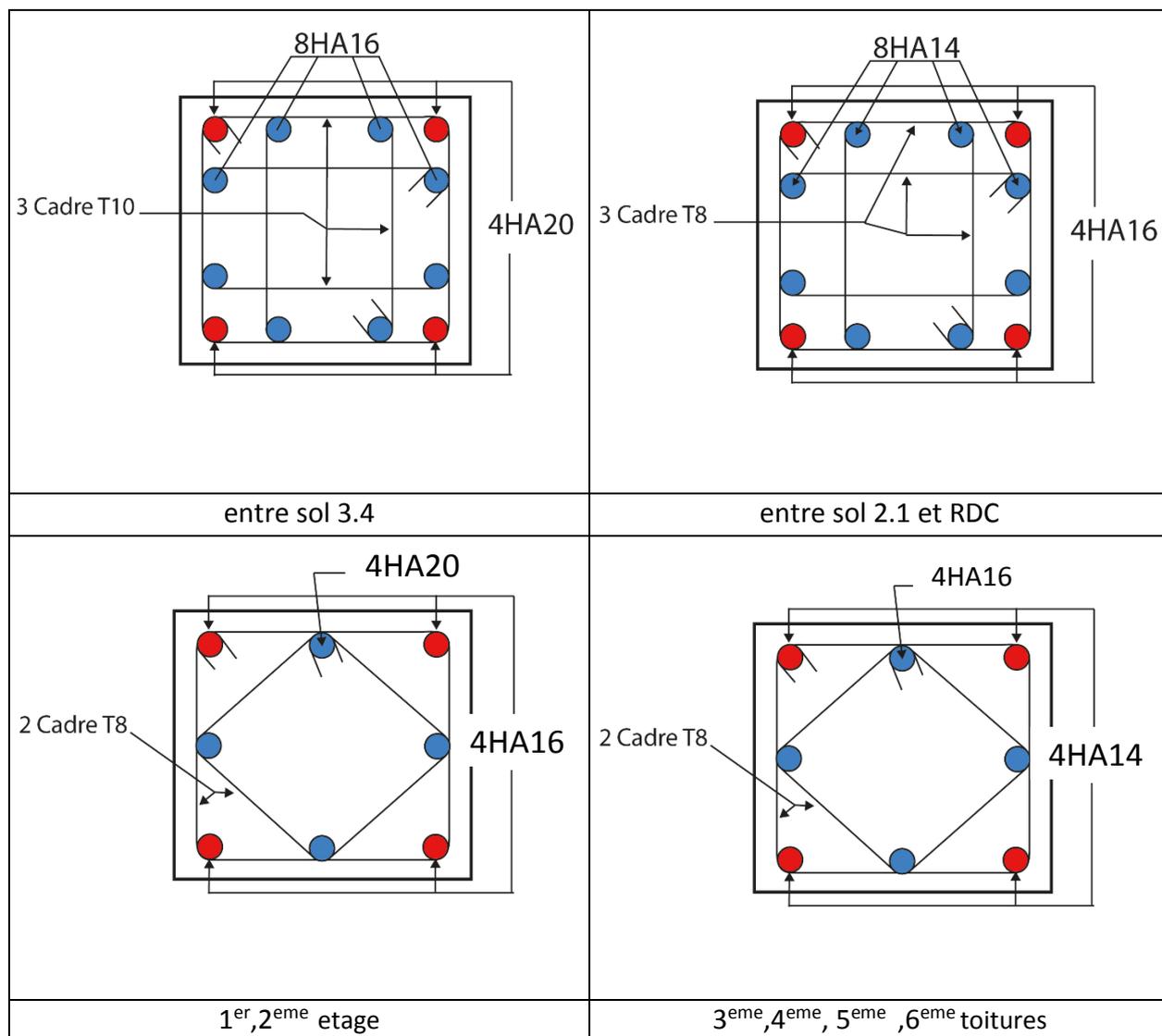


Figure V.3 ferrailage des poteaux

### V.3. Étude des voiles :

#### V.3.1 Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ▶ Rupture par flexion.
- ▶ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ▶ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1. 35G+1.5Q
2. G+Q±E
3. 0.8G±E

#### V.3.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel robot 2012, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau V.13 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // à x\_x**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vd (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
entre sol1.2.3.4	-2042.28	813.58	-5237.66	-4461.40	-5237.66	-4461.40	3041.65
RDC	-1586.56	114.99	-1586.56	114.99	-1586.56	114.99	37.88
ETAGE 1.2.3.4.5	-701.85	57.03	-1546.37	126.87	-1546.37	126.87	44.62
ETAGE 6+toiture	-491.28	21.42	-491.28	21.42	-491.28	21.42	41.96

**Tableau V.14 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vx2 // à x\_x**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vd (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
entre sol1.2.3.4	-2626.38	54.56	-4510	2646.23	-4749.11	1204.85	271.5
RDC	-1837.99	38.30	1837.99	38.30	-1837.99	38.30	90.38
ETAGE 1.2.3.4.5	-860.20	51.08	-1749.02	145.53	-1749.02	145.53	79.21
ETAGE 6+toiture	-645.38	-32.26	-32.26	-645.38	-645.38	-32.26	41.60

Tableau V.15 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // à y\_y

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vd (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
entre sol1.2.3.4	-2490.58	857.92	-2490.58	851.92	-3117.47	-156.09	420.89
RDC	-2294.57	151.79	-2294.57	151.79	-2294.57	151.79	7.73
ETAGE 1.2.3.4.5	-1119.20	-34.08	-2109.25	73.85	-2109.25	73.85	40.19
ETAGE 6+toiture	-867.41	92.79	-867.41	92.79	-867.41	92.79	23.58

Tableau V.16 : Sollicitations max de calcul dans le voile V'

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vd (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
entre sol1.2.3.4	-1459.07	-566.11	-1459.07	-566.11	-1962.82	-496.18	395.09
RDC	-1493	34.30	-1493	34.30	-1493	34.30	31.25
ETAGE 1.2.3.4.5	-539.07	17.34	-1305.4	18.51	-1305.4	18.51	37.67
ETAGE 6+toiture	-352	78.41	-352	78.41	-352	78.41	18.38

Avec  $e=20\text{cm}$

### Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul  $Vx1//$  à  $x-x'$  et les autres seront résumés dans un tableau.

### Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ :

#### ► Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$l = 2.60 \text{ m}$ ,  $d = 2.34 \text{ m}$ ,  $e = 0,20 \text{ m}$ .

$N_{max} = 1586.56\text{KN}$  (compression),

$M_{cor} = 114.99\text{KN.m}$ .

$e_G = M/N = 0.072 \text{ m} < l/2 = 1.3\text{m} \Rightarrow$  (le centre de pression est à l'intérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

$N_u \cdot (d-d') - M_{UA} = 1.86 \text{ MN.m} < (0,337 \cdot l - 0,81 \cdot d') \cdot e \cdot l \cdot f_{bu} = 8.03 \text{ MN.m}$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,087 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,114 \Rightarrow Z = 2.40m \Rightarrow A = 21.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -18.10 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

► **Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

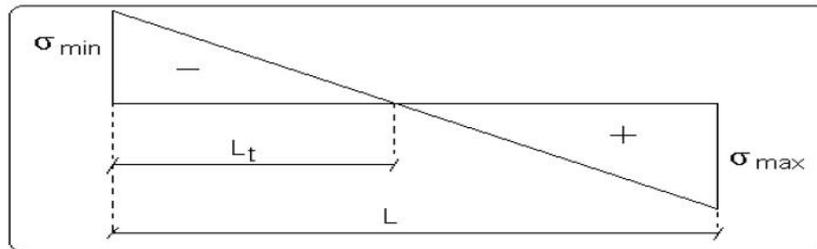


Figure V.4 - La longueur tendue du voile.

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \cdot L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = 1.08 \text{ m}$$

► **Armatures horizontales :**

$$V = 37.88 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \cdot S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_d}{e \cdot d} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times S_h = 0,6 \text{ cm}^2$$

**Vérifications :**

$$A_{\min}(ZT) = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 20 \times 108 = 4.33 \text{ cm}^2 \text{ (Amin en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min}(ZC) = 0,1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0,1\% \times 20 \times (260 - 2 \times 108) = 0.86 \text{ cm}^2 \text{ (Amin en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{\min}(ZG) = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 20 \times 260 = 7.8 \text{ cm}^2 \text{ (Amin en zone globale du voile par le RPA).}$$

**Donc on ferraille avec :**

$$\text{En zone tendue : } A_{\min}(ZG) = 7,8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour : } 13\text{HA}10/\text{FACE} = 10.21 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles à chaque niveau :

Tableau V.17 : Ferrailage du voile Vx1 //x-x'.

Niveau	entre sol 1.2.3.4	RDC	ETAGE 1.2.3.4.5	ETAGE 6+toiture
Section (m <sup>2</sup> )	0.52	0.52	0.52	0.52
M (Mn.m)	5.23	0.114	0.126	0.021
N (Mn)	4.46	1.58	1.54	0.49
V (Mn)	3.04	0.037	0.044	0.041
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$\tau$ mpa	4.46	0.11	0,133	0,12
$\tau_{adm}$	5	5	5	5
Lt	0.09	0.52	1.05	1.15
$A_v^{Cal}$	0	0	0	0
$A_v^{Min}$ tendu	0.37	2.09	4.22	4.67
$A_v^{Min}$ comp	10.22	3.10	0.97	0.52
$A_v^{min/ global}$	15.60	7.8	7.8	7.8
$A_v^{Ad/F}$	14HA12	13T10	13T10	13T10
St (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$	5.57	0.14	0.16	0.16
$A_h^{min}$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ado}$	2T10	2T10	2T10	2T10
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18 : Ferrailage du voile Vx2 //x-x'.

Niveau	entre sol 1.2.3.4	RDC	ETAGE 1.2.3.4.5	ETAGE 6+toiture
Section (m2)	0.52	0,52	0,52	0,52
M (Mn.m)	2.64	0,038	0,145	0.032
N (Mn)	4.51	1,837	-1,74	-0.645
V (Mn)	0.271	0,09	0,079	0.041
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$\tau$ mpa	0.4	0.27	0,23	0.12
$\tau_{adm}$	5	5	5	5
L t	0.89	1.24	1.05	1.15
Avcal/	0	0	0	0
AvMin tendu	3.56	4.95	4.2	4.6
AvMin Zglobale	15.8	7,8	7,8	7,8
AvMin / comp	7.04	0.25	1	0.6
Av Ad/FACE	14T12	13T10	13T10	13T10
St (cm)	20	20	20	20
Ah cal	0.5	0,34	0,3	0,16
Ah min	0.6	0,6	0,6	0,6
Ah ado	2T10	2T10	2T10	2T10
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19 : Ferrailage du voile Vy1 //y-y'.

Niveau	entre sol1.2.3.4	RDC	ETAGE 1.2.3.4.5	ETAGE 6+toiture
Section (m2)	0.52	0.52	0.52	0.52
M (Mn.m)	8.57	0,151	0.073	0,092
N (Mn)	2.490	2.29	2.109	0,867
V (Mn)	0.42	0.0077	0.04	0.023
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$\tau$ mpa	0.62	0.021	0.12	0.07
$\tau_{adm}$	5	5	5	5
L t	1.62	1.1	1.21	0.98
AvCal	0	0	0	0
Av <sub>Min</sub> tendu	6.47	4.41	4.83	3.92
Av <sub>Min</sub> comp	4.13	0.79	0.37	1.28
Av <sub>min</sub> globale	15.8	7.8	7,8	7,8
Av Ad/FACE	14T12	13T10	13T10	13T10
St (cm)	20	20	20	20
Ah cal	0.81	0.027	0.15	0.089
Ah min	0.6	0,6	0,6	0,6
Ah ado	2T10	2T10	2T10	2T10
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20 : Ferrailage du voile V'

Niveau	entre sol1.2.3.4	RDC	ETAGE 1.2.3.4.5	ETAGE 6+toiture
Section (m2)	0.52	0.52	0.52	0.52
M (Mn.m)	0.566	0.034	0.018	0.078
N (Mn)	1.459	1.493	1.305	0.352
V (Mn)	0.395	0.031	0.037	0.018
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$\tau$ mpa	0.58	0.09	0.11	0.05
$\tau_{adm}$	5	5	5	5
Lt	1.89	1.23	1.26	0.64
AvCal	0	0	0	0
Av <sub>Min</sub> tendu	7.57	4.93	5.03	2.54
Av <sub>Min</sub> comp	3.03	0.27	0.17	2.66
Av <sub>Min</sub> globale	15.8	7.8	7,8	7,8
Avad /face	14T12	13T10	13T10	13T10
St (cm)	20	20	25	25
Ah cal	0.73	0.15	0,14	0.07
Ah min	0.6	0,6	0,6	0,6
Ah ado	2T10	2T10	2T10	2T10
St (cm)	20	20	20	20

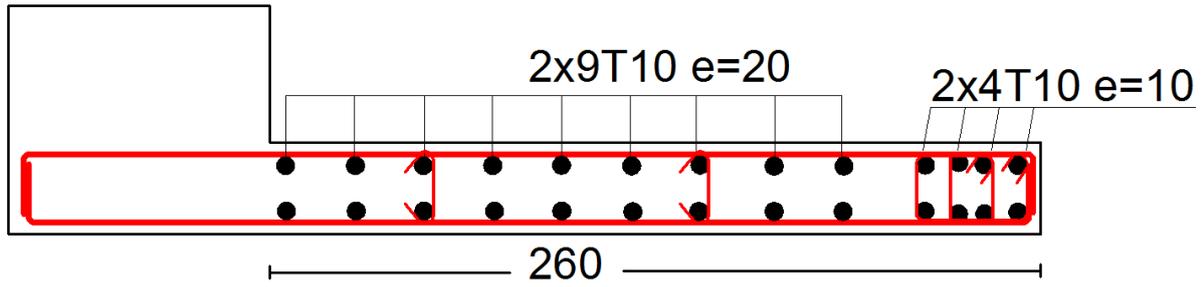


Figure V.5- Exemple de ferrailage des voiles Vx1 et Vx2 // x-x'.

### V.3.3 Ferrailage du voile avec ouverture :

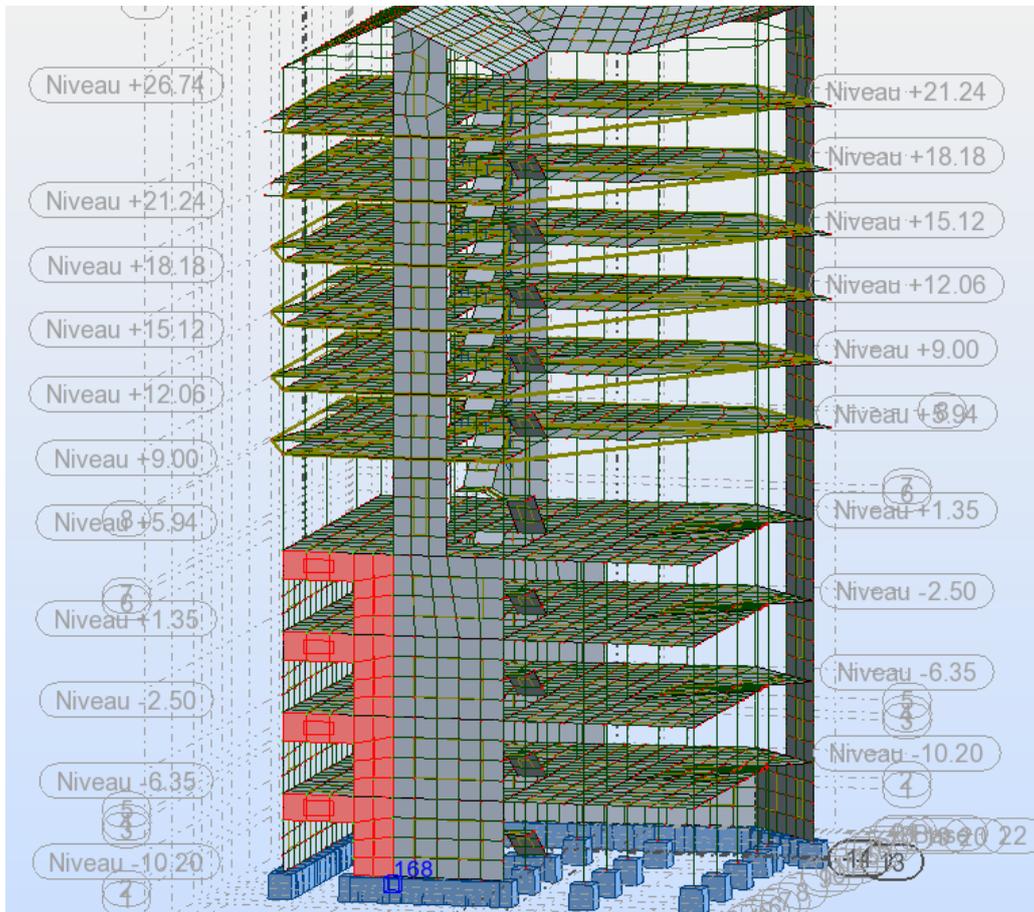


Figure V.6- voile avec ouverture

**Ferraillage du trumeau :**

Les trumeaux sont calculés en flexion composé comme des voiles pleins

Tableau V.21 : Ferraillage du trumeau	
Niveau	Entre sol1.2.3.4
Section (m <sup>2</sup> )	0.46
M(KN)	312
N(KN)	1789.50
V (KN)	733
$\tau$ MPA	2.48
$\tau_{adm}$	5
$A^{cal}_v$ (cm <sup>2</sup> )	25.43
$A^{min}_v$ (cm <sup>2</sup> )	6.9
$A^{adop}_v$ (cm <sup>2</sup> )/F	10HA14+5HA16
N <sup>bre</sup> / face	12
S <sub>t</sub> (cm)	20
$A^{cal}_h$ (cm <sup>2</sup> )	3.01
$A^{min}_h$ (cm <sup>2</sup> )	0.6
$A^{adop}_h$ (cm <sup>2</sup> )	4HA12
S <sub>t</sub> (cm)	15

**Ferraillage du linteau :**

Le linteau se ferraille à la flexion simple. (On ferraille le linteau de l'entre sol comme exemple)

Les sollicitations :

M=687 KN.m

V=1252.10 KN

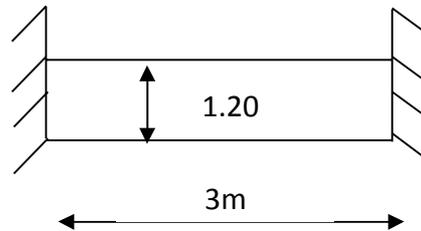


Figure V.7- dimensions du linteau

$V' = 1.4 \times V = 1752.9 \text{ KN}$

d=0,9h, h : hauteur du linteau

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 1252,1 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,08} = 8,11 \text{ MPa}$$

$\tau_{mpa} = 5,25 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  (risque de rupture par cisaillement)

Présence d'armatures diagonales

**Aciers diagonaux**

$$Ad = \frac{V}{2xfe \times \sin\alpha} = \frac{1252,1 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,35} = 43,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{dmin}=0.15\%xexh=3.6 \text{ cm}^2$$

### Armatures longitudinales

$$A_l = \frac{M}{Zx f_e} = 14.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 3.6 \text{ cm}^2$$

### Armatures transversales

$$\tau > 0.025.f_c = 0.625 \text{ MPa} \quad \text{donc } A_{tmin} = 0.25\%x t x e = 0.75 \text{ cm}^2$$

**Armatures de peau :** on met les armatures de peau pour éviter les éclatements ou fissurations

$$A_p = 0.2\%xexh = 4.8 \text{ cm}^2$$

Tableau V.22 : Ferrailage du linteau	
Niveau	Entre sol1.2.3.4
Section (m <sup>2</sup> )	0.6
<b>M</b> (Mn.m)	0.687
<b>V</b> (Mn)	1.25
$\tau$ mpa	5.25
$\tau_{adm}$	0.625
<b>A<sub>d</sub> calculé</b>	43.72
<b>A<sub>d</sub> adopté</b>	2X8T20
<b>A<sup>Min</sup></b>	3.6
<b>A<sub>L</sub> CAL</b>	14.93
<b>A<sub>L</sub> Ad /FACE</b>	6T14
<b>St (cm)</b>	15
<b>A<sub>t</sub> cal</b>	0.75
<b>A<sub>t</sub> Ad</b>	2HA8
<b>λg</b>	2.5
<b>A peau</b>	4.8
<b>A peau ad/F</b>	2T14
<b>St (cm)</b>	15

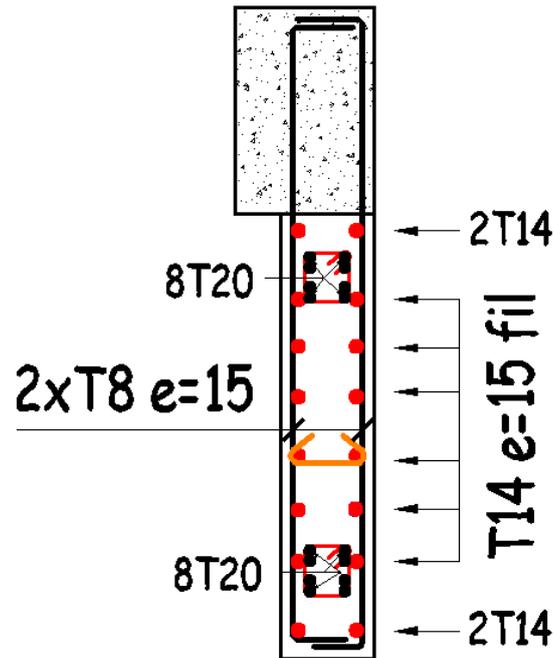
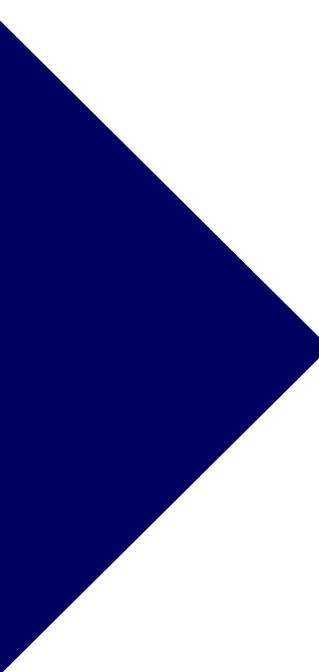


Figure V.8- schéma de ferrailage du linteau

#### V.4. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (ROBOT 2012) et l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrailage minimum dicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.



# **CHAPITRE VI**

**Etude des fondations**

## VI 1. Introduction :

La fondation est l'élément qui permet de transmettre au sol les charges et surcharges de la structure. L'étude d'une fondation est divisée en deux parties, l'étude du sol d'assise et l'étude de la fondation proprement dite. L'étude du sol nous renseigne sur la capacité du sol et la profondeur d'ancrage. Le calcul de fondation proprement dite est la détermination de ses dimensions et de son ferrailage. On a deux grandes familles de fondations : fondations superficielles et profondes.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et sa réalisation assurent une bonne répartition des charges et évitent les tassements différentiels.

## VI 2. Choix de type de fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, et la profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondation suggéré est superficiel, ancrées à 1.5m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2bars.

Dans notre cas on a un seul type de fondation à étudier. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix le plus adéquat.

## VI 3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1)  $G+Q\pm E$
- 2)  $0.8\times G\pm E$

## VI 4. Etude des fondations :

### VI.4.1. Vérification de La semelle isolée :

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le ROBOT.
- $S$  : surface d'appui de la semelle  $S=A\times B$ .
- $\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$$N_1 = 3271.58 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle et poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots \dots \dots (2)$$

Avec a, b : les dimensions du poteau.

On remplace (2) dans (1) ; on aura :

$$B_1 = \sqrt{\frac{0.50 \times 3271.58 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.55}} = 3.85m \Rightarrow 4.00m$$

$$A_1 = \frac{a}{b} \times B = 4.4m \Rightarrow 4.5m$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles. Donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**VI.4.2. Verification des semelles filantes:**

Dimensionnement : Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante selon y-y'.

$$\frac{N}{S} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- On raisonne sur la résultante R des efforts ramenés par les poteaux Avec :
- Ni : l'effort normal provenant du poteau « i ».

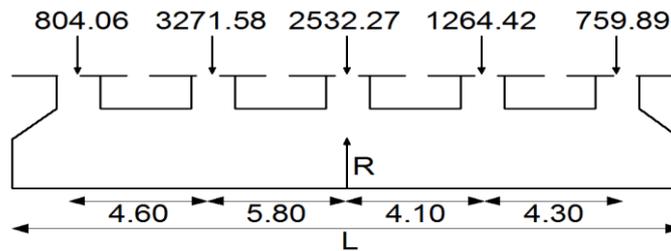


Figure VI.1 - Semelle filante selon y-y.

$$R = \sum N_i + N_s = 14118.34 + 1400 = 15518.34 \text{ KN}$$

$$L = \sum l_i + a + 0.2 = 27.38m$$

$$\frac{N}{S} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{8.6322}{0.2 \times 19.8} = 2.17 m$$

On opte pour : B=2.5m

NB :

De même que dans le cas d'une semelle isolée. On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles. Donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

### VI.4.3. Radier général:

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un sol moyen.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

#### Prédimensionnement :

A. La condition de coffrage :

✓ **Nervure:**  $h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{580}{10} = 58\text{cm} \Rightarrow h_t = 60\text{cm} \dots\dots(a)$

✓ **Dalle :**  $h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{580}{20} = 29\text{cm} \Rightarrow h_r = 40\text{cm}.$

- $L_{\max} = 5.80 \text{ m}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- $h_t$  : hauteur de la nervure.
- $h_r$  : hauteur du radier.

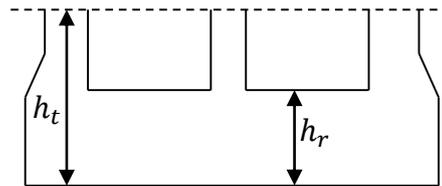


Figure VI.2 : Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a :  $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.88 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- La hauteur de la nervure  $h_t = 60 \text{ cm}$ .
- La hauteur du radier  $h_r = 40 \text{ cm}$ .

**C. Calcul du Poids :**

$N_{ser}$  : l'effort de service de la superstructure.  $N_{ser} = 45546.28 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 227.73 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment  $S_{bât} = 20.10 \times 19.40 = 389.94 \text{ m}^2$

Donc on prend  $S_{radier} = S_{bât} = 389.94 \text{ m}^2 \rightarrow$  On n'a pas besoin de débord

#### VI.4.3.1 Les Vérifications nécessaires :

**D. Vérification au poinçonnement :**

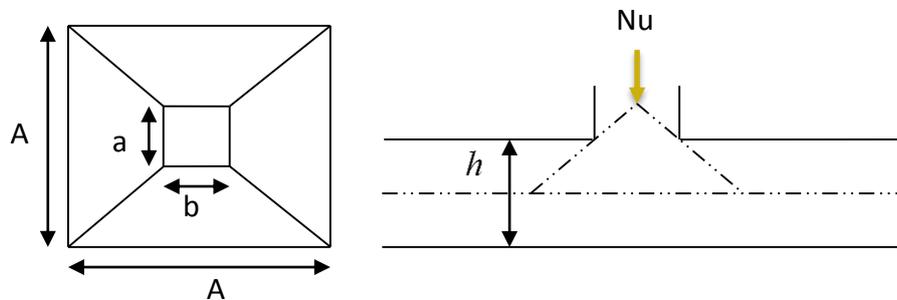


Figure VI.3 : Zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) = 2 \times (a + b + 2h_r)$$

$$U_c = 3.7 \text{ m}$$

$$N_u = 3271,58 < 0,045 \times 3,7 \times \frac{25}{1,15} = 1665 \text{ KN} \quad (\text{La condition n'est pas vérifiée}).$$

$\Rightarrow$  augmenter  $h_r$  et  $h_t$

$$h_r = 50 \text{ cm et } h_t = 90 \text{ cm} \rightarrow U_c = 4,1 \text{ m} \rightarrow$$

$$N_u = 3271,58 < 0,045 \times 4,1 \times 0,9 \times \frac{25}{1,15} = 3609.78 \text{ KN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

E. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 * h_t = 0.81 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{67455.83 * 5,8}{2 * 389,94} = 501.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{465,22 * 10^{-3}}{1 * 0,81} = 1,115 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, (Pas d'armatures transversales).

Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \text{ Avec } \sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

$M_y, M_x$  : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 10.21 \text{ m} ; I_{xx} = 11954.5 \text{ m}^4 \\ Y_G = 9.64 \text{ m} ; I_{yy} = 13201.9 \text{ m}^4 \\ S = 389.9 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 45546.28 + 25 * 0.5 * 389.94 = 50420.53 \text{ KN}$$

√ Dans le sens x-x :  $N = 50420.53 \text{ KN}$  ;  $M_y = 58042.05 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * Y_G = \frac{50420.53 * 10^{-3}}{389.94} + \frac{58042 * 10^{-3} * 10.21}{13201.9} = 0.218 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * Y_G = 0.128 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{Sol}} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.196 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

√ Dans le sens y-y :  $N = 50420.53 \text{ KN}$  ;  $M_x = 38651.54 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} * X_G = \frac{50420.53 * 10^{-3}}{389.94} + \frac{38651,54 * 10^{-3} * 10.25}{11954.5} = 0.204 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.142 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2 \text{ MPa}$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

**Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

√ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{58042.05}{50420.53} = 1.15m < \frac{19,4}{4} = 4,85m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

√ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{38651.54}{50420.53} = 0,766m < \frac{19,4}{4} = 4,85m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

**Vérification de la poussé hydrostatique :**

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

**Avec :**

$$N = 45546.28KN$$

$$H = 1.5m, \text{ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 389.94m^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10KN / m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 45546.28 \text{ KN} \geq 1.5 * 1.5 * 389.94 * 10 = 8773.65 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

**Ferraillage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier. Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

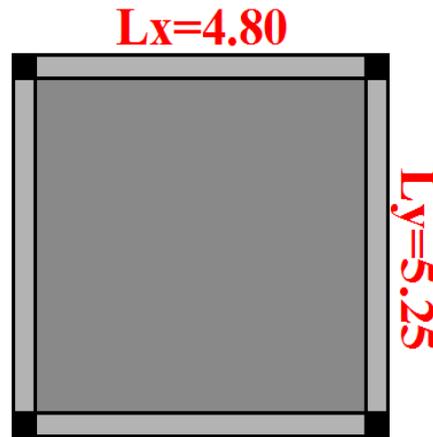


Fig. VI.4 : le panneau le plus sollicité

Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{67455.83}{389.94} = 172,99 \text{ KN/m}^2$

- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{67455.83}{389.94} = 129,3 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow$  Alors, la dalle travaille dans les deux sens

L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x, \mu_y ? \quad \begin{cases} \rho = 0.91 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow$  d'après l'annexe 1  $\begin{cases} \mu_x = 0.0477. \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0477 * 172.99 * 4.8^2 = 177.44 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 142.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 133.08 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 106.94 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = 0.5 M_0^x = -88.72 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0,5) \text{ m}^2$ .

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats de ferrailage du radier.						
Sens		M (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
En travée	x-x	133.08	8.14	4.17	6HA14=9.24	15
	y-y	106.94	6.51	4	6HA12=6.79	15
En appuis	x-x	-88.72	5.38	5.43	5HA12=5.65	20

**NB:** On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

Vérification de condition de non fragilité

✓ En travée :  $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,91 \end{cases} ; \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$

▪ Sens xx:  $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 4,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $A_t^x = 8,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 4,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  .....vérifier  
 ▪ Sens yy:  $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $A_t^y = 6,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  .....vérifier

✓ En appuis :

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$   
 $\Rightarrow A_a = 5,38 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 5.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ..... pas vérifier

**On ferraille avec  $A_{min} = 5.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 243.32 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 186.78 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 243.32 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{243.32 * 10^{-3}}{1 * 0.47} \Rightarrow \tau_u = 0.51 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$  ..... c'est vérifiée

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x, \mu_y ? \quad \begin{cases} \rho = 0.91 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0518. \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0518 * 129.3 * 4.8^2 = 154,31 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 133,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 115,73 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 100,06 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -77,15 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s$ : (contrainte admissible de l'acier)

✓ F.N:  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$ , avec  $\eta = 1,6$  acier HA

✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

✓  $y$  : position de l'axe neutre.

✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le radier.

Sens	Moments (KN.m)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 115,73	12.32	9,56	200278	5,52	Vérifiée	324,52	Non vérifiée
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 100,06	7.92	8,65	16519	5,24		348,43	
Appuis	M <sub>a</sub> = -77,15	5.65	9,56	200278	3,68		216,34	

Remarque : On remarque que la condition  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$  n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A<sub>s</sub>.

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 115,73	13,10	7HA16=14,07	15
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 100,06	11,25	6HA16=12,06	15
appui	M <sub>a</sub> = -77,15	8,73	6HA16=9.24	15

Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes Dans le radier.

Sens	Moments (KN.m)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 115,73	12.32	9,56	200278	5,52	Vérifiée	191.49	Vérifiée
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 100,06	7.92	8,65	16519	5,24		192.03	
Appuis	M <sub>a</sub> = -77,15	5.65	9,56	200278	3,68		191.34	

Toutes les contraintes sont vérifiées.

Espacement des armatures :

✓ Sens x-x :  $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Sens y-y :  $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage du radier :

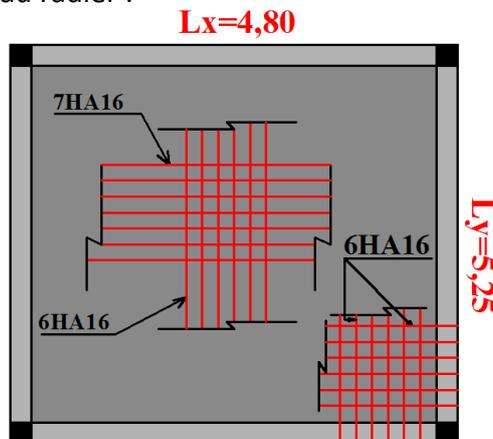


Fig. VI.5- Schéma de ferrailage du radier

### VII.4.3.2 ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures mais

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$
 Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 172,94 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 129,30 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Calcul des sollicitations :**

1. Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives : 
$$l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2. Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens longitudinal (x-x) :

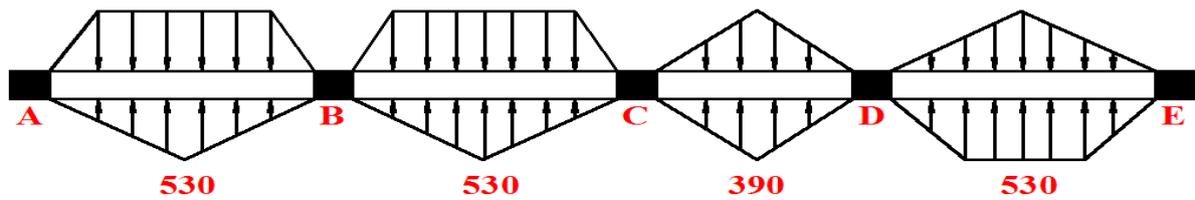


Fig. VI.6- Schéma statique nervure X-X

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P'_1 = \frac{q \times l'_x}{3}$$

$$P = P_1 + P'_1$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal							
Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		X (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	5,30	5,30	635,25	-334,57	-1767.61	2.12	1434.70
B-C	5,30	4,24	639,71	-1767.61	-1103.91	2.84	624.45
C-D	3,90	3,12	668,37	-1103.91	-1312.76	1.87	94.13
D-E	5,30	5,30	494,74	-1312.76	-260.57	3.15	647.35

● Sens transversal (y-y) :

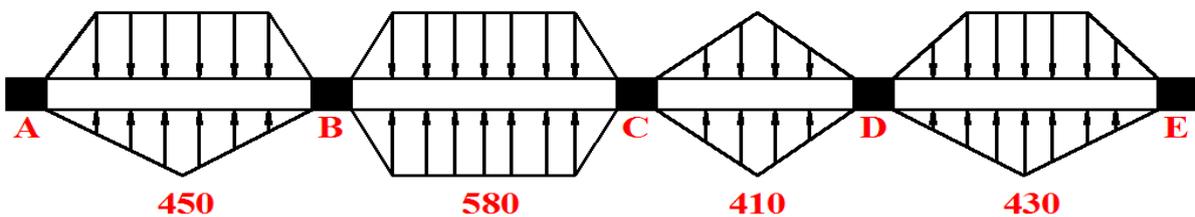


Fig. VI.7- Schéma statique nervure Y-Y

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P'_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l'_y}{2}$$

$$P = P_2 + P'_2$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 Sollicitations de la nervure dans le sens transversal							
Travée	$l_y$ (m)	$l'_y$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4,30	4,30	579,52	-200,91	-1053,9	1,72	864,29
B-C	4,10	3,28	618,55	-1053,9	-1007,7	2,06	269,01
C-D	5,80	4,64	460,6	-1007,7	-1477,59	2,72	701,28
D-E	5,20	5,20	551,7	-1477,59	-279,71	3,11	1199,12

**VII.3.5. Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

h=0,9m  
 h<sub>0</sub>=0.5m  
 b<sub>0</sub>=0.60m  
 d=0.87m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5,25}{10}; \frac{4,8}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.52; 2.4)$$

soit : b<sub>1</sub> = 0.5m

Donc b = b<sub>1</sub> × 2 + b<sub>0</sub> = 1.60m

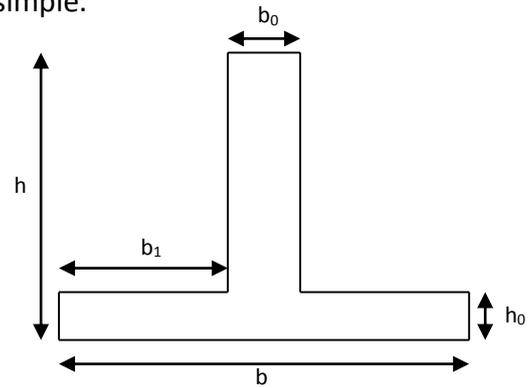


Fig. VI.8- Section ferrailé

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 Résumé des résultats de ferrailage.					
Sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KNm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	1434.70	82,75	16,80	5HA32+10HA25
	Appui	1767.61	102,06	16,80	10HA32+5HA25
Y-Y	Travée	1199,12	56,76	16,80	6HA25+9HA20
	Appui	1477,59	81,19	16,80	3HA32+12HA25

➤ Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 Résumé des résultats (contraintes)						
Sens	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
X-X	Travée	1065,7	6,04	15	8.68	201.63
	Appui	1317,2	6,88	15	11.28	201.63
Y-Y	Travée	893,5	7,28	15	7.28	201.63
	Appui	1280,7	10,96	15	10.96	201.63

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 2,01MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1,44MPa < 2.5MPa.$$

➤ Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(25.50.20) = 20mm \quad \text{Soit :}$$

$$\phi_t = 10mm.$$

➤ Espacement des aciers transversaux :

$$\text{Soit } S_t = 10cm.$$

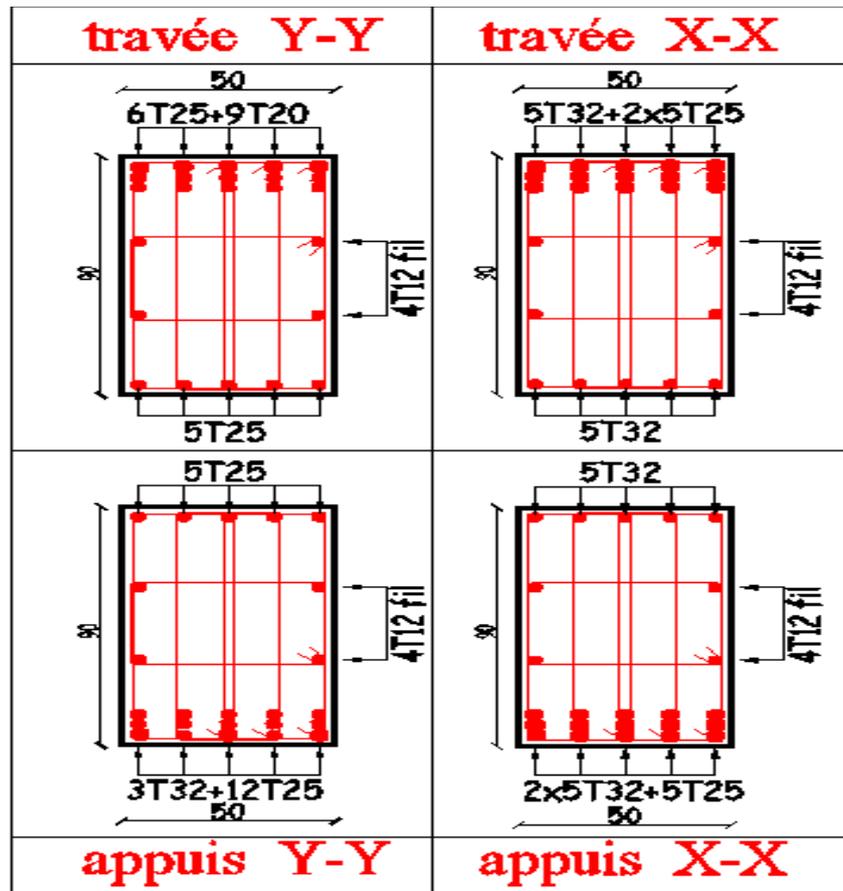


Fig. VI.9- ferrailage des nervures

## VI 5. Voile périphérique :

### VI 5.1. Introduction :

Selon le RPA99/version 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante

### VI 5.2. Dimensionnement des voiles périphériques :

Hauteur  $h = 3.60\text{m}$ .  
 Epaisseur  $e = 20\text{ cm}$ .  
 Largeur  $L = 5.8\text{ m}$ .

### VI 5.3. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique :  $\gamma = 20.4\text{KN/m}^3$   
 Angle de frottement :  $\varphi = 12^\circ$   
 La cohésion :  $C = 0.8\text{bars}$

### VI 5.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

- ▶ Poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times 0.8 \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3.60 \times 20.4 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right) - 2 \times 0.8 \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right)$$

$$G = 48.177\text{ KN/m}^2$$

- ▶ La surcharge accidentelle :

On a :  $q = 10\text{ KN/m}^2$

$$Q = \left[ q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

$$Q = 10 \left[ \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right) - \frac{2 \times 1}{12 \times 3.6} \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right) \right]$$

$$Q = 6.65\text{ KN/m}^2$$

### VI 5.5. Ferrailage du voile périphérique :

#### Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

#### A l'ELU :

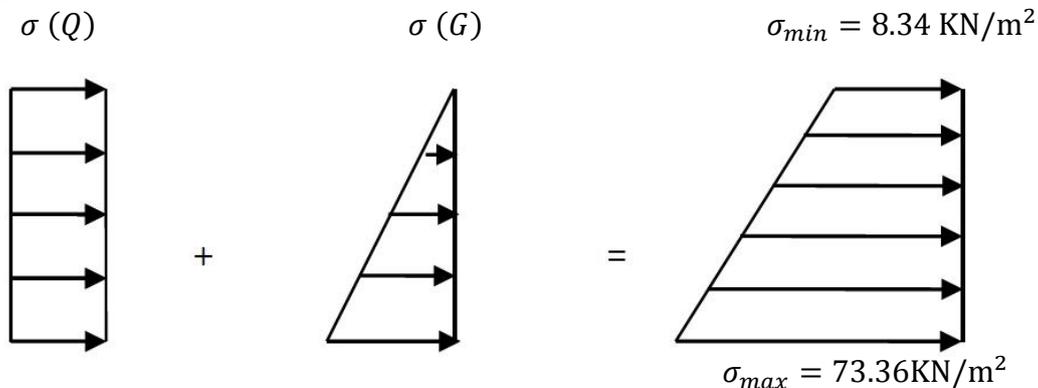


Figure VI.10 - Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 8.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 73.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 58.619 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 = 58.619 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$\begin{cases} l_x = 3.60\text{m} \\ l_y = 5.8\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 1\text{ m} \\ e = 20\text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.62 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

Tableau VI.9: Les sollicitations dans le voile périphérique.

Sens	$\mu$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
Sens x-x	0.0794	60.30	51.25	30.01
Sens y-y	0.3205	19.32	16.42	9.60

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e).

Les résultats de calcul sont regroupée dans le tableau ci-après sachant que :

$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$ .....condition exigée par le RPA.

Tableau VI.10 : Ferrailage du voile périphérique.

Sens	$M(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
Travée x-x	51.25	0.111	0.148	0.169	8.70	1.9	6HA14=9.24
Travée y-y	16.42	0.035	0.04	0.176	2.67	1.6	4HA12=4.52
Appui	30.01	0.06	0.084	0.173	4.98	1.9	5HA12=5.65

**L'espacement :**

$$S_t \leq \min(2 \times h, 25\text{cm})$$

**Travée:**  $S_{tx} = 15\text{cm}$ .

$$S_{ty} = 25\text{cm}.$$

**Appui :**  $S_t = 20\text{cm}$ .

**Vérification :**

▶ A l'ELU :

a. La condition de non fragilité :

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0(3 - \rho) \cdot b \cdot e}{2} = 1.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 70.32 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 129.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{70.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.72 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{129.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.34 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

► À L'ELS :

$$\sigma_{min} = Q = 5.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 53.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 42.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 = 42.69 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau VI.11 : Les sollicitations dans la voile périphérique à l'ELS.**

Sens	$\mu$	$M_0(\text{cm}^2)$	$M_t(\text{cm}^2)$	$M_a(\text{cm}^2)$
Sens x-x	0.084	46.59	39.60	23.29
Sens y-y	0.4892	22.79	19.37	11.39

#### Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

► Etat limite de compression dans le béton :

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.12 : Vérification de la limite de compression dans le béton.**

Sens		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I (\text{cm}^4)$	$Y (\text{cm})$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$
Travée	x-x	39.60	13686	4.05	11.73	15
	y-y	19.93	13686	5.74	6.59	15
Appui		23.29	11320	3.67	3.69	15

Les contraintes sont vérifiées.

Tableau VI.13 : Vérification de la limite de traction dans l'acier.

Sens		$M_{ser}(KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
Travée	x-x	39.60	13686	4.05	605.35	201.63
	y-y	19.93	13686	5.74	296.14	201.63
Appui		-23.18	23.29	11320	442.30	201.63

$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s \Rightarrow$  Condition non vérifié, on va redimensionner la section d'acier.

On doit augmenter la section des armatures forfaitairement, pour cela on optera :

- 4HA20/ml=12.57cm<sup>2</sup> en travée dans le sens x-x, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier :  $\sigma_s$  **201.10 = MPa  $\leq$  201.63 Mpa.**
- 6HA14/ml=9.24cm<sup>2</sup> en travée dans le sens y-y, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier :  $\sigma_s =$  **130.54MPa  $\leq$  201.63Mpa.**
- 5HA14/ml=7.70 cm<sup>2</sup> en appui, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier :  $\sigma_s =$  **199.12MPa  $\leq$  201.63Mpa.**

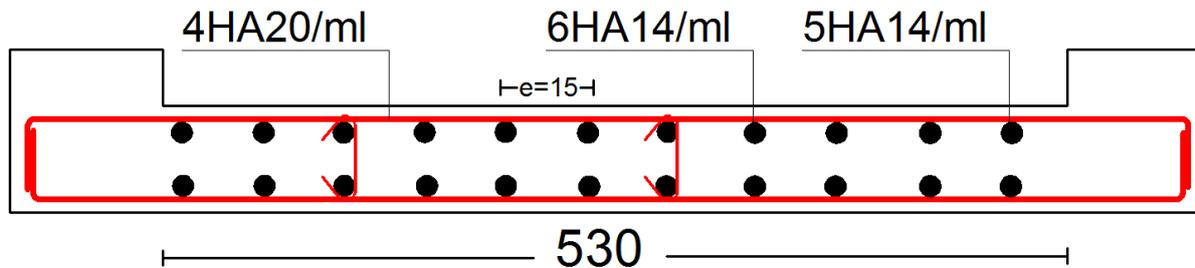


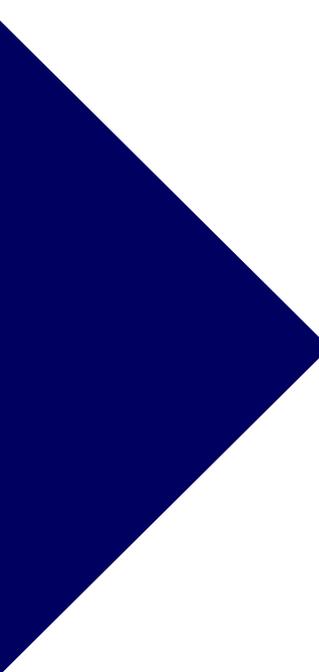
Figure VI.11 - Ferrailage du voile périphérique.

## VI 6. Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.



# **CONCLUSION GENERALE**

# CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous Robot Structurale Analysis.

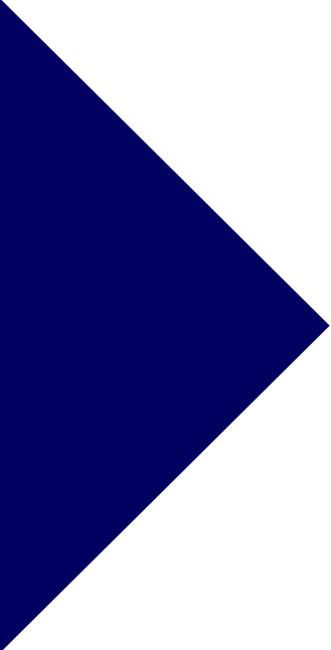
D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Les voiles correctement dimensionnés et disposés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions en portiques :  
Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, dont la valeur dépasse généralement les deux tiers de celle de l'ensemble du bâtiment, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques.
- La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement Sur la nature des modes de vibration, et elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Les structures mixtes sont de plus en plus utilisées en construction, car elles offrent une bonne rigidité, et cela à des coûts moyens
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avant vérifier les effets du second ordre (effet P-delta).L'effet P-Delta dépend des charges verticales et du déplacement latéral subi par la structure. Il est donc à priori évident, que les bâtiments de grande hauteur de par leur souplesse et de par la forte concentration de contraintes sous l'effet des charges verticales, sont particulièrement sensibles à cet effet.

# CONCLUSION GENERALE

- Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistant aux niveaux des zones nodales.

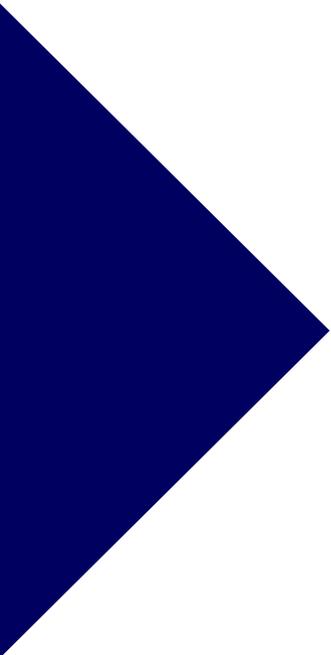
Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.



# **BIBLIOGRAPHIE**

## **LA BIBLIOGRAPHIE :**

- ~ Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- ~ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ~ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- ~ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ~ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ~ Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil
- ~ Anciens mémoires de fin d'étude.



# **ANNEXES**

# Annexe I

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe II

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{v}{v}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{v}{v}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

# Annexe III

## 10. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation d'une promotion immobilière projetée au lieu dit Oussar est situé sur un terrain présentant une topographie irrégulière avec des pentes importantes. Le sous-sol du site est constitué par des :

- Remblais.
- Marnes argileuses à marnes schisteuses associées avec des bancs marno-calcaires.
- Marnes à marno-calcaires compactes.

Compte-tenu de la nature et des caractéristiques physico-mécaniques des formations rencontrées ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles ancrées à 1.5m dans le substratum marneux (marnes saines) et de prendre une contrainte admissible de 2bars

Au vu de la nature géologique, la géométrie du substratum, le site peut être considéré comme stable avec des précautions à prendre en considération à savoir ;

Afin d'assurer la stabilité du site il y'a lieu de:

- Éviter les ruissellements diffus et infiltrations dans la zone .
- Effectuer des terrassements avec précaution afin d'assurer la stabilité du terrain.
- Effectuer un drainage des eaux pluviales.
- Construire des ouvrages rigides de type mur en béton armé ancrés sur le substratum marneux.
- Reconstruire les couches à l'aide d'un matériau drainant (TVO) bien compacté

Les terrassements vont créer des talus, dont il y'a lieu de protéger le site par des murs soutènement, suivi d'un système de drainage adéquat.

Les caractéristiques géotechniques à prendre en compte pour la construction des murs soutènements sont :

$$Q_{adm} = 2 \text{ bars.}$$

$$\gamma_h = 2.04 \text{ t/m}^3.$$

$$\Phi_{uu} = 12^\circ.$$

$$C_{uu} = 0.8 \text{ bars.}$$

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne sont pas agressifs pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure.

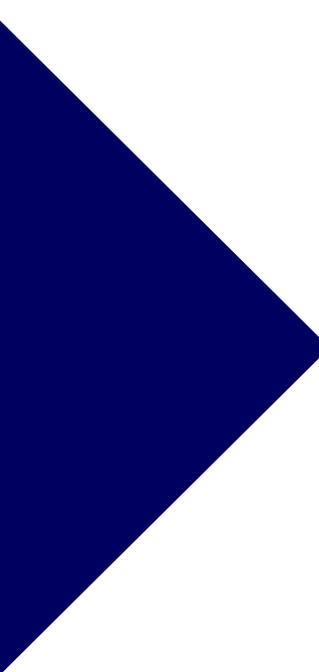
Ingénieur chargé de l'étude



Le Directeur

Directeur de Labo  
A. D. HOUDER

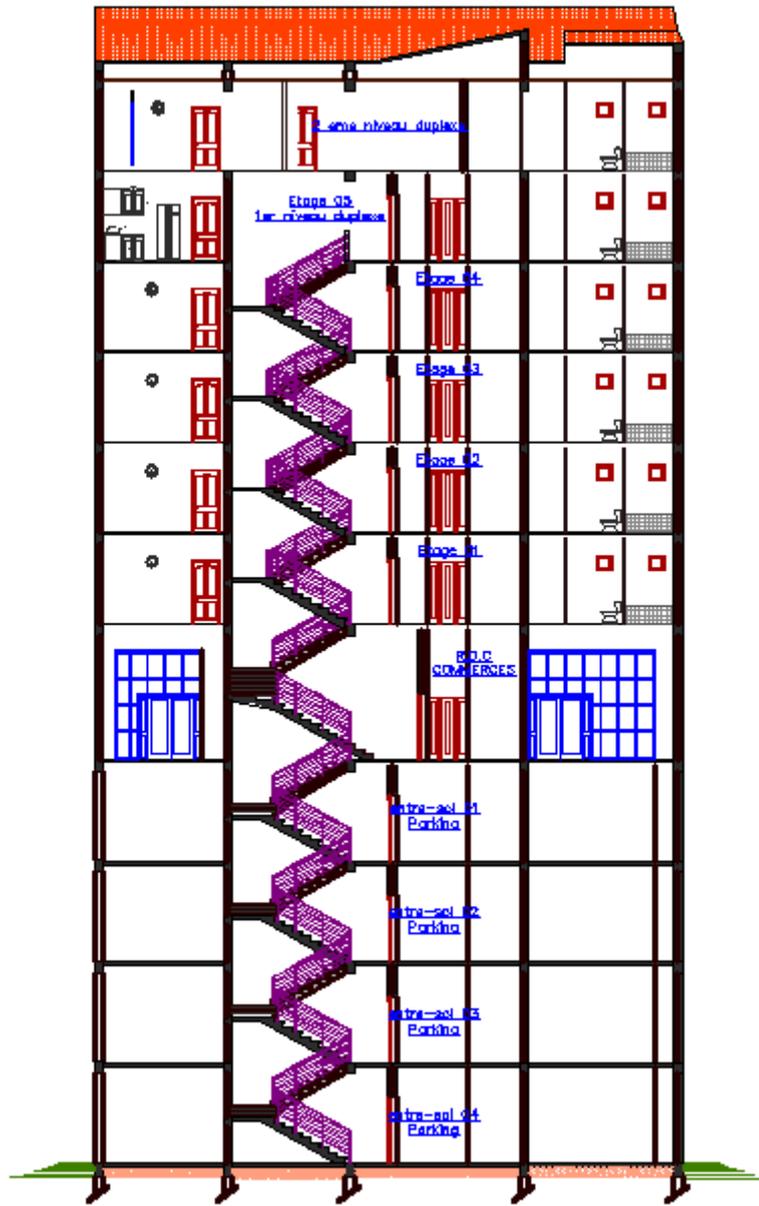




# **PLAN DE LA STRUCTURE**



FACADE PRINCIPALE



COUPE A-A  
BLOC A

