

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA**



Faculté des Sciences et des sciences appliquées  
Département Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**Mr IDRIGUENE Ali**

**Mr AMMOUCHE M'hamed**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment (R+7+3 entre sol+Sous-sol) à usage multiple**

**Contreventé par des voiles porteurs en béton armé**

**Devant le jury composé de :**

Mr AMRANE Belaid	MCA	UAMOB	Président
M <sup>me</sup> MOHAMADI Saddika	MAA	UAMOB	Encadreur
Mr BELMIHOUB Hacan	MAA	UAMOB	Examineur
M <sup>me</sup> AIT AHMED Fatiha	MAA	UAMOB	Examineur

**Année Universitaire 2016/2017**

## Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier dieu qui nous a gardé de tout malheurs. Nous remercions aussi nos chères familles pour les sacrifices, qui n'ont jamais hésité de nous donner tout ce qu'on a besoin pour arriver jusqu'aux la.

Tout notre chaleureux remerciement pour notre chère encadreuse Mme. **MOHAMADI Sadika** qui n'a pas hésité de nous aider de tout ce qu'elle sait faire dans le cadre de notre projet de fin d'étude. Que dieu la garde pour tout ce qui est bon pour elle. Nous remercions aussi les membres de jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner notre modeste travail.

Nous tenons aussi à remercier notre chef de département **KENNOUCHE Salim** et tout le groupe pédagogique de génie civil en particulier **Dr AMRANE Belaid, Mme AIT AHMED Fatiha , Mr BELMIHOUB Hacene** et **Mr AOUARI**.

Nous remercions aussi tout nos amis et amies pour leur aides et compréhension et leur patience.

Nous remercierons tous ceux qui nous ont aidés le long de notre cycle d'étude.

## Dédicace

Je dédie ce modeste travail pour ma chère grande mère qui a été ma deuxième mère avec sa tendresse et ses conseils qui coûtent la vie et que Dieu l'accueille dans son vaste paradis.

Pour ceux qui m'ont donné la vie, source de tendresse, symbole de beauté, sagesse et patience, à qui je dois la vie.

A mon cher père : Mohammed

A ma chère mère : Taklit

A mon frère Rabah et à mes sœurs Messaad, Dadi, Lamia, et ma belle sœur Hakima, et mon cher petit Ayoub.

A mes grands-parents Laid et Messaad.

A ma tante Luiza et sa famille.

A tous mes oncles et tantes.

A mes frères et amis de classe Hocine et Ali

Et à tous mes amis en particulier Marzouk, Ahcene, Said, Amirouche, Salih, Slimane, Smail,

Laid, .....

A toutes mes amies

A mon cher binôme Ali

A tout le groupe de master 02 bâtiment promotion 2017

Je dédie ce modeste travail

M'Hamed

## **Dédicace**

Pour ceux qui m'ont donné la vie, source de tendresse, symbole de beauté, sagesse et patience, a qui me doivent la vie.

A mon cher père : Amar

A ma chère mère : Samira

A mon frère Soulles et a ma sœur Tafza

A ma Sœur Hanane et sa petite famille

et ma chère petite Maeva.

A ma grand mère Mebarka.

A la mémoire de mon oncle Arezki

A tout mes oncles et tentes.

A mes frère et amis de classe Hocine et M'hamed

A toute mes amis

A mon cher binôme M'hamed

A tout le groupe de master 02 bâtiment promotion 2017

Je dédie ce modeste travaille

Ali

# Sommaire

---

Introduction générale :.....	1
------------------------------	---

## CHAPITRE I

I. Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés :.....	2
I.1. Introduction :.....	2
I.2. Présentation du projet :.....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :.....	2
I.3.1 En plan : .....	2
I.3.2. E élévation :.....	2
I.4. Données sismique de site :.....	3
I.5. Conception structurelle :.....	4
I.5.1 Choix du système de contreventement :.....	4
I.5.2. Infrastructure :.....	4
I.5.3. revêtement :.....	5
I.6. Réglementation utilisée:.....	5
I.7. Les caractéristiques des matériaux :.....	5
I.7.1. Le Béton :.....	5
I.7.1.1. Définition :.....	5
I.7.1.2. Compositions du béton :.....	6
I.7.1.3. Dosage de béton :.....	6
I.7.1.4. Résistance caractéristique à la compression: .....	6
I.7.1.5. Résistance à la traction : .....	7
I.7.1.6. Déformation du béton : .....	8
I.7.1.7. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :.....	9
I.7.2. Les contraintes limites : .....	11
I.7.2.1. À l'état limite ultime (ELU) : .....	11
I.7.2.2. À l'état limite de service (ELS): .....	11
I.7.3. Diagramme contraintes déformations :.....	11
I.7.3.1.À l'état limite ultime (ELU) : .....	11
I.7.3.2.À l'état limite de service (ELS): .....	13
I.7.3.3.Contrainte limite ultime de cisaillement : .....	13
I.7.3.4.Contrainte tangente conventionnelle : .....	13
I.7.4.L'Acier :.....	14
I.7.4.1.Caractéristiques des aciers : .....	14

# Sommaire

---

I.7.4.2.Contraintes limites d'élasticité de l'acier : .....	15
I.8.Les actions : .....	18
I.8.1.Combinaisons d'actions : .....	19
I.8.2.Les logiciels utilisés : .....	19

## CHAPITRE II

II. Pré dimensionnement des éléments et Descente de charges : .....	20
II.1. Introduction : .....	20
II.2. Pré-dimensionnement des éléments : .....	20
II.2.1. Les planchers : .....	20
II.2.1.1. Planchers à corps creux : .....	20
II.2.1.2. Planchers à dalle pleine : .....	21
II.2.2. Les balcons: .....	23
II.2.2.1. Balcon : .....	23
II.2.3. Pré dimensionnement des poutres : .....	23
II.2.3.1. Les poutres principales : .....	24
II.2.3.2. Les poutres secondaires : .....	25
II.2.4.Les voiles: .....	25
II.2.5.Les escaliers (caractéristiques techniques) : .....	27
II.2.5.1.Le sous-sol : .....	27
II.2.5.1.1. Escalier tournement : .....	27
II.2.5.2.L'entre sol 01 : .....	28
II.2.5.2.1.Escalier 01 : .....	28
II.2.5.3.Escalier 02 : .....	29
II.2.5.4.Les étages de service : .....	31
II.2.5.4.1.Escalier tournement : .....	31
II.2.5.5.Escalier 02 : .....	32
II.2.5.6.Le RDC et les étages courant : .....	33
II.2.5.6.1.Escalier à 3 volées : .....	33
II.2.6.L'acrotère: .....	34
II.2.7.Evaluation des charges et des surcharges : .....	34
II.2.7.1.Terrasse inaccessible : .....	34
II.2.7.2.Plancher des étages courants : .....	35
II.2.7.3.Plancher de sous sol (dalle pleine) : .....	36
II.2.7.4.Acrotère : .....	36

# Sommaire

---

II.2.7.5.Les escaliers :.....	36
II.2.7.5.1. Escaliers RDC :.....	36
II.2.7.5.2. Escalier 02 :.....	38
II.2.7.5.3. Palier de repos:.....	40
II.2.7.5.4. Evaluation des charges des escaliers :.....	40
II.2.7.6. Maçonnerie :.....	42
II.2.7.6.1. Mur extérieur en double cloison :.....	42
II.2.7.7. Voile extérieur :.....	42
II.2.7.8.Balcons :.....	42
II.2.8.Pré- dimensionnement des poteaux :.....	43
II.2.8.1. Poteau voisin de rive :.....	45
II.2.8.2. Calcul du démentions des poteaux :.....	47
II.2.8.3. Vérification des sections : .....	48
<b>CHAPITRE III</b>	
III. Calcul des éléments secondaires :.....	49
III.1.Etude de l'acrotère :.....	49
III.1.1.Introduction :.....	49
III.1.2.Vérification au séisme :.....	49
III.1.3.Ferraillage de l'acrotère :.....	51
III.1.4.Schéma de ferraillage de l'acrotère :.....	57
III.2.Calcul du Balcon :.....	58
III.2.1.Les charges :.....	58
III.2.1.1.Combinaisons de charges :.....	58
III.2.2.Ferraillage de balcon :.....	61
III.2.3.Vérifications :.....	63
III.2.4.Schéma de ferraillage de balcon :.....	66
III.3.Plancher en dalle pleine de RDC :.....	66
III.3.1.Les sollicitations de calcul :.....	67
III.3.2.Calcul des armatures en flexion simple :.....	69
III.3.3.Vérifications :.....	72
III.3.4.Schéma de ferraillage :.....	77
III.4.Dalle pente :.....	78
III.4.1.Détermination de l'épaisseur des panneaux :.....	78
III.4.2.Calcul des sollicitations :.....	79

# Sommaire

---

III.4.3.Evaluation des moments :.....	80
III.4.4.Calcul des armatures en flexion simple :.....	81
III.4.5.Vérifications :.....	84
III.5. Calcul des planchers en corps creux :.....	90
III.5.1.Pré dimensionnement des poutrelles :.....	90
III.5.2.Études des poutrelles :.....	91
III.5.3.Ferraillage à l'ELU :.....	92
III.5.4. Choix de la méthode de calcul :.....	94
III.5.4.1.Méthode forfaitaire :.....	94
III.5.4.2.Méthode de Caquot :.....	95
III.5.5. Ferraillage :.....	99
III.5.6. Vérification à l'ELU :.....	103
III.5.7. Vérification à l'ELS :.....	104
III.5.8. Schémas de ferraillage du plancher :.....	107
III.6. CALCUL DES ESCALIERS :.....	108
III.6.1. Types 1 :.....	108
III.6.1.1. Calcul des armatures :.....	111
III.6.1.2. Vérification de disposition d'armature :.....	113
III.6.1.3. Vérification de l'effort tranchant :.....	113
III.6.1.4. Vérification à ELS :.....	113
III.6.2. Types 2 :.....	117
III.6.2.1. Calcul des armatures :.....	120
III.6.2.2. Vérification de disposition d'armature :.....	121
III.6.2.4. Vérification à ELS :.....	121
III.6.3. Types 3 :.....	125
III.6.3.1. Calcul des armatures :.....	128
III.6.3.2. Vérification de disposition d'armature :.....	129
III.6.3.3. Vérification de l'effort tranchant :.....	129
III.6.3.4. Vérification à ELS :.....	129
III.6.4. Types 4 :.....	134
III.6.4.1.Calcul des armatures :.....	135
III.6.4.2. Vérification de disposition d'armature :.....	136
III.6.4.3. Vérification de l'effort tranchant :.....	137
III.6.4.4. Vérification à ELS :.....	137



# Sommaire

---

III.7. Etude de la poutre palière :.....	141
III.7.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :.....	141
III.7.2. Détermination des charges et des surcharges :.....	141
III.7.3. Combinaison d'action :.....	143
III.7.4. Les Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :.....	144
III.7.5. Ferrailage a l'ELU :.....	145
III.7.6. Les vérifications :.....	147
III.8. Etude de la dalle de la salle machine :.....	151
III.8.1. Dimensionnement :.....	151
III.8.2. Calcul des sollicitations :.....	152
III.8.2.1. Calcule des moments dus au système de levage :.....	152
III.8.2.2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :.....	153
III.8.3. Calcul des armatures en flexion simple :.....	155
III.8.3.1. Calcul du ferrailage :.....	155
III.8.3.2. Vérification à l'ELU :.....	156
III.8.3.3. Vérification a ELS :.....	157

## CHAPITRE IV

IV.L'étude sismique et dynamique pour la structure :.....	159
IV.1 Introduction :.....	159
IV.1.2 L'étude dynamique :.....	159
IV.1.2.1 Objectif de l'étude dynamique :.....	159
IV.1.2.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS :.....	159
IV.1.2.3. Modélisation de la structure :.....	160
IV1.2.4 Détermination des fréquences et modes propre :.....	160
IV.1.2.5. Etapes de modélisation :.....	162
IV .1.3. Caractéristiques géométriques de la structure :.....	164
IV .1.3.1. Centre de masse :.....	164
IV .1.3.2. Centre de rigidité :.....	164
IV .1.3.3. Excentricité accidentelle :.....	165
IV .1.3.4. Calcul de la période fondamentale :.....	165
IV .1.3.5 Nombre de modes à considérer :.....	165
IV .1.3.6 La disposition des voiles :.....	166
IV .1.3.7 Caractéristique massique :.....	168

# Sommaire

---

IV .1.3.8. Mode de vibration et participation massique :.....	168
IV.2. Etude sismique :.....	171
IV.2.1. Généralité :.....	171
IV.2.2. Justification du système de contreventement « détermination du R » :.....	171
IV.2.3. Présentation des différentes méthodes de calcul :.....	172
IV.2.3.1. la méthode statique équivalente :.....	172
IV.2.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :.....	172
IV.2.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :.....	173
IV.2.4.Choix de la méthode de calcul :.....	173
IV.2.4.1 Classification de l'ouvrage :.....	175
IV.2.4.2 Condition d' <i>RPA99/Version 2003</i> :.....	175
IV.2.5 Application la méthode dynamique modale spectrale :.....	175
IV.2.5.1 Calcul de l'effort tranchant à la base :.....	178
IV.2.6 Les vérifications :.....	180
IV.2.6.1 Vérification des déplacements inter étage :.....	180
IV.2.6.2 Vérification de l'effort normal réduit :.....	182
IV.2.6.3 Vérification de l'effet P-Delta :.....	182

## CHAPITRE V

V. Calcul des éléments principaux :.....	185
V.1. Introduction :.....	185
V.1.2. Ferrailage des poteaux :.....	185
V.1.3. Caractéristiques des matériaux :.....	186
V.1.4. Combinaison des charges :.....	186
V.1.5. Calcul des armatures :.....	186
V.1.6. Calcul des armatures longitudinales :.....	188
V.1.7. Exemple de calcul :.....	190
V.1.8. Ferrailage transversales :.....	192
V.1.9. Vérification :.....	195
V.1.10. Schéma de ferrailage des poteaux :.....	198
V.2. Ferrailage des voiles :.....	199
V.2.1. Introduction :.....	199
V.2.2. Les combinaisons d'action :.....	199
V.2.3. Recommandations de RPA :.....	199
V.2.4. Ferrailage des voiles :.....	201

# Sommaire

---

V.2.5. Vérification :.....	202
V.2.6. Exemple de calcul :.....	203
V.2.7. Vérification a l'ELS :.....	212
V.2.8. Ferrailage des voiles :.....	215
V.3. Ferrailage des poutres :.....	216
V.3.1. Prescriptions données par RPA99/version 2003 :.....	216
V.3.2. Prescriptions données par BAEL 91 :.....	216
V.3.3. Ferrailage des poutres :.....	219
V.3.4. Calcul d'armatures transversales :.....	224
V.3.5. Vérifications :.....	225
V.3.6. Schémas de ferrailage des poutres :.....	230

## CHAPITRE VI

IV Etude de l'infrastructure (Fondation) :.....	232
IV.1. Introduction :.....	232
IV.2. Fonctions des fondations :.....	232
IV.3. Choix du type de fondation :.....	232
IV.4. Pré dimensionnement du radier :.....	233
IV.4.1. Pré dimensionnement du radier nervuré :.....	234
IV.5. Ferrailage du radier nervurée :.....	238
VI.5.1. Ferrailage de la dalle :.....	238
VI.5.2. Ferrailage de débord du radier :.....	241
VI.5.2.1. Schéma de ferrailage de la dalle de radier :.....	242
VI.5.3. Ferrailage des nervures :.....	243

## CHAPITRE VII

VII. Calcul de voile périphérique :.....	249
VII.1. Caractéristiques du sol :.....	249
VII.2. Poussée due aux terres :.....	249
VII.3. Calcul du ferrailage :.....	250
VII.3.1. Ferrailage :.....	252
VII.3.2. les vérifications :.....	253

<b>Tableau I.1 description du projet.....</b>	<b>2</b>
<b>Tableau I.2 Valeurs de la section et de poids d'acier selon son diamètre.....</b>	<b>14</b>
<b>Tableau I.3 Valeurs de la limite d'élasticité garantie <math>f_e</math>.....</b>	<b>15</b>
<b>Tableau II.1 Calcul de <math>N_u</math> des poteaux (Poteau voisin de rive).....</b>	<b>46</b>
<b>Tableau II.2 Calcul du démentions des poteaux (Poteau voisin de rive.....</b>	<b>47</b>
<b>Tableau II.3 Vérification des conditions l'RPA (Poteaux).....</b>	<b>48</b>
<b>Tableau II.4 Vérification du flambement (Poteaux).....</b>	<b>48</b>
<b>Tableau III.1. Sollicitations dans l'acrotère.....</b>	<b>51</b>
<b>Tableau III.2. Sollicitations dans balcon.....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau III.4. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU.....</b>	<b>67</b>
<b>Tableau III.5. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS.....</b>	<b>68</b>
<b>Tableau III.6. Ferrailage de la dalle pleine sens X-X.....</b>	<b>68</b>
<b>Tableau III.7. Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y.....</b>	<b>70</b>
<b>Tableau III.8. Vérification de la condition de non fragilité.....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau III.9. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS.....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau III.10.charge de la dalle pente.....</b>	<b>75</b>
<b>Tableau III.11. Sollicitations de calcul de la dalle pleine.....</b>	<b>79</b>
<b>Tableau III.12. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU.....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau III.13. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau III.14. Ferrailage de la dalle pente sens X-X.....</b>	<b>84</b>
<b>Tableau III.15. Ferrailage de la dalle pente sens Y-Y.....</b>	<b>85</b>
<b>Tableau III.16. Vérification de la condition de non fragilité.....</b>	<b>88</b>
<b>Tableau III.17. Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS.....</b>	<b>93</b>
<b>Tableau III.18.charge et surcharge des poutrelles.....</b>	<b>97</b>
<b>Tableau III.19.les moments et effort tranchants de Poutrelle a 7 travées à l'ELU .....</b>	<b>97</b>

<b>Tableau III.20.les moments et effort tranchants de Poutrelle a 7 travées à l'ELS :</b>	<b>98</b>
<b>Tableau III.21.les moments et effort tranchants de Poutrelle a 3 travées à l'ELU.....</b>	<b>99</b>
<b>Tableau III.22.les moments et effort tranchants de Poutrelle a 3 travées à l'ELS.....</b>	<b>99</b>
<b>Tableau III.23. Sollicitation plus défavorables a l'ELU .....</b>	<b>101</b>
<b>Tableau III.23. Sollicitation plus défavorables a l'ELS.....</b>	<b>102</b>
<b>Tableau III.24. Ferrailage en travée .....</b>	<b>105</b>
<b>Tableau III.25. Ferrailage aux appuis .....</b>	<b>108</b>
<b>Tableau.III.26.Vérification des contraintes de compression.....</b>	<b>110</b>
<b>Tableau III.27.charge et surcharge des escaliers type1.....</b>	<b>111</b>
<b>Tableau III.28. Valeurs des réactions aux appuis.....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau III.29. Valeurs des moments fléchissant.....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau III.30. Résultats du calcul des Sections d'Armatures d'escalier type1.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau III.31. Vérification des contraintes du béton.....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau III.32.charge et surcharge des escaliers type2.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau III.33. Valeurs des réactions aux appuis.....</b>	<b>119</b>
<b>Tableau III.34. Valeurs des moments fléchissant.....</b>	<b>120</b>
<b>Tableau III.35. Résultats du calcul des Sections d'Armatures d'escalier type2.....</b>	<b>121</b>
<b>Tableau III.36. Sections d'Armatures de répartition d'escalier type 2.....</b>	<b>122</b>
<b>Tableau III.37. Vérification des contraintes du béton.....</b>	<b>125</b>
<b>Tableau III.38.charge et surcharge des escaliers type3.....</b>	<b>127</b>
<b>Tableau III.39. Valeurs des réactions aux appuis.....</b>	<b>128</b>
<b>Tableau III.40. Valeurs des moments fléchissant.....</b>	<b>128</b>
<b>Tableau III.41. Résultats du calcul des Sections d'Armatures d'escalier type3.....</b>	<b>129</b>
<b>Tableau III.42. Résultats du calcul des Sections d'Armatures de répartition d'escalier type3.....</b>	<b>130</b>
<b>Tableau III.43. Vérification des contraintes du béton.....</b>	<b>134</b>
<b>Tableau III.44.charge et surcharge des escaliers type4.....</b>	<b>135</b>

<b>Tableau III.45. Valeurs des moments fléchissant.....</b>	<b>136</b>
<b>Tableau III.46. Résultats du calcul des Sections d'Armatures d'escalier type4.....</b>	<b>136</b>
<b>Tableau III.48. Vérification des contraintes du béton.....</b>	<b>137</b>
<b>Tableau III.49: les moments a ELU.....</b>	<b>154</b>
<b>Tableau III.50.: les moments a ELS.....</b>	<b>155</b>
<b>Tableau III.51.: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur .....</b>	<b>156</b>
<b>Tableau III.52.: vérification de compression dans le béton Sens XX.....</b>	<b>157</b>
<b>Tableau III.53.: vérification de compression dans le béton sens YY.....</b>	<b>157</b>
<b>Tableau IV.1: Centre de masse et Centre de rigidité .....</b>	<b>168</b>
<b>Tableau IV.2: participation massique .....</b>	<b>168</b>
<b>Tableau IV.03 Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.....</b>	<b>171</b>
<b>Tableau IV.4 Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques.....</b>	<b>172</b>
<b>Tableau IV.04 : Facteur de qualité.....</b>	<b>177</b>
<b>Tableau IV.06 : L'effort tranchant (Sens longitudinal) .....</b>	<b>178</b>
<b>Tableau IV.07 : L'effort tranchant (Sens transversal) .....</b>	<b>179</b>
<b>Tableau IV.8 : Valeurs des rapports <math>T_i/T_j</math>.....</b>	<b>180</b>
<b>Tableau IV.09 : Déplacement inter-étage.....</b>	<b>181</b>
<b>Tableau IV.10 : L'effort normal réduit .....</b>	<b>182</b>
<b>Tableau IV .11: Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.....</b>	<b>183</b>
<b>Tableau IV.12: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal .....</b>	<b>183</b>
<b>Tableau .V.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....</b>	<b>186</b>
<b>Tableau .V.2. Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables.....</b>	<b>187</b>
<b>Tableau .V.3. Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles <math>0.8G\pm E</math>.....</b>	<b>187</b>
<b>Tableau .V.4. Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles <math>(G+Q\pm E)</math> .....</b>	<b>188</b>
<b>Tableau .V.5. Calcul des armatures longitudinales des poteaux.....</b>	<b>189</b>
<b>Tableau .V.6. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.....</b>	<b>191</b>
<b>Tableau .V.7. Longueur de recouvrement .....</b>	<b>191</b>

<b>Tableau .V.8. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante).....</b>	<b>194</b>
<b>Tableau .V.9. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale).....</b>	<b>195</b>
<b>Tableau .V.10.Vérification des contraintes tangentielles.....</b>	<b>196</b>
<b>Tableau .V.11.vérification des contraintes dans le béton.....</b>	<b>196</b>
<b>Tableau .V.12. Vérification vis-à-vis au flambement.....</b>	<b>198</b>
<b>Tableau .V.13.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L3.1m).....</b>	<b>206</b>
<b>Tableau .V.14.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=1.5m).....</b>	<b>207</b>
<b>Tableau .V.15.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=1.50m).....</b>	<b>208</b>
<b>Tableau .V.16.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=1.70m).....</b>	<b>209</b>
<b>Tableau .V.17.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=1.60m).....</b>	<b>210</b>
<b>Tableau .V.18.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=5.35m).....</b>	<b>211</b>
<b>Tableau .V.19.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles(L=3.10m).....</b>	<b>212</b>
<b>Tableau .V.20.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles(L=1.50m).....</b>	<b>213</b>
<b>Tableau .V.21.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=1.50m). ....</b>	<b>213</b>
<b>Tableau .V.22.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles(L=1.70m).....</b>	<b>214</b>
<b>Tableau .V.23.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles(L=1.60m).....</b>	<b>214</b>
<b>Tableau .V.24.Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles(L=5.35m).....</b>	<b>215</b>
<b>Tableau V.25. Les sollicitations des poutres principales. ....</b>	<b>219</b>
<b>Tableau V.26. Les sollicitations des poutres secondaires. ....</b>	<b>219</b>

<b>Tableau .V.27. Exemple de ferrailage poutre (35x45) cm<sup>2</sup> .....</b>	<b>220</b>
<b>Tableau .V.28. Ferrailage des poutres principales (35x45) cm<sup>2</sup> .....</b>	<b>222</b>
<b>Tableau .V.29. Ferrailage des poutres secondaires (30x40) cm<sup>2</sup> .....</b>	<b>223</b>
<b>Tableau .V.30. Conclusion de ferrailage des poutres principales.....</b>	<b>223</b>
<b>Tableau .V.31. Conclusion de ferrailage des poutres secondaires .....</b>	<b>223</b>
<b>Tableau .V.32. Recouvrement des barres longitudinales .....</b>	<b>225</b>
<b>Tableau .V.33. Longueur de la zone nodale.....</b>	<b>225</b>
<b>Tableau .V.34. Vérification de l'effort tranchant (PP).....</b>	<b>226</b>
<b>Tableau .V.35. Vérification de l'effort tranchant (PS).....</b>	<b>226</b>
<b>Tableau .V.36. Vérification de l'adhérence.....</b>	<b>227</b>
<b>Tableau .V.37. Contrainte de compression dans le béton (PP).....</b>	<b>228</b>
<b>Tableau .V.38. Contrainte de compression dans le béton (PS).....</b>	<b>228</b>
<b>Tableau VI.1. Vérification des contraintes (Radier).....</b>	<b>237</b>
<b>Tableau VI.2. Vérification de renversement (Radier).....</b>	<b>238</b>
<b>Tableau VI.3. Vérification de soulèvement (Radier).....</b>	<b>238</b>
<b>Tableau (VI.4) : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier...240</b>	
<b>Tableau (VI.5): Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier.....</b>	<b>240</b>
<b>Tableau (VI.6): Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier.....</b>	<b>241</b>
<b>Tableau VI.7. Résultats de ferrailage de débord à l'ELU.....</b>	<b>242</b>
<b>Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS (Débord).....</b>	<b>242</b>
<b>Tableau VI.9 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1.....</b>	<b>244</b>
<b>Tableau VI.10 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2.....</b>	<b>244</b>
<b>Tableau VI.11 : ferrailage de la nervure .....</b>	<b>245</b>
<b>Tableau VI.12: Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS.....</b>	<b>246</b>
<b>Tableau VII.1. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU.....</b>	<b>251</b>
<b>Tableau VII.2. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS.....</b>	<b>251</b>



<b>Tableau VII.3. Ferrailage de paroi moulée.....</b>	<b>252</b>
<b>Tableau VII.4. Vérification de la condition de non fragilité.....</b>	<b>253</b>
<b>Tableau VII.5: Tableau récapitulatif de vérification de paroi moulée à l'ELS.....</b>	<b>255</b>

## Liste des figures

---

<b>Figure I.1</b>	Vue en 3D de la structure.....	3
<b>Figure I.2</b>	Eprouvette 16x32.....	6
<b>Figure I.3</b>	Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	7
<b>Figure I.4</b>	Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de $f_{cj}$ .....	8
<b>Figure I.5</b>	Diagramme des déformations limites de la section.....	10
<b>Figure I.6</b>	Diagramme Contraintes - Déformations du béton à l'ELU (parabole rectangle).....	12
<b>Figure I.7</b>	Diagramme rectangulaire simplifié.....	12
<b>Figure I.8</b>	Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS .....	13
<b>Figure I.9</b>	Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	16
<b>Figure I.10</b>	Diagramme contraintes- déformations de calcul.....	17
<b>Figure II.2</b>	Schéma d'une dalle pleine.....	20
<b>Figure II.3</b>	Dimensions à respecter pour les poutres.....	21
<b>Figure II.4</b>	Poutres PP ( $35 \times 45 \text{ cm}^2$ ) .....	24
<b>Figure II.5</b>	Poutres PS ( $30 \times 40 \text{ cm}^2$ ).....	24
<b>Figure II.6</b>	Coupe de voile en élévation.....	26
<b>Figure II.8</b>	Schéma d'une Acrotère.....	34
<b>Figure III.1.</b>	Schéma statique de l'acrotère .....	49
<b>Fig.III.2.:</b>	Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	58
<b>Figure III.3.</b>	Schéma statique pour calcul du balcon a l'ELU et a l'ELS .....	59
<b>Figure III.4.</b>	Diagramme des sollicitations à l'ELU.....	60
<b>Figure III.5.</b>	Diagramme des sollicitations à l'ELS .....	61
<b>Figure III.6.</b>	Schéma de ferrailage de balcon .....	66
<b>Figure III.7.</b>	Dimensions de la dalle rectangulaire .....	67
<b>Figure III.8.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle pleine .....	78
<b>Figure III.10.</b>	Poutrelle .....	92
<b>Figure III.11.</b>	Corps Creux.....	92
<b>Figure III.12.</b>	Schéma de poutrelle.....	93
<b>Figure .III.13.</b>	Schéma statique d'une poutrelle type1 à l'ELU.....	96
<b>Figure .III.14.</b>	Schéma statique d'une poutrelle type 2 à l'ELU.....	98
<b>Figure III.15.</b>	Schéma de ferrailage du plancher (sens x-x).....	107
<b>Figure III.16.</b>	Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELU.....	109
<b>Figure III.17.</b>	Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELS.....	110
<b>Figure III.18.</b>	Schéma de ferrailage d'escalier type 01 .....	117

## Liste des figures

---

<b>Figure III.19.</b> Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELU.....	118
<b>Figure III.20.</b> Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELS.....	119
<b>Figure III.21.</b> Schéma de ferrailage d'escalier type 02 .....	125
<b>Figure III.22.</b> Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELU.....	126
<b>Figure III.23.</b> Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELS .....	127
<b>Figure III.24.</b> Schéma de ferrailage d'escalier type 03 .....	133
<b>Figure III.25.</b> Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELU.....	134
<b>Figure III.26.</b> Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELS .....	135
<b>Figure III.27.</b> Schéma de ferrailage d'escalier type 04 .....	140
<b>Figure III.28.</b> Diagramme des sollicitations de La poutre palière à l'ELU .....	144
<b>Figure III.29.</b> Diagramme des sollicitations de La poutre palière à l'ELS .....	145
<b>Figure III.30.</b> Schéma de ferrailage de La poutre palière .....	150
<b>Figure III.31.</b> : Répartition de la charge localisée sur la dalle machine.....	151
<b>Figure III.32.</b> : Répartition de la charge localisée sur la dalle machine.....	158
<b>Figure IV 1 :</b> Modélisation de la structure (Vue en 3D) .....	163
<b>Figure IV 2 :</b> Modélisation de la structure (Vue en Plans) .....	164
<b>Figure IV 3 :</b> Disposition des voiles (sous sol) .....	166
<b>Figure IV 4:</b> disposition des voiles ( RDC jusqu'à 2 <sup>ème</sup> étage) .....	167
<b>Figure IV 5:</b> disposition des voiles (3 <sup>ème</sup> jusqu'à dernier étage) .....	167
<b>Figure IV.6:</b> Vue en plan mode 01 .....	169
<b>Figure IV.7:</b> Vue en plan mode 02 .....	170
<b>Figure IV.8:</b> Vue en plan mode 03 .....	170
<b>Figure IV.09:</b> spectre de repense .....	177
<b>Figure .V.1.</b> Schéma de ferrailage des poteaux .....	198
<b>Figure .V.2.</b> Schémas de ferrailage des voiles .....	215
<b>Figure .V.3.</b> Ferrailage des poutres .....	230
<b>Figure .V.4.</b> Dispositions constructives de ferrailage des poutres. ....	231
<b>Figure VI.2.</b> Schéma de ferrailage du la dalle radier .....	234
<b>Figure VI.3.</b> Schéma de ferrailage des nervures .....	243
<b>Figure VII.1:</b> Présentation de zone d'impact de la charge compactée .....	246
<b>Figure VII.1.</b> poussée de terres .....	249
<b>Figure VII.2.</b> Schéma statique de paroi moulée .....	249
<b>Figure VII.3.</b> Schéma de ferrailage de paroi moulée.....	255

---

## Résumé

Ce mémoire présente l'étude d'un bâtiment en RDC + sept(7) étages + sous-sol + trois(3) entres sols à usage multiples (habitation, service, commerce), implanté a la ville de Bouira qui est classée selon le RPA99/version2003 en zone de moyenne sismicité (II<sub>a</sub>).

Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principaux et secondaires a été fait par les règlements : BAEL91/99, RPA99/version2003, CBA93. L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul par la méthode des éléments finis ETABS.

Mots clés : Bâtiment, Voiles porteurs, système de contreventement, Radier nervuré, Parois moulées.

## Abstract

This thesis presents the study of a building which consists of DRC + seven (7) story + basement + three (3) floors between the soil with multiple uses (residential, service and commercial) .located in Bouira's city, the RPA99 / version2003 as a medium seismicity area (II<sub>a</sub>).

The preliminary design and calculation of main and secondary elements were in accordance with applicable standards and lows: BAEL91 / 99, RPA99 / version2003, CBA93.

The dynamic structure's study was carried out by the software's calculation using the finite element method ETABS.

Keyword: building, shear wall, bracing system, Ribbed raft, slurry walls.

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لعمارة طابق ارضي + سبعة (7) طوابق + طابق تحت الأرض + ثلاثة (3) طوابق بين التربة متعددة الاستخدام (السكنية والخدمات والتجارة)، وتقع في مدينة البويرة المصنفة حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري ضمن المنطقة الزلزالية(II<sub>a</sub>) .

وقد تم تصميم وحساب العناصر الرئيسية والثانوية طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقاييس BAEL91 / RPA99 / version2003/ CBA93. وقد أجريت الدراسة الديناميكية للهيكل من قبل برنامج حساب ETABS. كلمات مفتاحية : عمارة, حائط قص, نظام الدعم, لبشة ذات اعصاب, حيط الردغة.

# *Introduction*

## Introduction générale

---

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans le but d'utiliser les connaissances acquises durant nos années d'études, on a opté à l'étude d'un bâtiment de RDC + 7 étages avec un sous-sol et trois entres sols dont le contreventement est assuré avec des voiles porteurs qui doivent assurer la stabilité de bâtiment et la sécurité des usagers.

Le calcul des éléments résistants de notre bâtiment est fait en vigueur des règlements suivant :

- ✓ Les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armé (**CBA93**) suivant les méthodes des états limites (**BAEL91/99**).
- ✓ Le règlement parasismique algérien (**RPA 99, version 2003**).

Pour effectuer cette étude on a divisé le travail par chapitres comme suit :

- Chapitre 01 : présentation de projet et hypothèses de calcul.
- Chapitre 02 : pré dimensionnement des éléments et descente des charges.
- Chapitre 03 : calcul des éléments secondaires.
- Chapitre 04 : étude sismique et dynamique pour la structure.
- Chapitre 05 : calcul des éléments principaux.
- Chapitre 06 : étude de l'infrastructure.
- Chapitre 07 : étude du voile périphérique (paroi moulée).

Pour faciliter l'étude on a fait appel à des logiciels comme :

- ✓ ETABS : pour la modélisation de la structure.
- ✓ EXCEL : pour les calculs.
- ✓ SOCOTEC : pour le calcul de ferrailage.
- ✓ AUTOCAD : pour le dessin de ferrailage.

# CHAPITRE I

*Description de l'ouvrage  
et des matériaux utilisés*

**I. Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés :****I.1. Introduction:**

Les ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

**I.2. Présentation du projet :**

Notre projet est un immeuble d'un gabarit de R+7et 3 entre sol avec sous sol, se dernier est destiné pour recevoir un parking, entre sol 01à usage commercial avec galerie, entre sol 02 et 03 à usage services, Rez-de-chaussée à usage de service et d'habitation, et 7 étages à usage d'habitation (4 logements par niveau). Ce bâtiment il est implanter dans la commune de BOUIRA, Wilaya de Bouira classée par le RPA99 en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le présent projet est relatif à la construction de logements promotionnels classé dans les bâtiments d'habitation, édifié en dix étages sur rez-de-chaussée, comprenant un sous sol, dont l'affectation des différents niveaux est la suivante :

**Tableau I.1** description du projet

LES NIVEAUX	DESIGNATION
<b>Sous sol</b>	Parking pour 10 véhicules –(01) escaliers
<b>entre sol 01</b>	(02) locaux de commerces _(02) escaliers.
<b>entre sol 02</b>	(02) services _ (02) escaliers.
<b>entre sol 03</b>	(02) services _ (02) escaliers.
<b>Rez-de-chaussée</b>	(06) locaux de services-(02) logement de type F3-(01) cage d'escalier_ (01) ascenseur
<b>Etage courant du 1eme au 7eme étage</b>	(04) logement de type F3 par palier _ (01) cage d'escalier _ (01) ascenseur

**I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :****I.3.1. En plan :**

- La longueur totale ..... 24.70 m
- La largeur totale (Sous-sol, entre sol 03à 07<sup>ème</sup> étage) .....20.40 m
- La largeur totale (entre sol 01et entre sol 02) .....14..20 m



**I.3.2. En élévation :**

- Hauteur de sous-sol ----- 2.40 m
- Hauteur du entre sol 01 ----- 4.08 m
- Hauteur de entre sol 02 et entre sol 03----- 3.40 m
- Hauteur de RDC et des étages courants ----- 3.06 m
- Hauteur d'acrotère ----- 0.60 m
- Hauteur totale sans acrotère ----- 35.36 m
- Hauteur totale y compris l'acrotère ----- 35.96 m

**I.4. Données sismique de site :**

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).selon le règle (Art 3.1 RPA 99/ version 2003).
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$ .
- Le site est considéré comme **meuble** (S3) (Art 3.3.1 RPA 99/ version 2003).



**Figure I.1** Vue en 3D de la structure

**I.5. Conception structurelle :**

Le souci de tous les ingénieurs est de concevoir une structure assurant le maximum de sécurité aux usages et de répondre aux besoins économiques des projets et les différentes bases de critère de cette conception sont :

- L'importance de l'ouvrage,
- L'usage auquel il est destiné
- Le confort souhaitable
- Nature du sol
- Superstructure
- Structure porteuse
- Assurer la stabilité de l'ouvrage.

**I.5.1. Choix du système de contreventement :**

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (**Art. 1-b du RPA99/version 2003**) et le choix va se porter sur une ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques auto-stables en béton armé transversaux et longitudinaux.
- Voiles de contreventement en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal). Au niveau du sous-sol, le mur-voile périphérique est considéré comme un mur de soutènement contre la poussée des terres.
- Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :
- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25 %** de l'effort tranchant d'étage.

**I.5.2. Infrastructure :**

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La limitation des tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

### I.5.3. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de **2 cm** pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds (**e = 2 cm**).
- Mortier de ciment (**e=3cm**), pour crépissages des façades extérieurs.
- Mortier de pose de carrelage (**e = 2 cm**).
- Lit de sable sous le carrelage de (**e = 2 cm**).

### I.6. Réglementation utilisée :

- **RPA, DTR B.C 2-4.8** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003)
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- **BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)** (modifié 99 [Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).

### I.7. Les caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93** et les règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites **BAEL91** ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version2003**.

#### I.7.1. Le Béton :

##### I.7.1.1. Définition:

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants" :

1. la masse volumique de béton armé est égale à **2500 Kg/m<sup>3</sup>**.
2. le poids volumique de béton :
  - **2300 à 2400 daN / m<sup>3</sup>** s'il n'est pas armé

- **2500 daN / m<sup>3</sup>** s'il est armé

### I.7.1.2. Compositions du béton :

- **Ciment:** joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- **Granulats:** comprennent les sables et les pierrailles:
- **Sables :** sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à **5 mm**. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
- **Graviers :** sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5 et 25 à 30 mm**. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière ou obtenues par concassage de roches dures .

### I.7.1.3. Dosage de béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton courant est composé de :

- 350 Kg de ciment portland artificiel **CPA 325** bar.
- 400 l de sable (**D < 5 mm**).
- 800 l de gravillons (**D ≤ 25mm**).
- 175 l d'eau.

### I.7.1.4. Résistance caractéristique à la compression: $f_{cj}$ ,

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{cj}$ .

On utilise le plus souvent la valeur de **fc28**. Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (**16 x 32**) par compression axiale après **28 jours** de durcissement

Pour notre présent projet on prend :

**$f_{c28} = 25$  MPa**

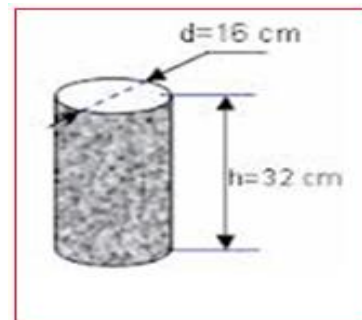
En cas des calculs en phase de réalisation,

On adoptera les valeurs de  $f_{cj}$  à (**j**) jours, à partir de  $f_{c28}$ , par les formules suivantes :

- **Pour des résistances**  $f_{c28} \leq 40$  MPa :

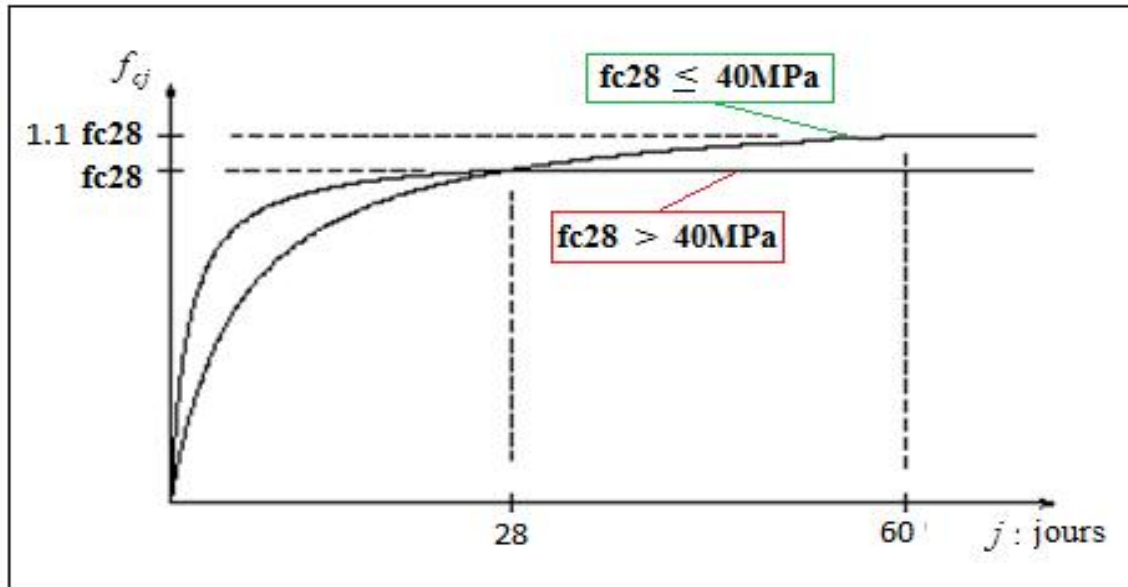
$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- **Pour des résistances**  $f_{c28} > 40$  MPa :



**Figure I.2** Eprouvette 16x32

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1,40+0,95.j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 \end{cases}$$



**Figure I.3** Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

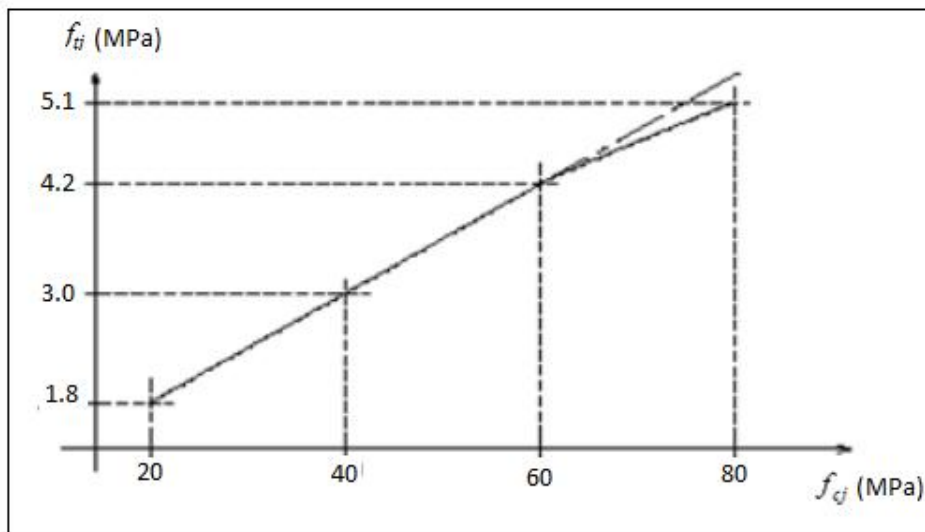
Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon **BAEL 91(Art 2-1-11)** comme suite :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0.83 j)} \text{ [MPa]} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0.95 j)} \text{ [MPa]} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

**I.7.1.5. Résistance à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91):**

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$



**Figure I.4** Evolution de la résistance à la traction  $f_{tj}$  en fonction de  $f_{cj}$

La résistance du béton à la traction est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A2, 1, 12})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

**I.7.1.6. Déformation du béton :**

**1. Module de déformation longitudinale :** On distingue deux modules de Young ; instantané ( $E_{ij}$ ) et différé ( $E_{vj}$ ) déterminés d'après le BAEL 91.

• **Module de déformation instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de ( $J$ ) jours note  $E_{ij}$  est égale à (**art A – 2.1.21 BAEL91**): dans notre cas :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.21}) \\ E_{ij} = 32\,164.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Pour : } f_{cj} = \mathbf{25 \text{ MPa}} \end{cases}$$

• **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation de fluage du béton finale du béton est donné par la formule (**art A – 2.1.22 BAEL91**) : dans notre cas :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.22}) \\ E_{vj} = 10\,818.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Pour : } f_{cj} = \mathbf{25 \text{ MPa}} \end{cases}$$

Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé: ( $E_{ij} = 3E_{vj}$ ).

## 2. Module de déformation transversale:

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (MPa)$$

E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

## 3. Coefficient de Poisson : (BAEL91, art A 2.1.3) :

Le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Il est pris égal :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{(E.L.U) pour le calcul des sollicitations ..... (Section fissurée à ELU).} \\ \nu = 0.2 & \text{(E.L.S) pour le calcul des déformations ... (Section non fissurée à ELS).} \end{cases}$$

### I.7.1.7.Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

#### ➤ Définition de l'état limite:

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée. Suivant les règles **BAEL 91**, on distingue des deux états de calcul :

#### 1. Etat limite ultime (ELU) : (BAEL91/Art A.4.3, 41)

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).

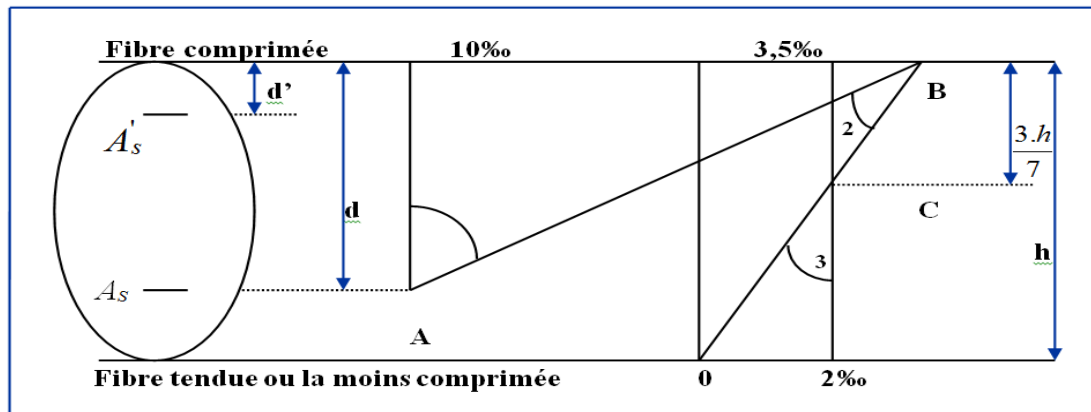
#### ➤ Hypothèse de calcul à L'ELU:

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5%** en flexion simple et **2%** en compression simple.

- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple



**Figure I.5** Diagramme des déformations limites de la section

## 2. Etat limite de service (ELS): (BAEL91/ Art 4.2)

C'est l'état dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

### ➤ Hypothèse de calcul à L'ELS:

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.



- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15 fois** plus grand que celui du béton ( $E_s = 15 E_b$  ;  $n = 15$ ).

$n = E_s / E_b$  : coefficient d'équivalence.

### I.7.2. Les contraintes limites :

#### I.7.2.1. À l'état limite ultime (ELU) :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BEAL91.art.A.4.3.41})$$

Tel que :  $\gamma_b$  = Coefficient de sécurité partiel

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \rightarrow \text{en.situation.durable} \\ 1.15 \rightarrow \text{situation.accidentelle} \end{cases}$$

$\theta$  : est en fonction de la durée  $T$  d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

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

On obtient :  $f_{be} = 14.17 \text{ MPa}$

#### I.7.2.2. À l'état limite de service (ELS):

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{art 4 -5 .2 BAEL91})$$

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

On obtient :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

### I.7.3. Diagramme contraintes déformations :

#### I.7.3.1. À l'état limite ultime (ELU) :

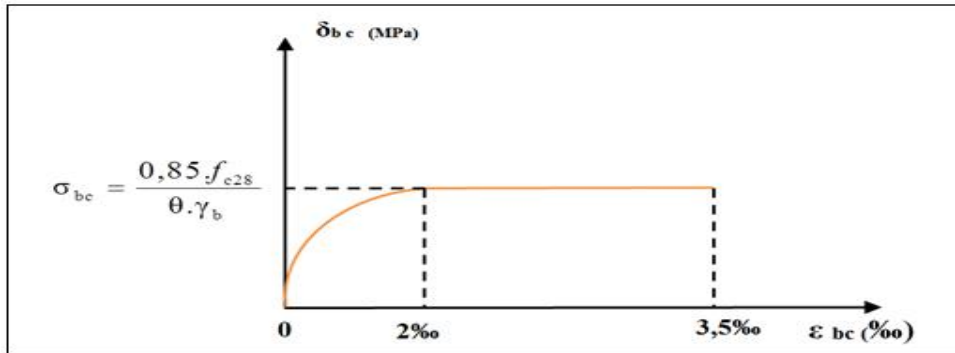
La relation contrainte –déformation est illustrée dans le diagramme réel de déformation donné sur la Figure I.11 ce diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique),  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ .
- D'une partie rectangle (état plastique),  $2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$  (compression avec flexion).

$\epsilon_{bc}$  : La déformation (raccourcissement) du béton à la compression.

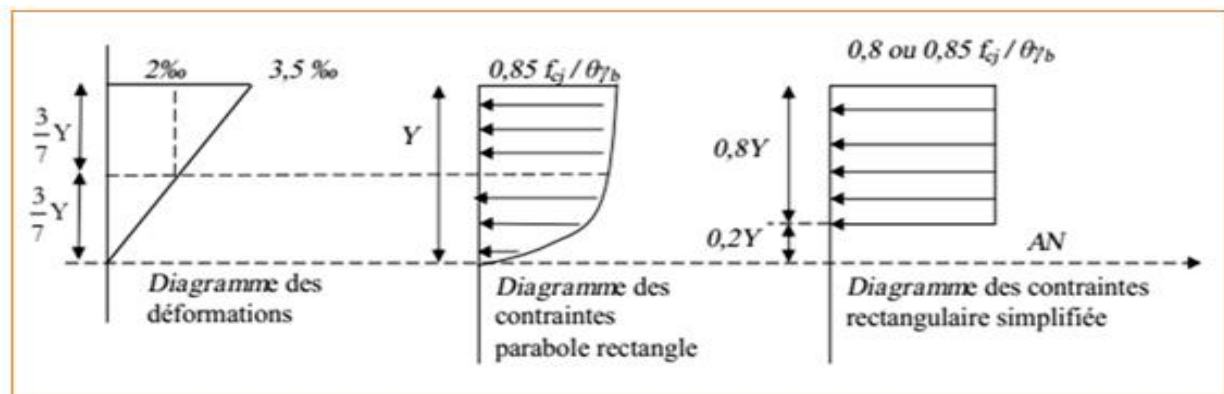
Si :  $0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰}$   $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b \cdot \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2}\right)\right]}$

Si :  $2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰}$   $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$



**Figure I.6** Diagramme Contraintes - Déformations du béton à l'ELU (parabole rectangle)

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié (B.A.E.L91 modifié 99.p81)



**Figure I.7** Diagramme rectangulaire simplifié

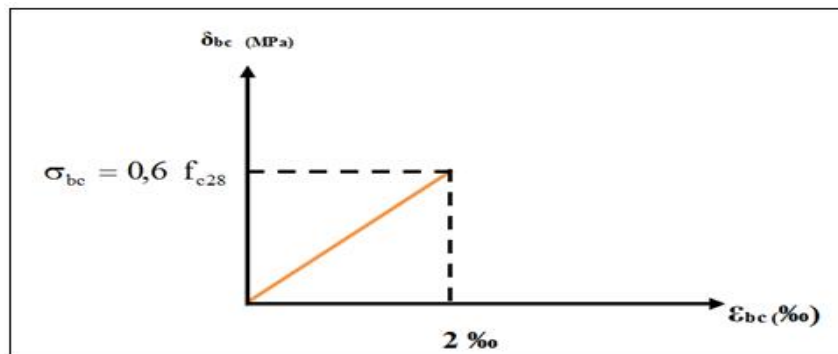
- Sur une distante de **0,2 y** compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante **0,8 y** la contrainte à pour valeur :  $\frac{0,85.f_{cj}}{\theta\gamma_b}$  Pour les zones comprimées dont le largeur est croissant ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$\frac{0.8f_{cj}}{\theta\gamma_b}$  Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces

mêmes fibres.

**I.7.3.2.À l'état limite de service (ELS):**

Le béton est considéré comme élastique et linéaire .la relation contrainte déformation est illustré dans la figure suivante:



**Figure I.8** Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS

**I.7.3.3.Contrainte limite ultime de cisaillement :**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art5.1, 1})$$

**V<sub>u</sub>** = valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculé à l'ELU).

**b** = valeur de la longueur de la section cisailée.

**d** = Valeur de la hauteur utile (**d = h-c**).

**I.7.3.4.Contrainte tangente conventionnelle :**

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \text{ [MPa]}. \dots\dots\dots (\text{BAEL91 art A. 5.1.21})$$

**b<sub>0</sub>** : Longueur de la section cisailée.

**d<sub>bc</sub>** : Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

**I.7.4.L'Acier :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élancements faibles. Mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant la rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec **fe ≤ 500 MPa**, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à **5%**.

**I.7.4.1.Caractéristiques des aciers :**

**1. Caractéristiques géométriques :**

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

**Tableau I.2** Valeurs de la section et de poids d'acier selon son diamètre

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm <sup>2</sup> )	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

**2. Caractéristiques mécaniques :**

**Fe** (résistance caractéristique) = C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de **2‰** (limite d'élasticité garantie) en **MPa**.

**Tableau I.3** Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant (étriers, cadres.....etc.)
	F <sub>e</sub> E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant (armatures longitudinales)
	F <sub>e</sub> E50	500	Emploi courant (armatures longitudinales)
Fils tréfiles HA Type 3	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F <sub>e</sub> TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50Φ > 6mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant (dalles de compression).
	TL50Φ ≤ 6mm	520	

### 3. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200\ 000$  MPa selon (BAEL 91, art A.2.2, 1).

### 4. Coefficient de Poisson des aciers :

Le coefficient de POISSON ( $\nu$ ) des aciers est pris égal à 0,3.

#### I.7.4.2. Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

##### 1. Contrainte limite ultime à l'ELU:

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le BAEL91 (art .A.4.3.2) :

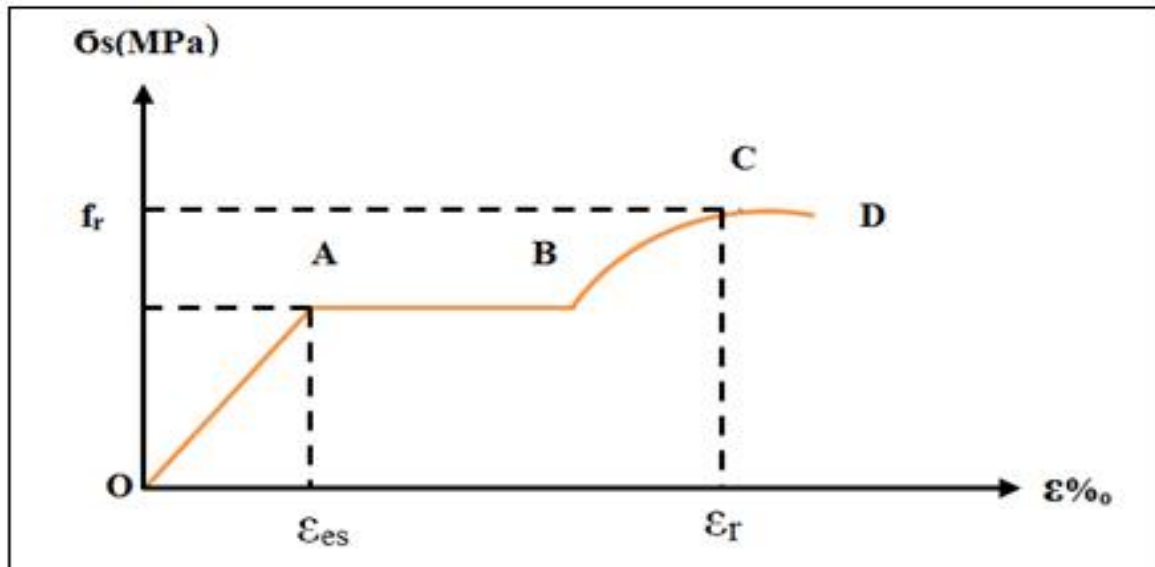
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots\dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots\dots \text{situation accidentelles.} \end{cases}$$

➤ **Diagramme contraintes - déformations :**

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



**Figure I.9** Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

$f_r$  : Résistance à la rupture

$f_e$  : Limite d'élasticité

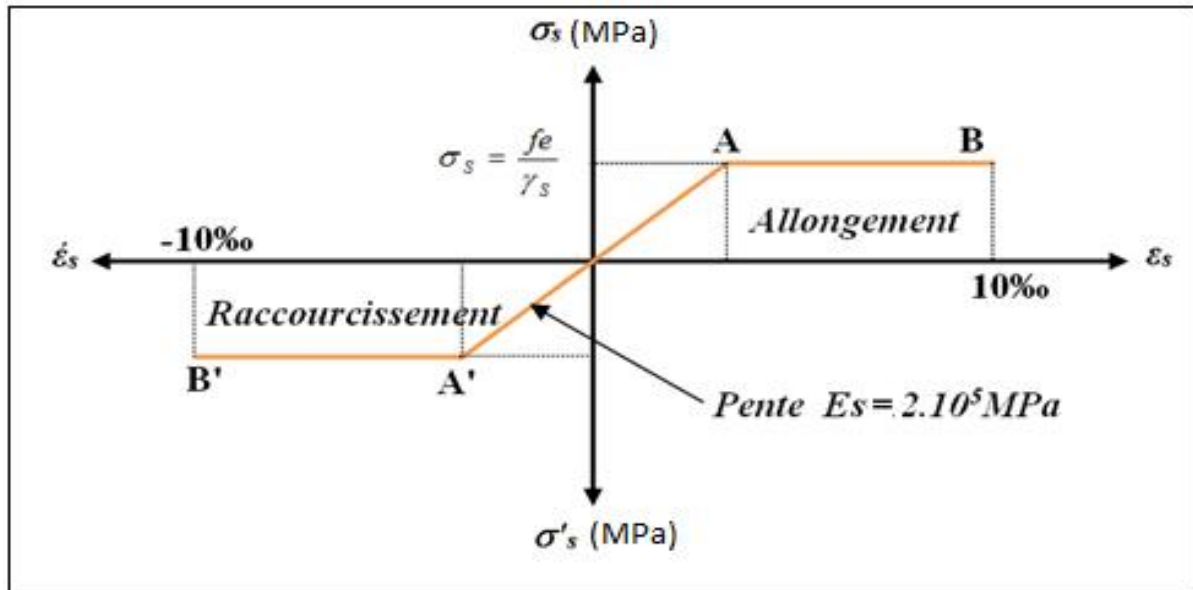
$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

2. **Zone OA** : Domaine élastique linéaire.
3. **Zone AB** : Domaine plastique.
4. **Zone BC** : Domaine de raffermisssement.
5. **Zone CD** : Domaine de striction

Pour les calculs on utilise le diagramme contrainte-déformation de calcul selon (BAEL91/Art 2.2.2) :



**Figure I.10** Diagramme contraintes- déformations de calcul

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}$$

Si  $\zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392$$

**2. Contrainte limite de service à l'ELS :**

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures. D'après les règles **BAEL91 (A.4.5.3)**, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peut nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2)** aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3)** cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$$

n : coefficient de fissuration.

n=1.6..... pour les aciers à Haute Adhérence (HA) si  $\varnothing \geq 6\text{mm}$

n=1, 3 ... pour les aciers à Haute Adhérence avec  $\varnothing < 6\text{mm}$

➤ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4)** cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

n=1 ..... pour les rondes lisse (r.l)

n=1,6 ..... pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

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

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

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux. Canal d'eau ....)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Donc dans notre bâtiment on prend :

**I.8. Les actions :**

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

**1. les actions permanentes (G):** Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- Poids propre des éléments.
- Poussée des terres, ...etc.

**2. les actions variables (Q<sub>i</sub>) :** Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait, ...etc.

**3. les actions accidentelles (F<sub>a</sub>) :** Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application: (séisme, explosion, ...etc.).



**I.8.1. Combinaisons d'actions :**

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

**1. Combinaison du BAEL 91:**

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$
- ELS :  $G + Q$

**2. Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003:**

- $G + Q \pm E$  (E : effort de séisme).
- $0,8G \pm E$  (pour les fondations).
- $G + Q \pm 1,2E$  (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

**I.8.2. Les logiciels utilisés :**

- E-TABS, RDM6, SOCOTEC.
- Office 2007.
- AUTOCAD 2010 (Pour les dessins des plans).

# CHAPITRE V

*Pré dimensionnement  
des éléments  
et Descente de charges*

## II. Pré dimensionnement des éléments et Descente de charges :

### II.1. Introduction :

Le but de pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

#### II.2.1. Les planchers :

Le plancher est un aire horizontale séparant deux niveaux d'une construction, et il est capable de supporter des charges, les plancher sont des éléments porteurs. On distingue deux types de plancher en béton armé :

- ✓ Plancher a corps creux.
- ✓ Plancher en dalle plein.

##### II.2.1.1. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de **60 cm**, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (**4 à 5 cm**) en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

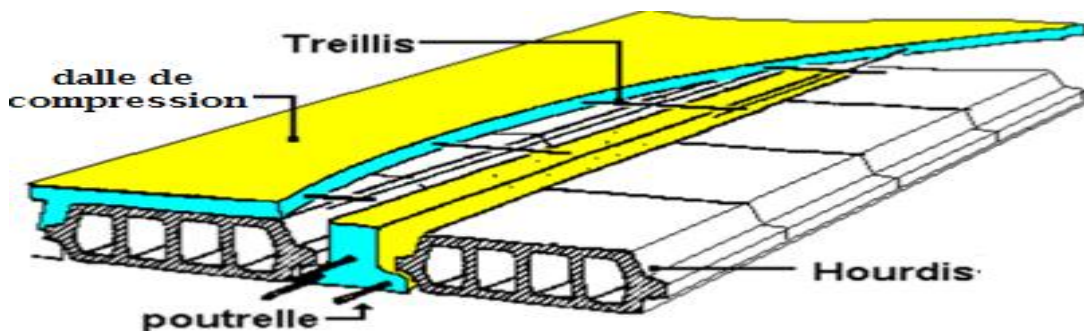


Figure II.1 Schéma d'une dalle à corps creux.

Leurs épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

$$e \geq \frac{\min(l_{x \max}, l_{y \max})}{22,5}$$

Avec :

$e$  : l'épaisseur du plancher.

$l$  : distance maximum entre nus d'appuis

$$l : \min (L_{x \max} ; L_{y \max}) = (440 ; 535)$$

$$e \geq \min\left(\frac{440}{22.5}, \frac{535}{22.5}\right) = \min(23.77, 19.55)$$

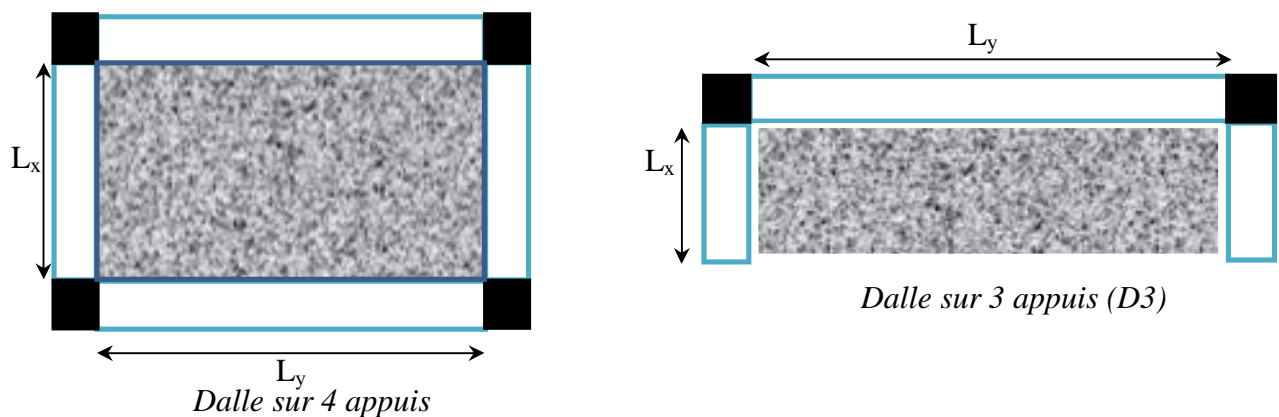
$$e = 19.55 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher de 20cm = (16+4) cm      $e = 20 \text{ cm}$

- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

### II.2.1.2. Planchers à dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres des poutrelles ou des murs.



**Figure II.2** Schéma d'une dalle pleine.

Leurs épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

#### ➤ Résistance au feu :

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

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

On admet que :

$$e = 11 \text{ cm}$$

➤ **Condition isolation acoustique :**

➤ **Contre les bruits d'impacts :**  $M_{\text{plancher}} \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2$

$$\Rightarrow e_4 = 14 \text{ cm.}$$

➤ **Résistance à la flexion :**

D'après les règles (BAEL 91), l'épaisseur du plancher doit être calculée selon le critère de rigidité :

$$\text{Dalles reposant sur deux appuis : } L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30.$$

$$\text{Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : } L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40.$$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à :

$L_x = 4.40 \text{ m}$ . Ceci engendre donc :

$$440 / 50 \leq e \leq 440 / 40 \quad \Rightarrow \quad 10.7 \text{ cm} \leq e \leq 13.38 \text{ cm}$$

On prend :

$$e = 13 \text{ cm}$$

➤ **Condition de flèche :** Selon (CBA93 :B65.3).

Nous devons vérifier que :  $F_{\text{max}} \leq \bar{F}$  ( $\bar{F}$  : flèche admissible)

$$\bar{F} \leq \frac{L}{500} \quad \text{si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m.}$$

$$\bar{F} \leq \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{si la portée } L \text{ est supérieure à } 5 \text{ m.}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur  $b = 1 \text{ m}$  avec une épaisseur

$e = 15 \text{ cm}$  (préalablement déterminée).

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\text{max}} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :

$F_{\text{max}}$  : Flèche maximale du plancher.

$L$  : Portée du panneau = 5.35m

$e$  : Epaisseur du plancher.

$q$  : Charge uniformément répartie déterminé à l'E L S.

E : Module d'élasticité différée du béton.

I : Moment d'inertie de la section  $I = \frac{be^3}{12} = \frac{1 \times 0.15^3}{12} = 2.8125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

$\bar{F} \leq \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.035 \text{ cm}$   $E = 321642 \cdot 10^4 \text{ Kg/m}^2$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé).

Charge permanente : **G = 611 Kg/m<sup>2</sup>**

Charge d'exploitation : **Q = 250 Kg/m<sup>2</sup>**

$q = (G + Q) \times b \Rightarrow \mathbf{q = 861 \text{ Kg/m}}$

$F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \mathbf{1.015 \text{ cm}} \leq 1.035 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{5 \times q \times L^4 \times 12}{1.035 \times 10^{-2} \times 384 \times E \times b}} \geq 14.90 \text{ cm}$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max} (11\text{cm}, 14\text{cm}, 10\text{cm}, 14.90\text{cm})$

Alors on adopte : **e = 15 cm**

**II.2.2. Les balcons:**

**II.2.2.1. Balcon :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine sur 3 appuis

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40.$

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} 8.8\text{cm} \leq e \leq 11\text{cm} / 40 \\ e = 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu} \geq 110 / 10 \end{array} \right.$$

On adopte **e = 15 cm**

**II.2.3. Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leurs rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Selon le BAEL 91 et les RPA 2003 les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

➤ **Critère de rigidité (flèche) Selon les règles de BAEL91 :**

Pour ne pas compliquer les calculs et rester dans le domaine de la théorie de la poutre on donne la recommandation suivante :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

L : portée libre de la poutre.

h : hauteur de la section.

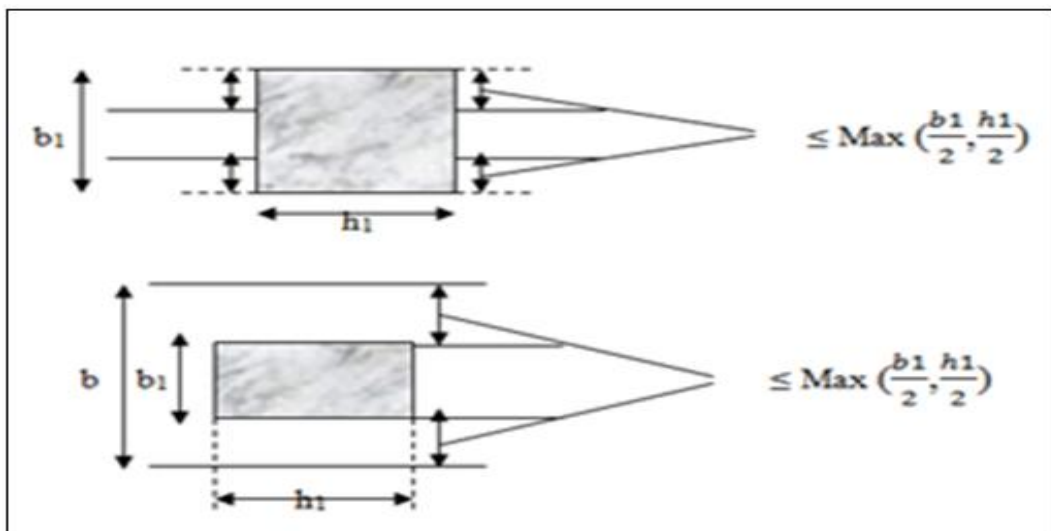
b: largeur de la section.

➤ **Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} = 1,5.h_1 + b_1$$



**Figure II.3** Dimensions à respecter pour les poutres

➤ **Critère de rigidité :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

**II.2.3.1. Les poutres principales :**

$$L_{\max} = 5,35 \text{ m}$$

$$\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \Rightarrow 35.66 \leq h \leq 53.5 \quad \text{soit} \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{on prend} \quad b = 35 \text{ cm}$$

➤ **Vérfications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :**

- 45 > 30 cm ..... (cv)
- 35 > 20 cm ..... (cv)
- 1.285 < 4 ..... (cv)

➤ **Vérfications critère de rigidité :**

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{535} = 0.084 > 0.063 \dots\dots (cv)$

**II.2.3.2. Les poutres secondaires :**

$L_{max} = 4.40m$

$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44 \text{ on prend } h = 40 \text{ cm}$

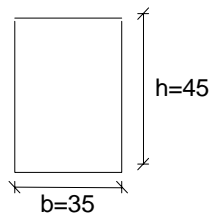
$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérfications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :**

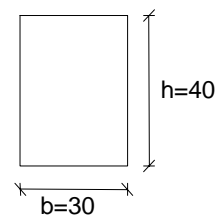
- $40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (cv)$
- $30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (cv)$
- $1.33 < 4 \dots\dots\dots (cv)$

➤ **Vérfications critère de rigidité :**

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{440} = 0.091 > 0.063 \dots\dots (cv)$



**Figure II.4** Poutres PP (35x45 cm<sup>2</sup>)



**Figure II.5** Poutres PS (30x40 cm<sup>2</sup>)

**II.2.4. Les voiles:**

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_l$ .

D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ». Où  $L$  et  $e$  sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. Plus l'épaisseur doit être déterminée en et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :



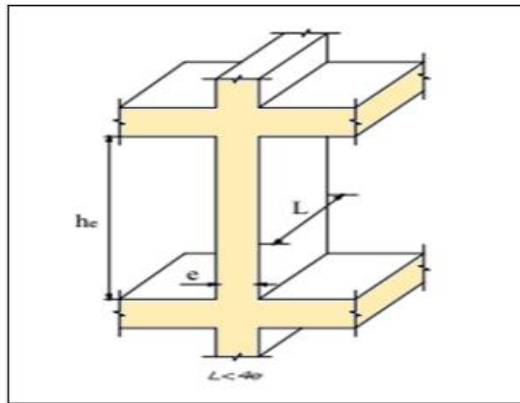


Figure II.6 Coupe de voile en élévation

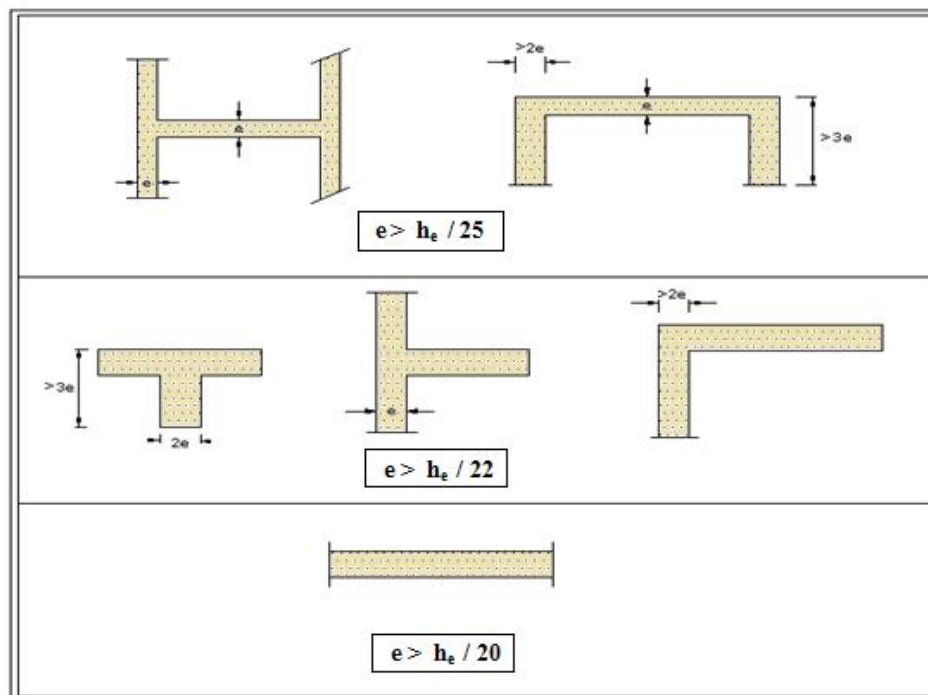


Figure II.7 Coupe de voile en plan.

➤ **Calcul de l'épaisseur (e) :** Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99)  $e_{min} = 15cm.$

A partir de la hauteur d'étage et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- Pour entre sol 01 :  $h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88 \text{ m}$

$$e \geq \max \left( e_{min}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 17.6, 19.4) \Rightarrow \mathbf{e=20 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification des exigences du RPA99 (l'article 7. 7.1):**

- Pour le sous-sol et entre sol 01 et pour les autres étages :

$$\{ L_{min} \geq 4 e \geq 4 * 0.2 \geq 0.80 \text{ m}$$

**II.2.5. Les escaliers (caractéristiques techniques) :**

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre structure :

- les escaliers balancés en béton armé sont trouvés dans S-sol, RDC, première étage.
- Les escaliers à trois volées avec un palier intermédiaire
- Escalier à 4 volées et balancé

**II.2.5.1. Le sous-sol :****II.2.5.1.1. Escalier tournement :**

Hauteur :  $H=2.38$  m.

Giron :  $g = 30$  cm.  $25$  cm  $< g < 32$  cm.

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

On a :  $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$ .

Pour :  $h=17$  cm  $N_c = H / h = 238 / 17 = 14$

On aura 14 contre marches

Il y a 3 volées :

**➤ Volée 1 à une contre marches :**

Nombre de marche :  $n = 2$  marches

La hauteur de volée 1 ( $H_1$ ) :

$$H_1 = N_c \cdot h = 1 \cdot 17 = 0.17 \text{ m}$$

La longueur de volées 1 ( $L_1^\circ$ ) :

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 1 \cdot 0.3 = 0.30 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse :  $Tg \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha_1 = 29.54^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_1 = \frac{153}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 0.34 \text{ m}$

**➤ Le Volée 03 à 3 contre marche :**

$n = N_c - 1 = 2$  marches

La hauteur de volée 3 ( $H_3$ ) :

$$H_3 = N_c \cdot h = 3 \cdot 17 = 0.51 \text{ m}$$

La longueur de volées 3 ( $L_3^\circ$ ) :

$$L_3 = (n - 1) \cdot g = 2 \cdot 0.3 = 0.60 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $Tg \alpha_3 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{51}{60} = 0.85 \Rightarrow \alpha_3 = 40.36^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_3 = \frac{51}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 0.78m$

L'embranchement : 1.35m

➤ **Volée tournement à 10 contre marches :**

$H_2 = N_c \cdot h = 10 * 17 = 170 \text{ cm}$  et  $L_2 = 2.80 \text{ m}$

Inclinaison de la paillasse:  $Tg \alpha_2 = \frac{H_2}{L_2} = \frac{170}{280} = 0.61 \Rightarrow \alpha_2 = 31.26^\circ$

La longueur de volées :  $L = 280m$

La longueur de volée est :  $L'_2 = \frac{170}{\sin \alpha} \rightarrow L'_2 = 3.27 \text{ m}$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis, d'épaisseur « e » telle que :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{327}{30} < e < \frac{327}{20} \rightarrow 10.09 < e < 16.35 \quad e = 15 \text{ cm.}$$

**II.2.5.2.L'entre sol 01 :**

Hauteur : H=4.08 m.

Giron : g=30 cm.  $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$ .

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

On a:  $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$

Pour: h=17 cm  $N_c = H / h = 408 / 17 = 24$

**II.2.5.2.1.Escalier 01 :**

On aura 24 contre marche

Il y a 3volées :

➤ **Volée 01 à 10 contre marche :**

Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 9 \text{ marches}$

La hauteur de volée 1 ( $H_1$ ) :

$H_1 = N_c \cdot h = 10 * 17 = 1.70 \text{ m}$

La longueur de volées 1 ( $L_1^\circ$ ) :

$L_1 = (n - 1) \cdot g = 9 * 0.3 = 2.70 \text{ m}$

Inclinaison de la paillasse:  $Tg \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{170}{270} = 0.63 \Rightarrow \alpha_1 = 32.21^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_1 = \frac{170}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 3.19m$

L'embranchement : 1.35 m

➤ **Volée 03 : 8 contre marche :**

$$N_c = n - 1 = 7 \text{ marches}$$

La hauteur de volée 1 ( $H_1$ ) :

$$H_1 = N_c \cdot h = 9 \cdot 17 = 153 \text{ m}$$

La longueur de volées 1 ( $L_1^\circ$ ) :

$$L_3 = (n - 1) \cdot g = 8 \cdot 0.3 = 2.40 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $\text{Tg } \alpha_3 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha_3 = 32.52^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_3 = \frac{153}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 2.85 \text{ m}$

L'embranchement : 1.35m

➤ **Volée 02 de tournement à 6 contre marches :**

Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 5 \text{ marches}$

La hauteur de volée 2 ( $H_2$ ) :

$$H_2 = N_c \cdot h = 6 \cdot 17 = 1.02 \text{ m}$$

La longueur de volées 2 ( $L_2^\circ$ ) :

$$L_2 = 2.80 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $\text{Tg } \alpha_2 = \frac{H_2}{L_2} = \frac{102}{280} = 0.364 \Rightarrow \alpha_1 = 20^\circ$

La longueur de volée est :  $L_{p2} = \frac{102}{\sin \alpha} \rightarrow L_{p2} = 2.98 \text{ m}$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis, d'épaisseur « e » telle que :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{319}{30} < e < \frac{319}{20} \rightarrow 10.63 < e < 15.95 \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

**II.2.5.3. Escalier 02 : (Escalier a 4 volées et balancé)**

➤ **Volée 01 à 09 contre marches :**

Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 8 \text{ marches}$

La hauteur de volée 1 ( $H_1$ ) :

$$H_1 = N_c \cdot h = 9 \cdot 17 = 1.53 \text{ m}$$

La longueur de volées 1 ( $L_1^\circ$ ) :

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 8 \cdot 0.3 = 2.40 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $Tg \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha_1 = 32.52^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_1 = \frac{153}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 2.85m$

L'embranchement : 1.35 m

➤ **Volée 03 et 04 à 06 contres marches :**

Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 5$  marches

La hauteur de volée (H) :

$$H_3 = N_c \cdot h = 6 * 17 = 1.02 \text{ m}$$

La longueur de volées 3 et 4 ( $L^\circ$ ) :

$$L_3 = L_4 = (n - 1) \cdot g = 5 * 0.3 = 1.50 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $Tg \alpha_3 = Tg \alpha_3 = \frac{H_3}{L_3} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha_3 = 34.21^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_3 = \frac{102}{\sin \alpha} \rightarrow L'_3 = 1.80m$

L'embranchement : 1.35 m

➤ **Volée de tournement à 3 contre marches :**

Nombre de contre marche :  $n = N_c - 1 = 2$  marches

La hauteur de volée 2 ( $H_2$ ) :

$$H_2 = N_c \cdot h = 3 * 17 = 0.51m$$

La longueur de volées 2 ( $L_2^\circ$ ) :

$$L_2 = 1.43m$$

Inclinaison de la paillasse:  $Tg \alpha_2 = \frac{H_2}{L_2} = \frac{51}{143} = 0.356 \Rightarrow \alpha_2 = 19.63^\circ$

La longueur de volée est :  $L_{p2} = \frac{51}{\sin \alpha} \rightarrow L_{p2} = 1.52m$

➤ **Palier de repos:**

Largeur :  $d=2.15m$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis, d'épaisseur « e » telle que :

$$L' = L_v + L_{p1} = 1.40 + 1.80 + 1.80 = 5.35m$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{535}{30} < e < \frac{535}{20} \rightarrow 17.83 < e < 26.75 \quad e = \mathbf{18 \text{ cm.}}$$

**II.2.5.4. Les étages de service :****II.2.5.4.1. Escalier tournement :**

On aura 20 contre marches

Il y a 3 volées :

**➤ Volée 01 à 5 contre marche :**

Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 4$  marches

La hauteur de volée 1 ( $H_1$ ) :

$$H_1 = N_c \cdot h = 5 \cdot 17 = 0.85 \text{ m}$$

La longueur de volées 1 ( $L_1^\circ$ ) :

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 4 \cdot 0.3 = 1.20 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{85}{120} = 0.71 \Rightarrow \alpha_1 = 35.31^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_1 = \frac{85}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 1.47 \text{ m}$

L'embranchement : 1.35 m

**➤ Volée 03 : 7 contre marche**

$n = N_c - 1 = 6$  marches

La hauteur de volée 1 ( $H_1$ ) :

$$H_1 = N_c \cdot h = 7 \cdot 17 = 1.36 \text{ m}$$

La longueur de volées 1 ( $L_1^\circ$ ) :

$$L_3 = (n - 1) \cdot g = 6 \cdot 0.3 = 1.80 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $\text{Tg } \alpha_3 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{136}{180} = 0.76 \Rightarrow \alpha_3 = 37.07^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_3 = \frac{136}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 2.26 \text{ m}$

L'embranchement : 1.35m

**➤ Volée 02 de tournement à 8 contre marches :**

Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 7$  marches

La hauteur de volée 2 ( $H_2$ ) :

$$H_2 = N_c \cdot h = 8 \cdot 17 = 1.36 \text{ m}$$

La longueur de volées 2 ( $L_2^\circ$ ) :

$$L_2 = 2.80 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $\text{Tg } \alpha_2 = \frac{H_2}{L_2} = \frac{136}{280} = 0.485 \Rightarrow \alpha_1 = 25.87^\circ$

La longueur de volée est :  $L_{p2} = \frac{136}{\sin\alpha} \rightarrow L_{p2} = 3.12\text{m}$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis, d'épaisseur « e » telle que :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{312}{30} < e < \frac{312}{20} \rightarrow 10.4 < e < 15.6 \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

**II.2.5.5. Escalier 02 : (Escalier a 3 volées et balancé)**

➤ **Volée 01 à 08 contre marches :**

Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 7\text{marches}$

La hauteur de volée 1 ( $H_1$ ) :

$$H_1 = N_c \cdot h = 8 * 17 = 1.36 \text{ m}$$

La longueur de volées 1 ( $L_1^\circ$ ) :

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 7 * 0.3 = 2.10\text{m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{136}{210} = 0.65 \Rightarrow \alpha_1 = 32.92^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_1 = \frac{136}{\sin\alpha} \rightarrow L'_1 = 2.50\text{m}$

L'embranchement : 1.35 m

➤ **Volée 03 à 07 contres marches :**

Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 6\text{ marches}$

La hauteur de volée (H) :

$$H_3 = N_c \cdot h = 7 * 17 = 1.19 \text{ m}$$

La longueur de volées 3 ( $L_3^\circ$ ) :

$$L_3 = (n - 1) \cdot g = 6 * 0.3 = 1.80 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $\text{Tg } \alpha_3 = \text{Tg } \alpha_3 = \frac{H_3}{L_3} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha_1 = 34.21^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_1 = \frac{102}{\sin\alpha} \rightarrow L'_1 = 1.80\text{m}$

L'embranchement : 1.35 m

➤ **Volée de tournement à 5 contre marches :**

Nombre de contre marche :  $n = N_c - 1 = 4\text{ marches}$

La hauteur de volée 2 ( $H_2$ ) :

$$H_2 = N_c \cdot h = 5 * 17 = 0.85m$$

La longueur de volées 2 ( $L_2^\circ$ ) :

$$L_2 = 1.40m$$

Inclinaison de la paillasse:  $Tg \alpha_2 = \frac{H_2}{L_2} = \frac{85}{140} = 0.61 \Rightarrow \alpha_1 = 31.26^\circ$

La longueur de volée est :  $L_{p2} = \frac{85}{\sin \alpha} \rightarrow L_{p2} = 1.64m$

➤ **Palier de repos:**

Largeur :  $d_1=1.80m$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis, d'épaisseur « e » telle que :

$$L' = L_v + L_{p1} = 2.50 + 180 = 4.30m$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{430}{30} < e < \frac{430}{20} \rightarrow 14.33 < e < 21.5 \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

### II.2.5.6.Le RDC et les étages courant :

#### II.2.5.6.1.Escalier à 3 volées :

On aura 18 contre marches

Il y a 3 volées :

➤ **Volée 01 et 3 à 5 contre marche :**

Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 4$  marches

La hauteur de volée 1 et 3 ( $H_1$  et  $H_3$ ) :

$$H_1 = H_3 = N_c \cdot h = 5 * 17 = 0.85 \text{ m}$$

La longueur de volées 1 et volée ( $L_1^\circ$ ) :

$$L_1 = L_3 = (n - 1) \cdot g = 4 * 0.3 = 1.20m$$

Inclinaison de la paillasse:  $Tg \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{85}{120} = 0.71 \Rightarrow \alpha_1 = 35.31^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_1 = \frac{85}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 1.47m$

L'embranchement : 1.35 m

➤ **Volée 02 : 8 contre marche :**

$$n = N_c - 1 = 7 \text{ marches}$$

La hauteur de volée 1 ( $H_1$ ) :

$$H_2 = N_c \cdot h = 8 * 17 = 1.36 \text{ m}$$

La longueur de volées 2 ( $L_2^\circ$ ) :



$$L_3 = (n - 1).g = 7 * 0.3 = 2.10 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse:  $Tg \alpha_2 = \frac{H_2}{L_2} = \frac{136}{210} = 0.647 \Rightarrow \alpha_3 = 32.92^\circ$

La longueur de volée est :  $L'_2 = \frac{136}{\sin \alpha} \rightarrow L'_2 = 2.50 \text{ m}$

L'embranchement : 1.35m

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis, d'épaisseur « e » telle que :

$$L' = L_v + L_{p1} = 2.50 + 100 = 3.50 \text{ m}$$

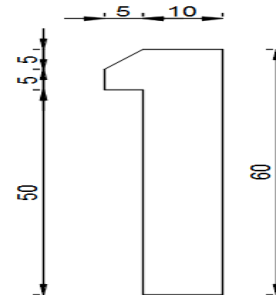
$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{350}{30} < e < \frac{350}{20} \rightarrow 11.67 < e < 17.5 \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

**II.2.6.L'acrotère:**

$$S_{acr} = 0.10 * 0.6 + (0, 1 + 0,05) - 0.05 * 0.05 / 2.$$

$$S_{acr} = \mathbf{0,06375 \text{ m}^2}.$$

$$P = 0, 05 + 0.0707 + 0.1 + 0.1 + 0,5 + 0.6 = 1, 3207 \text{ m}$$



**Figure II.8** Schéma d'une Acrotère

**II.2.7.Evaluation des charges et des surcharges :**

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

**II.2.7.1.Terrasse inaccessible :**

## ➤ Charges permanentes G :

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Gravillon de protection</b>	20	0.05	<b>1</b>
<b>Etanchéité multicouche</b>	12	0.02	<b>0.24</b>
<b>Béton de pente</b>	22	0.12	<b>2.64</b>
<b>Isolation thermique</b>	4	0.04	<b>0.16</b>
<b>plancher en corps creux (16+4)</b>		0.16 + 0.04	<b>2.85</b>
<b>Enduit plâtre</b>	10	0.02	<b>0.2</b>
<b>par vapeur</b>	1	0.01	<b>0.01</b>
<b>Papier kraft</b>		2 feuilles	<b>0.5</b>
		<b>Total</b>	<b>G = 7.60 KN/m<sup>2</sup></b>

## ➤ Charges d'exploitation Q :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

## II.2.7.2. Plancher des étages courants :

## ➤ Charges permanentes G :

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Carrelage</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>plancher en corps creux (16+4)</b>		0.16 + 0.04	<b>2.85</b>
<b>Enduit plâtre</b>	10	0.02	<b>0.2</b>
<b>Cloisons de séparation</b>			<b>1</b>
		<b>Total</b>	<b>G = 5.21 KN/m<sup>2</sup></b>

## ➤ Charges d'exploitation Q :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{pour les etages courant usage Habitation})$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{pour les entres sols 02 et 03 usage de service})$$

**II.2.7.3. Plancher de sous sol (dalle pleine) :****➤ Charges permanentes G :**

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Carrelage</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>plancher dalle pleine</b>	25	0.15	<b>3.75</b>
<b>Enduit plâtre</b>	10	0.02	<b>0.2</b>
<b>Cloisons de séparation</b>			<b>1</b>
		<b>Total</b>	<b>G=6.11 KN/m<sup>2</sup></b>

**➤ Charges d'exploitation Q :**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (pour etre sol 01 usage commercial)}$$

**II.2.7.4. Acrotère**

1. Poids propre .....  $0,06375 \times 25 = 1.59375 \text{ KN/ml}$
  2. Enduit de ciment.....  $1,4207 \times 0.54 = 0.767178 \text{ KN/ml}$
- $$G_{acr} = 2.361 \text{ KN/ml}$$

**II.2.7.5. Les escaliers :****II.2.7.5.1. Escaliers RDC :****➤ Escalier 01 :**

$$h = 17 \text{ cm} \quad e = 15 \text{ cm}$$

➤ Volée 1 à 10 contre marche :  $\alpha_2 = 32.21^\circ$

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	22	0.02	<b>0.44</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Enduit en ciment</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Poids propre des marches</b>	22	0.17/2	<b>1.87</b>
<b>Poids propre de la paillasse</b>	25	0.15/cos (32.52°)	<b>4.47</b>
<b>Garde-corps</b>	/	/	<b>1.62</b>
		<b>G</b>	<b>9.16 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q</b>	<b>2.5KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Volée 2 de tournement à contre marche :  $\alpha_2 = 20^\circ$

Désignation	P. volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	22	0.02	<b>0.44</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Enduit en ciment</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Poids propre des marches</b>	22	0.17/2	<b>1.87</b>
<b>Poids propre de la paillasse</b>	25	0.15/cos (20°)	<b>3.99</b>
<b>Garde-corps</b>	/	/	<b>1.62</b>
		<b>G</b>	<b>8.68KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q</b>	<b>2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Volée 3 à 8 contre marche :  $\alpha_2 = 32.52^\circ$ 

Désignation	P. volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	22	0.02	<b>0.44</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Enduit en ciment</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Poids propre des marches</b>	22	0.17/2	<b>1.87</b>
<b>Poids propre de la paillasse</b>	25	0.15/cos (32.52°)	<b>4.44</b>
<b>Garde-corps</b>	/	/	<b>1.62</b>
		<b>G</b>	<b>9.13 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q</b>	<b>2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

## II.2.7.5.2. Escalier 02 : h= 17 cm e =18 cm

➤ Volées 1 à 9 contre marche :  $\alpha_1 = 32.82^\circ$ 

Désignation	P. volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	22	0.02	<b>0.44</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Enduit en ciment</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Poids propre des marches</b>	22	0.17/2	<b>1.87</b>
<b>Poids propre de la paillasse</b>	25	0.18/cos (32.82°)	<b>5.35</b>
<b>Garde-corps</b>	/	/	<b>1.62</b>
		<b>G</b>	<b>10.04 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q</b>	<b>2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Volées 3 et 4 à 6 contre marche :  $\alpha_3 = \alpha_4 = 34.21^\circ$

Désignation	P. volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	22	0.02	<b>0.44</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Enduit en ciment</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Poids propre des marches</b>	22	0.17/2	<b>1.87</b>
<b>Poids propre de la paillasse</b>	25	0.18/cos (34.21°)	<b>5.44</b>
<b>Garde-corps</b>	/	/	<b>1.62</b>
		<b>G</b>	<b>10.13 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q</b>	<b>2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Volée de tournement à 3 contre marche :  $\alpha = 19.63^\circ$

Désignation	P. volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	22	0.02	<b>0.44</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Enduit en ciment</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Poids propre des marches</b>	22	0.17/2	<b>1.87</b>
<b>Poids propre de la paillasse</b>	25	0.18/cos (19.63°)	<b>4.78</b>
<b>Garde-corps</b>	/	/	<b>1.62</b>
		<b>G</b>	<b>9.47 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q</b>	<b>2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

## II.2.7.5.3. Palier de repos:

PALIER			
Désignation	P volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	17	0.03	0.51
Poids propre de la dalle	25	0.18	4.5
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
		<b>G</b>	<b>6.21 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q</b>	<b>2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

## II.2.7.5.4. Evaluation des charges des escaliers :

1) Escalier 01 : h= 17 cm e =13 cm

➤ Volées 1 à 5 contre marche :  $\alpha = 35.31^\circ$

G	9.28 KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>

➤ Volée 02 de tournement à 8 contre marches :  $\alpha = 25.87^\circ$

G	8.86 KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>

➤ Volée 3 à 7 contre marches :  $\alpha = 37.07^\circ$

G	9.39KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>

2) Escalier 02 :  $h=17\text{ cm}$   $e=15\text{ cm}$

➤ Volée 1 à 8 contre marche :  $\alpha=32.92^\circ$

G	9.16KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>

➤ Volée de tournement à 3 contre marche :  $\alpha=31.26^\circ$

G	9.07KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>

➤ Volée 3 à 7 contre marche :  $\alpha=34.21^\circ$

G	9.22KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>

➤ Palier de repos :

G	5.46KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>

3) étage courant :  $h=17\text{ cm}$   $e=15\text{ cm}$

➤ Volée 1 et 3 à 5 contre marche :  $\alpha=35.31^\circ$

G	9.29KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>

➤ Volée 2 à 5 contre marche :  $\alpha=32.92^\circ$

G	9.16KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>

4) Palier de repos :

G	5.46KN/m <sup>2</sup>
Q	2.5 KN/m <sup>2</sup>



**II.2.7.6. Maçonnerie :****II.2.7.6.1. Mur extérieur en double cloison :**

Désignation	P volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en ciment</b>	18	0.03	<b>0.54</b>
<b>Brique creuse extérieure</b>	9	0.15	<b>1.35</b>
<b>Brique creuse intérieure</b>	9	0.1	<b>0.9</b>
<b>Enduit intérieur plâtre</b>	10	0.02	<b>0.2</b>
		<b>Total</b>	<b>2.99 KN/m<sup>2</sup></b>

**II.2.7.7. Voile extérieur :**

Désignation	P volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Poids propre des voiles</b>	25	0.20	<b>5</b>
<b>Enduit plâtre</b>	10	0.02	<b>0.2</b>
<b>Enduit ciment</b>	18	0.03	<b>0.54</b>
		<b>Total</b>	<b>5.74 KN/m<sup>2</sup></b>

**II.2.7.8. Balcons :****1) Charges permanentes G :****➤ Balcon en dalle pleine :**

Désignation	P. volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>carrelage</b>	20	0.02	<b>0.40</b>
<b>Dalle pleine</b>	25	0.15	<b>3.75</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Enduit de ciment</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
		<b>Total</b>	<b>G = 5.27 KN/m<sup>2</sup></b>

2) Charges d'exploitation Q : Q=3,5KN/m<sup>2</sup>

## II.2.8.Pré- dimensionnement des poteaux :

Les poteaux seront dimensionnés en compression centrée selon les règles du **BAEL 91** et **RPA 2003**.

Le dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité, dans notre cas c'est le poteau voisin de rive.

1) **BAEL 91** :

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée :

$$Nu = \alpha \times \left( \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{F_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

**Br** : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

**A** : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

**f<sub>c28</sub>** : résistance a la compression de béton.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} Br = (b - 0,02) \times (a - 0,02) & \text{pour une section rectangulaire.} \\ Br = (a - 0,02)^2 & \text{pour une section carrée.} \end{array} \right.$$

$$\gamma_b : 1,5.$$

$$\gamma_s = 1,15.$$

**α**: coefficient qui est fonction de l'élancement géométrique λ

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50. \Rightarrow \alpha = 0,85 / \beta \\ \text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2 & \\ \alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Puisque la structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité (zone II<sub>a</sub>);

Le % min(A)=0,8% de la section du béton (Selon **l'article 7.4.2.1 du RPA 2003**).

$$\frac{A}{B} = 0.008 \approx \frac{A}{Br} \quad \text{et donc} \quad A = \mathbf{0.008 B}$$

En remplaçant dans la formule on obtient :

$$B_r \geq \frac{1,35 \beta \cdot Nu}{0,008 f_e + 0,85 f_{c28}} \quad \text{Avec :} \quad \beta = 1 + \frac{0,163 (\lambda)^2}{1000}$$

Pour éviter le flambement on prend  $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1 + \frac{0,163 \times (35)^2}{1000}$

D'où :  $\beta \approx 1.2$

$$B_r \geq \mathbf{0,064 x Nu} \quad \text{avec :} \quad a = \sqrt{B_r} + 0.02$$

## 2) Le minimum requis par (RPA99/V2003) :

Pour une zone sismique (IIa) on doit avoir au minimum:

- Min (a, b)  $\geq 25$ cm
- Min (a, b)  $\geq h_e / 20$
- $1/4 < a / b < 4$

avec : ( a ; b ) : dimension de la section de poteau.

**h<sub>e</sub>** : la hauteur d'étage.

## 3) Vérification (solicitation normale) :

L'art (7.4.3.1) du RPA 99 outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nu}{B_r \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Où

- N<sub>d</sub> : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B : c'est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f<sub>c28</sub> : est la résistance caractéristique du béton.

**II.2.8.1. Poteau voisin de rive :****1) Calcul de  $N_u$  :**

Les charges permanentes seront majorées de 10% pour tenir compte le poids propres des poteaux et des poutres.

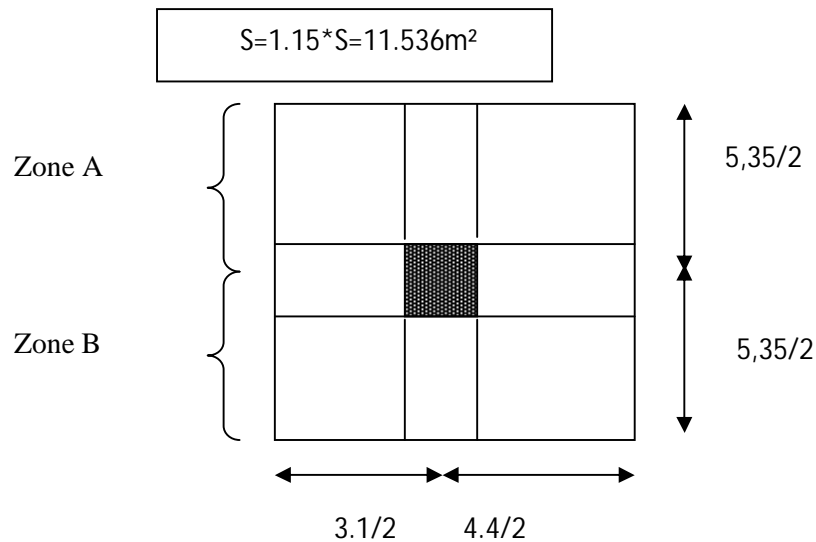
La surface portée par le poteau voisin de rive :

$$S = \left( \frac{5.35}{2} + \frac{5.35}{2} \right) * \left( \frac{3.10}{2} + \frac{4.40}{2} \right) = 20.0625 \text{m}^2$$

On a le RDC a usage déferent alors le calcul se fera pour les deux zones A et B:

$$s_A = s_B = \left( \frac{5.35}{2} \right) * \left( \frac{3.10}{2} + \frac{4.40}{2} \right) = 10.031 \text{m}^2$$

On doit majorée la surface avec 15%



**Tableau II.1** Calcul de  $N_u$  des poteaux (Poteau voisin de rive)

	G(KN/m <sup>2</sup> )		Q(KN/m <sup>2</sup> )		G(min)		Qmin		Nu(Kn/m <sup>2</sup> )		Nu cumulé (KN/m <sup>2</sup> )	
	zone A	zone B	zone A	zone B	zone A	zone B	zone A	zone B	zone A	zone B	zone A	zone B
<b>Terras</b>	7,6	7,6	1	1	8,36	8,36	1	1	12,786	12,786		
<b>R+7</b>	5,21	5,21	1,5	1,5	5,731	5,731	1,5	1,5	9,986	9,986	12,786	12,786
<b>R+6</b>	5,21	5,21	1,5	1,5	5,731	5,731	1,35	1,35	9,761	9,761	22,772	22,772
<b>R+5</b>	5,21	5,21	1,5	1,5	5,731	5,731	1,2	1,2	9,536	9,536	32,534	32,534
<b>R+4</b>	5,21	5,21	1,5	1,5	5,731	5,731	1,05	1,05	9,311	9,311	42,071	42,071
<b>R+3</b>	5,21	5,21	1,5	1,5	5,731	5,731	0,9	0,9	9,086	9,086	51,383	51,383
<b>R+2</b>	5,21	5,21	1,5	1,5	5,731	5,731	0,75	0,75	8,861	8,861	60,470	60,470
<b>R+1</b>	5,21	5,21	1,5	1,5	5,731	5,731	0,75	0,75	8,861	8,861	69,332	69,332
<b>RDC</b>	5,21	5,21	1,5	2,5	5,731	5,731	0,75	2,5	8,861	11,486	78,193	78,193
<b>Entre sol 03</b>	5,21	5,21	2,5	2,5	5,731	5,731	2,5	2,5	11,486	11,486	87,055	89,680
<b>Entre sol 02</b>	5,21	5,21	2,5	2,5	5,731	5,731	2,5	2,5	11,486	11,486	98,542	101,167
<b>Entre sol 01</b>	6,11	6,11	2,5	2,5	6,721	6,721	2,5	2,5	12,823	12,823	110,029	112,654
<b>S-SOL</b>											122,852	125,477

## II.2.8.2. Calcul du démentions des poteaux :

## ➤ Poteau voisin de rive :

Tableau II.2 Calcul du démentions des poteaux (Poteau voisin de rive)

	Nu cumule (KN/m <sup>2</sup> )		s*1,15	Nu(KN)	Br(cm <sup>2</sup> )	a(cm)	Le choix	v (MPa)	v≤0.3
	zone A	zone B							
<b>Terras</b>	/	/	/	/	/	/	/		
<b>R+7</b>	12,786	12,786	11,536	294,998	188,799	15,740	35X35	0.09	CV
<b>R+6</b>	22,772	22,772	11,536	525,415	336,265	20,337	35X35	0.17	CV
<b>R+5</b>	32,534	32,534	11,536	750,640	480,409	23,918	35X35	0.24	CV
<b>R+4</b>	42,071	42,071	11,536	970,674	621,231	26,924	45X45	0.19	CV
<b>R+3</b>	51,383	51,383	11,536	1185,517	758,731	29,545	45X45	0.23	CV
<b>R+2</b>	60,470	60,470	11,536	1395,169	892,908	31,881	45X45	0.27	CV
<b>R+1</b>	69,332	69,332	11,536	1599,630	1023,763	33,996	55X55	0.21	CV
<b>RDC</b>	78,193	78,194	11,536	1804,090	1154,618	35,979	55X55	0.23	CV
<b>Entre sol 03</b>	87,056	89,680	11,536	2038,833	1304,853	38,122	55X55	0.26	CV
<b>Entre sol 02</b>	99,879	101,168	11,536	2303,858	1474,469	40,39	65X65	0.21	CV
<b>Entre sol 01</b>	110,029	112,654	11,536	2568,882	1644,085	42,547	65X65	0.24	CV
<b>S-SOL</b>	122,853	125,477	11,536	2864,742	1833.435	44.816	65X65	0.27	CV

**II.2.8.3. Vérification des sections :**

**1) Vérification de l’RPA :**

L’article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (  $b_1, h_1, h_e$  : les dimensions du poteau )

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

**Tableau II.3** Vérification des conditions l’RPA (Poteaux)

Conditions	65x65	55x55	45x45	35x35	
<b>Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>)</b>	65	55	45	40	cv
<b>h<sub>e</sub>/20</b>	20.4	17	15.3	15.3	cv
<b>b<sub>1</sub>/h<sub>1</sub></b>	1	1	1	1	cv

D’après l’article 7.4.1 de RPA 99, il est recommandé de donner aux poteaux d’angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux; pour leur conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques.

**2) Vérification au flambement :**

On vérifier que  $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$

Pour un palier de bâtiment à étages multiples on a :  $L_f = 0,7 L$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ donc } \lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12}$$

**Tableau II.4** Vérification du flambement (Poteaux)

Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub>	i	λ	
<b>65x65</b>	285.6	18.76	15.22	cv
<b>55x55</b>	238	15.88	14.99	cv
<b>45x45</b>	214.2	12.99	15.49	cv
<b>35x35</b>	214.2	10.10	21.21	cv

# CHAPITRE IV

## *Calcul des éléments secondaires*



**III. Calcul des éléments secondaires :**

**III.1. Etude de l'acrotère :**

**III.1.1. Introduction :**

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

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

✓ **Schéma statique :**

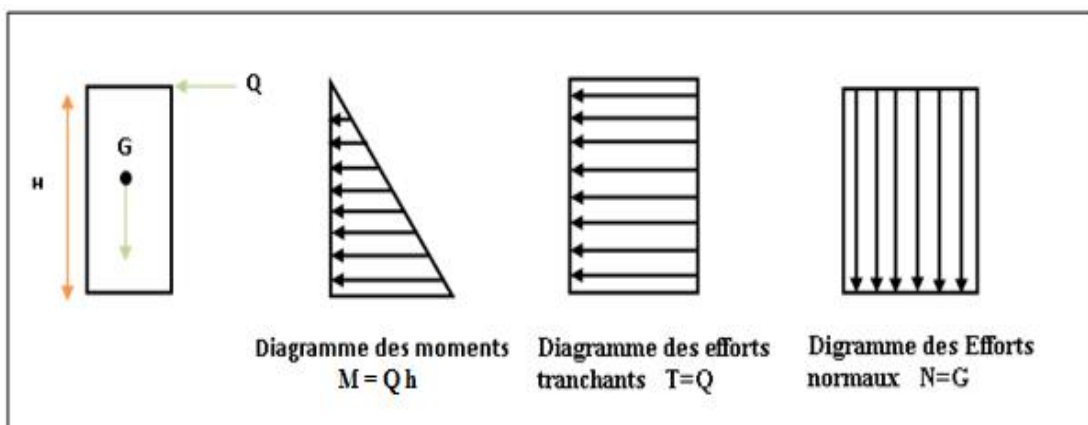
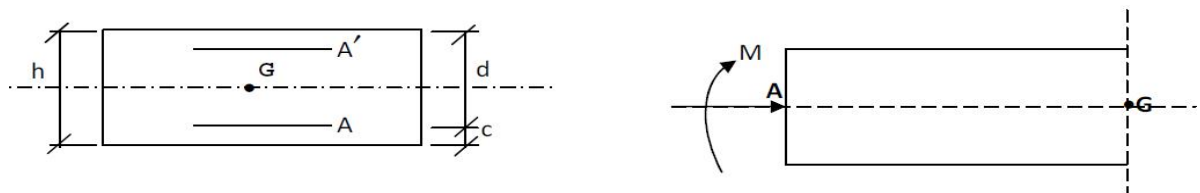


Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère

**III.1.2. Vérification au séisme :**



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

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

- ✓ **A**: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4.1) du RPA** suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2)  $\Rightarrow A = 0.15$
- ✓ **C<sub>P</sub>**: facteur de force horizontale variant entre **0.3** et **0.8** (**tableau (6.1) du RPA**)
- ✓ **C<sub>P</sub> = 0,80** (élément en console)
- ✓ **W<sub>P</sub>**: poids de l'acrotère **W<sub>P</sub> = 2 KN/ml**

D'où  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.361$

Donc : **F<sub>P</sub> = 1.133 KN/ml**

### 1) Les charges :

Poids propre de l'acrotère: **G = 2.361 KN/ml**

Surcharge d'exploitation : **Q = 1 KN/ml**

Force sismique : **F<sub>P</sub> = 1.133 KN/ml**

### 2) Sollicitations :

G ; crée un effort normal : **N<sub>G</sub> = G = 2.361 KN**

$$N_Q = 0$$

$$N_{fp} = 0$$

Q ; crée un moment de renversement : **M<sub>Q</sub> = Q x h = 1 x 0.6 = 0.6 KN.m**

$$M_G = 0$$

$$M_{fp} = F_p \cdot 2h/3 = 1 \times 2 \times 0.6/3$$

$$M_{fp} = 0.4 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

### 3) Combinaison des sollicitations :

#### ELU :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$$

#### ELS :

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

Combinaison accidentelle :  $G + 0.75 Q + F_p$

**Tableau III.1.** Sollicitations dans l'acrotère

Cas	combinaisons	M(KN.m)	N(KN)
<b>ELU</b>	1.35G+1.5Q	0.9	<b>3.19</b>
<b>ELS</b>	<b>G+Q</b>	<b>0.6</b>	<b>0</b>

$$N_U = 1.35N_G = 1.35 \times 2.361 = 3.19 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN}$$

### III.1.3.Ferraillage de l'acrotère:

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (**b x h**) **cm<sup>2</sup>** soumise à la flexion composée

#### ➤ Calcul des armatures à L'ELU:

#### ➤ Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_0 = e_0 + \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{3.19} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.28 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.31 \text{ m}$$

$$e_A = 0.31 \text{ m}$$

$e_A$  : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_f = N_U \times e_A = 3.19 \times 0.31 = 0.99 \text{ KN.m}$$

$M_f$  : Moment fictive

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} d^2 b_0}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.99 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.011$$

$\mu_{bu}$  : moment réduit

➤ **D'après BAEL :**

$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$  pour la flexion simple ou composé.

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$  Pour la compression simple ou composé.

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} \Rightarrow \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.75} = 0.667$$

Avec  $\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s + E}$

$$\varepsilon_{se} = \frac{400}{1.15 + 200000} = 0.00174$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74\text{‰}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667)$$

$$\mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

➤ **Section d'armature :**

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.011)})$$

**Donc :**  $\beta = 0.994$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0.99 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 35.77 \text{ mm}^2$$

$$A = 0.3577 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:**

$$A_s = A - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.3577 - \frac{3.19 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :


$$A_s \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, A_{\min}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06(f_{c28}) = \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s \geq \max\left\{\frac{100 \times 10}{1000}, 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400}\right\}$$

$$A_s \geq \max(1 \text{ cm}^2, 0.97 \text{ cm}^2)$$

**Donc :**

$A_s = 0.27 \text{ cm}^2 \leq 1 \text{ cm}^2$   Les armatures vérifiant la condition de non Fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = 1 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

**On adopte :  $A_s = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$**  avec espacement

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503\text{cm}^2 \text{ Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :}$$

$$S_t = \frac{60}{4} = 15\text{cm}$$

**On adopte:  $A_s = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$**

➤ **Vérification au cisaillement : (Art III.2 / BAEL 91):**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}$  tel que : **(La fissuration est préjudiciable)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \implies T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5\text{KN}$$

Avec :

$\tau_u$  Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 80}$$

$$\tau_u = 0.019\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\text{donc : } \tau \leq \bar{\tau} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion:**

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification d'adhérence des Barres au cisaillement: (BAEL 91 art 5.1.1)**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \quad \Psi_s : \text{Coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9d \sum U_i}$$

$\Psi_s$  : 1.5 (acier Fe400, haute adhérence)

$\tau_{se}$  : Contrainte du cisaillement

$\bar{\tau}_s$  : Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\theta$  : Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

$\theta$ : Diamètre des barres ( $\theta=8\text{mm}$ )

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48\text{mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9(80)(100.48)} = 0.21\text{MPa} \\ \bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \\ 0.21 < 3.15\text{MPa} \end{array} \right.$$

La condition vérifiée donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres .

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

**On doit vérifier les deux conditions suivantes : (BAEL.2.P85)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ (\bar{\sigma}_s \text{ est choisie en fonction de la fissuration}) \\ \text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

avec :  $Y$  : position de l'axe neutre

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{2.01}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{8 \times 100}{7.5 \times 2.01}} - 1 \right]$$

$Y = 1.92 \text{ cm}$

➤ **Calcul de Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} 1.92^3 + 15 [2.01(8 - 1.92)^2]$$

$I = 1350.47 \text{ cm}^4$

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{0.68 \times 10^6}{1350.47 \times 10^4} = 0.05 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.05 \times 1.92 \times 10$$



$$\sigma_{bc} = 0.96MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

0.92MPa < 15MPa  la condition est vérifiée

➤ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier:**

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \\ f_e = 400 \text{Mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266.66 \text{MPa}; 201.63 \text{MPa} \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \times K(d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.05 \times (80 - 19.2)$$

$$\sigma_s = 45.6 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

45.6MPa < 201.63MPa  la condition est vérifiée.

**Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.**

**III.1.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère :**

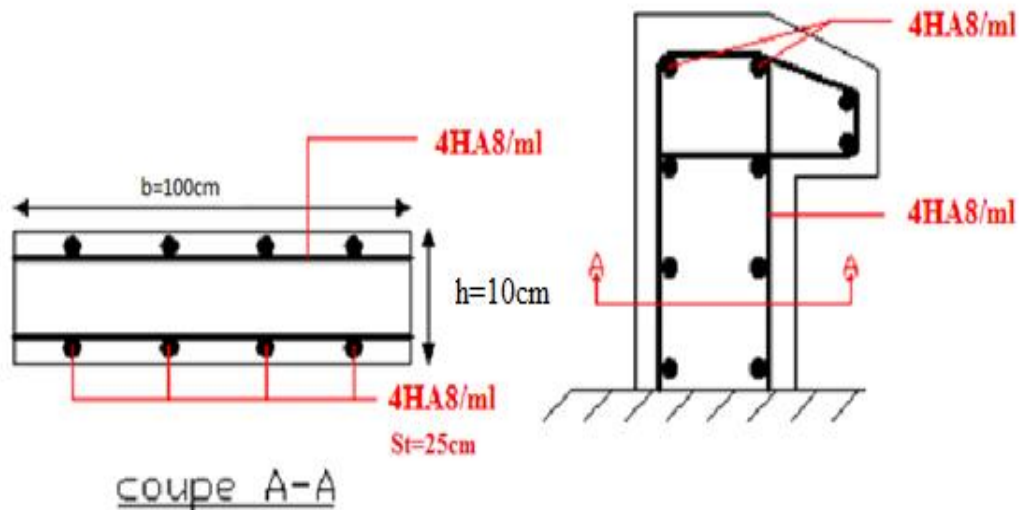


Fig.III.2.: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.2. Calcul du Balcon :

Le balcon est assimilé à une console en béton armé encastré à son extrémité de longueur de 1,20 m et d'épaisseur de 15 cm. le calcul est fait à la flexion simple et pour une bande de 1m.

#### III.2.1. Les charges:

- Charges permanentes :  $G_1 = 5,27 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges sur le balcon  $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) :  $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$

#### III.2.1.1. Combinaisons de charges:

- L'état limite ultime (ELU) :

$$q_u = 1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{ KN/ m}$$

$$q_u = 12.36 \text{ KN / m}$$

$$p_u = 1.35 \times G_2$$

$$p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

$$p_u = 1.35 \text{ KN}$$

➤ **L'état limite de service (ELS) :**

$$q_s = Q + G$$

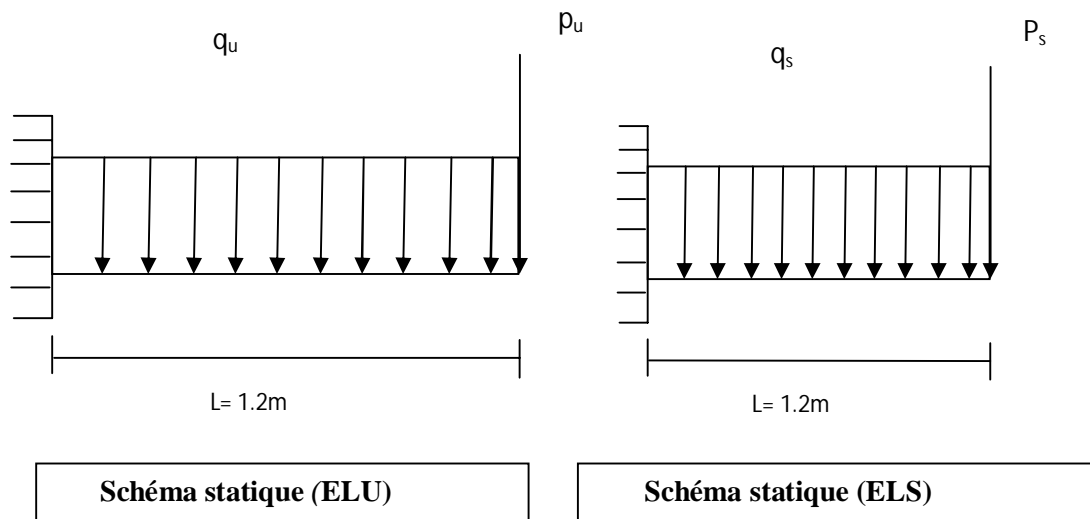
$$q_s = 5.27 + 3.5$$

$$q_s = 8.77 \text{ KN /m}$$

$$p_s = G = 1 \text{ KN}$$

$$p_s = 1 \text{ KN}$$

➤ **Schéma statique de calcul :**



**Figure III.3.** Schéma statique pour calcul du balcon a l'ELU et a l'ELS

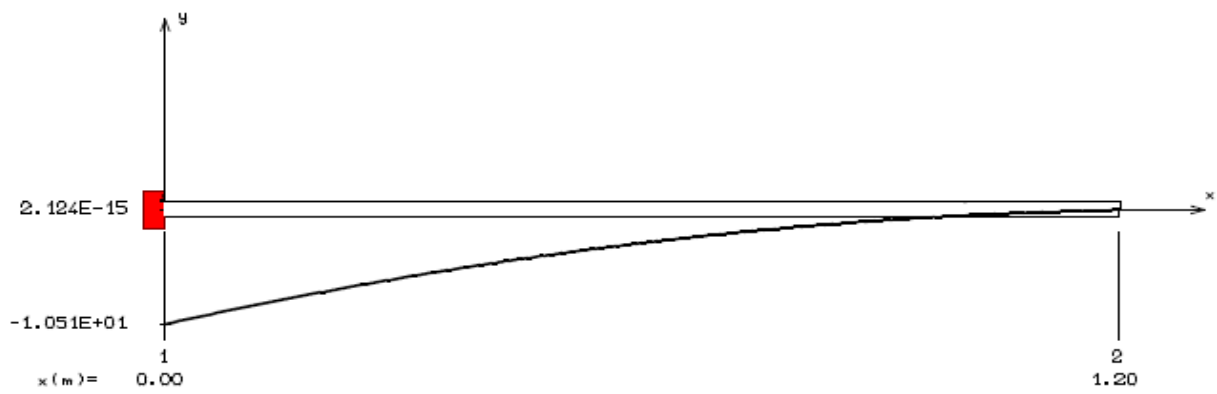
➤ **Les moments et Les efforts tranchant :**

**Tableau III.2.** Sollicitations dans balcon

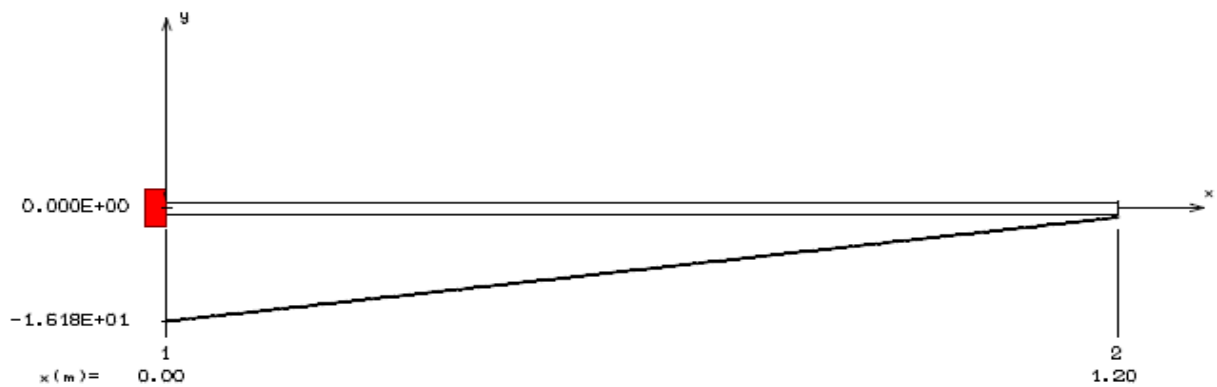
Sollicitations	ELU		ELS	
	X=0	X=1.2	X=0	X=1.2
<b>T (x) KN</b>	16.18	0	11.52	<b>-7.51</b>
<b>M(x) KN.m</b>	<b>-10.51</b>	<b>0</b>	<b>-7.51</b>	<b>0</b>

➤ **Diagrammes des sollicitations :**

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]



EFFORT TRANCHANT [ kN ]



**Figure III.4.** Diagramme des sollicitations à l'ELU

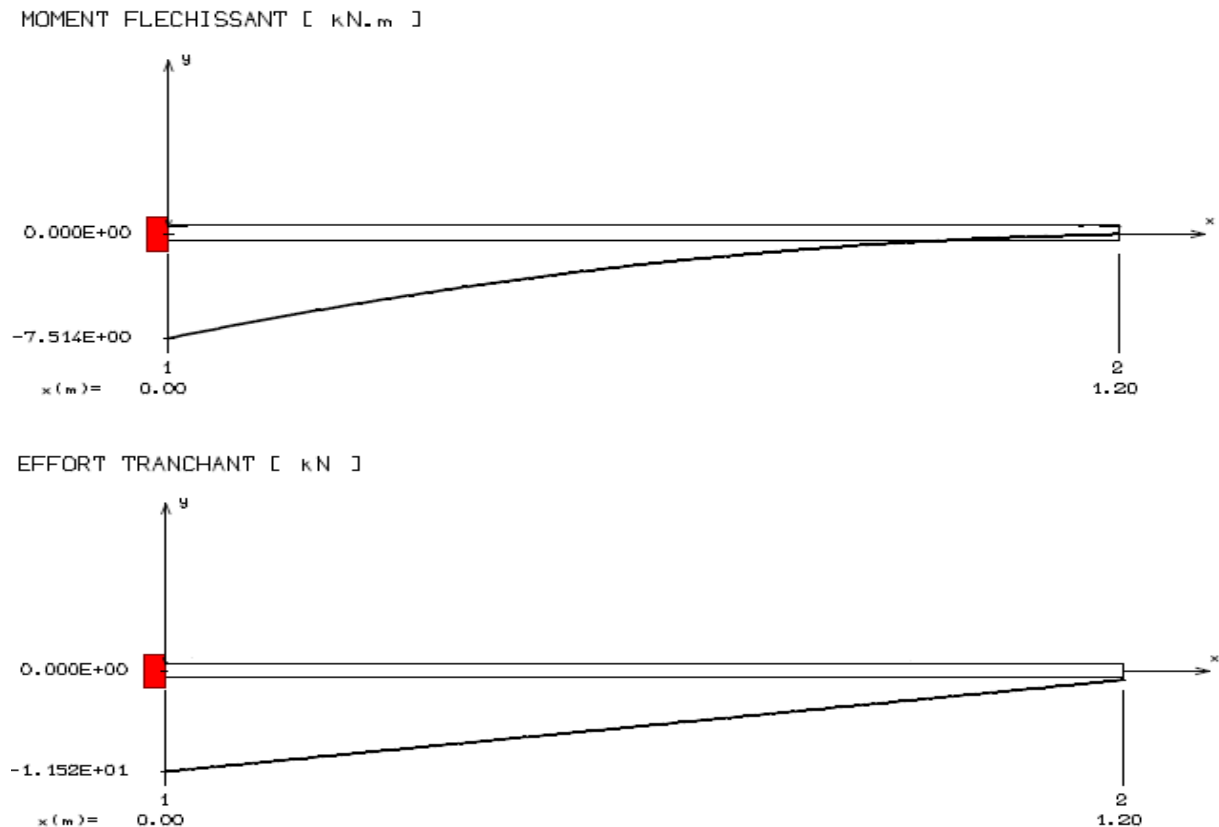


Figure III.5. Diagramme des sollicitations à l'ELS

### III.2.2.Ferraillage de balcon:

Le ferraillage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable

En considérant une section de **1.00 m** de largeur et de **15 cm** d'épaisseur

#### 1)Armature principale :

$$b = 1\text{m,}$$

$$h = 15\text{ cm,}$$

$$d = 0.9 h = \mathbf{13.5\text{ cm}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{10.51 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.041$$

#### ➤ Calcul de $\mu_{Iu}$ :

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.75} = 0.667$$

**Avec**

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s + E}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{400}{1.15 + 200000} = 0.00174$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74\text{‰}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667)$$

$$\mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \implies A_s' = 0 \text{ (pas d'armature comprimé).}$$

**Section d'armature :**

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.041)})$$

**Donc :**  $\beta = 0.979$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{10.51 \times 10^6}{0.979 \times 135 \times 348} = 228.5 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.29 \text{ cm}^2$$

**Donc les armatures sont : 5HA10,  $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 100/5$**

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

**2) Armature de répartition :**

$$A_r = A_l / 4 = 3.93 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec  **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

**III.2.3. Vérifications :****1) Vérification à l'ELU :****➤ Condition de non fragilité :**

$$A_l \geq A_{\min}$$

$$A_r \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1 \cdot (0.135) \cdot (2.1)}{400} = 1.63 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{\min} = 1.63 cm^2$$

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

$$A_r = 3.14 cm^2 \geq A_{\min} = 1.63 cm^2 \dots \dots \dots C.V$$

**➤ Vérification de disposition des armatures :****➤ Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(45cm; 33cm) = 33cm$$

**Avec : h : l'épaisseur du balcon = 15cm**

$$S_t = 20cm < 33cm \quad C.V$$

**➤ Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 45cm) = \min(60cm; 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 25cm < 45cm \quad C.V$$

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

$$T_u^{\max} = 16.18 KN$$

$$\tau_U = T_u / b \cdot d < \bar{\tau} \quad \text{Avec : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15}{1.5} f_{cj}; 4MPa\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15}{1.5} \times 25; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_U = 16.18 \times 10^{-3} / 1 \times 0.135 = 0.119MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \quad C.V$$

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

Il faut vérifier que :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1.5$$

$$\psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 0.01 = 0.157 \text{ m}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{16.18 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 0.157} = 0.848 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{0.001}{0.848} \text{ MPa} < \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V.}$$

**2) Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification des Contrainte de compression dans le béton :**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = Ky$$

**Y** : position de l'axe neutre

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

**Avec :**  $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{3.93}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{13.5 \times 100}{7.5 \times 3.93}} - 1 \right]$$

$$Y = 3.44 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de Moment d'inertie I:**



$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} 3.44^3 + 15 [3.93 (13.5 - 3.44)^2]$$

$$I = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{7.51 \times 10^6}{7322.87 \times 10^4} = 0.10 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.10 \times 3.44 \times 10 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$3.44 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa} \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \times K (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.10 \times (135 - 34.4)$$

$$\sigma_s = 150.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$150.9 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V.}$$

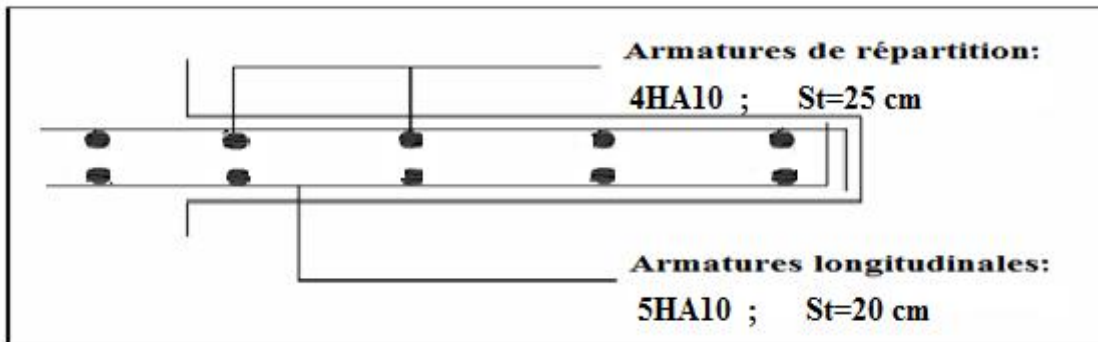
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.1 \geq \frac{1}{10} \times \frac{7.53}{7.53} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0029 \leq 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V.}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

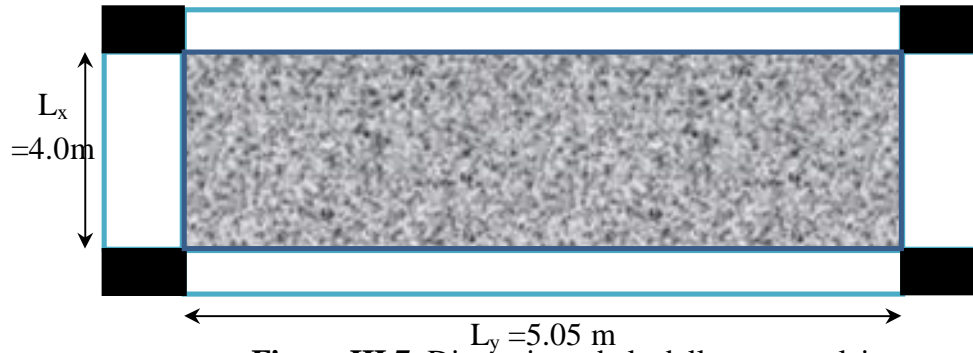
**III.2.4. Schéma de ferrailage de balcon :**



**Figure III.6.** Schéma de ferrailage de balcon

**III.3. Plancher en dalle pleine de Sous-Sol :**

Dans notre structure, nous avons des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.



**Figure III.7.** Dimensions de la dalle rectangulaire

### III.3.1. Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul pour le panneau de dalle sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III.3.** Sollicitations de calcul de la dalle pleine

Dalle pleine	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	qu(KN /m <sup>2</sup> )	qs (KN/m <sup>2</sup> )
<b>La charge</b>	<b>6.11</b>	<b>2.5</b>	<b>12</b>	<b>8.61</b>

#### ➤ Evaluation des moments :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{405}{505} = 0.8 \Rightarrow 0.4 \leq 0.8 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

On utilise les tableaux du BAEL 91 pour déterminer les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction du rapport de  $\rho$  et du coefficient de POISSON.

$$ELU \begin{cases} \rho = 0.80 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \rho = 0.80 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant par les formules suivantes :

#### ➤ Calcul des moments : $M_x$ et $M_y$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad (\text{Bonde parallèle } L_x).$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad (\text{Bonde parallèle } L_y).$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 0.0561 \times 12 \times 4.05^2 \\ M_0^y = 0.5959 \times 11.042 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 11.042 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = 0.0628 \times 8.61 \times 4.05^2 \\ M_0^y = 0.7111 \times 8.87 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 8.87 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis à l'ELU et à l'ELS.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x & \implies M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x & \implies M_{Y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III.4.** Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	-3.3126
		En travée	9.385
	Y-Y	sur appuis	-1.974
		En travée	5.593

**Tableau III.5.** Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	-2.66
		En travée	7.54
	Y-Y	sur appuis	-1.89
		En travée	5.36

**III.3.2. Calcul des armatures en flexion simple :**

Le calcul se fera à **L'ELU** pour une bande de **1m**.

$H = 15\text{cm}$ ;  $b = 100\text{cm}$ ;  $d = 13.5\text{cm}$ ;  $\gamma_b = 1.5$ ;  $\gamma_s = 1.15$ ; FeE400.

$F_{ed} = 348\text{ MPa}$ ;  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ ;  $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$ ;  $F_{bu} = 14.17\text{ MPa}$ .  $A' = 0$

➤ **Ferraillage dans le sens x-x** : (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis   $M_{app\ ELU} = 3.3126\text{ kN.m}$

En travée :   $M_{tra\ ELU} = 9.385\text{ kN.m}$

➤ **Aux appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{3.3126 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.0128$$

$$\mu_{bu} = 0.0128 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimé}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0128}) = 0.01613$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0128}) = 0.01613$$

**Donc :**  $\beta = 0.9935$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{3.3126 \times 10^3}{0.9935 \times 13.5 \times 348} = 0.71\text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA10/ml = 3.93cm<sup>2</sup> /ml Avec S<sub>t</sub>=20cm**

➤ **Aux travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{9.385 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.03634$$

$$\mu_{bu} = 0.03634 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimé}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03634}) = 0.04628$$

**Donc :**  $\beta = 0.9811$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{9.385 \times 10^3}{0.9811 \times 13.5 \times 348} = 2.035 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA12/ml = 5.65cm<sup>2</sup> /ml Avec S<sub>t</sub>=20cm**

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6.** Ferrailage de la dalle pleine sens X-X

	Sens X-X					
	M <sub>U</sub> (KN.m)	A'(cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> (cal)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)
<b>appuis</b>	3.31	0	0.71	3.93	<b>5 HA10</b>	20
<b>travée</b>	9.385	0	2.035	5.65	<b>5 HA12</b>	20

➤ **Ferrailage dans le sens y-y :**

Aux appuis ⇒ M<sub>a</sub> = -1.974 KN.m

En travée : ⇒ M<sub>t</sub> = 5.593 KN.m

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{1.974 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.0074$$

$$\mu_{bu} = 0.0074 < \mu_l = 0.3916 \implies A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00764}) = 0.00959$$

**Donc :**  $\beta = 0.9961$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{3.3126 \times 10^3}{0.9961 \times 13.5 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA10/ml = 3.93 cm<sup>2</sup> /ml Avec S<sub>t</sub>=20cm**

➤ **Aux travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{5.593 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.02165$$

$$\mu_{bu} = 0.02165 < \mu_l = 0.3916 \quad \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \quad \text{tel que :} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02165}) = 0.02737$$

**Donc :**  $\beta = 0.98905$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{9.385 \times 10^3}{0.9890 \times 13.5 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA12/ml = 5.65 cm<sup>2</sup> /ml Avec S<sub>t</sub>=20cm**

On adopte : **A<sub>s</sub> = 5.65 cm<sup>2</sup> ⇒ 5 HA12 avec S<sub>t</sub> =  $\frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$**

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.7.** Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y

	Sens Y-Y					
	M <sub>U</sub> (KN.m)	A' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> (calculer) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Sur appuis</b>	1.974	0	0.42	3.93	<b>5 HA 10</b>	20
<b>En travée</b>	5.593	0	1.20	5.65	<b>5 HA 12</b>	20

**III.3.3. Vérifications :**

**1) Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)**

$$A_{\min} = \omega_0 b h_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} \left( \frac{3 - 0.8}{2} \right) = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$\omega_0 = 0.8\%_{00} (FeE400)$$

**Tableau III.8.** Vérification de la condition de non fragilité

	Sens X-X			Sens Y-Y		
	A <sub>ua</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>ua</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	
<b>Aux appuis</b>	3.93	1,32	Cv	3.93	1,32	cv
<b>En travées</b>	5.65	1,32	Cv	5.65	1,32	cv

**2) Vérification des diamètres maximaux des barres:**

➤ **Ecartement des barres :**

**On doit vérifier que :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{\max} = 1.2 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow (CV)$$



➤ **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures  $A_x // L_x : S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

Armatures  $A_y // L_y : S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

**3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\bar{\tau}_u = 0.6\Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$\tau_u = \frac{V_U}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i = n\pi\phi$        $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

➤ **Sens xx :**

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{17.357 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.758 \text{MPa} < 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Sens YY :**

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{16.2 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.849 \text{MPa} < 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

pas de risque d'entraînement des barres.

**4) Encrage des barres :(BAEL91/Art A.6.1.221) :**

$$L_s = \frac{\phi_e}{4\bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = 0.6\Psi_s^2 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99)**

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 42.25 = 16.90 \text{ cm}$$

**5) Vérifications des contraintes dans l'acier :**

Contraintes maximale de traction de l'acier  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_{e, (110\sqrt{\eta \times f_{ij}})} \right] = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400 = 266.67 \text{ MPa}, 110\sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \text{ MPa} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec : } Y : \text{ position de l'axe neutre}$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

**Avec :**  $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{5.65}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{13.5 \times 100}{7.5 \times 5.65}} - 1 \right] = 4.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} 4.01^3 + 15 [5.65(13.5 - 4.01)^2] = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.87 \times 10^5}{9781.97} = 90.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) = 15 \times 88.43 \times (0.135 - 0.0401) = 129.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 129.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.61 \text{ MPa}$$

**6) Vérification au cisaillement :**

La fissuration étant peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 3MPa\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 3MPa\right) = 2.5MPa$$

$$V_x = \frac{ql_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.8}{2}} = 17.357KN$$

$$V_y = \frac{ql_x}{3} = 16.2KN$$

➤ **Sens xx :**

$$\tau_u = \frac{V_x}{bd} = \frac{17.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.1285MPa < \bar{\tau} \dots \dots CV$$

➤ **Sens yy :**

$$\tau_u = \frac{V_y}{bd} = \frac{16.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.120MPa < \bar{\tau} \dots \dots CV$$

**7) Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \quad (\text{La fissuration est peu nuisible})$$

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

**Tableau III.9.** Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS

Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	K (MPa/m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
<b>X-X</b>	<b>7.54</b>	5.65	9781.97	4.01	77.088	<b>3.091</b>	<b>15</b>	C.V
<b>Y-Y</b>	<b>5.36</b>	3.93	7322.8	3.44	73.196	<b>2.52</b>	<b>15</b>	C.V

**8) Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$\checkmark \frac{A_x}{db} \geq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

$M_{tx}$ : Moment entravé de la dalle continue dans la direction.

$M_x$ : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

$A_x$ : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

d : La hauteur utile de la bande.

b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{405} = 0.037 \\ \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{7.54}{20 \times 8.87} = 0.0425 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{h}{l_x} \leq \frac{M_{tx}}{20M_x} \dots\dots\dots CNV$$

► Calcul de la flèche :

$$f_v \geq \frac{M_{ts} \times l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.6,3/BAEL91})$$

$\bar{f}$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différée ( $E_v = 10818.87\text{MPa}$ ) ( $E_v = 10818.87\text{MPa}$ )

$M_{ts}$ : Moment max de service en travée

$I_{fv}$ : Inertie fictive de la section pour la déformation de langue durcie avec  $I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu*\lambda}$

$I_0$ : Moment d'inertie total de la section

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125\text{cm}^4$$

Calcul des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0042$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.0042} = 2$$

$$\sigma_s = nK(d - y) = 15 \times 88.43 \times (0.135 - 0.0401) = 129.07 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 129.079 + 2.1}; 0\right) = 0.139$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda} = \frac{1.1 \times 28125}{1 + 0.139 \times 2} = 24207.74 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{7.54 \times 10^{-3} \times 4.05^2}{10 \times 10818.87 \times 24207.74 \times 10^{-8}} = 0.48 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{405}{500} = 0.81$$

$$f_v \leq \bar{f} \quad \text{la fleche est vérifiée}$$

### III.2.4. Schéma de ferrailage :

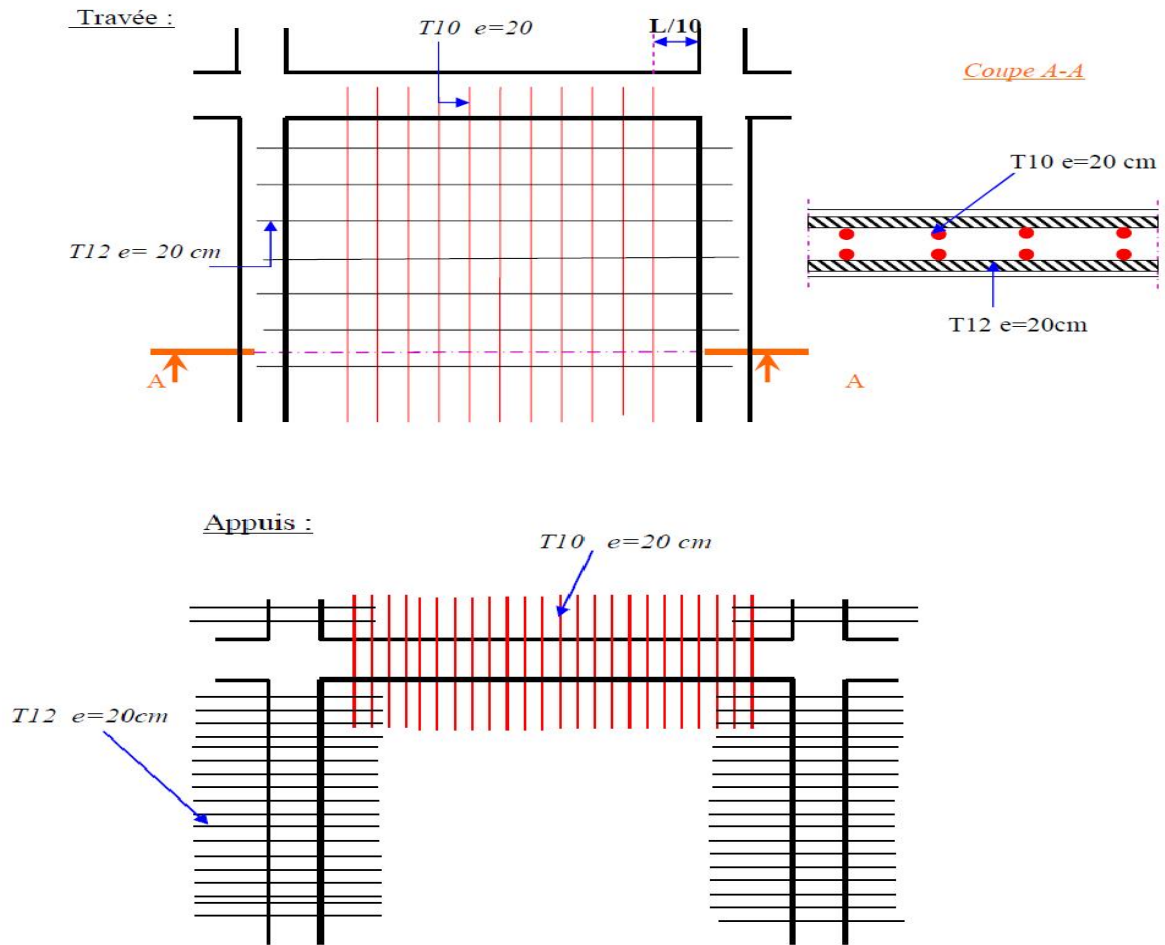


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle pleine

**III.4.Dalle pente :**

**III.4.1.Détermination de l'épaisseur des panneaux :**

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{405}{30} = 13.5cm$$

h doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003)

Soit : **ht=15cm.**

**Le rapport**  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$\tan \alpha = \frac{2.38}{5.05} = 0.47 \Rightarrow \alpha = 25.23^0$$

$$l_y = \frac{505}{\cos 25.23} = 558.26 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{405}{558.26} = 0.73 > 0.4$$

Alors, la dalle travaille dans les deux sens ( $\parallel L_x$ ) et ( $\parallel L_y$ ).

On utilise les tableaux du BAEL 91 pour déterminer les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction du rapport de  $\rho$  et du coefficient de POISSON.

$$ELU \begin{cases} \rho = 0.73 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \rho = 0.73 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases}$$

**III.4.2.Calcul des sollicitations**

Charges sur la dalle :

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$ .
- ELS :  $q_s = G + Q$ .
- $L_x = 4.05 \text{ m}$ .
- $L_y = 5.5828 \text{ m}$ .

Dalle pleine (pente) =  $25/\cos(25.23) = 27.636 \text{ KN/m}$

**Tableau III.10.**charge de la dalle pente

Désignation	Poids volumique	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	<b>0.36</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Carrelage</b>	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>plancher dalle pleine</b>	27.6	0.15	<b>4.14</b>
<b>Enduit plâtre</b>	10	0.02	<b>0.2</b>
<b>Cloisons de séparation</b>			<b>1</b>
		<b>Total</b>	<b>G=6.50 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.11. Sollicitations de calcul de la dalle pleine

Dalle pleine	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> = (KN /m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> = G (KN/m <sup>2</sup> )
La charge	6.50	2.5	12.525	9

### III.4.3.Evaluation des moments :

Calcul les moments fléchissant par les formules suivantes :

**Calcul des moments :M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub>**

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad (\text{Bonde parallèle } L_x).$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad (\text{Bonde parallèle } L_y).$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 0.0646 \times 12.525 \times 4.05^2 \\ M_0^y = 0.4780 \times 13.272 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 13.272 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.344 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = 0.0708 \times 9 \times 4.05^2 \\ M_0^y = 0.708 \times 10.45 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 10.45 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.467 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis a l'ELU et a l'ELS.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x & \implies M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x & \implies M_{y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :



**Tableau III.12.** Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	-3.98
		En travée	11.28
	Y-Y	sur appuis	-1.90
		En travée	5.39

**Tableau III.13.** Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	-3.135
		En travée	8.88
	Y-Y	sur appuis	-1.94
		En travée	5.48

**III.4.4. Calcul des armatures en flexion simple :**

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de **1m**.

$$H = 15\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}; \quad d = 13.5\text{cm}; \quad \gamma_b = 1.5; \quad \gamma_s = 1.15; \quad \text{FeE400}.$$

$$F_{ed} = 348 \text{ MPa}; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; \quad F_{bu} = 14.17 \text{ MPa}. \quad A' = 0$$

**1) Ferrailage dans le sens x-x :** (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis   $M_{app \text{ ELU}} = 3.98 \text{ kN.m}$

En travée :   $M_{tra \text{ ELU}} = 11.28 \text{ kN.m}$

**➤ Aux appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{3.982 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.0154$$

$$\mu_{bu} = 0.0128 < \mu_l = 0.3916 \quad \rightarrow \quad \mathbf{A' = 0, pas d'armature comprimée}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0154}) = 0.01942$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.9922$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{3.982 \times 10^3}{0.9922 \times 13.5 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA10/ml = 3.93cm<sup>2</sup> /ml Avec S<sub>t</sub>=20cm**

➤ **Aux travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{11.28 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.04368$$

$$\mu_{bu} = 0.04363 < \mu_l = 0.3916 \quad \rightarrow \quad \mathbf{A' = 0, pas d'armature comprimée}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04363}) = 0.05585$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.97766$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{11.28 \times 10^3}{0.97766 \times 13.5 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA12/ml = 5.65cm<sup>2</sup> /ml Avec S<sub>t</sub>=20cm**


Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.14.** Ferrailage de la dalle pente sens X-X

Sens X-X						
	$M_U$ (KN.m)	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_S$ (calculer) (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm)
<b>Sur appuis</b>	3.982	0	0.85	3.93	<b>5 HA10</b>	20
<b>En travée</b>	11.28	0	2.45	5.65	<b>5 HA12</b>	20

**2) Ferrailage dans le sens y-y :**

Aux appuis   $M_a = -1.903 \text{ KN.m}$

En travée :   $M_t = 5.39 \text{ KN.m}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{1.903 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.007369$$

$$\mu_{bu} = 0.007369 < \mu_l = 0.3916 \quad \mathbf{A'=0}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00764}) = 0.009245$$

**Donc :**  $\beta = 0.9963$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1.903 \times 10^3}{0.9963 \times 13.5 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA10/ml = 3.93cm<sup>2</sup> /ml Avec S<sub>t</sub>=20cm**

➤ **Aux travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{5.39 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.0736$$

$\mu_{bu} = 0.0736 < \mu_l = 0.3916$   pas d'armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$\beta = (1 - 0.4\alpha)$  **tel que :**  $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0736}) = 0.00924$

**Donc :**  $\beta = 0.9963$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{5.39 \times 10^3}{0.9890 \times 13.5 \times 348} = 1.16 \text{cm}^2$$

**Soit : 5HA12/ml = 5.65cm<sup>2</sup> /ml Avec S<sub>t</sub>=20cm**

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15.** Ferrailage de la dalle pente sens Y-Y

	Sens Y-Y					
	M <sub>U</sub> (KN.m)	A' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> (calculer) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Sur appuis</b>	1.974	0	0.41	3.93	<b>5 HA 10</b>	20
<b>En travée</b>	5.39	0	1.16	5.65	<b>5 HA 12</b>	20

**III.4.5. Vérifications :**

1) Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)

$$A_{\min} = \omega_0 b h_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} \left( \frac{3 - 0.8}{2} \right) = 1.32 \text{cm}^2$$

$$\omega_0 = 0.8\%_{00} (FeE400)$$

**Tableau III.16.** Vérification de la condition de non fragilité

	Sens X-X			Sens Y-Y		
	A <sub>ua</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>ua</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	
<b>Aux appuis</b>	3.93	1,32	cv	3.93	1,32	cv
<b>En travées</b>	5.65	1,32	cv	5.65	1,32	cv

**2) Vérification des diamètres maximaux des barres:**

**Ecartement des barres :**

**On doit vérifier que :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{\max} = 1.2mm \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm \Rightarrow (CV)$$

➤ **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures A<sub>x</sub>// L<sub>x</sub> : S<sub>t</sub> = 20 cm < min(3h ; 33 cm) = 33 cm ..... **CV**

Armatures A<sub>y</sub>// L<sub>y</sub> : S<sub>t</sub> = 20 cm < min(4h ; 45 cm) = 45 cm ..... **CV**

**3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\bar{\tau}_u = 0.6\Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i = n\pi\phi$      $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

➤ **Travée :**

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{17.357 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.758 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Appui :**

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{16.2 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.849 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

pas de risque d'entraînement des barres.

**4) Encrage des barres :(BAEL91/Art A.6.1.221) :**

$$L_s = \frac{\phi_e f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99)**

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.25 = 16.90 \text{ cm}$$

**5) Vérifications des contraintes dans l'acier :**

Contraintes maximale de traction de l'acier  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; (1.10 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400 = 266.67 \text{ MPa}; 1.10 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \text{ MPa} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec : } Y : \text{ position de l'axe neutre}$$

► **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

**Avec :**  $\begin{cases} \eta = 15 & \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{cases}$

$$Y = 15 \frac{5.65}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{13.5 \times 100}{7.5 \times 5.65}} - 1 \right] = 4.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} 4.01^3 + 15 [5.65 (13.5 - 4.01)^2] = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.87 \times 10^5}{9781.97} = 90.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = nK (d - y) = 15 \times 88.43 \times (0.135 - 0.0401) = 129.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 129.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.61 \text{ MPa}$$

**6) Vérification au cisaillement :**

La fissuration étant peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 3 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5}, 3 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{ql_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12.525}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.73}{2}} = 18.58 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{ql_x}{3} = 16.91 \text{ KN}$$

➤ Sens xx :

$$\tau_u = \frac{V_x}{bd} = \frac{18.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.137 \text{MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Sens yy :

$$\tau_u = \frac{V_x}{bd} = \frac{16.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.125 \text{MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**7) Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad (\text{La fissuration est peu nuisible})$$

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

**Tableau III.17.** Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS

Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	K (MPa/m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
<b>Travée</b>	<b>8.88</b>	5.65	9781.97	4.01	90.81	<b>3.64</b>	<b>15</b>	C.V
<b>Appui</b>	<b>5.39</b>	3.93	7322.8	3.44	73.196	<b>2.53</b>	<b>15</b>	C.V

**8) Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{lx}}{20M_x}$$

$$\checkmark \frac{A_x}{db} \geq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de dalle.



$M_{tx}$ : Moment entravé de la dalle continue dans la direction.

$M_x$ : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

$A_x$ : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

d : La hauteur utile de la bande.

b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{405} = 0.037 \\ \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{7.54}{20 \times 8.87} = 0.0425 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{h}{l_x} \leq \frac{M_{tx}}{20M_x} \dots\dots\dots CNV$$

► **Calcul de la flèche :**

$$f_v \geq \frac{M_{ts} \times l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.6,3/BAEL91})$$

$\bar{f}$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différée ( $E_v = 10818.87\text{MPa}$ ) ( $E_v = 10818.87\text{MPa}$ )

$M_{ts}$ : Moment max de service en travée

$I_{fv}$ : Inertie fictive de la section pour la déformation de langue durée avec  $I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu \times \lambda}$

$I_0$ : Moment d'inertie total de la section

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125\text{cm}^4$$

► **Calcul des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0042$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.0042} = 5$$

$$\sigma_s = nK(d - y) = 15 \times 106.82 \times (0.135 - 0.0401) = 152.23\text{MPa}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 152.23 + 2.1}; 0\right) = 0.2084$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu\lambda} = \frac{1.1 \times 28125}{1 + 0.2084 \times 2} = 21836.18 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.88 \times 10^{-3} \times 4.05^2}{10 \times 10818.87 \times 21836.18 \times 10^{-8}} = 0.61 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{405}{500} = 0.81$$

$$f_v \leq \bar{f} \quad \text{la flèche est vérifiée}$$

### III.5. Calcul des planchers en corps creux :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, sont des éléments porteurs. Ils ont pour rôle de :

- 1-transmettre les charges aux éléments porteurs.
- 2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- 3-Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

#### III.5.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T<sub>ε</sub> en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 : \text{largeur de la poutrelle} \\ h : \text{hauteur de la poutrelle} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} ht : \text{Hauteur totale du plancher} \\ b : \text{Largeur de la table de compression} \end{array} \right.$$

$l_t$  : portée maximale dans le sens porteur prise entre nu d'appuis

$$\text{On a: } h_t \geq \frac{l_t}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{4,40 - 0,35}{22,5} = \frac{440 - 35}{22,5} = 18 \text{ cm} \quad \text{On prend } ht = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a: } 0,3 h_t \leq b_0 \leq 0,7 h_t \Rightarrow 0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,7 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14 \text{ cm} \quad \text{donc on à } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

### III.5.2. Études des poutrelles :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux, ainsi qu'à la charge due à la main d'œuvre

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

#### 1) Avant coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml.

#### ➤ Charges et surcharges :

$$\checkmark \text{ Poids propre de poutrelle : } 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark \text{ Poids de corps creux d'épaisseur (16cm) : } 0,60 \times 0,95 = 0,57 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où: } G = 0,57 + 0,12 = 0,69 \text{ KN/ml}$$

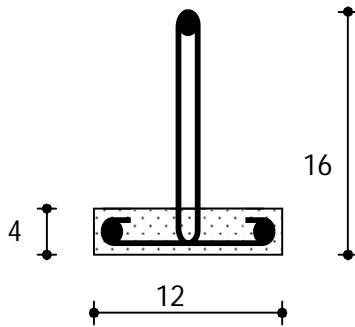


Figure III.10. Poutrelle

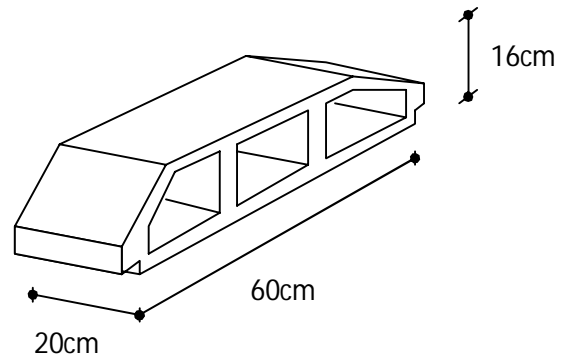


Figure III.11. Corps Creux

➤ Surcharge d'exploitation :

✓ Surcharge due à la main d'œuvre : **Q=0.6 KN/ml**

➤ Combinaison des charges :

- Combinaison des charges:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.69) + 1.5(0.6) = 1.83 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.69 + 0.6 = 1.29 \text{ KN/ml}$$

- Le moment en travée :

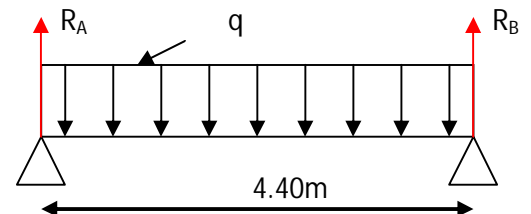
$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 1,83 \times \frac{(4.40)^2}{8} = 4.43 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{l^2}{8} = 1,29 \times \frac{(4.40)^2}{8} = 3.12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- L'effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{1.83 \times 4.40}{2} = 4.03 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = \frac{q_{ser} L}{2} = \frac{1.29 \times 4.40}{2} = 2.84 \text{ KN}$$



III.5.3.Ferraillage à l'ELU:

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux Intempérie, le calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérées comme peu nuisible

1)Calcul de ferraillage:

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU

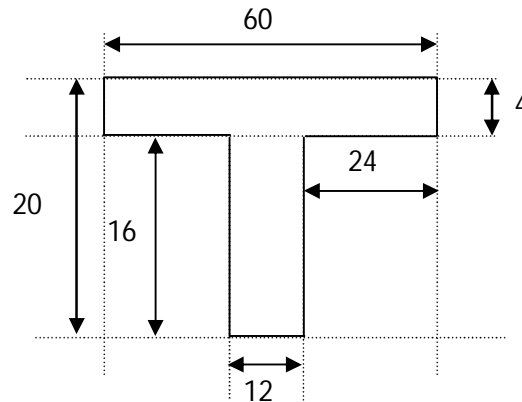
$$b = 12 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 3,6 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{4.43 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.36^2 \times 14.17} = 2.01$$

on a:  $\mu_{lu} = 0.391$  donc:  $\mu_{lu} < \mu_{bu} \Rightarrow \Delta' \neq 0$ , La section est doublement armée.

➤ **Après coulage :**

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes :  $b=60$  cm,  $h_0=4$  cm,  $b_0=12$  cm,  $h=20$  cm.



**Figure III.12.** Schéma de poutrelle

➤ **Charge et surcharge et La combinaison de charge :**

ELU :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.60$

ELS :  $q_{ser} = (G + Q) \times 0.60$

**Tableau III.18.** charge et surcharge des poutrelles

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	0.60q <sub>u</sub> (KN/m)	0.60q <sub>s</sub> (KN/m)
<b>Terrasse inaccessible</b>	7.60	1.00	11.78	8.60	7.07	<b>5.16</b>
<b>Étage courant</b>	5.21	1.50	9.28	6.71	5.57	<b>4.03</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	<b>5.21</b>	<b>2.50</b>	<b>10.78</b>	<b>7.71</b>	<b>6.47</b>	<b>4.63</b>

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible :  $q_u = 7.07 \text{ KN/m}$

$$q_s = 5.16 \text{ KN/m}$$

Donc on va travailler avec  $G = 7.60 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

**III.5.4. Choix de la méthode de calcul :**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

**III.5.4.1. Méthode forfaitaire:**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1)  $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25 \end{array} \right.$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

**➤ Application :**

- 1)  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max \quad 2G = 11.12 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$  condition vérifié.
- 2) Les moments d'inerties sont les mêmes  $\dots\dots\dots$  condition vérifié.

$$3) \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{310}{440} = 0.7 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{310}{330} = 0.94 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc la condition est n'est pas vérifiée.

4) La fissuration est peu préjudiciable.

Les conditions d'application ne sont pas vérifiées on utilise la méthode de **Caquot**.

**III.5.4.2.Méthode de Caquot :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Principe de calcul :**

Notation de longueur :

$$L' = 0,8L \dots\dots\dots\text{travée intermédiaire.}$$

$$L = L \dots\dots\dots\text{travée de rive.}$$

- Cas des charges uniformément réparties.

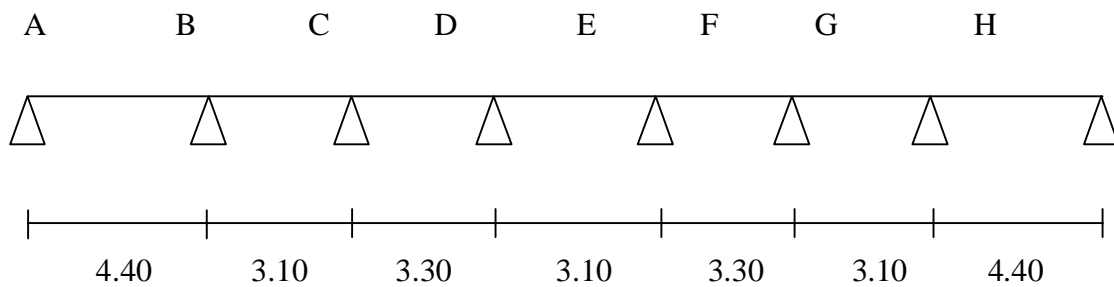
$$\text{Moment en appuis : } M_i(q) = -\frac{q_w \times l'^3_w + q_e \times l'^3_e}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} X_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w \cdot x - \frac{q \times x_0}{2} - \sum_{a_i \leq x_0} p_i \cdot x \end{cases}$$

$$\text{Efforts tranchants : } \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} - \sum p_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + q \times L + \sum p_i \end{cases}$$

➤ **Type 1 :** (poutrelle a 7 travée)

➤ **A l'ELU :**  $q_u = 7.07 \text{ KN/m}$



**Figure .III.13.** Schéma statique d'une poutrelle type1 à l'ELU.

➤ **Calcul des moments en appuis :**

Appuis A :  $M_A = 0$

$$\text{Appuis B : } M_B = \frac{(7.07 \times 4.4^3) + (7.0.7 \times (2.48)^3)}{8.5 \times (4.4 + 2.48)} = -12.14 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis C : } M_C = \frac{(7.07 \times 2.48^3) + (7.0.7 \times (2.64)^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.64)} = -5.47 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis D : } M_D = \frac{(7.07 \times 2.64^3) + (7.0.7 \times 2.48^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.48)} = -5.47 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis E : } M_E = \frac{(7.07 \times 2.48^3) + (7.0.7 \times 2.64^3)}{8.5 \times (2.48 + 2.64)} = -5.47 \text{KN.m}$$

➤ **Les tableaux des moments et des efforts tranchants :**



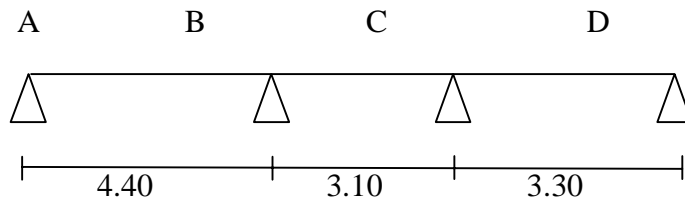
**Tableau III.19.** les moments et effort tranchants de Poutrelle a 7 travées à l'ELU

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
<b>M(KN.m)</b>	0	-12.14	-5.47	-5.47	-5.47	-5.47	-12.14	0
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
<b>L(m)</b>	4.40	3.10	3.30	3.10	3.30	3.10	4.40	
<b>L'(m)</b>	4.40	2.48	2.64	2.48	2.64	2.48	4.40	
<b>V<sub>w</sub>(KN)</b>	-12.79	-13.11	-11.66	-10.95	-11.66	-8.80	-18.31	
<b>V<sub>e</sub>(KN)</b>	18.31	8.80	11.66	10.95	11.66	13.11	12.79	
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	1.81	1.85	1.65	1.55	1.65	1.24	2.59	
<b>M<sub>T</sub>(KN.m)</b>	11.57	0.015	4.15	3.02	4.15	0.015	11.57	

**Tableau III.20.** les moments et effort tranchants de Poutrelle a 7 travées à l'ELS :

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
<b>M(KN.m)</b>	0	-8.86	-3.99	-3.99	-3.99	-3.99	-8.86	0
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
<b>L(m)</b>	4.40	3.10	3.30	3.10	3.30	3.10	4.40	
<b>L'(m)</b>	4.40	2.48	2.64	2.48	2.64	2.48	4.40	
<b>V<sub>w</sub>(KN)</b>	-9.33	-9.56	-8.51	-7.99	-8.51	-6.42	-13.36	
<b>V<sub>e</sub>(KN)</b>	13.36	6.42	8.51	7.99	8.51	9.56	9.33	
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	1.81	1.85	1.65	1.55	1.65	1.24	2.59	
<b>M<sub>T</sub>(KN.m)</b>	8.45	0.012	3.03	2.20	3.03	0.012	8.45	

➤ **Type 02** : poutrelle a 3 travées



**Figure .III.14.** Schéma statique d'une poutrelle type 2 à l'ELU

➤ **Les tableaux des moments et des efforts tranchants :**

**Tableau III.21.** les moments et effort tranchants de Poutrelle a 3 travées à l'ELU

Appuis	A	B	C	D
<b>M(KN.m)</b>	0	-12.14	-7.36	0
Travée	AB	BC	CD	
<b>L(m)</b>	4.40	3.10	3.30	
<b>L'(m)</b>	4.40	2.48	3.30	
<b>V<sub>w</sub>(KN)</b>	-12.79	-12.50	-13.89	
<b>V<sub>e</sub>(KN)</b>	18.31	9.41	9.43	
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	1.81	1.77	1.96	
<b>M<sub>T</sub>(KN.m)</b>	11.57	-1.08	6.29	

**Tableau III.22.** les moments et effort tranchants de Poutrelle a 3 travées à l'ELS

Appuis	A	B	C	D
M(KN.m)	0	-8.66	-5.37	0
Travée	AB	BC	CD	
L(m)	4.40	3.10	3.30	
L'(m)	4.40	2.48	3.30	
V <sub>w</sub> (KN)	-9.33	-9.12	-10.14	
V <sub>e</sub> (KN)	13.36	6.87	6.88	
X <sub>0</sub> (m)	1.81	1.77	1.96	
M <sub>T</sub> (KN.m)	8.45	-0.79	4.59	

**III.5.5. Ferrailage:**➤ **Calcul de ferrailage à L'ELU:**

Le calcul se ferrailage pour la travée la plus défavorable :

À L'ELU:

**Tableau III.23.** Sollicitation plus défavorables a l'ELU

M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>Tmax</sub> (KN.m)	V <sub>wmax</sub> (KN)	V <sub>emax</sub> (KN)
-12.14	11.57	-18.31	18.31

À L'ELS:

**Tableau III.23.** Sollicitation plus défavorables a l'ELS

M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>Tmax</sub> (KN.m)	V <sub>wmax</sub> (KN)	V <sub>emax</sub> (KN)
-8.86	8.45	-13.36	13.36

**1) Calcul des armatures longitudinales :****➤ En travée :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max :  $M_{tmax} = 11.57KN.m$

**➤ Moment de référence:**

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$avec : \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu} = 0,60 \times 0,04 \times 14,17 \times 10^3 = 340.08 KN \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0,18 - \frac{0,04}{2} = 0,16m \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 340.08 * 0.16 = 54.41 KN.m$$

$M_{Tu} = 54.41 KN.m > 11.57KN.m$  L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b\*h), b =60cm et h=20cm

**➤ Calcul d'As: en travée****Calcul de  $\mu_{bu}$** 

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 F_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.57 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,042$$

$$\mu_{bu} = 0,042 < \mu_{lu} = 0,391 \quad \Rightarrow \quad \text{(Pas d'armatures comprimées } \mathbf{A}'=0)$$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

**Calcul de  $\beta_u$** 

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}$$

$$\beta_u = 0,043$$

$$A_s = 0,043 \times 60 \times 18 \times \frac{14,17}{348} = 1,89 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{s \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Soit 3 HA 12 :

**Tableau III.24.** Ferrailage en travée

Travée	$M_{(\max)}$ [kN.m]	$\mu_{bu}$	$A's$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]
Résultats	11.57	0,042	0	1.89	3HA12	3.39

➤ Aux appuie:

$$M_A = 12,14 \text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm<sup>2</sup>.

➤ Calcul d'As:

Calcul le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uB}}{b d^2 F_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12,14 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,22$$

$$\mu_{bu} = 0,22 < \mu_{lu} = 0,391 \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A'=0)$$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

Calcul de  $\beta_u$ :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,22}$$

$$\beta_u = 0,25$$

$$A_s = 0,25 \times 12 \times 18 \times \frac{14,17}{348} = 2,19 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{s \text{ adopté}} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA 12

Tableau III.25. Ferrailage aux appuis

Appuis	M <sub>(max)</sub> [kN.m]	μ <sub>bu</sub>	A's [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix	A <sub>s</sub> adopté[cm <sup>2</sup> ]
Résultats	-12.14	0,22	0	2.19	2HA12	2.26

## 2) Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

Leur diamètres est donné par le :(BAEL91 modifie 99/Art7.2.2)

$$\phi \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right] \rightarrow \phi \leq \min [ 0,57 ; 1,2 ; 12 ] = 0,57cm$$

ϕ<sub>l</sub> : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi \leq \min[5.7 ; 12 ; 10] = 5.7mm$$

Nous prendrons Ø =6 mm ; les armatures transversales sont : 2HA6 (A=0.57cm<sup>2</sup>).

$$2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

### ➤ L'espacement entre cadre :

L'espacement est donné par le règlement (BAEL 91 modifier 99 /Art A.5.1.22) :

$$S_t = \min[0,9d; 40cm] = \min[0,9 \times 18; 40cm \times] = 16.2cm$$

On prend:  S<sub>t</sub> = 15 cm

L'espacement est donné par le règlement (RPA99\_ v2003/art 7.5.2.2) :

Dans la zone nodale : S<sub>t</sub> ≤ min (h/4, 12Ø)

S<sub>t</sub> ≤ min (5, 7.2)  S<sub>t</sub> = 5 cm

En dehors de la zone nodale (courante): S<sub>t</sub> ≤ h/2

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

### III.5.6. Vérification à l'ELU:

#### 1) Vérification de la condition de non fragilité :

##### ➤ Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

##### ➤ En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 < A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

Donc : **La Condition est Vérifiée.**

#### 2) Vérification au cisaillement: (Art .A.5.1.1 /BAEL91 modifiée 99) :

$$V_{\max} = 18,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18,31 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,85 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{C V}$$

#### 3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{0,9d\Sigma U_i} \text{ avec } \Sigma U_i = \text{la somme des perimetre utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0,9d\Sigma U_i} = \frac{18,31 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C V}$$

**III.5.7. Vérification à l'ELS :**

**1) Contrainte de compression dans le béton :**

► **En travée :**

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

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

**Y :** position de l'axe neutre

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d-y)^2 + A_s' (d'-y)^2 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

**Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A_s'}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA_s'}{7,5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

**Avec :**  $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$

**Calcul de Moment d'inertie I:**

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



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.26.** Vérification des contraintes de compression.

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$K$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	8.45	3.39	4.74	11070.76	0.076	3.6	<b>C.V</b>
<b>Appuis</b>	8.86	2.26	7.65	5422.24	0.16	12.24	<b>C.V</b>

**2) Vérification des contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

➤ **En Travée :**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8.45 \times 10^{-3}}{1107076 \times 10^{-8}} \times (18 - 4.74) \times 10^{-2} = 151.81MPa$$

$$\sigma_s = 151.81MPa < \bar{\sigma} = 348MPa \implies \text{C V}$$

➤ **Aux Appuie:**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8.86 \times 10^{-3}}{5422.24 \times 10^{-8}} \times (18 - 7.65) \times 10^{-2} = 253.68MPa$$

$$\sigma_s = 253.68MPa < \bar{\sigma} = 348MPa \implies \text{C V}$$

**3) Etat limite déformation (vérification de la flèche) :**

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec :  $l$  : La portée entre nus d'appuis (3.21m)

$h$  : hauteur de la section (15cm)

$M_t$  : moment max en travée

$M_0$  : moment de la travée de référence

$A$  : section d'acier tendu en travée

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

$$a) f_i = \frac{M t_s \times l^2}{10 E I_{fi}} \leq \frac{l}{500}$$

$$b) f_v = \frac{M t_s \times l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \frac{l}{500}$$

$$I_{Fi} = \frac{I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$$

$$I_{Fv} = \frac{I_0}{1 + (0.4 \times \lambda_i \times \mu)}$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + n A s \cdot \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$\text{Avec } \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$  : Coefficient pour la déformation différée.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \qquad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

D'où :  $f_i = 0,33 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,88 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée

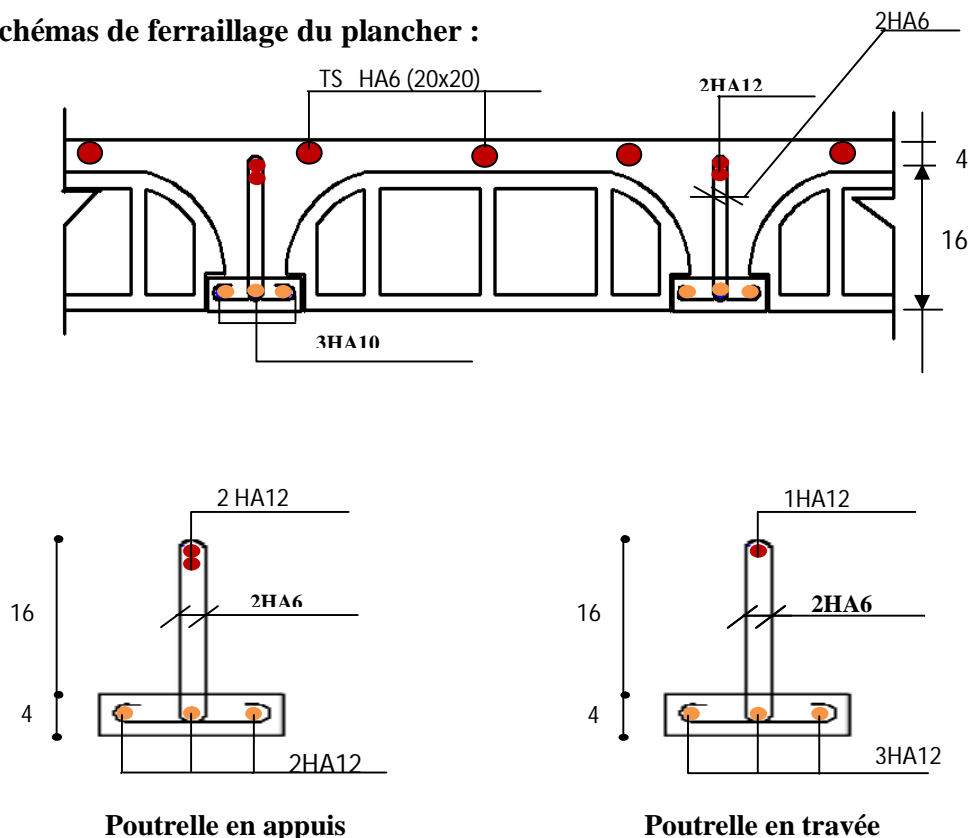
$f_v = 0,60 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,88 \text{ cm}$  ..... Condition Vérifiée

➤ **Conclusion :**

On adopte le même ferrailage que celui adopté pour le plancher terrasse et le 1<sup>er</sup> étage, alors

les poutrelles de l'étage courant seront ferrillées comme suite :

**III.5.8. Schémas de ferrailage du plancher :**



**Figure III.15.** Schéma de ferrailage du plancher (sens x-x)

**III.6. CALCUL DES ESCALIERS :**

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant le passage à pied d'un niveau de bâtiment à un autre, il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Notre bâtiment comporte trois types d'escaliers de trois volées, et un escalier

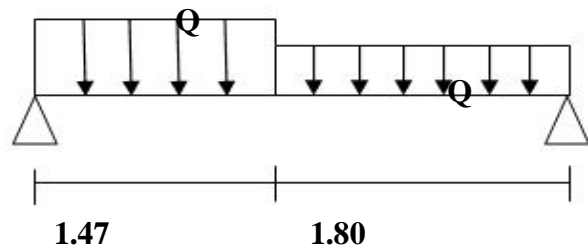
**III.6.1. Types 1 : escalier a trois volées (RDC + étages courants)****1) Les surcharges :**

**Tableau III.27.** charge et surcharge des escaliers type I

Les charges	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>u</sub> (KN/ml)	Q <sub>ser</sub> (KN/ml)
<b>Palier</b>	<b>5.46</b>	<b>2.5</b>	<b>11.121</b>	<b>7.96</b>
<b>Paillasse</b>	<b>9.29</b>	<b>2.5</b>	<b>16.292</b>	<b>11.79</b>

**2) Calcul des moments et des efforts tranchants :**

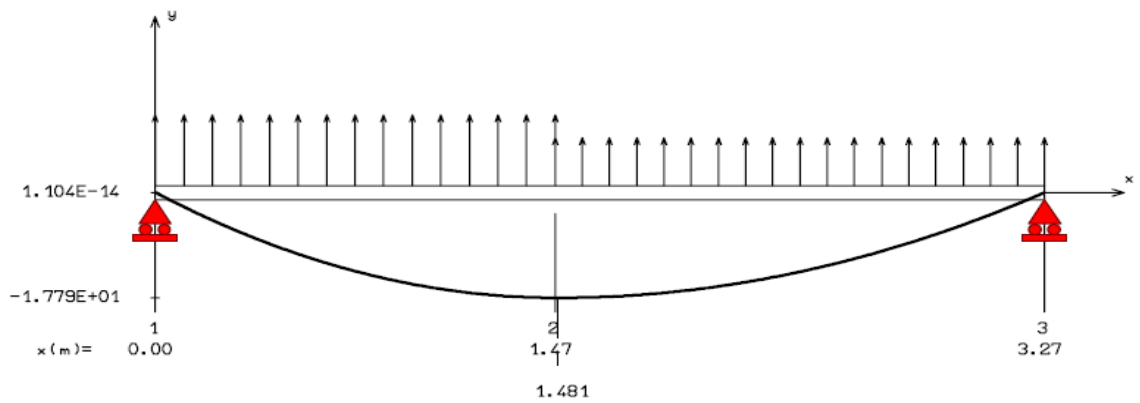
On a utilisé le logiciel de calcul en flexion (RDM6) :



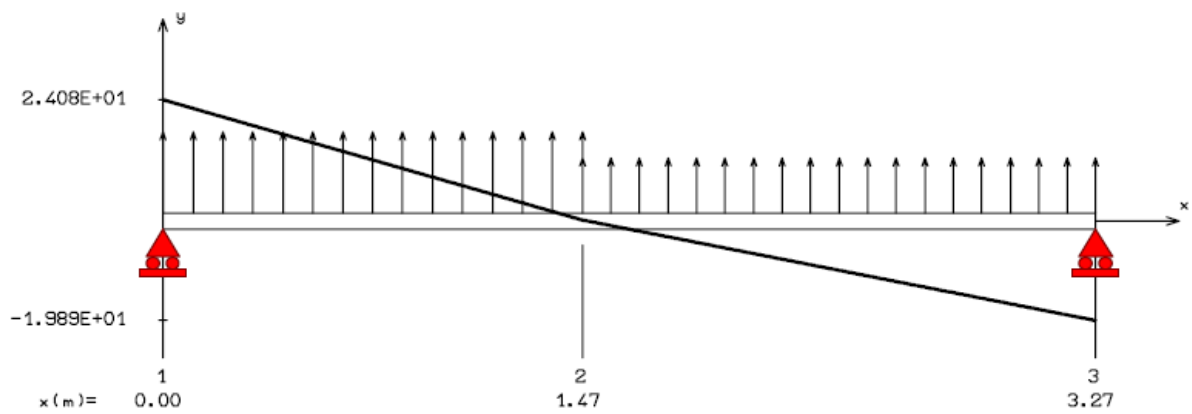
on obtient les diagrammes suivant :

➤ A'ELU

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]



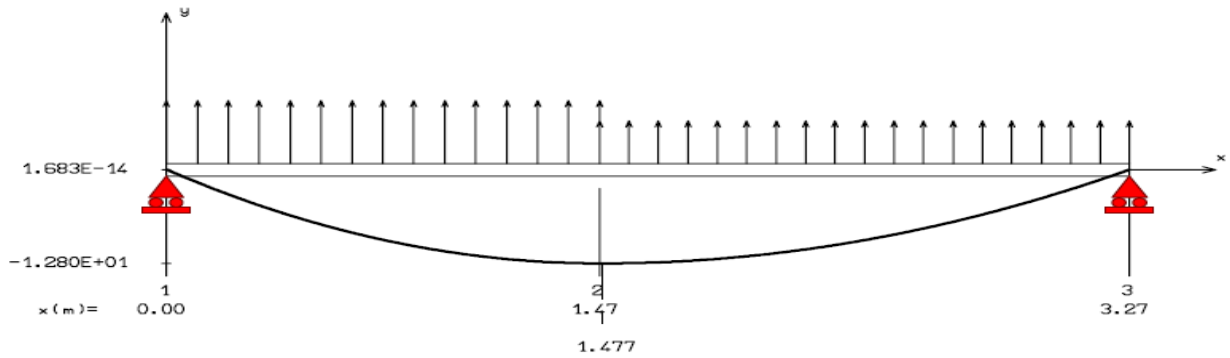
EFFORT TRANCHANT [ kN ]



**Figure III.16.** Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELU

➤ A PELS :

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]



EFFORT TRANCHANT [ kN ]

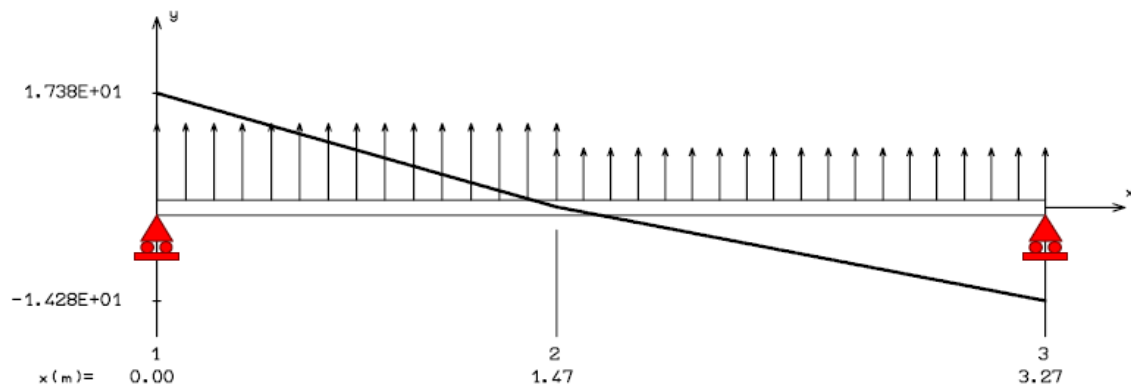


Figure III.17. Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELS

Tableau III.28. Valeurs des réactions aux appuis

Réactions	ELU	ELS
$R_a$ (KN)	24.08	17.38
$R_b$ (KN)	19.89	14.28

**Tableau III.29.** Valeurs des moments fléchissant

Moment	ELU	ELS
$M_{Z_{max}}$ ( KN .m)	17.69	12.80
$M_a$ ( KN.m)	- 5.34	- 3.84
$M_t$ ( KN.m)	15.122	10.88

**III.6.1.1. Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 13.5 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5,$   
 $h = 15 \text{ cm} \quad \text{FeE400 MPa}, \quad F_{ed} = 348 \text{ MPa}.$   
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}. \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}. \quad F_{bu} = 14.17 \text{ MPa}.$

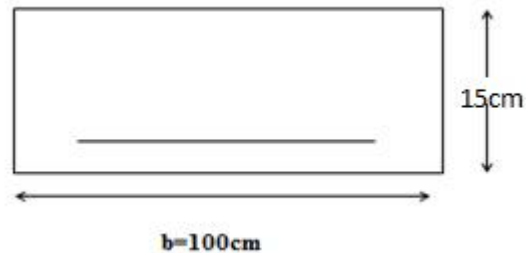
➤ **Armature principale :**

**1) En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.122 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0,0585$$

$$\mu_{lu} = 0,391$$

$\mu_{bu} = 0,0585 < \mu_{lu} = 0,391$   (Pas d'armatures comprimées A'=0)



$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0585}) = 0.075$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 13.5 (1 - 0.4 \times 0.075) = 13.095 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{15.122 \times 10^3}{13.092 \times 348} = 3.32 \text{ cm}^2$$

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

Avec un espacement :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 5,65 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C V}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 5,65/4 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

On adopte :  $A_r = 4,52 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}12/\text{ml} .$

$$\text{Avec un espacement : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad St = 25 \text{ cm}$$

## 2) En appuis :

$$M_a = 5,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,34 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,0206$$

$$\mu_{lu} = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,02 < \mu_{lu} = 0,391 \quad \Rightarrow \quad \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0206}) = 0,0260$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha_u) = 13,5(1 - 0,4 \times 0,0260) = 13,359 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{5,34 \times 10^3}{13,359 \times 348} = 1,14$$

$$\text{On adopte: } A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}12 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

## 3) Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,52 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C V}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$



**On adopte :**  $A_r = 4.52 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}12/\text{ml}$ .

Avec un espacement :  $S_t = \frac{100}{5} = 25\text{cm}$

**Tableau III.30.** Résultats du calcul des Sections d'Armatures d'escalier type1

	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{\text{répartition}}(\text{cm}^2)$	Choix
<b>Appuis</b>	1.14	4.52	1.63	4HA12	4.52	4HA12
<b>Travée</b>	3.32	5.65	1.63	5HA12	4.52	4HA12

**III.6.1.2. Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**

➤ **Armature longitudinal:**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45; 33) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

Avec :

$h =$  l'épaisseur de la paillasse ( $h = 15\text{cm}$ )

➤ **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

**III.6.1.3. Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{17.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.128\text{MPa}$$

$$\tau_u' = \min\left\{\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.128\text{MPa} < \tau_u' = 3.33\text{MPa} \implies \text{C.V.}$$

**III.6.1.4. Vérification à ELS :**

**Position de l'axe neutre :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

**Moment d'inertie :** 
$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2$$

**1) Vérification des contraintes du béton :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} \\ \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Tableau III.31.** Vérification des contraintes du béton

Positon	M <sub>S</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Obs.
<b>En travée</b>	10.88	5.65	10604.90	4.01	<b>4.46</b>	CV
<b>Sur appui</b>	3.84	4.52	8199.03	3.65	<b>1.79</b>	CV

**2) Vérification de la flèche :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

Etat limite déformation (vérification de la flèche) :

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3-) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

**Avec :**

**l :** La portée entre nus d'appuis (4.08m)

**h :** hauteur de la section (15cm)

**M<sub>t</sub> :** moment max en travée

**M<sub>0</sub> :** moment de la travée de référence

**A :** section d'acier tendu en travée

$$1-) \frac{h}{l} = \frac{15}{327} = 0,045 < \frac{1}{22.5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2-) \frac{h}{l} = \frac{15}{321} = 0,046 \leq \frac{1M_t}{10M_0} = \frac{1 \times 15.121}{10 \times 16.58} = 0.091 \dots\dots\dots CNV$$

**Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible**

$$f_v = \frac{Mt_s \times l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

**$I_0$** : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

➤ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = b + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 + 1584.75 \text{cm}^2$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_s \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13.5 = 12394.125 \text{cm}^3$$

➤ **Position de centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{12394.125}{15.84.75} = 7.82 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.82 = 7.18 \text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 - c)$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(7.82^3 + 7.18^3) + 15 \times 5.65(7.18 - 2) = 28717.60 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.00419$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.00419} = 5.0119$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.005$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I_0} (d - y) = \frac{15 \times 10.88 \times 10^{-3}}{28717.60 \times 10^{-8}} (0.135 - 0.0401) = 53.93$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00419 \cdot 59.08 + 2.1} = -0.79$$

$$\mu = 0$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

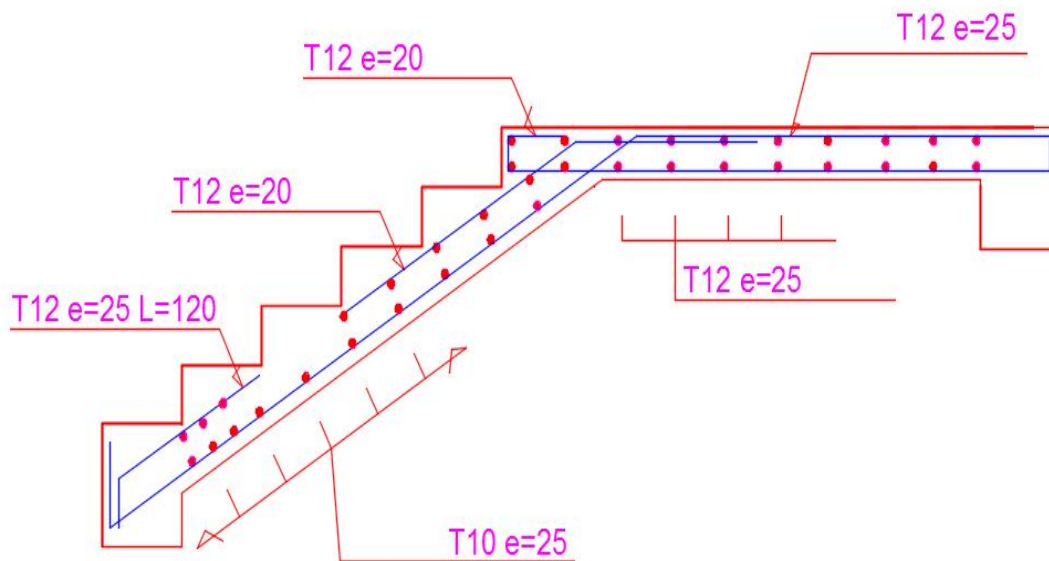
$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 28717.60}{1 + (2.005 \times 0)} = 31589.36 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{10.88 \times 10^5 \times 327^2}{10 \times 10818.86 \times 31589.36 \times 10^2} = 0.34 \text{ mm}$$

**D'où :**  $f = 0,034 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,654 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

**Donc La flèche est vérifiée.**

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.18.** Schéma de ferrailage d'escalier type 01

### III.6.2. Types 2 : Escalier à 4 volées et balancé (entre sol 01)

#### 1) Les surcharges :

**Tableau III.32.** charge et surcharge des escaliers type2

Les charges	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>u</sub> (KN/ml)	Q <sub>ser</sub> (KN/ml)
<b>Palier</b>	<b>5.46</b>	<b>2.5</b>	<b>11.121</b>	<b>7.96</b>
<b>Paillasse</b>	<b>10.04</b>	<b>2.5</b>	<b>17.30</b>	<b>12.54</b>

#### 2) Calcul des moments et des efforts tranchants :

On a utilisé le logiciel de calcul en flexion (RDM6) : on obtient les diagrammes suivant :

➤ A l'ELU

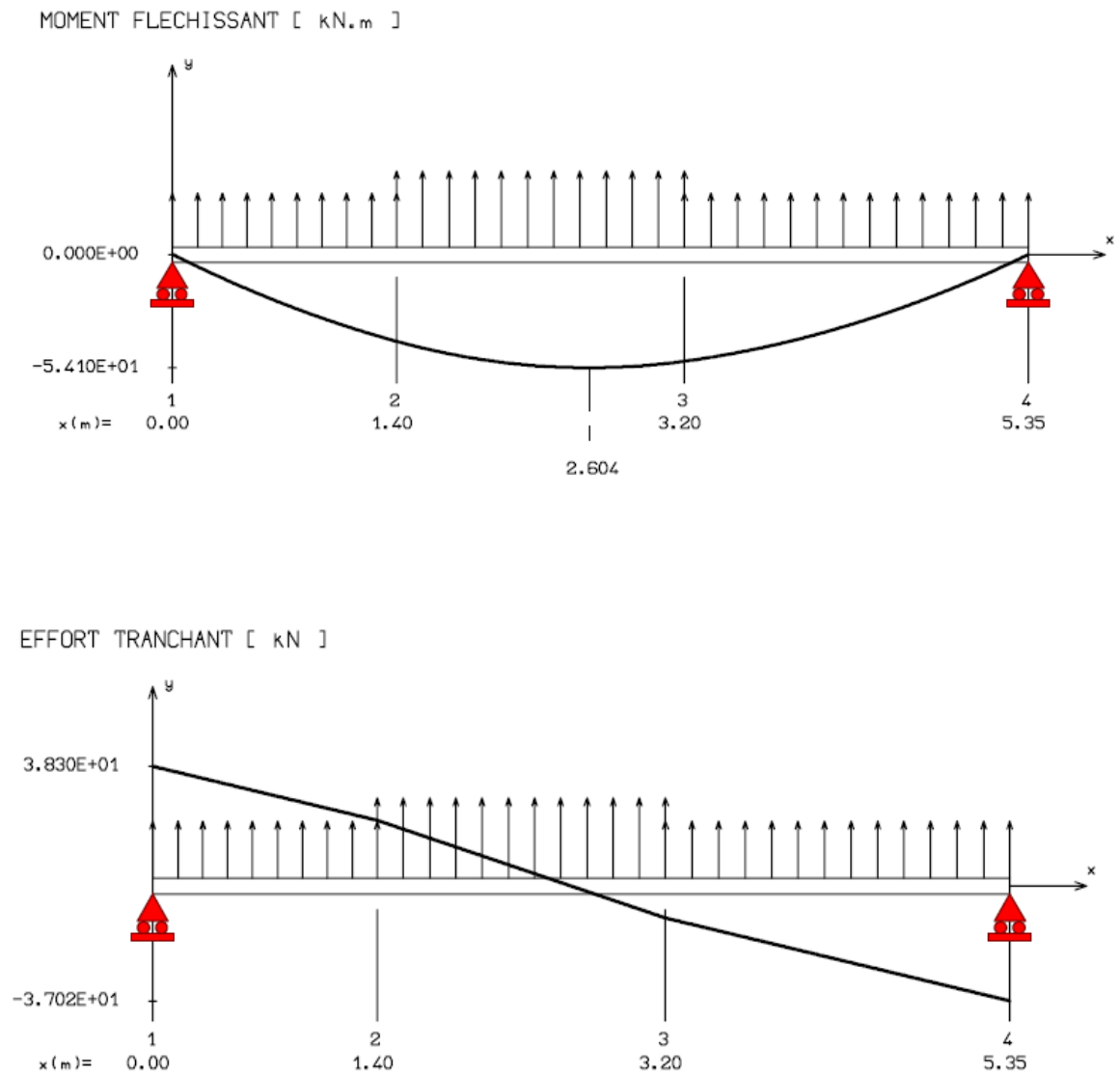


Figure III.19. Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELU

➤ A l'ELS :

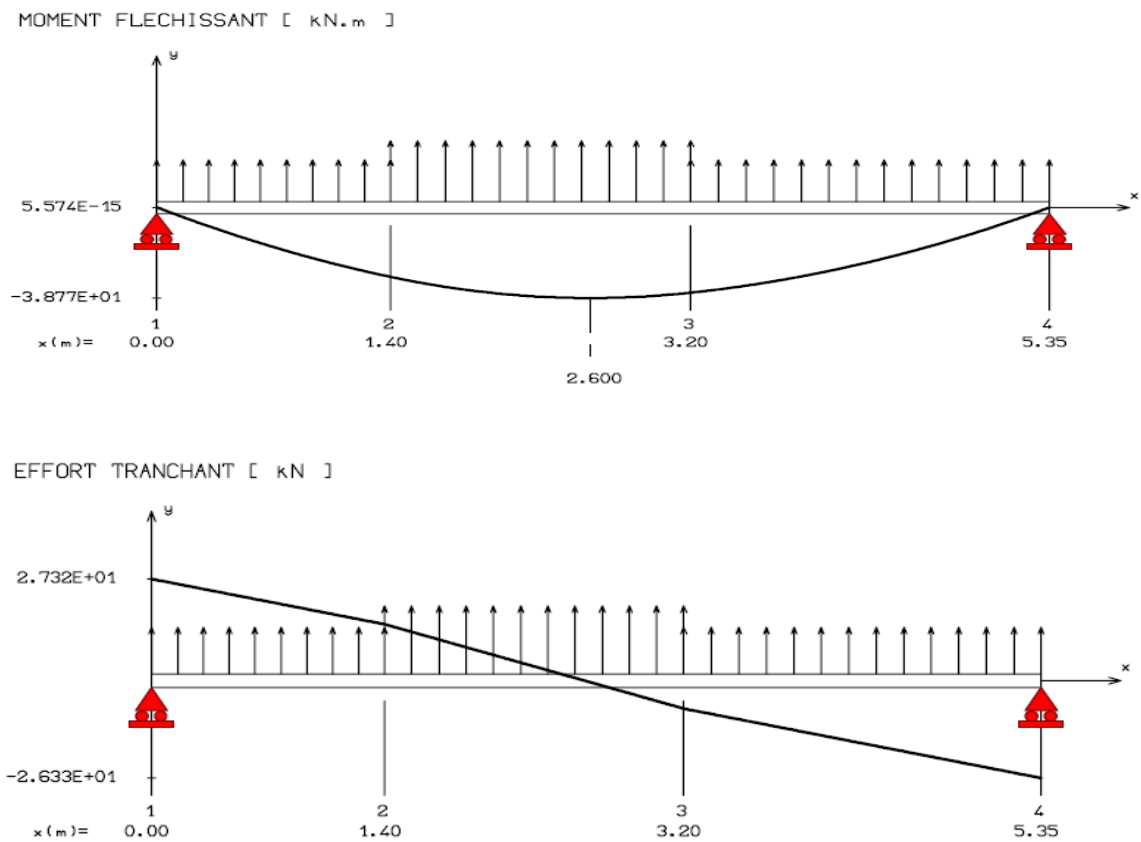


Figure III.20. Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELS

Tableau III.33. Valeurs des réactions aux appuis

Réactions	ELU	ELS
<b>R<sub>a</sub></b> (KN)	38.30	27.32
<b>R<sub>b</sub></b> (KN)	37.02	26.33

**Tableau III.34.** Valeurs des moments fléchissant

Moment	ELU	ELS
$M_{Z_{max}}$ ( KN .m)	54.10	33.78
$M_a$ ( KN.m )	- 13.80	- 10.134
$M_t$ ( KN.m )	45.98	28.71

### III.6.2.1. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 16.2 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5,$$

$$h = 18 \text{ cm} \quad \text{FeE400 MPa}, \quad F_{ed} = 348 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad F_{bu} = 14.17 \text{ MPa.}$$

#### ➤ Armature principale :

**Tableau III.35.** Résultats du calcul des Sections d'Armatures d'escalier type2

	$M_u$ (max) [kN.m]	$\mu_{bu}$	A	Z[cm]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ [cm]	$A_s$ adopté [cm <sup>2</sup> ]
<b>Appui</b>	13.80	0.037	0.047	15.89	2.49	<b>1.63</b>	<b>4HA12</b>	25	<b>4.52</b>
<b>Travée</b>	45.98	0.165	0.196	14.92	6.74	<b>1.63</b>	<b>5HA14</b>	20	<b>7.70</b>

#### ➤ Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4.52/4 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

**On adopte :**  $A_r = 4.52 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}12/\text{ml}$ .

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 25\text{cm}$$



Tableau III.36. Sections d'Armatures de répartition d'escalier type 2

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop/ml}$	Espacement
Appui	4.52	1.13	4T12	25cm
Travée	7.70	1,93	5T12	20cm

### III.6.2.2. Vérification de disposition d'armature :(Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

➤ **Armature longitudinal:**

$$St \leq \min (3h, 33cm) = \min (45; 33) = 33cm$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 15cm)}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$St \leq \min (4h, 45cm) = (60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25cm < 45cm \implies \text{C.V}$$

### III.6.2.3. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{38.30 \times 10^3}{100 \times 162} = 0.2364 MPa$$

$$\tau_u' = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5MPa \right\} = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.2364 MPa < \tau_u' = 3.33 MPa \Rightarrow \text{C.V.}$$

### III.6.2.4. Vérification à ELS :

➤ **Position de l'axe neutre :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

➤ **Moment d'inertie :**  $I = \frac{b}{3} Y^3 + n.A'_s.(Y - c')^2 + n.A_s.(d - Y)^2$

#### 1) Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} \\ \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Tableau III.37.** Vérification des contraintes du béton

Positon	M <sub>S</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Obs.
En travée	28.73	7.7	18651.91	5.07	<b>7.79</b>	CV
Sur appui	10.134	4.52	12223.11	4.06	<b>1.79</b>	CV

**2) Vérification de la flèche :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

Etat limite déformation (vérification de la flèche) :

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3-) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

**Avec :**

**l :** La portée entre nus d'appuis (4.08m)

**h :** hauteur de la section (15cm)

**M<sub>t</sub> :** moment max en travée

**M<sub>0</sub> :** moment de la travée de référence

**A :** section d'acier tendu en travée

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{327} = 0,045 < \frac{1}{22.5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{15}{321} = 0,046 \leq \frac{1M_t}{10M_0} = \frac{1 \times 15.121}{10 \times 16.58} = 0.091 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

**Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible**

$$f_v = \frac{Mt_s \times l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

**$I_0$** : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

➤ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = b + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 7.7 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_s \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 16.2 = 18071.1 \text{ cm}^3$$

➤ **Position de centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{18071.1}{1915.5} = 9.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.43 = 8.57 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 - c)$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(9.43^3 + 8.57^3) + 15 \times 7.7(8.57 - 2) = 49691.66 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{7.7}{100 \times 16.2} = 0.00475$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.00475} = 4.421$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.768$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I_0} (d - y) = \frac{15 \times 28.73 \times 10^{-3}}{49691 \times 10^{-8}} (0.162 - 0.0507) = 96.52 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.00475 \cdot 96.52 + 2.1} = 0.065$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 49691.66}{1 + (1.768 \times 0.65)} = 25433.10 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{28.73 \times 10^5 \times 535^2}{10 \times 10818.86 \times 2533.10 \times 10^2} = 2.99 \text{ mm}$$

**D'où :**  $f = 0,299 \text{ cm} < \frac{l}{1000} + 0.5 = 1.0035 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

### 3) Schéma de ferrailage :

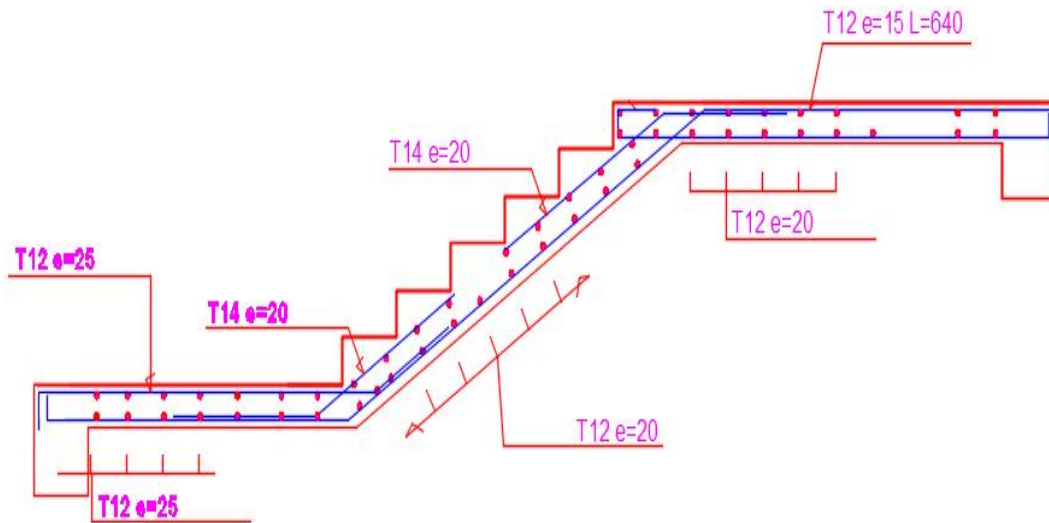


Figure III.21. Schéma de ferrailage d'escalier type 02

**III.6.3. Types 3 Escalier balancé de entre sol 01 :**

1) Les surcharges :

Tableau III.38. charge et surcharge des escaliers type3

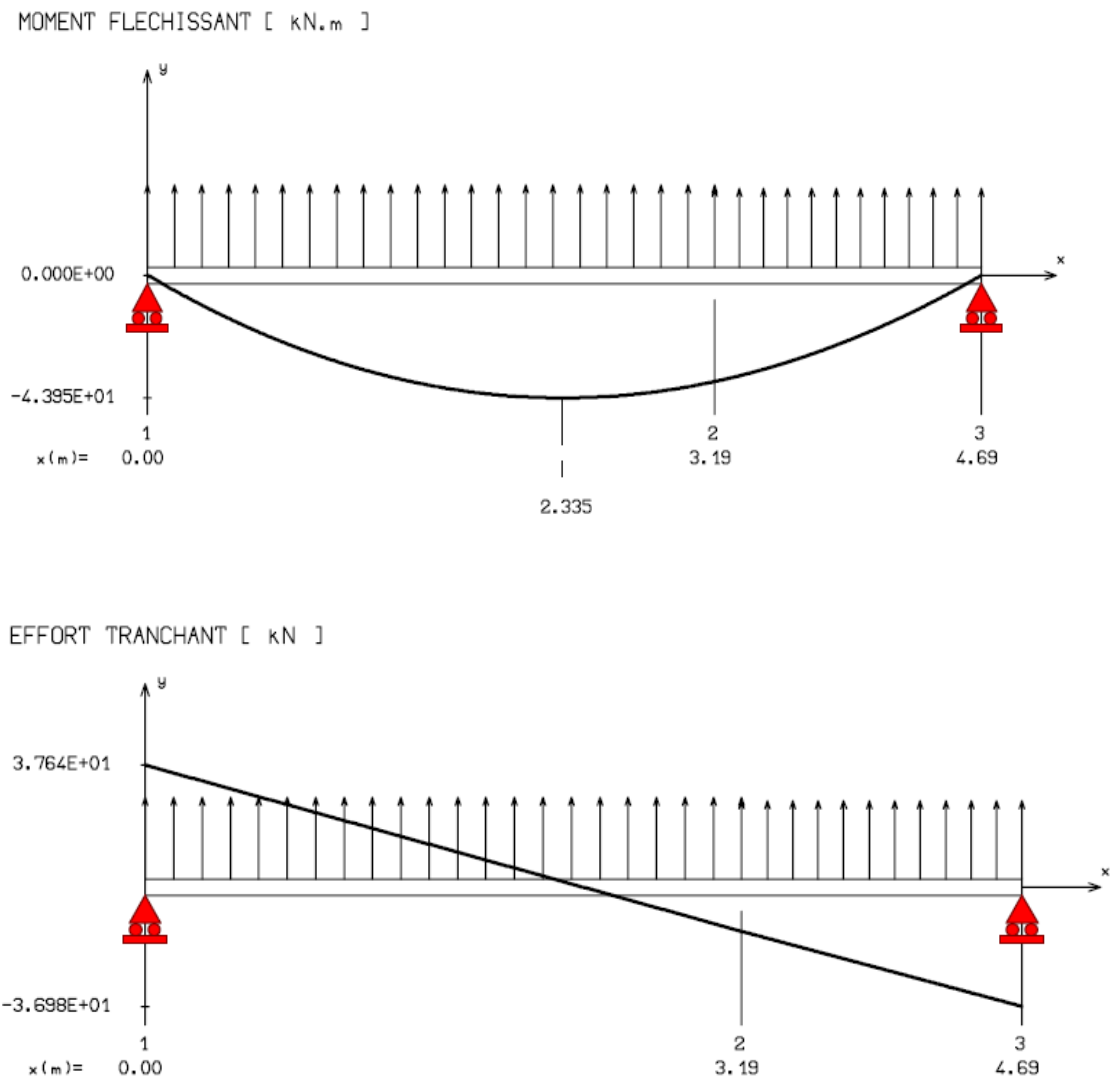
Les charges	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>u</sub> (KN/ml)	Q <sub>ser</sub> (KN/ml)
Palier	5.46	2.5	11.121	7.96
Paillasse	9.16	2.5	16.12	11.66

2) Calcul des moments et des efforts tranchants :

On a utilisé le logiciel de calcul en flexion (RDM6) :

on obtient les diagrammes suivant :

➤ A l'ELU



**Figure III.22.** Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELU

➤ A l'ELS :

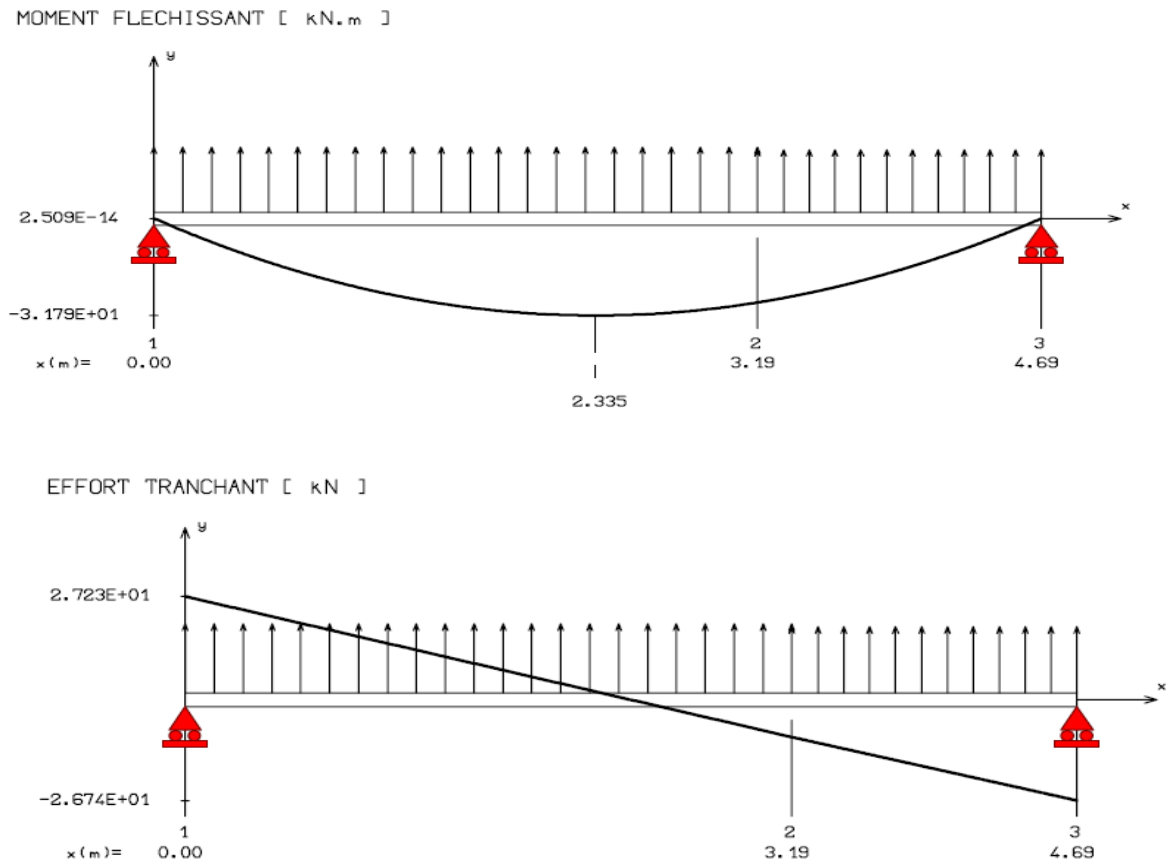


Figure III.23. Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELS

Tableau III.39. Valeurs des réactions aux appuis

Réactions	ELU	ELS
$R_a$ (KN)	37.64	27.23
$R_b$ (KN)	36.98	26.74

**Tableau III.40.** Valeurs des moments fléchissant

Moment	ELU	ELS
$M_{Z_{max}}$ ( KN.m)	43.95	31.79
$M_a$ ( KN.m)	- 13.19	- 9.537
$M_t$ ( KN.m)	37.36	27.022

**III.6.3.1. Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 13.5 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5,$$

$$h = 15 \text{ cm} \quad f_{eE400} = 400 \text{ MPa}, \quad F_{ed} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.} \quad F_{bu} = 14.17 \text{ Mpa.}$$

**➤ Armature principale :****Tableau III.41.** Résultats du calcul des Sections d'Armatures d'escalier type3

	$M_u$ (max) [kN.m]	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z[cm]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm )	$A_s$ adopté [cm <sup>2</sup> ]
<b>Appui</b>	13.19	0.051	0.065	13.14	2.88	<b>1.63</b>	<b>4HA12</b>	25	<b>4.52</b>
<b>Travée</b>	37.36	0.144	0.196	12.44	8.62	<b>1.63</b>	<b>6HA14</b>	15	<b>9.23</b>

**➤ Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4}$$



**Tableau III.42.** Résultats du calcul des Sections d'Armatures de répartition d'escalier type3

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ /ml	Espacement
<b>Appui</b>	<b>4.52</b>	<b>1.13</b>	<b>4T12</b>	<b>25cm</b>
<b>Travée</b>	<b>9.23</b>	<b>2.31</b>	<b>5 T12</b>	<b>25cm</b>

### III.6.3.2. Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99) :

➤ **Armature longitudinal:**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45; 33) = 33\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 15cm)}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

### III.6.3.3. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{36.64 \times 10^3}{100 \times 135} = 0.271 \text{MPa}$$

$$\tau_u' = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.271 \text{MPa} < \tau_u' = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

### III.6.3.4. Vérification à ELS :

➤ **Position de l'axe neutre :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

➤ **Moment d'inertie :**  $I = \frac{b}{3} Y^3 + n A'_s (Y - c')^2 + n A_s (d - Y)^2$

**1) Vérification des contraintes du béton :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} \\ \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Tableau III.43.** Vérification des contraintes du béton

Positon	M <sub>S</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Obs.
En travée	27.022	9.23	14161.253	4.88	<b>9.31</b>	CV
Sur appui	9.537	4.52	8199.03	3.65	<b>1.79</b>	CV

**2) Vérification de la flèche :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

Etat limite déformation (vérification de la flèche) :

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3-) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

**Avec :**

*l* : La portée entre nus d'appuis (4.08m)

*h* : hauteur de la section (15cm)

*M<sub>t</sub>* : moment max en travée

*M<sub>0</sub>* : moment de la travée de référence

**A : section d'acier tendu en travée**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{483} = 0,031 < \frac{1}{22.5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

**Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible**

$$f_v = \frac{Mt_s \times l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

**$I_0$** : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

➤ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = b + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 9.23 = 1638.45 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_s \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 9.23 \times 16.2 = 13119.075 \text{ cm}^3$$

➤ **Position de centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{13119.075}{1638.45} = 8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 14 - 8 = 7 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 - c)$$

$$I_0 = \frac{15}{3}(8^3 + 7^3) + 15 \times 9.23(7 - 2) = 29192 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{9.23}{100 \times 13.5} = 0.0068$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.0068} = 3.088$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.23$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0068 * 119.68 + 2.1} = 0.313$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser.}(d-y)}{I_0} = \frac{15 \times 27.022 \times 10^{-3}}{291919225 \times 10^{-8}} (0.135 - 0.0488) = 119.68 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0068 * 119.68 + 2.1} = 0.313$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

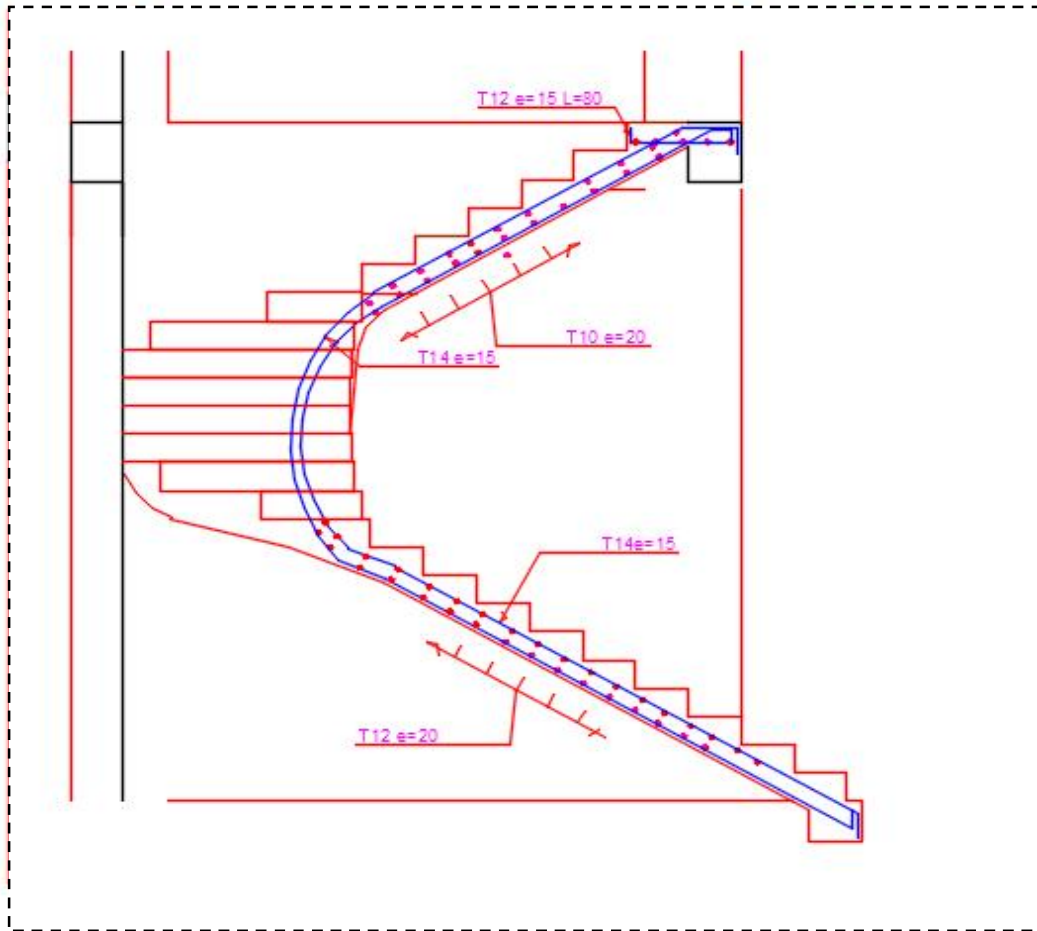
$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 29192.25}{1 + (1.23 \times 0.313)} = 23185.34 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{27.022 \times 10^5 \times 469^2}{10 \times 10818.86 \times 23185.34 \times 10^2} = 2.36 \text{ mm}$$

**D'où :**  $f = 0,236 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,816 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

## 3) schéma de ferrailages :



**Figure III.24.** Schéma de ferrailage d'escalier type 03

III.6.4. Types 4 : Escalier balancé d'étage de service

1) Les surcharges :

Tableau III.44. charge et surcharge des escaliers type4

Les charges	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>u</sub> (KN/ml)	Q <sub>ser</sub> (KN/ml)
Palier	5.46	2.5	11.121	7.96
Paillasse	9.22	2.5	16.20	11.72

2) Calcul des moments et des efforts tranchants :

On a utilisé le logiciel de calcul en flexion (RDM6) :

on obtient les diagrammes suivant :

➤ A l'ELU

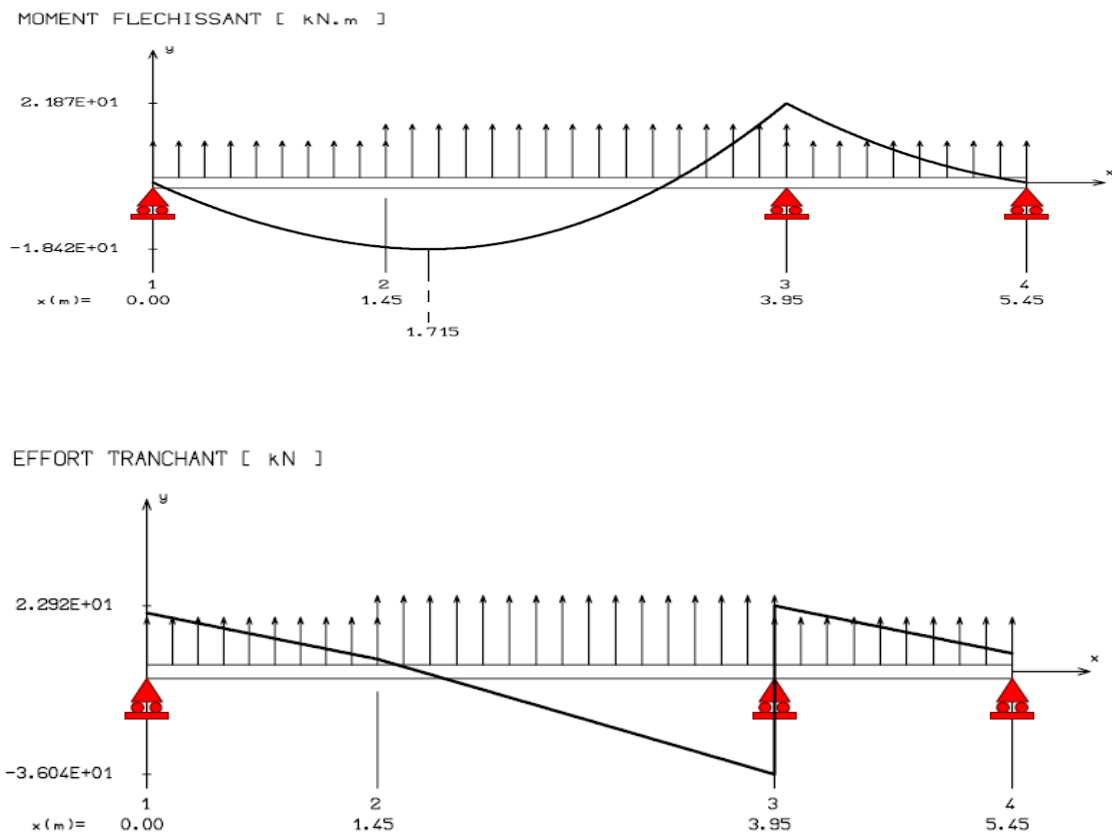


Figure III.25. Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELU

➤ A P'ELS :

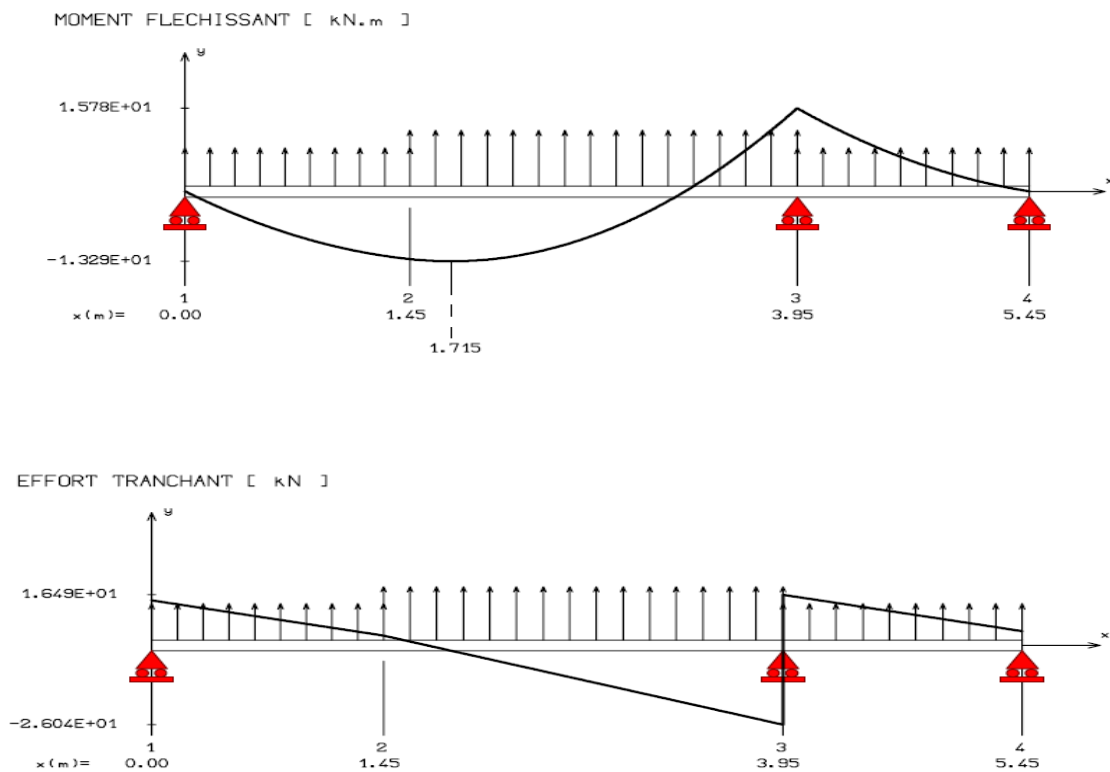


Figure III.26. Diagramme des sollicitations d'escalier à l'ELS

Tableau III.45. Valeurs des moments fléchissant

Moment	ELU	ELS
$M_{Z_{max}}$ ( KN .m )	21.87	15.78
$M_a$ ( KN.m )	- 6.651	- 4.734
$M_t$ ( KN.m )	18.59	13.413

III.6.4.1. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 13.5 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5,$

$h = 15 \text{ cm} \quad f_{eE} 400 \text{ MPa}, \quad F_{ed} = 348 \text{ MPa}.$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}. \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}. \quad F_{bu} = 14.17 \text{ MPa}.$

➤ **Armature principale :**

**Tableau III.46.** Résultats du calcul des Sections d'Armatures d'escalier type4

	$M_u \text{ (max)}$ [kN.m]	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z[cm]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm)	$A_s$ adopté [cm <sup>2</sup> ]
<b>Appui</b>	6.651	0.025	0.033	13.32	1.43	<b>1.63</b>	<b>4HA12</b>	25	<b>4.52</b>
<b>Travée</b>	18.59	0.072	0.093	12.99	4.11	<b>1.63</b>	<b>5HA12</b>	20	<b>5.65</b>

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4}$$

**Tableau III.47.** Résultats du calcul des Sections d'Armatures de répartition d'escalier type4

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ /ml	Espacement
<b>Appui</b>	<b>4.52</b>	<b>1.13</b>	<b>4T12</b>	<b>25cm</b>
<b>Travée</b>	<b>5.65</b>	<b>1.41</b>	<b>4T12</b>	<b>25 cm</b>

**III.6.4.2. Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**

➤ **Armature longitudinal:**

$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (45; 33) = 33\text{cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$

Avec :

$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 15cm)}$



➤ **Armature de répartition :**

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = (60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

**III.6.4.3. Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{36.04 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.266 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.266 \text{ MPa} < \tau_u' = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

**III.6.4.4. Vérification à ELS :**

➤ **Position de l'axe neutre :**  $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

➤ **Moment d'inertie :**  $I = \frac{b}{3} Y^3 + n.A'_s.(Y - c')^2 + n.A_s.(d - Y)^2$

**1) Vérification des contraintes du béton :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} \\ \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Tableau III.48.** Vérification des contraintes du béton

Positon	M <sub>S</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Obs.
<b>En travée</b>	13.41	5.65	9782.97	4.01	<b>5.49</b>	CV
<b>Sur appui</b>	4.734	4.52	81990.03	3.65	<b>2.07</b>	CV

**2) Vérification de la flèche :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

Etat limite déformation (vérification de la flèche) :

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3-) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

**Avec :**

$l$  : La portée entre nus d'appuis (4.08m)

$h$  : hauteur de la section (15cm)

$M_t$  : moment max en travée

$M_0$  : moment de la travée de référence

$A$  : section d'acier tendu en travée

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{356} = 0,042 < \frac{1}{22.5} = 0,044 \quad \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

**Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible**

$$f_v = \frac{M_{t_s} \times l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

➤ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = b + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_s \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13.5 = 12394.125 \text{ cm}^3$$

➤ **Position de centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{12394.125}{1584.75} = 7.82 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.82 = 7.18 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 - c)$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(7.82^3 + 7.18^3) + 15 \times 5.65(7.18 - 2) = 28717.605 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0042$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.0042} = 5$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I_0}(d - y) = \frac{15 \times 13.413 \times 10^{-3}}{28717.605 \times 10^{-8}}(0.135 - 0.0401) = 66.48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0042 \cdot 66.48 + 2.1} = -0.14$$

$$\mu = 0$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

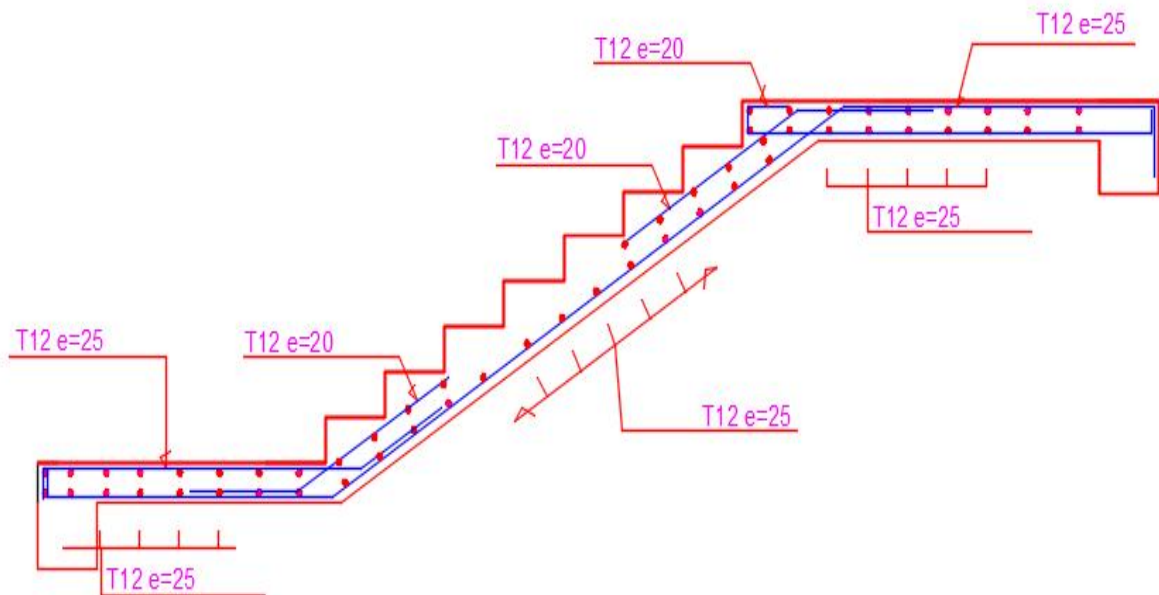
$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 28717.605}{1 + (1.23 \times 0)} = 31589.365 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{27.022 \times 10^5 \times 395^2}{10 \times 10818.86 \times 31589.365 \times 10^2} = 1.23 \text{ mm}$$

D'où :  $f = 0,136 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,816 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

**3) schéma de ferrailage :**



**Figure III.27.** Schéma de ferrailage d'escalier type 04

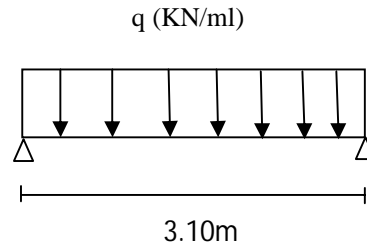
**III.7. Etude de la poutre palière :**

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées.

**III.7.1. Pré dimensionnement de la poutre palière:**

1) Selon le **BAEL 91[2]**, les dimensions de la poutre sont :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$



Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la poutre

D'où :  $\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.61 \leq h \leq 31$

$h = 40cm$

Pour b :  $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$

On prend :  $b = 30cm$

2) On tient compte des exigences de (**RPA 99 V 2003 Art 7.5.1**) on prend :

$h = 40cm \geq 30cm \dots\dots\dots CV$

$b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots CV$

$h/b = 40/30 = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots CV$

**III.7.2. Détermination des charges et des surcharges :**

La poutre palière sera sollicitée par :

**1) Poids propre de la poutre palière :**

$$P_p = 0.3 \times 0.4 \times 25 \Rightarrow P_p = 3 \text{ KN/ml}$$

**2) Poids propre de mur :**

$$P_m = H_c / 2 \times G_{\text{maçonnerie}} = 3.2 / 2 \times 2.99$$

$$P_m = 4.78 \text{ KN /ml}$$

**3) Poids de palier :**

$$P_{\text{palier}} = G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}$$

$$P_{\text{palier}} = 5.46 \times 1.80$$

$$P_{\text{palier}} = 9.83 \text{ KN/ml}$$

**4) Poids propre de paillasse :**

$$P_{\text{paillasse}} = G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}} / 2 = 7.38 \times (3.10 / 2)$$

$$P_{\text{paillasse}} = 11.44 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = p_p + p_m + P_{\text{palier}} + P_{\text{paillasse}} = 3 + 4.78 + 9.83 + 11.44$$

$$G_{\text{tot}} = 29.05 \text{ KN/ml}$$

**5) Charges d'exploitation :**

$$Q_{\text{palier}} = 2.50 \times 1$$

$$Q_{\text{palier}} = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 2.50 \times 1.55$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 3.875 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{palier}} + Q_{\text{paillasse}} = 4.5 + 3.875$$

$$Q_{\text{tot}} = 8.375 \text{ KN/ml}$$

**III.7.3. Combinaison d'action :****➤ A l'ELU :**

$$Q_u = 1.35 \times G_{\text{tot}} + 1.5 \times Q_{\text{tot}}$$

$$Q_u = 51.78 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :  $Q_u = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}}$

$$Q_s = 37.425 \text{ KN/ml}$$

**➤ Calcul a l'ELU :**

- Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_u \times L}{2} = 80.26 \text{ KN.m}$$

$$R_A = 80.26 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = 62.20 \text{ KN.m}$$

En travée :  $= 0.85 \times M_0 = 52.87 \text{ KN.m}$

Sur appuis :  $M_a = 0.3 \times M_0 = 18.66 \text{ KN.m}$

**➤ Calcul a l'ELS :**

- Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_s \times L}{2} = 58 \text{ KN.m}$$

$$R_A = 58 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{Q_s \times L^2}{8} = 44.96 \text{ KN.m}$$

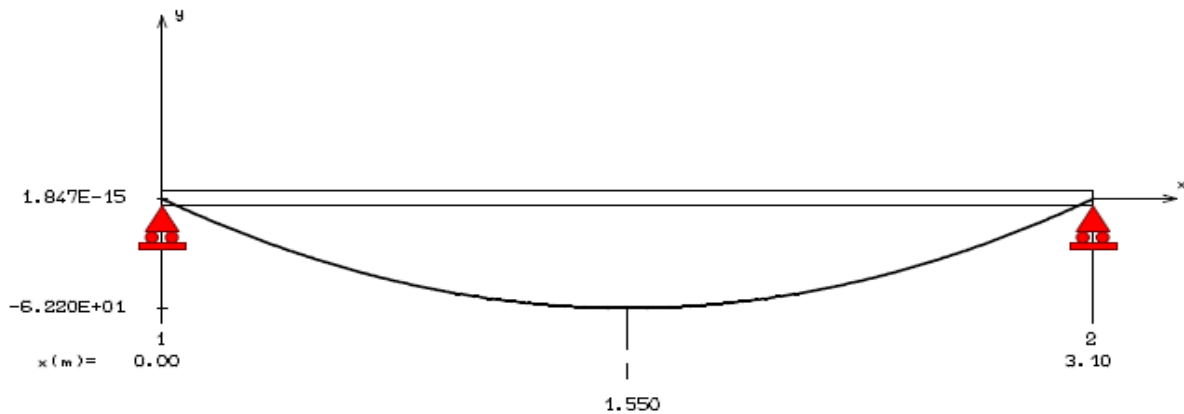
En travée :  $= 0.85x M_0 = 38.21 \text{ KN.m}$

Sur appuis :  $M_a = 0.3x M_0 = 13.48 \text{ KN}$ .

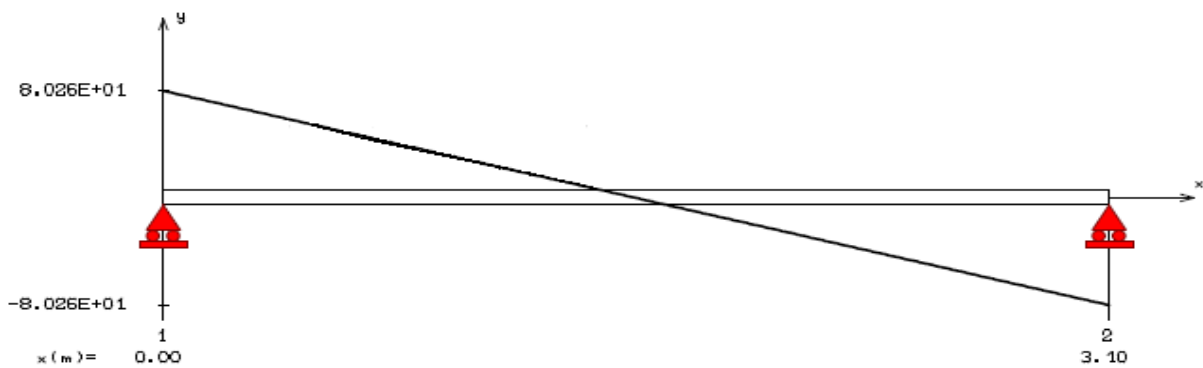
**III.7.4. Les Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :**

➤ **A l'ELU :**

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]



EFFORT TRANCHANT [ kN ]

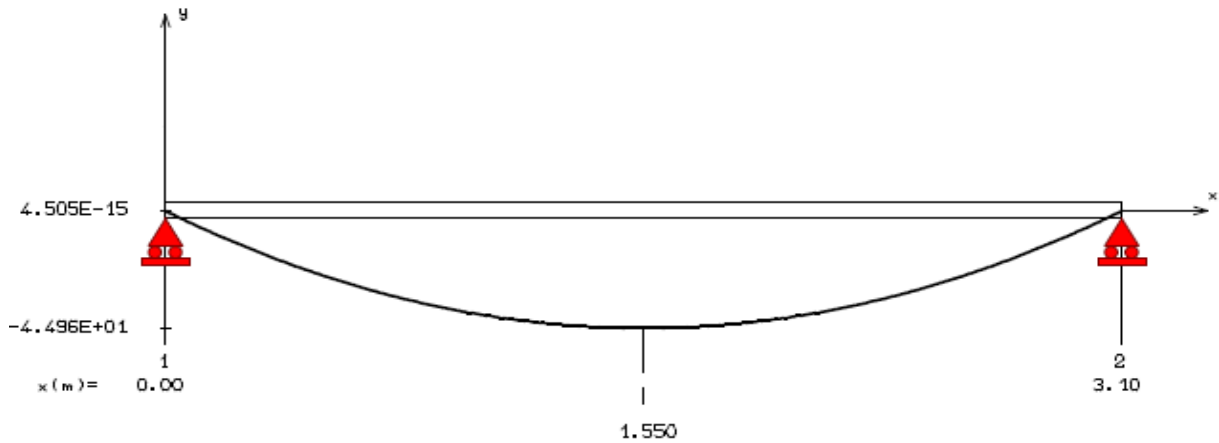


**Figure III.28.** Diagramme des sollicitations de La poutre palière à l'ELU



➤ **A** **l'ELS :**

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]



EFFORT TRANCHANT [ kN ]

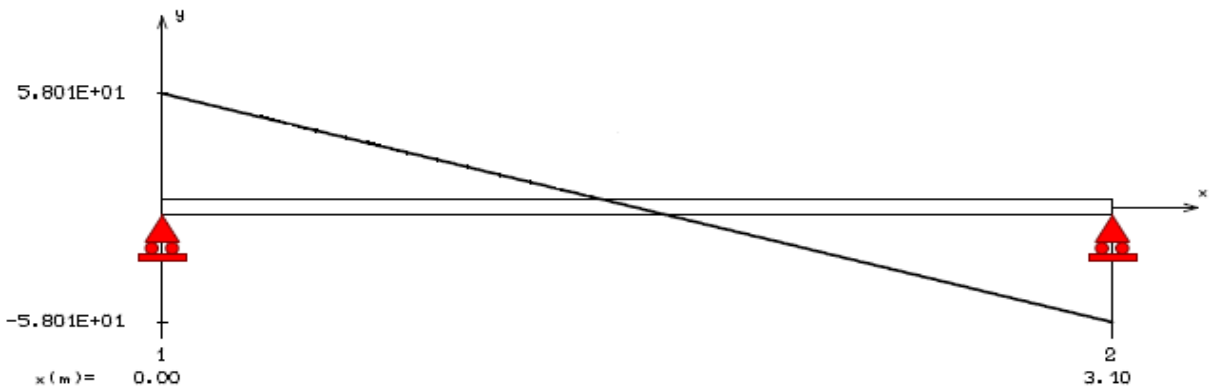


Figure III.29. Diagramme des sollicitations de La poutre palière à l'ELS

**III.7.5. Ferrailage a l'ELU :**

➤ **Armatures longitudinales :**

**Moments réduit :**

$$\mu_0 = \frac{M_u}{f_{bu} d^2 b_0}$$

**1)Aux appuis :** h=40cm, b=30cm, d= 0.9h = 36cm,  $M_u=24.47$  KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.66 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.034$$

$$\mu_{bu} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0,36[1 - 0,6(0,034)] = 0,35 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{18,66 \times 10^{-3}}{0,35 \times 348} = 1,53 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,53 \text{ cm}^2$$

Soit : **3T14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

2) En travée : h=40cm, b=30cm, d= 0.9h = 36cm, M<sub>u</sub>=52.87 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52,87 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,096$$

$$\mu_{bu} = 0,096 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0,36[1 - 0,6(0,096)] = 0,34 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{52,87 \times 10^{-3}}{0,333 \times 348} = 4,46 \text{ cm}^2$$

Soit : **3T14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

Le (RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1) exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$4,62 + 4,62 = 9,24 \text{ cm}^2 \left\langle \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 40 \times 30}{100} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \right.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$9,24 \text{ cm}^2 \left\langle \frac{4bh}{100} = \frac{4 \times 40 \times 30}{100} = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \right.$$

On prendra le ferrailage final : **6HA 14**  **A<sub>total</sub> = 9.24 cm<sup>2</sup>**

➤ **Armatures transversales :**

1) **Diamètre des armatures [B.A.E.L 91 A.7-4.2.3.]**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\} = \min \{ 11,43 \text{ mm}, 30 \text{ mm}, 14 \text{ mm} \}$$

$$\Phi_t \leq 11,43 \text{ mm} \quad \img alt="arrow pointing right" data-bbox="318 841 431 859"/> \quad \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des cadres [B.A.E.L 91 A.7-4.2.5.]

$$L'espacement maximal des cadres : S_t \leq \min \begin{cases} 0.9d \\ 40cm \\ 15\phi_{l\min} \end{cases}$$

$$S_t \leq 21cm \Rightarrow S_t = 18cm$$

## 2) Selon RPA 99

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

.Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30cm\right) \Rightarrow S_t = 10cm$$

$$.Dans \text{ de la zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 15cm.$$

### III.7.6. Les vérifications :

#### ➤ Les vérifications à L'ELU :

##### 1) Condition de non fragilité :

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_a \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 0.30(0.36)(2.1)}{400} = 1.3 \times 10^{-4} m^2 = 1.30 cm^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

##### 2) Vérification de l'effort tranchant : (Art III.2 / BAEL 91):

$$T_{\max} = 58 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}$  tel que :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{58 \times 10^3}{300 \times 360} \Rightarrow \tau_u = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

**Donc :**  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  **Condition vérifié.**

**3) Vérification d'adhérence :** On doit vérifier que  $\tau_u \leq \tau'_{\max}$

$$\bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec :} \quad \sum U_i \text{ la somme de périmètre des barres.}$$

$$\tau_u = 1.88 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Les vérifications à L'ELS :**

**1) Contrainte de compression dans le béton :**  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec :} \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

Y : position de l'axe neutre.

• Calcul de Y :

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

Avec:  $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

$$Y = 15 \frac{4.62}{30} \left[ \sqrt{1 + \frac{30 \times 36}{4.62 \times 7.5}} - 1 \right]$$

**Y=10.79cm**

• Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{30}{3} (10.79)^3 + 15 [4.62(36 - 10.79)^2]$$

**I=56605.36cm**

• Aux appuis :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{13.48 \times 10^6}{56605.36 \times 10^4} = 0.024 N / mm^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.024 \times 10.79 \times 10 = 2.59 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

2.59MPa < 15MPa  $\Rightarrow$  la condition est vérifiée.

• En travée :

$$K = \frac{38.21 \times 10^6}{56605.36 \times 10^4} = 0.067 N / mm^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.067 \times 10.79 \times 10 = 7.23 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$7.23 \text{ pa} < 15 \text{ Mpa}$   $\Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**2) Vérification de la flèche : :(Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).**

Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{310} = 0.129 \geq 0.0625 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{310} = 0.129 \geq \frac{38.21}{10 \times 44.95} = 0.085 \Rightarrow \text{C.V}$$

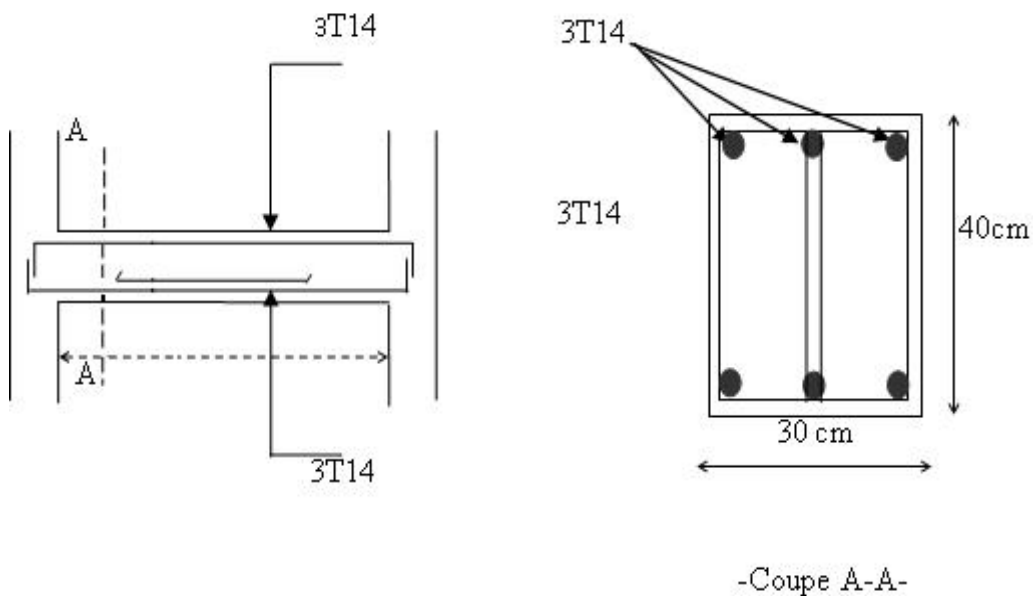
$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 36} = 0.0085 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifier donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**3)Etat limite d'ouverture des fissures :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

**4) Schéma de ferrailage :**



**Figure III.30.** Schéma de ferrailage de La poutre palière

### III.8. Etude de la dalle de la salle machine

#### ➤ Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

la vitesse d'entraînement  $V = 1\text{m/s}$ . La surface de la cabine est de  $(2,10 \times 2,25)\text{ m}^2$ . La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de **4,00 tonnes**.

#### III.8.1. Dimensionnement :

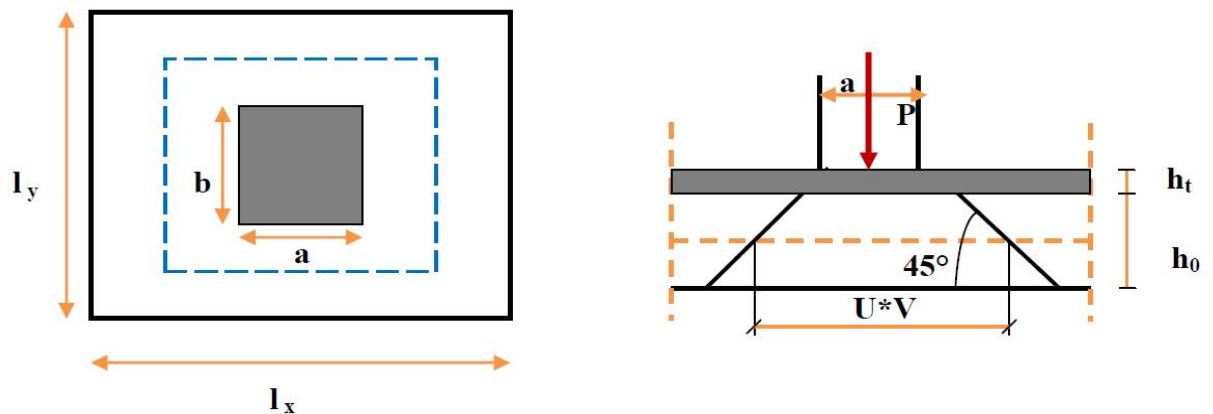


Figure III.31. : Répartition de la charge localisée sur la dalle machine.

$$L_x = 1.60\text{ m}$$

$$L_y = 1.70\text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{170} = 0.94 \geq 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{140}{30} = 4,67\text{ cm}$$

$h_0 \geq 20\text{ cm}$  d'après les recommandations du constructeur mentionnées dans la fiche technique.

$h_0$  doit être au moins égale à 12 cm, d'après (RPA 99 version 2003).

Donc on adopte  $h_0 = 20\text{ cm}$ , et l'épaisseur du revêtement  $e = 5\text{ cm}$ .

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

**Avec :**

ht : Epaisseur de la dalle (ht = 20 cm)

e : Epaisseur du revêtement (e=5cm)

p : la charge concentrée

k = 1, car les revêtements est aussi solide que le béton.

a = b=80cm

v : coefficient de poisson

**On aura:**

$$\begin{cases} U = u_0 + 2k.e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 110 \text{ cm} \\ V = v_0 + 2k.e + h = 80 + 2 \times 5 + 15 = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

**III.8.2. Calcul des sollicitations :****➤ A L'ELU : (v = 0)**

Système de levage :  $q_u = 1.35 \times 40 = 54 \text{ KN}$

Dalle en béton armé :  $G = (25 \times 0.20 + 22 \times 0.05 = 6.10 \text{ KN} / m$

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

$$q_u = (1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1) = 9.74 \text{ KN} / m$$

**➤ A L'ELS : (v=2 )**

Système de levage :  $q_u = 40 \text{ KN}$

Dalle en béton armé :  $q_u = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN} / m$

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

**III.8.2.1. Calcule des moments dus au système de levage :**



$M_1, M_2$  coefficients données en fonction de  $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$

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

$$M_{y1} = q_u \cdot M_{x2}$$

### III.8.2.2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle $M_{x2}$ et $M_{y2}$ :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau :

$$M_{x2} = q_u \cdot M_2$$

$$M_{y2} = q_u \cdot M_{x2}$$

#### 1)A L'ELU : ( $\nu=2$ )

$$\alpha = \frac{160}{170} = 0.94$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{110}{160} = 0.7 \Rightarrow \text{D'où : } M_1=0.0745 ; M_2=0.0595 \text{ (tableau de PIGEAUD)}$$

$$\frac{U}{L_y} = \frac{110}{170} = 0.65$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 54 \times 0.0745 = 4.023 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 54 \times 0.0595 = 3.213 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

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

$$\alpha = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0419 \\ u_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = u_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0419 \times 9.74 \times 1.6^2 = 1.045 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{y2} = u_y \cdot M_{x2} = 0.8661 \times 1.045 = 0.88 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

#### ➤ Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.023 + 1.045 = 5.07 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.213 + 0.88 = 4.093 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par **0.75** en travée et **0.5** aux appuis.

Les résultats trouvés sont :

**Tableau III.49:** les moments a ELU

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
<b>ELU</b>	x-x	Appuis	2.535
		Travée	3.803
	Y-Y	Appuis	2.047
		Travée	3.070

**2)A L'ELS : (v=2)**

$$\alpha = \frac{160}{170} = 0.94$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{110}{160} = 0.7 \implies \mathbf{D'o\grave{u} : M_1=0.0745 ; M_2=0.0595 \text{ (tableau de PIGEAUD)}}$$

$$\frac{U}{L_y} = \frac{110}{170} = 0.65$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s (M_1 + v \times M_2) = 40(0.0745 + 0.2 \times 0.0595) = 3.456 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = q_s (M_1 + v \times M_2) = 40(0.0595 + 0.2 \times 0.0745) = 2.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**➤ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle Mx2 et My2 :**

$$\alpha = 0.94 \implies \begin{cases} u_x = 0.0491 \\ u_y = 0.9087 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = u_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0491 \times 7.1 \times 1.6^2 = 0.892 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y \cdot M_{x2} = 0.9087 \times 0.892 = 0.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.456 + 0.892 = 4.35 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.98 + 0.81 = 3.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par **0.75** en travée et **0.5** aux appuis.

Les résultats trouvés sont :

**Tableau III.50.:** les moments a ELS

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
<b>ELS</b>	x-x	Appuis	2.175
		Travée	3.263
	Y-Y	Appuis	1.895
		Travée	2.843

### III.8.3. Calcul des armatures en flexion simple :

#### III.8.3.1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d=18\text{cm}$ . Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.51.:** Ferrailage de la dalle de l'ascenseur

Sen s		$M_u (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A$ Calculée ( $cm^2/ml$ )	$A$ opté ( $cm^2/ml$ )	$S_t (cm)$
<b>X-X</b>	Appuis	2.535	0.0055	0.00692	17.950	0.41	4HA8=2.01	25
	Travée	3.803	0.0083	0.01039	17.925	0.60	4HA8=2.01	25
<b>Y-Y</b>	Appuis	2.047	0.0044	0.00558	17.997	0.33	4HA8=2.01	25
	Travée	3.070	0.0069	0.00838	17.939	0.49	4HA8=2.01	25

**III.8.3.2. Vérification a l'ELU:**

**1)Condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

On a des HAF<sub>e</sub>E400  $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec  $h_0=20$  cm,  $b=100$ cm et  $\rho = 0.94$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b.e = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.94}{2}\right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{\min} = 1.65 cm^2 / ml$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 b.e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 cm^2$$

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8 / ml > A_x^{\min} = 1.64 cm^2 / ml \\ A_t^y = 4T8 / ml > A_x^{\min} = 1.6 cm^2 / ml \end{cases} \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

➤ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 4T8 / ml = 2.01 cm^2 > A_x^{\min} = 1.64 cm^2 / ml \\ A_a^y = 4T8 / ml = 2.01 cm^2 > A_y^{\min} = 1.6 cm^2 / ml \end{cases} \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

**2)Vérification au poinçonnement:(BAEL91/Art : A.5.2.42) :**

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

qu : La charge de calcul à L'ELU

h: Epaisseur totale de la dalle

$\mu_i$  : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(1.1 + 1.1) = 4.4m$$

$$q_u \leq 0.045 \times 4.4 \times 20 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1.5} = 66 \text{ KN}$$

$$q_u = 54 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

**3)Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge :V=U

$$V = \frac{q_u}{(2a + b)} = \frac{54}{(2 \times 1.7 + 1.6)} = 9.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.93 \times 10^3}{1 \times 0.18} = 0.055 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \begin{matrix} 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{matrix} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

**III.8.3.3. Vérification a ELS :**

1)Vérification de compression dans le béton : (La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K \cdot y$$

➤ Sens XX :

Tableau III.52.: vérification de compression dans le béton Sens XX

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	K(MPa/mm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)
<b>Appuis</b>	2.175	2.01	3.006	7049.01	0.0308	0.092
<b>Travée</b>	3.263	2.01	3.006	70490.1	0.0462	0.139

➤ Sens YY :

Tableau III.53.: vérification de compression dans le béton sens YY

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MPa/mm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)
<b>Appuis</b>	1.895	2.01	3.006	7049.01	0.0268	0.080
<b>Travée</b>	2.843	2.01	3.006	7049.1	0.00403	0.121

2) schéma de ferrailage :

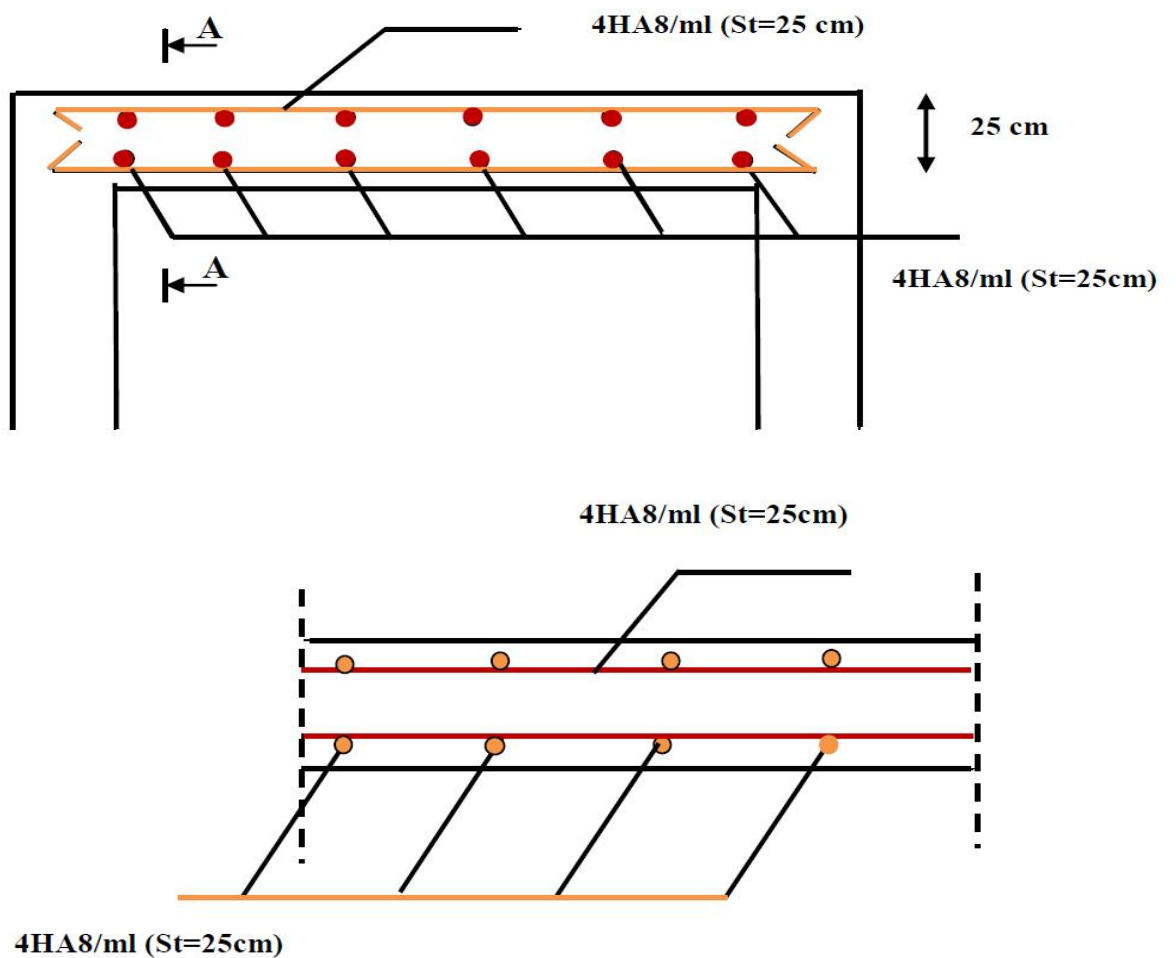


Figure III.32. : Répartition de la charge localisée sur la dalle machine.

# CHAPITRE IV

## *Etude sismique et dynamique*

---

## IV L'ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE POUR LA STRUCTURE :

### IV.1 Introduction :

Le séisme est une vibration du sol par libération soudaine d'énergie de déformation cumulée dans la croûte terrestre. Il n'est dangereux pour la vie humaine qu'à travers ses effets destructeurs sur les ouvrages.

L'intérêt de la protection contre le séisme réside dans la conception et la réalisation des ouvrages capables de faire face à ce phénomène. Pour cela il faut évaluer les charges sismiques agissantes à chaque niveau de la structure et dans chaque sens.

#### IV.1.2 L'étude dynamique :

##### IV.1.2.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

Cela nous permet le calcul des efforts et déplacements maximum due au séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

##### IV.1.2.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations



en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI.etc.*). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

*ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000*).

#### **IV.1.2.3. Modélisation de la structure :**

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

#### **IV1.2.4 Détermination des fréquences et modes propre :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$  : représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$  : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes

$\omega$  : Fréquence de vibration

$\varphi$  : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En reportant les équations (5-2) et (5-3) dans l'équation (5-1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en ( $\omega$ ).

Les  $N$  solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des  $N$  modes des vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{\mathbf{A}\}_j$  ou forme modale.

#### **IV.1.2.5. Etapes de modélisation :**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

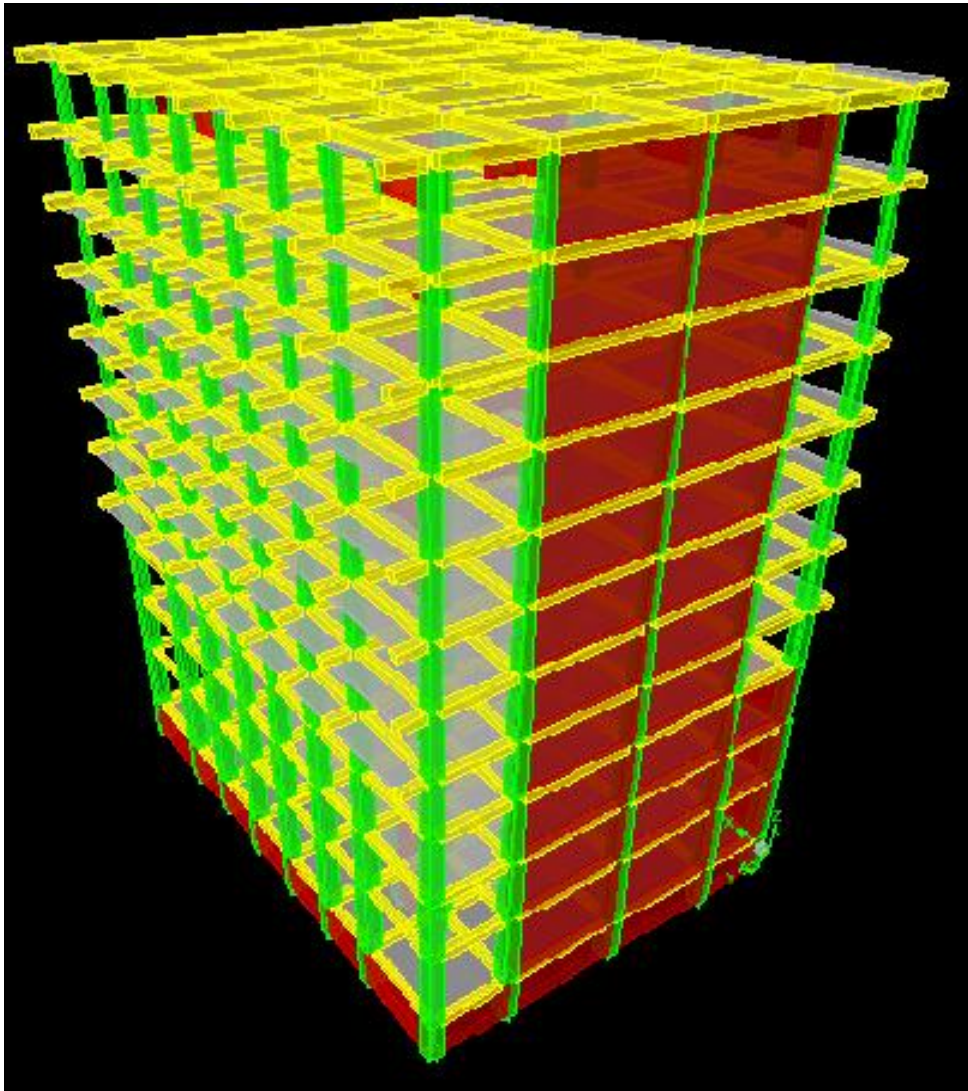
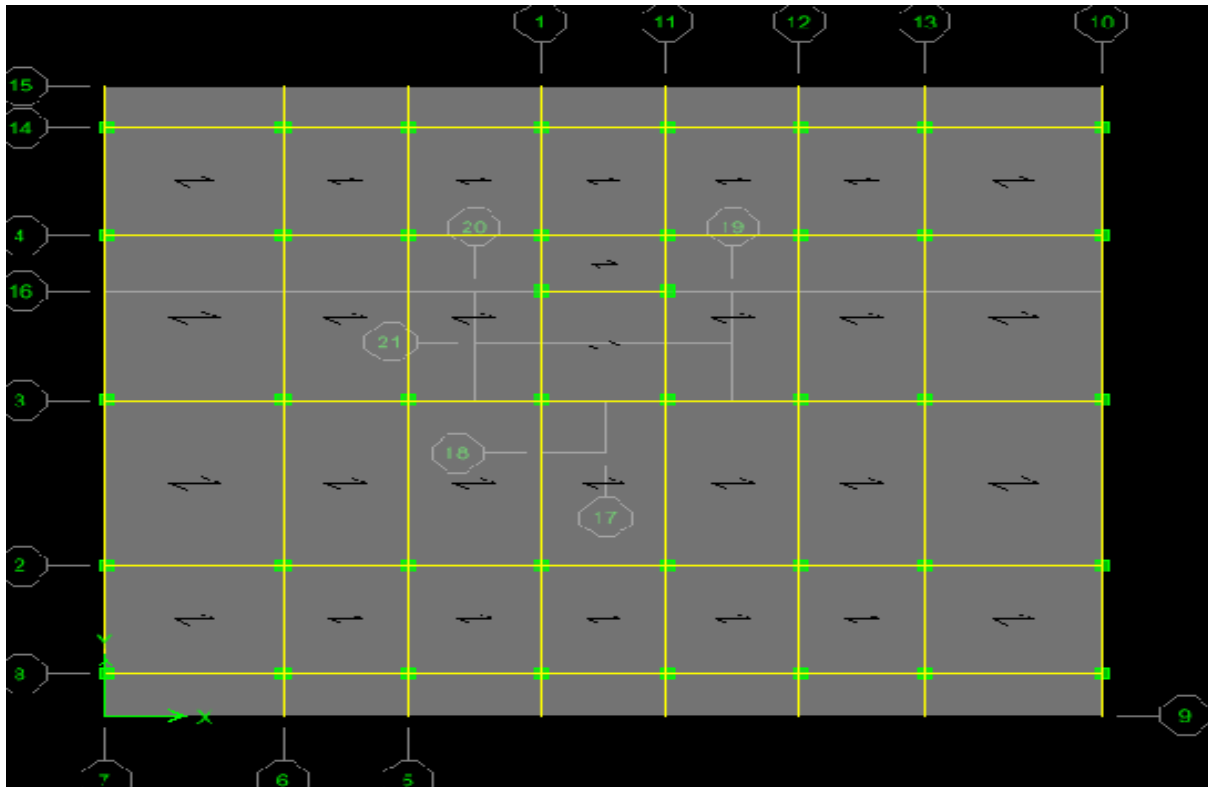


Figure IV 1 : Modélisation de la structure (Vue en 3D)



**Figure IV 2 : Modélisation de la structure (Vue en Plans)**

### IV .1.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

#### IV .1.3.1. Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X<sub>G</sub>, Y<sub>G</sub>) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

**M<sub>i</sub>** : Est la masse de l'élément "i".

**X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>** : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

#### IV .1.3.2. Centre de rigidité :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05L$ , ( $L$  : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

#### IV .1.3.3. Excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante :  $e_{acc} = 0.05L$

$L$  : La plus grande dimension de bâtiment

$$\text{Sens X : } e_a = 0,05 \times 24,70 = 1,235 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y: } e_a = 0,05 \times 20,40 = 1,02 \text{ m}$$

#### IV .1.3.4. Calcul de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

-  $h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 37.74 \text{ m}$$

-  $C_T$ : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (37.74)^{3/4} = 0.76 \text{ sec}$$

$$T = 0.76 \text{ sec}$$

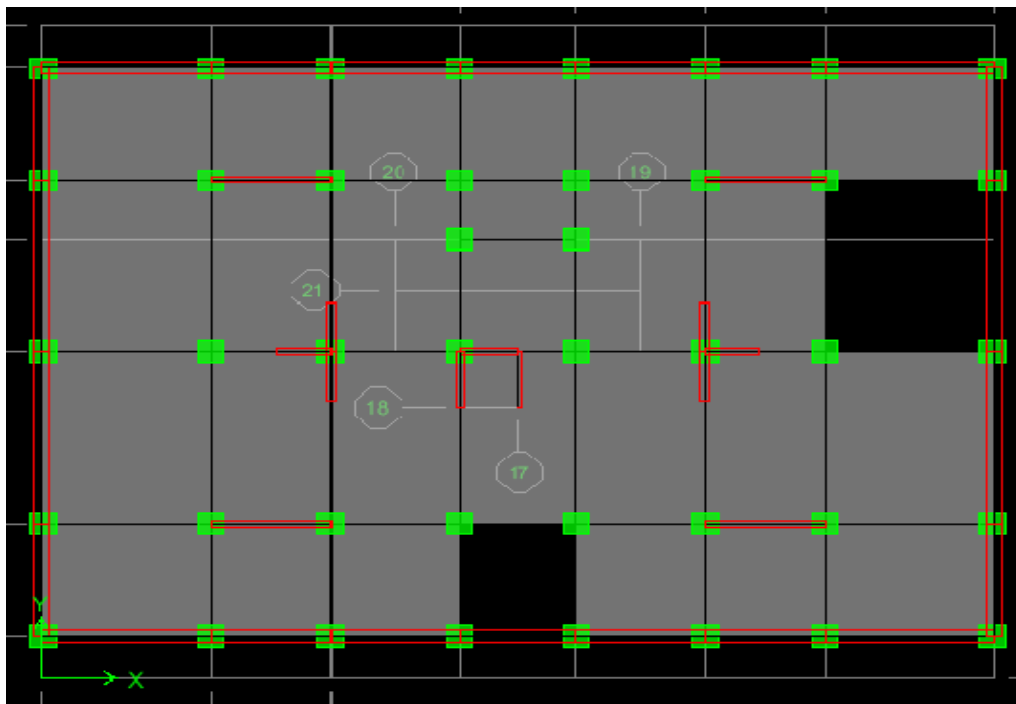
#### IV .1.3.5 Nombre de modes à considérer :

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .
- Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

#### IV .1.3.6 La disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité tout en restant dans le domaine économique
- Assurer une excentricité minimale



**Figure IV 3 : Disposition des voiles (sous sol)**

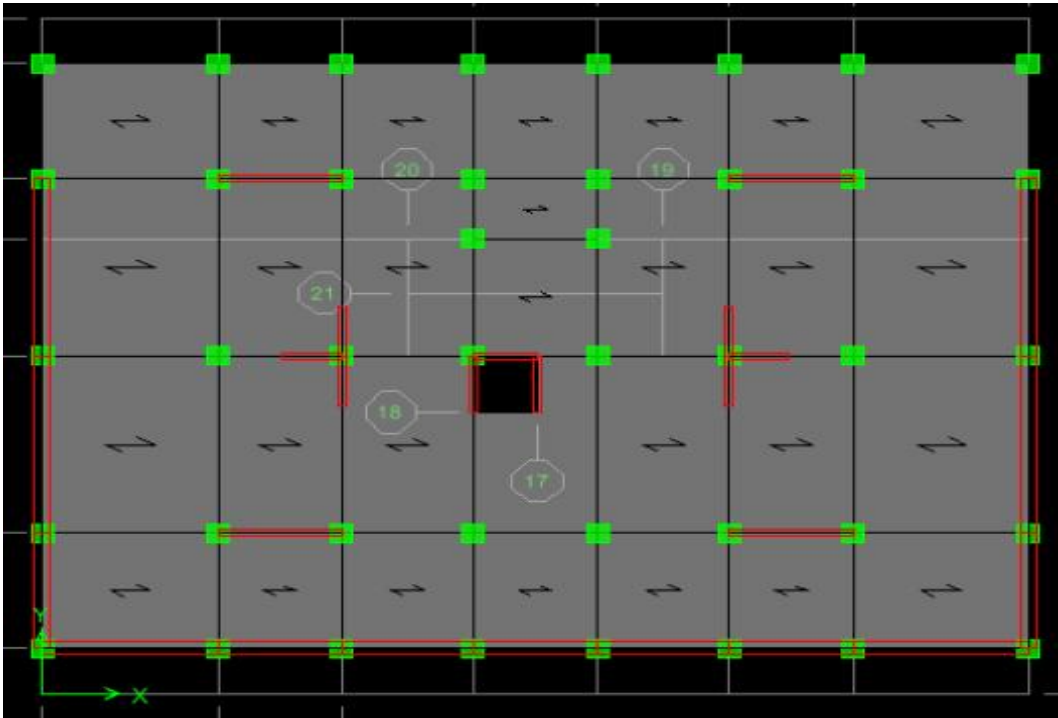


Figure IV 4: disposition des voiles ( RDC jusqu'à 2<sup>ème</sup> étage)

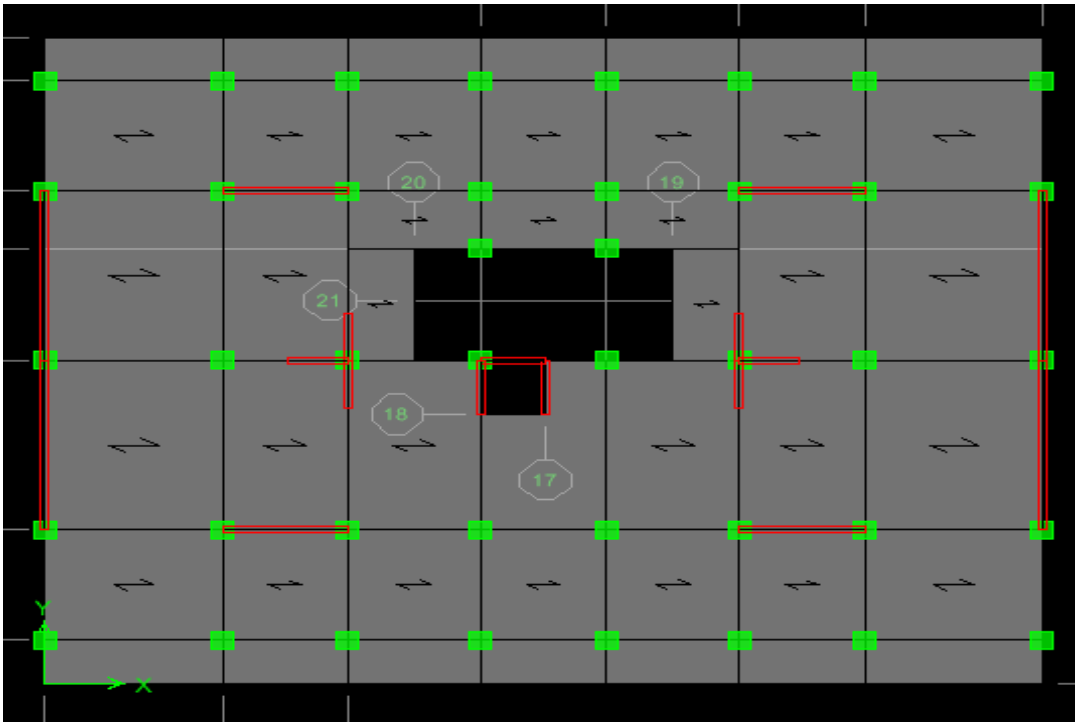


Figure IV 5: disposition des voiles (3<sup>ème</sup> jusqu'à dernier étage)



## IV .1.3.7 Caractéristique massique :

Tableau IV.1: Centre de masse et Centre de rigidité

Story	Mass	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	1572,6229	12,247	9,617	12,619	10,068	-0,372	-0,451
STORY2	1218,703	12,334	8,287	12,413	3,709	-0,079	4,578
STORY3	1140,8352	12,335	8,592	12,382	1,693	-0,047	6,899
STORY4	959,5456	12,385	9,272	12,367	0,393	0,018	8,879
STORY5	917,9603	12,356	10,308	12,352	2,213	0,004	8,095
STORY6	882,5834	12,352	10,295	12,345	3,895	0,007	6,4
STORY7	855,7186	12,352	10,292	12,341	5,227	0,011	5,065
STORY8	855,7186	12,352	10,292	12,338	6,289	0,014	4,003
STORY9	829,7613	12,352	10,29	12,336	7,119	0,016	3,171
STORY10	809,3859	12,352	10,288	12,334	7,764	0,018	2,524
STORY11	773,3929	12,281	10,216	12,333	8,265	-0,052	1,951
STORY12	787,7889	12,342	10,191	12,332	8,654	0,01	1,537

Donc : Sens X :  $e_a = 0,05 \times 24,70 = 1,235 \text{ m} > 0,372 \text{ m}$

Sens Y:  $e_a = 0,05 \times 20,40 = 1,02 \text{ m} < 8,879 \text{ m}$

Poids totale de bâtiment :  $W_T = 113835.4028 \text{ KN}$ .

## IV .1.3.8. Mode de vibration et participation massique :

Tableau IV.2: participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Nature
1	0,873519	47,3276	0,0002	47,3276	0,0002	Trans X
2	0,509523	0,0003	53,2436	47,3279	53,2439	Trans Y
3	0,410479	0,1862	0	47,5141	53,2439	Torsion
4	0,236971	15,5988	0	63,1129	53,2439	Torsion
5	0,145803	0	23,2559	63,1129	76,4998	Torsion
6	0,127612	6,9202	0	70,0331	76,4998	Torsion
7	0,099052	5,0655	0,0002	75,0986	76,5	Torsion
8	0,075571	8,4108	0,0198	83,5093	76,5198	Torsion
9	0,074968	0,0163	9,7363	83,5257	86,256	Torsion
10	0,055337	1,6604	0,0009	85,1861	86,2569	Torsion
11	0,051591	3,3253	0,0003	88,5114	86,2572	Torsion
12	0,048768	0	3,6194	88,5114	89,8767	Torsion
13	0,038855	0,1168	0,001	88,6283	89,8777	Torsion
14	0,03746	1,1698	0,0001	89,7981	89,8778	Torsion
15	0,035384	0	2,0563	89,7981	91,9341	Torsion
16	0,030884	1,1374	0,0006	90,9355	91,9347	Torsion

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

➤ **Nombre de modes à considérer :**

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soit pris en compte.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

➤ **Constataion :**

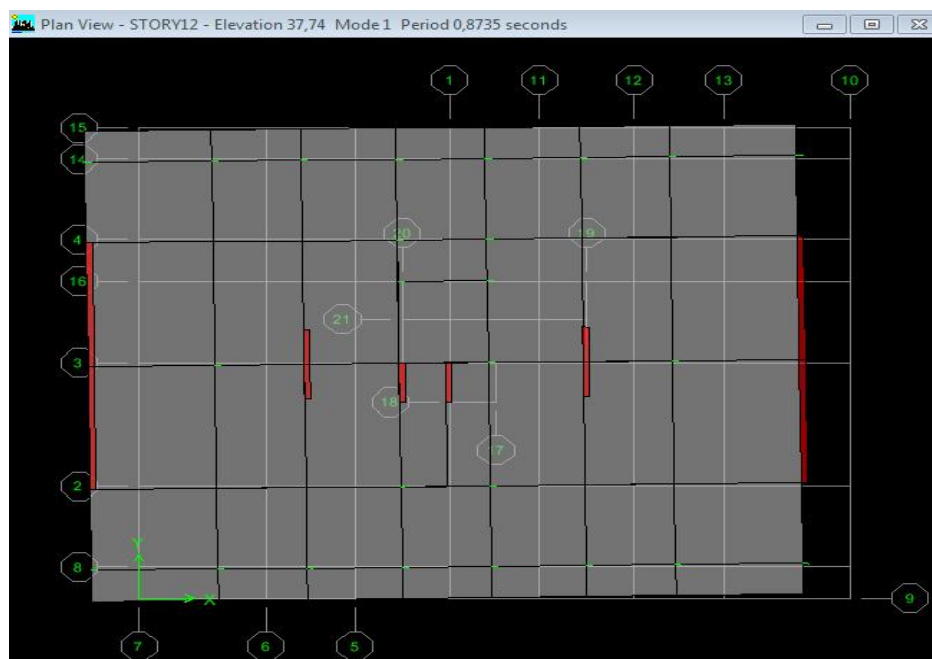
1°/ Ce modèle présente une période fondamentale  $T_{dyn} = 0.87$  s.

2°/ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

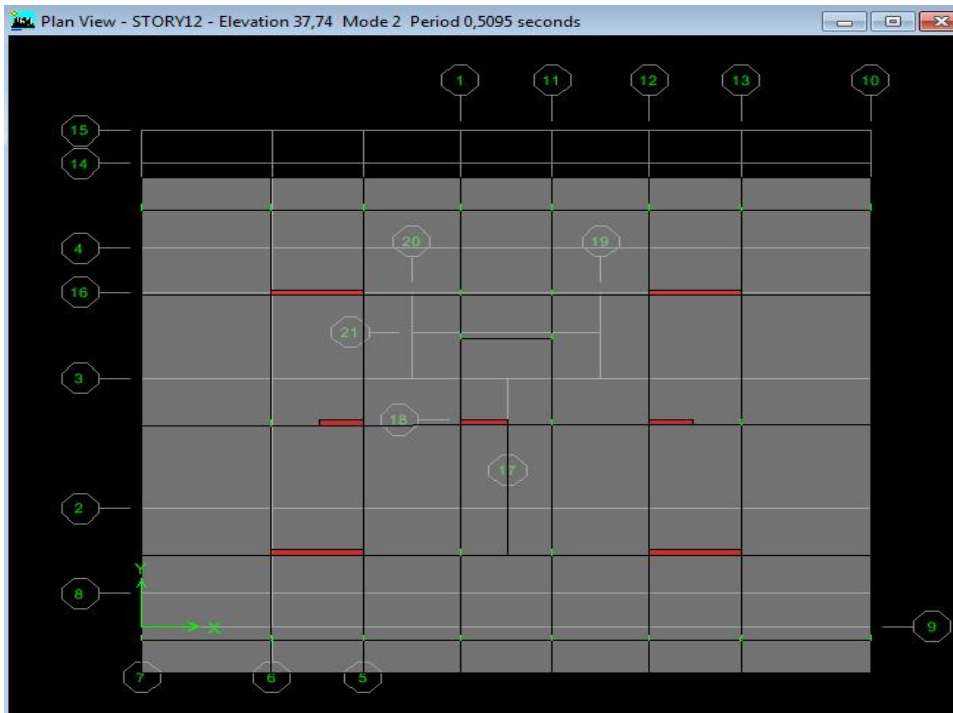
4°/ On doit retenir les 16 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

➤ **1<sup>er</sup> mode :** c'est un mode de translation suivant l'axe X de période  $T_1=0,87$ s



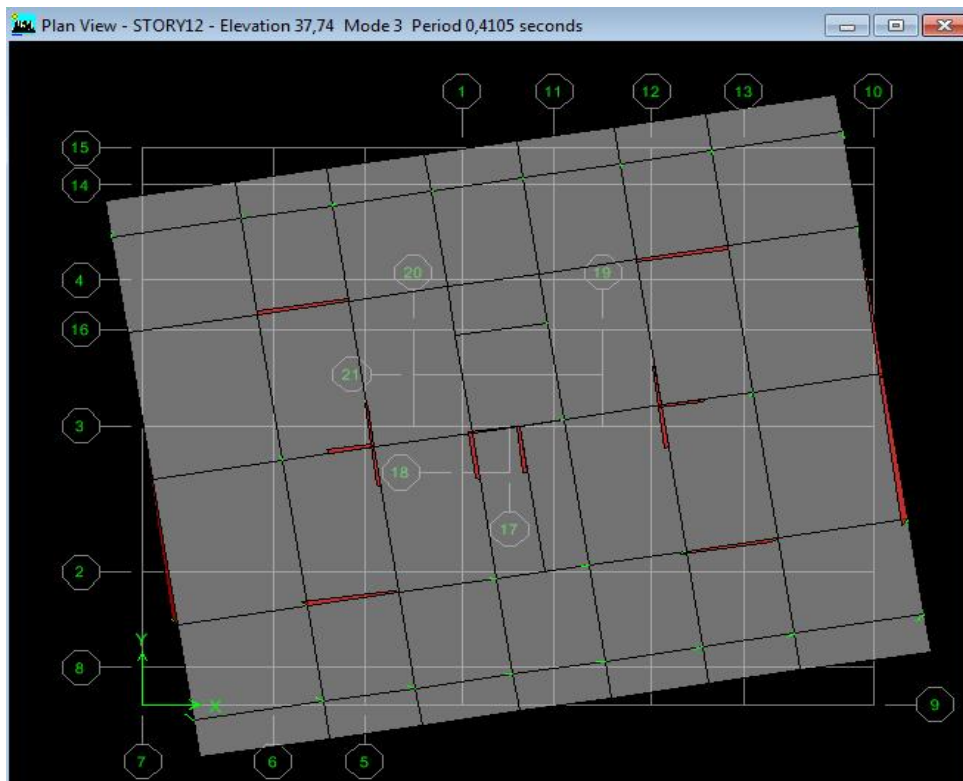
**Figure IV.6:** Vue en plan mode 01

- **2<sup>ème</sup> mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période  $T_2=0,509s$



**Figure IV.7:** Vue en plan mode 02

- **3<sup>ème</sup> mode** : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période  $T_3=0,41s$



**Figure IV.8:** Vue en plan mode 03

- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%,  $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$$T_{dyn}=0.87 \text{ sec} < 1.3 (0.76) =0.988 \text{ sec} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## IV.2. Etude sismique :

### IV.2.1. Généralité :

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

### IV.2.2. Justification du système de contreventement « détermination du R » :

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous:

- **Sous charges verticales :**

**Tableau IV.03** Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F <sub>3</sub> (KN)	F <sub>3</sub> (KN)	F <sub>3</sub>	F <sub>3</sub>
<b>Niveau1</b>	44442,87	37616,08	54,16%	45,84 %

➤ **Sous charges horizontales :**

**Tableau IV.4** Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F <sub>1</sub> %	F <sub>2</sub> %	F <sub>1</sub> %	F <sub>2</sub> %
Niveau 1	48.79	205.04	4.64	6.16	91.4%	97.1%	8.6 %	2.9 %

**Avec :**

**F<sub>1</sub>** : La charge horizontale suivant **X**.

**F<sub>2</sub>** : La charge horizontale suivant **Y**.

**F<sub>3</sub>** : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

#### IV.2.3. Présentation des différentes méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### IV.2.3.1. la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

##### IV.2.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique,

celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### IV.2.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### IV.2.4.Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

##### ➤ Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

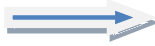
$$A = 0.15 \quad \eta = 0.882 \quad R = 3.5 \quad h_N = 37.74 \text{ m}$$


$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad T_2 = 0.5 \text{ s} \quad Q = 1.20$$

Dans notre cas, on peut également utiliser la formule suivante:

$$T=0,09h_n/\sqrt{d}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a)- sens longitudinale:  $d_x = 24.70 \text{ m}$    $T_x = 0,68 \text{ s}$

b)- sans transversale :  $d_y = 20.40 \text{ m}$    $T_y = 0,75 \text{ s}$

D’après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc:  $T_x = 0.68 \text{ s}$

$T_y = 0.75 \text{ s}$

On a:  $T_2 = 0,5\text{s}$

$0.4 < T_x < 3\text{s}$  donc  $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

D’où :

$D_x = 2,5 \times 0,882 (0,5 / 0,68)^{2/3} = 1.796$

$D_y = 2,5 \times 0,882 (0,5 / 0,75)^{2/3} = 1.682$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W = 10514.5 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = 9847.1 \text{ KN}$$

➤ **Les conditions d’application la méthode statique équivalente :** Cette méthode ne s’applique que si :

La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** Tous les groupes d’usages.

**Zone II :** Groupe d’usage 3

Groupe d’usage 2.....  $H_T \leq 7$  niveaux ou 23..m.

Groupe d’usage 1B..... $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

**Zone III** : Groupe d'usage 2 et 3.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

Notre structure est implantée en Zone IIa et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse **23 m**. Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

#### IV.2.4.1 Classification de l'ouvrage :

- Zone sismique : Zone IIa « à BOUIRA »
- Groupe d'usage : groupe 2 « bâtiment d'habitation et bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m »
- Site : « meuble S3 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15s et 0,50s
- Système structurel : voiles-portiques.

#### IV.2.4.2 Condition d' RPA99/Version 2003 :

- L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .
- Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : 
$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

#### IV.2.5 Application la méthode dynamique modale spectrale :

##### ➤ Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

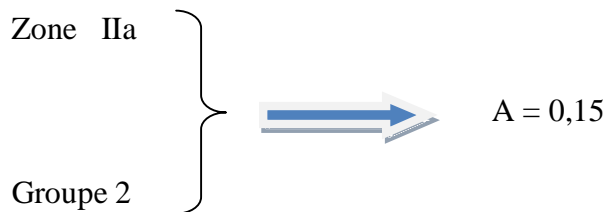


$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)



$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 8,5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

$\zeta$  : Pourcentage d'amortissement critique

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0,816 > 0,7$$

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3  $\Rightarrow T_1 = 0,15 s ; T_2 = 0,50 s$

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau 4.4)

**On obtient le spectre de réponse suivant :**

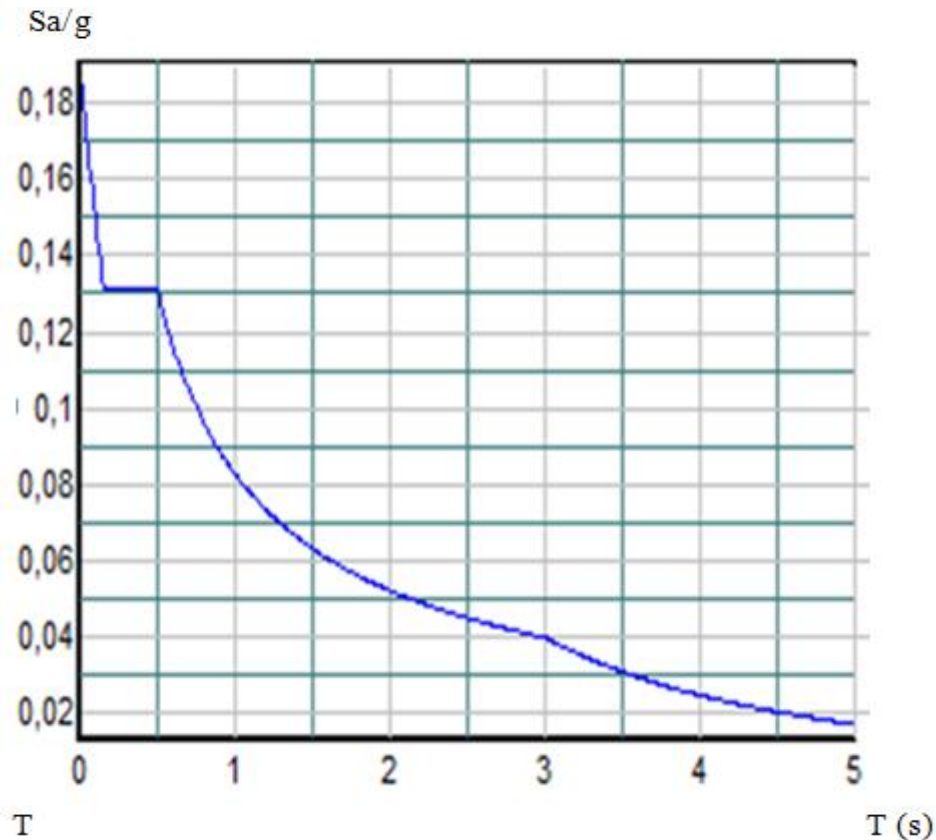


Figure IV.09: spectre de repense

➤ **Facteur de qualité :**

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

Tableau IV.04 : Facteur de qualité

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	$P_q$
Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0
Redondance en plan	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05
Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Donc :  $Q = 1.20$

#### IV.2.5.1 Calcul de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :  $V_t = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$

##### ➤ Sens longitudinal :

**Tableau IV.06 : L'effort tranchant (Sens longitudinal)**

Mode	Période	$\alpha_i(\%)$	Wi(KN)	sa/g	Vt(KN)
1	0,873519	47,3276	113835.4028	0,097	5226,2
2	0,509523	0,0003	113835.4028	0,143	0,048
3	0,410479	0,1862	113835.4028	0,141	29,88
4	0,236971	15,5988	113835.4028	0,141	2503,73
5	0,145803	0	113835.4028	0,143	0
6	0,127612	6,9202	113835.4028	0,148	1165,89
7	0,099052	5,0655	113835.4028	0,157	905,31
8	0,075571	8,4108	113835.4028	0,164	1570,21
9	0,074968	0,0163	113835.4028	0,165	3,06
10	0,055337	1,6604	113835.4028	0,17	321,32
11	0,051591	3,3253	113835.4028	0,172	651,08
12	0,048768	0	113835.4028	0,173	0
13	0,038855	0,1168	113835.4028	0,175	23,26
14	0,03746	1,1698	113835.4028	0,176	234,36
15	0,035384	0	113835.4028	0,177	0
16	0,030884	1,1374	113835.4028	0,186	240,82

## ➤ Sens transversal :

Tableau IV.07 : L'effort tranchant (Sens transversal)

Mode	Période	$\alpha_i(\%)$	Wi(KN)	sa/g	Vt(KN)
1	0,873519	0,0002	113835.4028	0,097	0,022
2	0,509523	53,2436	113835.4028	0,143	8667,23
3	0,410479	0	113835.4028	0,141	0
4	0,236971	0	113835.4028	0,141	0
5	0,145803	23,2559	113835.4028	0,143	3785,7
6	0,127612	0	113835.4028	0,148	0
7	0,099052	0,0002	113835.4028	0,157	0,035
8	0,075571	0,0198	113835.4028	0,164	3,69
9	0,074968	9,7363	113835.4028	0,165	1828,75
10	0,055337	0,0009	113835.4028	0,17	0,174
11	0,051591	0,0003	113835.4028	0,172	0,058
12	0,048768	3,6194	113835.4028	0,173	712,78
13	0,038855	0,001	113835.4028	0,175	0,199
14	0,03746	0,0001	113835.4028	0,176	0,02
15	0,035384	2,0563	113835.4028	0,177	414,32
16	0,030884	0,0006	113835.4028	0,186	0,127

## ➤ Combinaison des réponses modales (Art 4,3.5 ; RPA 99) :

a) Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes  $T_i$  et  $T_j$  et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$  Sont considérées indépendantes si le rapport  $r = \frac{T_i}{T_j}$  (avec  $T_i \leq T_j$ ) vérifie la relation

suivante :  $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$ ; avec  $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 8,5\%$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec  $E$  : effort de l'action sismique considéré

$E_i$  : valeur modale de  $E$  selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus (dans ce cas de calcul K = 12)

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes :  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

**Tableau IV.8 : Valeurs des rapports  $T_i/T_j$**

Mode	Période	r	$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\epsilon_i \epsilon_j})$	OBS
1	0,873519	0,58329928	0.540	C N V
2	0,509523	0,80561427	0.540	C N V
3	0,410479	0,80561427	0.540	C N V
4	0,236971	0,57730359	0.540	C N V
5	0,145803	0,61527782	0.540	C N V
6	0,127612	0,145803	0.540	C V
7	0,099052	0,7761966	0.540	C N V
8	0,075571	0,7629427	0.540	C N V
9	0,074968	0,99202075	0.540	C N V
10	0,055337	0,73814161	0.540	C N V
11	0,051591	0,93230569	0.540	C N V
12	0,048768	0,94528115	0.540	C N V
13	0,038855	0,79673146	0.540	C N V
14	0,03746	0,96409728	0.540	C N V
15	0,035384	0,94458089	0.540	C N V
16	0,030884	0,87282388	0.540	C N V

➤ **Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule :  $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

$E_x = 9263.88KN$  et on a :  $E_{x_{etabs}} = 6205,28 KN$

$E_y = 10983.07KN$   $E_{y_{etabs}} = 9013,43 KN$

On prend les valeurs trouvées dans l'ETABS ( $E_{x_{etabs}}$ ,  $E_{y_{etabs}}$ ).

**IV.2.6 Les vérifications :**

**IV.2.6.1 Vérification des déplacements inter étage :**

➤ **Le déplacement horizontal** à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :  $\delta_K = R \delta_{eK}$  (art 4-19 RPA 2003)

$\delta_{eK}$  : Déplacement horizontal du aux forces sismique

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{art 4-20 RPA2003})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01h_j \quad \text{Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

**Les résultats sont donnés par le tableau suivant :**

**Tableau IV.09 : Déplacement inter-étage**

Niveaux	$\delta_{eK}$		R	$\delta_k = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		$h_j(\text{m})$	$0,01h_j(\text{m})$
	$\delta x(\text{m})$	$\delta y(\text{m})$		$R \delta x$	$R \delta y$	$\Delta_x(\text{m})$	$\Delta_y(\text{m})$		
<b>7</b>	0,0254	0,0127	3,5	0,0889	0,04445	0,0105	-0,0007	3,06	0,0306
<b>6</b>	0,0224	0,0113	3,5	0,0784	0,03955	0,0112	-0,0007	3,06	0,0306
<b>5</b>	0,0192	0,0097	3,5	0,0672	0,03395	0,0119	0,00035	3,06	0,0306
<b>4</b>	0,0158	0,0081	3,5	0,0553	0,02835	0,01155	0	3,06	0,0306
<b>3</b>	0,0125	0,0066	3,5	0,04375	0,0231	0,01155	0,00105	3,06	0,0306
<b>2</b>	0,0092	0,0051	3,5	0,0322	0,01785	0,0105	0,0014	3,06	0,0306
<b>1</b>	0,0062	0,0037	3,5	0,0217	0,01295	0,0091	0,0021	3,06	0,0306
<b>RDC</b>	0,0036	0,0025	3,5	0,0126	0,00875	0,007	0,00455	3,06	0,0306
<b>Entre sol 03</b>	0,0016	0,0015	3,5	0,0056	0,0035	0,00245	0,0007	3,40	0,0340
<b>Entre sol 02</b>	0,0009	0,001	3,5	0,00315	0,0035	0,00175	0,0007	3,40	0,0340
<b>Entre sol 01</b>	0,0004	0,0005	3,5	0,0014	0,00175	0,00105	0,0007	4,08	0,0408
<b>sous-sol</b>	0,0001	0,0001	3,5	0,00035	0,00035	0,00035	0,00035	2,38	0,0238

➤ **Conclusion :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

#### IV.2.6.2 Vérification de l'effort normal réduit : ( $N_{red}$ )

Pour évites la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d : \text{l'effort normal maximal}$$

$B_c$  : l'air de section brute

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau IV.10 : L'effort normal réduit**

Section	$N_{rd}$ (KN)	$F_{C28}$ (MPa)	$N_{red}$ (KN)	Observation
65x65	2550.46	25	0,24	vérifiée
55x55	1902.64	25	0,25	vérifiée
45x45	1285.34	25	0,25	vérifiée
35x35	586.34	25	0,19	vérifiée

#### IV.2.6.3 Vérification de l'effet P-Delta :

Il faut calculer le coefficient  $\theta_K = P_K \Delta_k / V_K h_K$  et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si  $\theta_K < 0,10$  : les effets de 2<sup>eme</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1 / (1 - \theta_K)$ .
- Si  $\theta_K > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$V_K$  : 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 »

## ➤ Sens longitudinal :

Tableau IV .11: Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal

Niveau	$W_K(KN)$	$\Delta_X(m)$	$V_{KX}(KN)$	$h_j(m)$	$\theta_K$
7	7728,20911	0,0105	1431,05	3,06	0,0185307
6	15315,1935	0,0112	2261,09	3,06	0,02479141
5	23255,2691	0,0119	2944,74	3,06	0,03071142
4	31395,2275	0,01155	3520,87	3,06	0,03365691
3	39789,827	0,01155	4002,92	3,06	0,03751938
2	48184,4264	0,0105	4442,95	3,06	0,03721372
1	56842,5696	0,0091	4838,63	3,06	0,03493585
RDC	65847,7601	0,007	5136,99	3,06	0,02932303
Entre sol 03	75260,9025	0,00245	5318,62	3,40	0,01019665
Entre sol 02	86452,4958	0,00175	5560,94	3,40	0,00800181
Entre sol 01	98407,9722	0,00105	5795,85	4,08	0,00436961
sous-sol	113835,403	0,00035	5872,97	2,38	0,00285043

## ➤ Sens transversal :

Tableau IV.12: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal

Niveau	$W_K(KN)$	$\Delta_Y(m)$	$V_{KY}(KN)$	$h_j(m)$	$\theta_K$
7	7728,20911	0,0007	1871,6	3,06	0,00094459
6	15315,1935	0,0007	3226,44	3,06	0,00108586
5	23255,2691	0,00035	4317,02	3,06	0,00061615
4	31395,2275	0	5232,22	3,06	0
3	39789,827	0,00105	6022,1	3,06	0,00226721
2	48184,4264	0,0014	6686,92	3,06	0,00329676
1	56842,5696	0,0021	7241,91	3,06	0,00538665
RDC	65847,7601	0,00455	7704,4	3,06	0,01270844
Entre sol 03	75260,9025	0,0007	8075,8	3,4	0,00191868
Entre sol 02	86452,4958	0,0007	8456,85	3,4	0,00210469
Entre sol 01	98407,9722	0,0007	8766,89	4,08	0,00192585
sous-sol	113835,403	0,00035	8888,98	2,38	0,00188329



➤ **Conclusion :**

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

# CHAPITRE V

## *Ferraillage des éléments structuraux*

## V. Calcul des éléments principaux:

### V.1. Introduction:

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

Les règles *CBA 93* « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles *RPA 99/Ver2003* « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

#### V.1.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations et le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU .La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- ✓ Effort normal maximal et moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et effort correspondant

**V.1.3. Caractéristiques des matériaux :**

**Tableau .V.1.** Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,17	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

**V.1.4. Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ *Selon BAEL 91* (situation durable)

**ELU ..... 1,35G + 1,5Q**

**ELS ..... G + Q**

➤ *Selon RPA 99* (situation accidentelle)

**G + Q ± E**

**0,8G ± E**

La section d’acier sera calculée pour différentes combinaisons d’efforts internes

$N_{max}$  ;  $M_{correspondant}$

$N_{min}$  ;  $M_{correspondant}$

$M_{max}$  ;  $N_{correspondant}$

**V.1.5. Calcul des armatures**

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

✓ **Zone1** : Du S-SOL jusqu’au entre sol 02.

✓ **Zone2** : Du entre sol 03 jusqu’au 1<sup>ème</sup> étage.

✓ **Zone3** : Du 2<sup>ème</sup> jusqu’au 4<sup>ème</sup> étage.

✓ **Zone4** : Du 5<sup>ème</sup> jusqu’au 7<sup>ème</sup> étage.

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

### 1) Situation durable ELU (1.35G+1.5Q) :

**Tableau .V.2.** Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables

	$N_{max}$ $M_{corr}$		$N_{min}$ $M_{corr}$		$M_{max}$ $N_{corr}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
<b>Zone 01</b>	2550.46	9.128	-226.47	6.245	55.987	-1845.79
<b>Ferrailage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		3.56		29.26	
<b>Zone 02</b>	1902.64	20.84	-162.86	2.985	73.066	-1398.05
<b>Ferrailage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		2.52		24.25	
<b>Zone 03</b>	1285.34	14.876	-189.67	6.601	72.467	-677.91
<b>Ferrailage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		3.22		15.09	
<b>Zone 04</b>	586.34	16.196	-24.11	8.907	62.261	-252.82
<b>Ferrailage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		1.18		9.63	

### 2) Situation accidentelle (0.8G±E):

**Tableau .V.3.** Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles 0.8G±E

	$N_{max}$ $M_{corr}$		$N_{min}$ $M_{corr}$		$M_{max}$ $N_{corr}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
<b>Zone 01</b>	2085.21	31.274	-0.33	9.278	48.6	-853.54
<b>Ferrailage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		0.38		12.73	
<b>Zone 02</b>	2252.74	68.992	-0.08	7.269	152.23	-738.58
<b>Ferrailage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		0.35		17.00	
<b>Zone 03</b>	997.2	17.862	-0.23	42.301	138.431	-465.81
<b>Ferrailage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		2.55		14.52	
<b>Zone 04</b>	339.81	44.437	-0.16	0.492	81.076	-177.14
<b>Ferrailage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		0.04		8.93	

3) Situation accidentelle (G+Q±E) :

Tableau .V.4. Ferraillage des poteaux sous combinaisons accidentelles (G+Q±E)

	N <sub>max</sub> M <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> N <sub>corr</sub>	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
<b>Zone 01</b>	2354.09	3.903	-0.11	18.196	59.33	-1365.31
<b>Ferraillage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		0.74		19.59	
<b>Zone 02</b>	2366.38	69.19	-3.8	18.126	152.519	-1114.2
<b>Ferraillage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		0.92		21.69	
<b>Zone 03</b>	1097.75	110.868	-1.58	25.902	150.277	-616.62
<b>Ferraillage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		1.75		17.22	
<b>Zone 04</b>	460.66	9.639	-0.48	1.167	87.8	-224.57
<b>Ferraillage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		0.1		10.1	

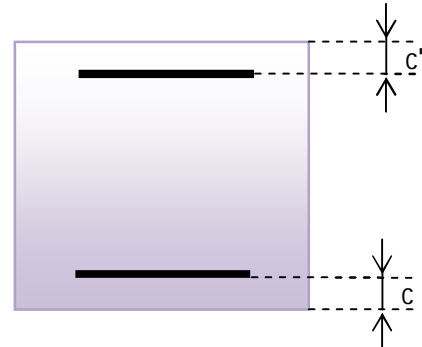
V.1.6. Calcul des armatures longitudinales :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

➤ Le ferraillage minimal d'après CBA93 :

Ferraillage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d$$



➤ Recommandations du «BAEL91» :

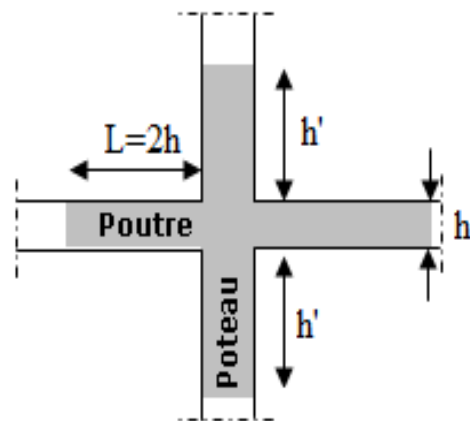
$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left( 4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

➤ Recommandations du «RPA 99/v.2003» :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- ✓ Ferraillage maximum sera de :
  - ✓ **4%** en zone courante.
  - ✓ **6%** en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- ✓ La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✓  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- ✓ Le diamètre minimum est de **12 mm**



**Tableau .V.5.** Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteau	Section (cm*cm)	$A_{min}$	$A_{max}$	$A_{cnf}$	$A_{min}$	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )
		(cm <sup>2</sup> ) BAEL91	(cm <sup>2</sup> ) BAEL91	(cm <sup>2</sup> ) CBA93	(cm <sup>2</sup> ) RPA99	(Zone Courante) RPA99	(Zone de recouvrement) RPA99
<b>Zone 1</b>	<b>65x65</b>	8.45	211.25	4.59	33.8	169	253.5
<b>Zone 2</b>	<b>55 x 55</b>	6.05	151.125	3.28	24.2	121	181.5
<b>Zone 3</b>	<b>45 x 45</b>	4.05	101.25	2.20	16.2	81	121.5
<b>Zone 4</b>	<b>35x35</b>	4	61.25	1.33	9.8	49	36.75

**V.1.7. Exemple de calcul :****➤ Ferrailage longitudinal :**

Soit un poteau de **Zone 03 (45x45) cm<sup>2</sup> (Situation accidentelle)** :

$$C=C'=3\text{cm.} \quad d=0.9 h =0.405\text{m}$$

$$L = 3.06\text{m.}$$

$$f_{bu}=14.17\text{Mpa.}$$

$$M_{\max} = 150.277 \text{ KN.m .}$$

$$N_{\text{corr}} = 616.62 \text{ KN .}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{150.277}{616.62} = 0.24\text{m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.24 + \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 0.42\text{m}$$

$e_A$  : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures.

$$M_A = N \times e_A = 258.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{258.98 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.405^2 \times 14.17} = 0.247$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{Section partiellement comprimée}$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment  $M_A$  puis sera ramené en flexion composée.

**➤ Calcul des aciers en flexion simple :**

$$M_u = 72.467 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 52.601 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{72.467}{52.601} = 1.377$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.377 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.291$$

$$\mu_{bu} = 0.247 < \mu_{lu} = 0.291 \quad \Rightarrow \quad \text{(Pas d'armatures comprimées) } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.295 \quad \Rightarrow \quad \text{Méthodes simplifiée}$$



$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.405(1 - 0.6 \times 0.247) = 0.344$$

$$A = \frac{M_A}{Z_b f_{ed}} = \frac{258.98 \times 10^{-3}}{0.344 \times 348} \times 10^4 = 21.63 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des aciers en flexion composée :**

$$A_u = A - \frac{N}{f_{ed}} = 21.63 - \frac{616.62 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 3.91 \text{ cm}^2.$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{adopté} = \max (A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{min(RPA)})$$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.6.** Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux

Zone	Poteau	combi	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{cnf}$ ( $cm^2$ )	$A_{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopté}$	A adoptée/face
1	P 65	ELU	29.26	4.59	33.8	33.8	12 T 20
		0.8G+E	12.73				
		G+Q+E	19.59				
2	P 55	ELU	24.25	3.28	24.2	24.25	4T20+8T16
		0.8G+E	17.00				
		G+Q+E	21.69				
3	P 45	ELU	15.09	2.20	16.2	17.22	4T16+8T14
		0.8G+E	14.00				
		G+Q+E	17.22				
4	P 35	ELU	9.63	1.33	9.8	10.10	4T16+4T14
		0.8G+E	8.93				
		G+Q+E	10.10				

➤ **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par  $L_r = 40\phi$

Pour :

**Tableau .V.7.** Longueur de recouvrement

Diamètre $\phi$ (mm)	Longueur L (cm) = $40\phi$
$\phi$ 20	80
$\phi$ 16	64
$\phi$ 14	56

**V.1.8. Ferrailage transversales :****➤ Calcul des armatures transversales :**

-Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Maintenir les armatures longitudinales.

**➤ Diamètre des aciers :**

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$ : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$ : hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g < 5.$$

$t$  : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

✓ Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$  en zone IIa  $t = 8\text{cm}$

✓ Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi$  en zone IIa  $t' = 12\text{cm}$

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t.b_1}$  est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre la valeur limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec « **a** » et « **b** », dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et « **L<sub>f</sub>** » longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite minimum de **10  $\phi_t$** .

➤ **Zone courante: (Zone 04)**

$$V_u = 85.78 \text{ KN}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 > 5$$

**donc:**  $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{0.12 \times 2.5 \times 85.78 \times 10^4}{0.35 \times 400 \times 10^3} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **02 Cadres 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 6.12 \geq 5$$

$$\frac{A_{t \text{ min}}}{t. b_1} \geq 0.3 \%$$

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 \times 35 \times 12 = 1.26 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à **135°** ayant une longueur de **10φ<sub>t</sub> = 8cm**

➤ **Zone nodale: (Zone 04)**

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 > 5$$

donc  $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 85.78 \times 10^4}{0.35 \times 400 \times 10^3} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **02 cadres 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée

comme suit :

$$\lambda_g = 5.355 \geq 5$$

$$\frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.3 \%$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 35 \times 8 = \mathbf{0.84 \text{ cm}^2} < A_{t \text{adopté}} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à **135°** ayant une longueur de **10φ<sub>t</sub> = 8cm**

➤ **Choix des armatures :**

**Tableau .V.8.** Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

ZONE COURANTE					
Zone	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> calculé (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Zone 1	(65x65)	0.62	6HA8	3.02	15
Zone 2	(55x55)	2.05	6HA8	3.02	15
Zone 3	(45x45)	2.21	6HA8	3.02	15
Zone 4	(35x35)	1.83	4HA8	2,01	15

**Tableau .V.9.** Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

ZONE NODALE					
Zone	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> calculé (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Zone 1	(65x65)	0.41	<b>6HA8</b>	3.02	10
Zone 2	(55x55)	1.37	<b>6HA8</b>	3.02	10
Zone 3	(45x45)	1.47	<b>6HA8</b>	3.02	10
Zone 4	(35x35)	1.22	<b>4HA8</b>	2,01	10

### V.1.9. Vérification :

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

**Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux : [RPA art 7.4.3.2].**

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous sismique doit être vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

V : effort tranchant maximal repris par le poteau.

**Tableau .V.10.Vérification des contraintes tangentielles.**

Poteau	Effort tranchant (KN)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
(65x65)	35.74	<b>0.09</b>	1.00	CV
(55x55)	100.62	<b>0.369</b>	1.00	CV
(45x45)	88.49	<b>0.485</b>	1.00	CV
(35x35)	85.78	<b>0.778</b>	1.875	CV

➤ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable à chaque zone.

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

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

**Tableau .V.11.vérification des contraintes dans le béton**

Section	$N_{ser}$ (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	B (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
(65x65)	<b>1858.95</b>	33.8	4225	<b>3.92</b>	15	CV
(55x55)	<b>1386.61</b>	24.25	3025	<b>4.09</b>	15	CV
(45x45)	<b>936.68</b>	17.22	2025	<b>4.10</b>	15	CV
(35x35)	<b>427.86</b>	10.10	1225	<b>3.10</b>	15	CV

➤ **Justification à l'effort normal ultime :**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est :

$$N_{ulim} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$B_r$  : section réduite du béton.

$A$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots Si \quad \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

➤ **Vérification du flambement :**

Si l'élanement  $\lambda \leq 50$  qu'on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement.

Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs

de la flexion composée des poteaux.  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$ : c'est la longueur de flambement :  $l_f = 0,7 l_0$

$i$  : c'est le rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés :

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

$a$  : la plus petit longueur

➤ **Exemple de calcul : La zone 01.  $\alpha = 0.822$**

✓ **Calcul de  $B_r$  :**

$$B_r = (0.65 - 0,03) (0.65 - 0,03) = 0,38m^2$$

✓ **Calcul de  $N_{ulim}$  :**

$$\begin{cases} N_{ulim} = 6750.83 \text{ KN} \\ N_{max} = 2550.46 \text{ KN} < N_{ulim} = 6750.83 \text{ KN} \dots \text{CV} \end{cases}$$

Tableau .V.12. Vérification vis-à-vis au flambement

Zone	Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	$\lambda \leq 50$	$\alpha$	$N_{max}$ (KN)	$N_{ulim}$ (KN)	Observation
Zone 1	(65x65)	14.43	CV	0.822	2550.46	6750.83	CV
Zone 2	(55x55)	12.74	CV	0.828	2293.44	4838.4	CV
Zone 3	(45x45)	15.39	CV	0.818	1831.23	3156.02	CV
Zone 4	(35x35)	19.38	CV	0.801	1098.5	1800.33	CV

V.1.10. Schéma de ferrailage des poteaux :

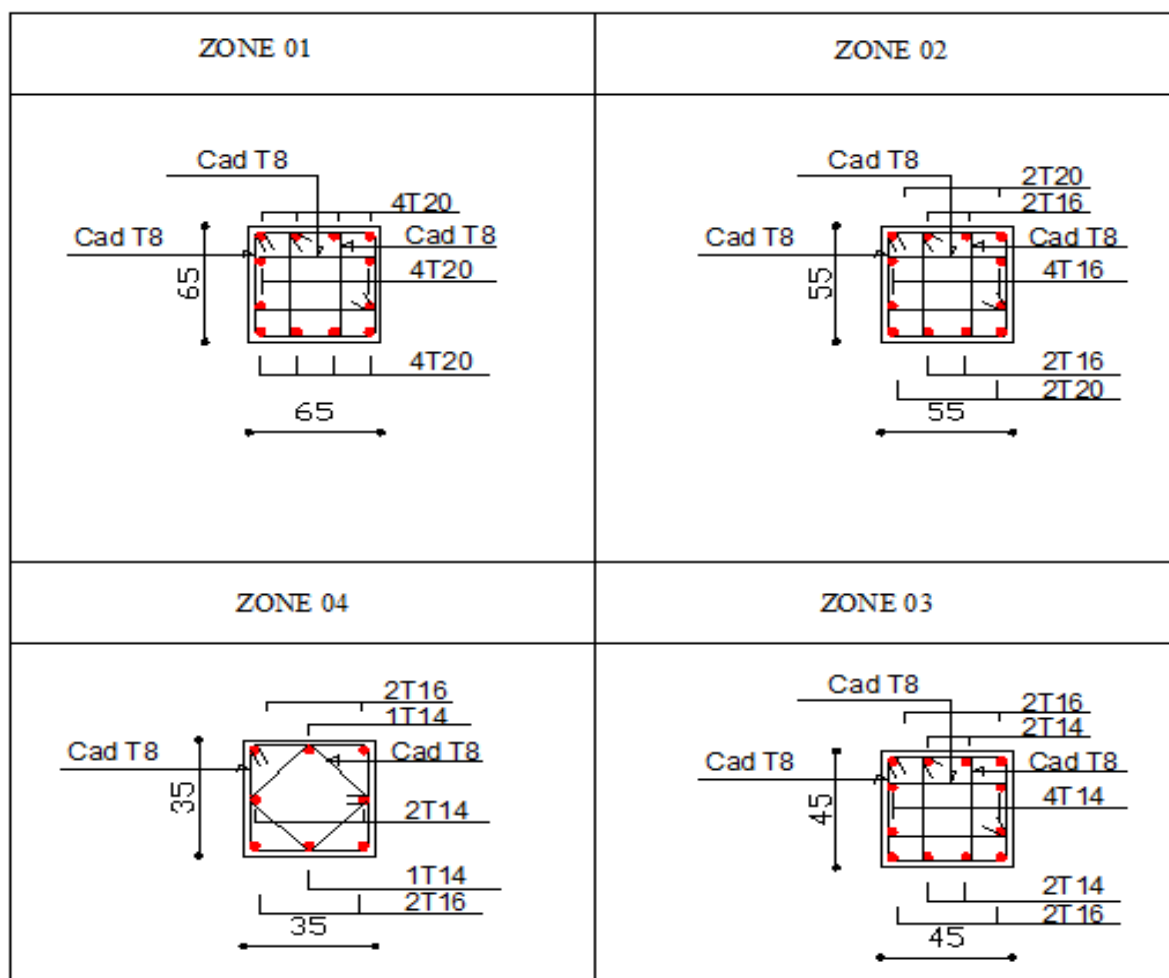


Figure .V.1. Schéma de ferrailage des poteaux



**V.2. Ferrailage des voiles :****V.2.1. Introduction :**

Dans une structure, les voiles de contreventement, en plus de leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ( $G; Q$  et  $E$ ).

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en quatre zones :

- ✓ les niveaux (Sous-sol, entre sol 01, entre sol 02) zone 1
- ✓ les niveaux (entre sol 03 au 1<sup>ème</sup> étage) zone 2
- ✓ les niveaux (2<sup>ème</sup> étage au 4<sup>ème</sup> étage) zone 3
- ✓ les niveaux (5<sup>ème</sup> étage au 07<sup>ème</sup> étage) zone 4

Les voiles seront calculés en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

**V.2.2. Les combinaisons d'action:**

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre :

- **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire :  $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle :  $G + Q \pm E$  ,  $0,8G \pm E$

- **Etat limite de service :**  $G + Q$

**V.2.3. Recommandations de RPA :**

- **Armatures verticales :**

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- ✓ L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de  $L/10$  dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

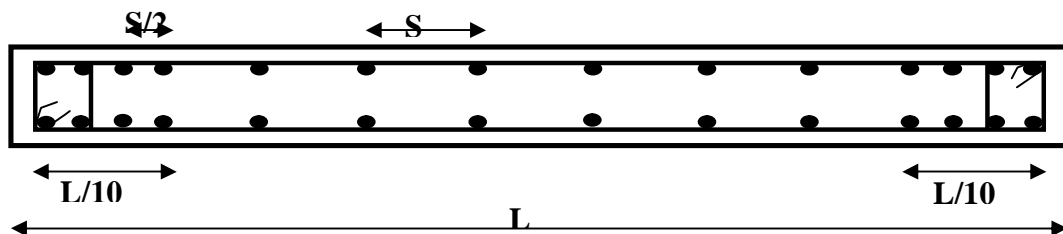


Figure .V.1. Disposition des armatures verticales dans le voile.

➤ **Armatures horizontales:**

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles suivantes :

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^0$  ayant une Longueur de  $10\phi$  .
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - $S \leq 1.5 a$  (a : épaisseur du voile).
  - $S \leq 30\text{cm}$ .
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (a l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile .
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être à  $40\phi$  pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible . $20\phi$  pour les barres situées

dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

D'après le BAEL:  $A_H = \frac{A_V}{4}$

➤ **Armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

➤ **Armature de potelet :**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

➤ **Armature de couture :**

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad \bar{V} = 1,4V_U$$

$V_U$  : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Règle communes :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section
- En zone courante égale a 0.10% de la section

#### V.2.4. Ferrailage des voiles :

On procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bonde de largeur  $d$ .

➤ **Exposé de la méthode:**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisantes la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

**Avec :**

**N :** effort normal appliqué

**M :** Moment fléchissant appliqué.

**B :** Section transversale du voile.

**y :** bras de levier  $y = \frac{L_{voile}}{2}$

**I :** l'inertie de voile

Avec

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

$L_t$  : Longueur tendue

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

➤ **Armatures minimales selon le BAEL91 :**

Section partiellement comprimée :  $A_{min} \geq \max \left( 0,23.B.\frac{f_t28}{f_e} ; 0,005B \right)$

Section entièrement tendue :  $A_{min} \geq \max \left( \frac{N_u}{2\sigma_s} ; B.\frac{f_t28}{f_e} ; 0,005.B \right)$

**V.2.5. Vérification :**

➤ **Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, on considère

$$N_{ser} = G+Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0,6.f_c28 = 15MPa$$

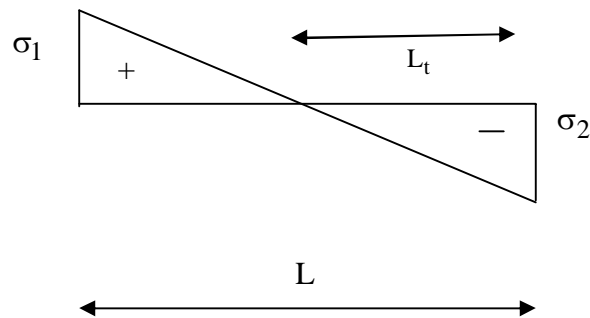
Avec:

**N:** effort normal appliqué ( $N_{ser}$ ).

**B:** section de béton.

**A:** section d'armature adoptée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**



**1. D'après le RPA99 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

ou :  $\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$  avec :  $V = 1,4V_{U\text{calcul}}$

Avec:

$b_0$  : épaisseur de voile

$d$  : hauteur utile = 0,9h

$h$  : hauteur totale de la section brute.

**2. D'après le BAEL 91 :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d}$$

Avec  $\tau$  : contrainte de cisaillement

On a aussi  $\bar{\tau}_U = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$

**V.2.6. Exemple de calcul :**

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinale de longueur  $L= 3.1$  m, dans la troisième zone ( $5^{eme} + 6^{eme} + 7^{eme}$ ). Ainsi le ferraillage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailler par symétrie.

➤ **Détermination des sollicitations :**

On prend dans notre cas :

$M_{max} = 1741.58 \text{ KN.m}$    $N_{cor} = -1449.82 \text{ KN}$

$$I = \frac{0.2 (3.1)^3}{12} = 0.4965 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 3.1 = 0.62 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3.1}{2} = 1.55 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = 3584.23 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = -7291.32 \text{ KN/m}^2$   La section est partiellement comprimée.

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{7291.32}{7291.32 + 3584.23} \cdot 3.1 = 2.08 \text{ m}$$

➤ **Calcul des armatures verticales :**

$$F = \frac{\sigma_2 L_t}{2} e = \frac{|-7291.32| \times 2.08}{2} \cdot 0.2 = 1516.5 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_c} = \frac{1515.66 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 37.91 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / \text{ml}) / \text{nappe} = (33.10/2) = 18.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section finale dans le voile est } A_v = \frac{18.95 \times 3.1}{2.08} = 28.25 \text{ cm}^2$$

doit être distribuée sur  $L_t$ .

➤ **Section minimale d'armature verticale :**

**1. Selon RPA :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2\% b L_t$$

b : épaisseur du voile.

$L_t$  : longueur de la section tendue.

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.002 \times 0.2 \times 2.08 = 8.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 8.32 \text{ cm}^2$$

**2. Selon le BAEL :**

$$\text{- BAEL91 : } A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\min \text{ RPA}}; A_{\text{l calcul}}; A_{\min \text{ BAEL}}) = (11.28 ; 28.25 ; 6.74)$$

$$A_{\text{adopté}} = 28.25 \text{ cm}^2 / \text{nappes}$$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

Zone d'about :  $(310/10) = 31 \text{ cm}$ . avec  $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante 2.48 m. avec  $St = 20 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

$$\text{Soit : } 18\text{HA}16 = 36.19 \text{ cm}^2$$

**Armatures horizontales :**

✓ **Selon RPA :**

Globalement dans la section du voile:

$$A_H = 0,15\% b \cdot h = 0.15 \times 310 \times 20 / 100 = 9.3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_H = 0,10 \% b.h = 0.10 \times 310 \times 20/100 = 6.2 \text{ cm}^2$$

✓ *Selon le BAEL :*

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{36.19}{4} = 9.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale:**

D'après l'RPA 99 les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingles en mètre carré, soit : **4 HA8**.

**Tableau .V.13.**Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 3.1m)

Voile V <sub>5,6,7,8</sub>		L = 3.1m			e = 0.2 m
Zone		1	2	3	4
N <sub>max</sub> (KN m)		-2621.61	-2293.44	-1831.23	-1098.5
M <sub>corr</sub> (KN m)		7.21	27.141	5.838	6.564
N <sub>min</sub> (KN m)		-832.84	-672.55	-466.52	-140.33
M <sub>corr</sub> (KN m)		794.79	481.049	539.573	50.475
M <sub>max</sub> (KN m)		827.444	3172.006	1741.58	758.598
N <sub>corr</sub> (KN m)		-1310.77	-1379.89	-1149.82	-724.36
B (m <sup>2</sup> )		0.62			
V (m <sup>2</sup> )		1.55			
I (m <sup>4</sup> )		0.4964			
σ <sub>1</sub> (KN / m <sup>2</sup> )		-4205.9	7203.32	3584.23	-1751.28
σ <sub>2</sub> (KN / m <sup>2</sup> )		-4250.91	-7115.77	-7291.32	-1792.27
L <sub>T</sub> (m) (Tendue)		0	1.54	2.08	0
L <sub>c</sub> (m) (Comprimée)		3.10	1.56	1.02	3.1
F (KN)		2621.61	1096.20	1515.66	1098.5
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )		32.77	27.57	28.25	17.73
A <sub>v</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> )		36.19	36.19	36.19	27.71
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8.32	8.32	8.32	8.32
A <sub>v</sub> adoptée > A <sub>min</sub>		<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>
Armature verticale		Choix par nappe : 18 HA 16			<b>18 HA 14</b>
A <sub>v</sub> adoptée totale (cm <sup>2</sup> )		72.38			55.42
St (cm <sup>2</sup> ) (zone d'about)		10			10
St (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)		20			20
A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)		9.05	9.05	9.05	5.09
A <sub>H</sub> (cm) (RPA)		9.3			
Armature horizontale		Choix par nappe : 13 HA 10			
St' (cm <sup>2</sup> )		20			
Armature transversale		<b>4HA8 (04 épingles au mètre carré)</b>			



**Tableau .V.14.**Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L =1.5m)

Voile V <sub>9,10</sub>		L = 1.50m		e = 0.2 m
Zone	1	2	3	4
N <sub>max</sub> (KN m)	-1408.93	-1257.11	-856.1	-463.43
M <sub>corr</sub> (KN m)	3.897	609.394	9.323	251.71
N <sub>min</sub> (KN m)	-497.16	-2.83	-146.64	-2.33
M <sub>corr</sub> (KN m)	33.704	632.792	210.924	154.431
M <sub>max</sub> (KN m)	101.57	676.947	386.847	294.781
N <sub>corr</sub> (KN m)	-903.65	-1116.74	-428.64	-437.83
B (m <sup>2</sup> )	0.3			
V (m <sup>2</sup> )	0.75			
I (m <sup>4</sup> )	0.05625			
σ <sub>1</sub> (KN / m <sup>2</sup> )	-4644.71	5303.49	3729.16	2470.98
σ <sub>2</sub> (KN / m <sup>2</sup> )	-4748.15	-12748.43	-6586.76	-5389.85
L <sub>T</sub> (m) (Tendue)	1.5	1.06	0.96	1.03
L <sub>c</sub> (m) (Comprimée)	0	0.44	0.54	0.47
F (KN)	1408.93	1350.46	630.85	554.34
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	17.61	23.90	12.35	10.11
A <sub>v adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>24.63</b>	<b>24.63</b>	<b>18.10</b>	<b>18.10</b>
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	6	6	6	6
A <sub>v adoptée</sub> > A <sub>min</sub>	<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>
Armature verticale	Choix par nappe : 16 HA 14		Choix par nappe : 16 HA 12	
A <sub>v adoptée totale</sub> (cm <sup>2</sup> )	49.26		36.20	
St (cm <sup>2</sup> ) (zone d'about)	7			
St (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	10			
A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)	6.15	6.15	4.52	4.52
A <sub>H</sub> (cm) (RPA)	4.5			
Armature horizontale	Choix par nappe : 13 HA 10			
St' (cm <sup>2</sup> )	20			
Armature transversale	<b>4HA8 (04 épingles au mètre carré)</b>			

**Tableau .V.15.**Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L=1.50m)

Voile V <sub>11,12,13,14</sub>		L = 1.50m			e = 0.2 m
Zone		1	2	3	4
N <sub>max</sub> (KN m)		-1435.42	-1179.84	-860.95	-463.55
M <sub>corr</sub> (KN m)		17.347	40.581	31.609	22.28
N <sub>min</sub> (KN m)		-420.37	-133.36	-180.36	-12.6
M <sub>corr</sub> (KN m)		60.452	11.076	25.748	36.784
M <sub>max</sub> (KN m)		130.764	261.422	155.69	122.338
N <sub>corr</sub> (KN m)		-799.62	-1020.32	-465.42	-288.68
B (m <sup>2</sup> )		0.3			
V (m <sup>2</sup> )		0.75			
I (m <sup>4</sup> )		0.05625			
σ <sub>1</sub> (KN / m <sup>2</sup> )		-4553.44	-3391.72	-2448.38	-1248.1
σ <sub>2</sub> (KN / m <sup>2</sup> )		-5016.03	-4473.88	-3291.29	-1842.23
L <sub>T</sub> (m) (Tendue)		1.5	1.5	1.5	1.5
L <sub>c</sub> (m) (Comprimée)		0	0	0	0
F (KN)		1435.42	1179.84	860.95	463.55
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )		17.97	14.75	10.76	5.79
A <sub>v adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )		<b>18.10</b>	<b>18.10</b>	<b>18.10</b>	<b>18.10</b>
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6	6	6	6
A <sub>v adoptée</sub> > A <sub>min</sub>		<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>
Armature verticale		Choix par nappe : 16 HA 12			
A <sub>v adoptée totale</sub> (cm <sup>2</sup> )		36.2			
St (cm <sup>2</sup> ) (zone d'about)		7			
St (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)		10			
A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)		4.53	4.53	4.53	
A <sub>H</sub> (cm) (RPA)		4.5			
Armature horizontale		Choix par nappe : 13 HA 10			
St' (cm <sup>2</sup> )		20			
Armature transversale		<b>4HA8 (04 épingles au mètre carré)</b>			

**Tableau .V.16.**Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=1.70m)

Voile V <sub>15,17</sub>		L = 1.70m		e = 0.2 m	
Zone		1	2	3	4
N <sub>max</sub> (KN m)		-1726.06	-1813.41	-1198.43	-630.75
M <sub>corr</sub> (KN m)		56.836	39.309	105.402	79.747
N <sub>min</sub> (KN m)		-446.91	-9.2	-76.13	-1.86
M <sub>corr</sub> (KN m)		7.76	43.399	106.454	19.626
M <sub>max</sub> (KN m)		173.176	321.577	241.758	187.896
N <sub>corr</sub> (KN m)		-1262.74	-692.03	-656.75	-403.56
B (m <sup>2</sup> )		0.34			
V (m <sup>2</sup> )		0.85			
I (m <sup>4</sup> )		0.0819			
σ <sub>1</sub> (KN / m <sup>2</sup> )		-4486.65	-4925.51	-2430.66	-1027.32
σ <sub>2</sub> (KN / m <sup>2</sup> )		-5666.64	-5741.61	-4618.93	-2682.97
L <sub>T</sub> (m) (Tendue)		1.7	1.7	1.7	1.7
L <sub>c</sub> (m) (Comprimée)		0	0	0	0
F (KN)		1726.06	1813.41	1198.43	630.75
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )		21.58	22.67	14.98	7.88
A <sub>v adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )		<b>24.63</b>	<b>24.63</b>	<b>18.10</b>	<b>18.10</b>
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.8	6.8	6.8	6.8
A <sub>v adoptée</sub> > A <sub>min</sub>		<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>
Armature verticale		Choix par nappe : 16 HA 14		Choix par nappe : 16 HA 12	
A <sub>v adoptée totale</sub> (cm <sup>2</sup> )		49.26		36.2	
St (cm <sup>2</sup> ) (zone d'about)		7			
St (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)		12			
A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)		6.16	6.16	4.53	4.53
A <sub>H</sub> (cm) (RPA)		5.10			
Armature horizontale		Choix par nappe : 13 HA 10			
St' (cm <sup>2</sup> )		20			
Armature transversale		<b>4HA8 (04 épingles au mètre carré)</b>			

**Tableau .V.17.**Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L=1.60m)

Voile V <sub>16</sub>		L = 1.60m			e = 0.2 m
Zone	1	2	3	4	
N <sub>max</sub> (KN m)	-1611.64	-1340.46	-1022.9	-556.21	
M <sub>corr</sub> (KN m)	3.663	100.819	55.466	47.941	
N <sub>min</sub> (KN m)	-624.82	-449.66	-281.23	-55.94	
M <sub>corr</sub> (KN m)	83.405	24.339	43.134	41.351	
M <sub>max</sub> (KN m)	225.745	986.389	616.02	419.392	
N <sub>corr</sub> (KN m)	-918.88	-887.24	-774.14	-346.88	
B (m <sup>2</sup> )	0.32				
V (m <sup>2</sup> )	0.8				
I (m <sup>4</sup> )	0.06827				
σ <sub>1</sub> (KN / m <sup>2</sup> )	-4993.45	8787.62	4800.05	3830.75	
σ <sub>2</sub> (KN / m <sup>2</sup> )	-50.79.30	-14331.87	-9638.43	-5998.75	
L <sub>T</sub> (m) (Tendue)	1.6	0.99	1.07	0.98	
L <sub>c</sub> (m) (Comprimée)	0	0.61	0.53	0.62	
F (KN)	1611.64	1421.56	1029.46	585.75	
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	20.15	28.66	19.28	12.00	
A <sub>v adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>32.17</b>	<b>32.17</b>	<b>24.63</b>	<b>24.63</b>	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.4	6.4	6.4	6.4	
A <sub>v adoptée</sub> > A <sub>min</sub>	<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>	<b>C V</b>	
Armature verticale	Choix par nappe : 16 HA 16		Choix par nappe : 16 HA 14		
A <sub>v adoptée totale</sub> (cm <sup>2</sup> )	64.34		49.26		
St (cm <sup>2</sup> ) (zone d'about)	7				
St (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	11				
A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)	8.04	8.04	6.16	6.16	
A <sub>H</sub> (cm) (RPA)	4.8				
Armature horizontale	Choix par nappe : 13 HA 10				
St' (cm <sup>2</sup> )	20				
Armature transversale	<b>4HA8 (04 épingles au mètre carré)</b>				

**Tableau .V.18.**Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L=5.35m)

Voile V <sub>1,2,3,4</sub>		L = 5.35 m		e = 0.2 m		
Zone		2		3		
				4		
N <sub>max</sub> (KN m) M <sub>corr</sub> (KN m)			3515.01		1352.12	
	6715.14		4424.599		1926.785	
N <sub>min</sub> (KN m) M <sub>corr</sub> (KN m)	3157.881					
	276.34		77.58		22.11	
M <sub>max</sub> (KN m) N <sub>corr</sub> (KN m)	374.928		2503.393		906.323	
	6619.74		4430.576		1991.806	
		4807.98		3166.93		
B (m <sup>2</sup> )		1.07				
V (m <sup>2</sup> )		2.675				
I (m <sup>4</sup> )		2.55217				
σ <sub>1</sub> (KN / m <sup>2</sup> )		-2965.97		1352.48		
σ <sub>2</sub> (KN / m <sup>2</sup> )		-9585.69		-7922.60		
L <sub>T</sub> (m) (Tendue)		4.570		4.35		
		5.35				
L <sub>c</sub> (m) (Comprimée)		0		0.78		
F (KN)		3620.52		1427.79		
		6715.14				
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )		83.94		52.98		
A <sub>v</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> )		<b>85.70</b>		<b>61.67</b>		
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		21.40		21.40		
A <sub>v</sub> adoptée > A <sub>min</sub>		<b>C V</b>		<b>C V</b>		
Armature verticale		Choix par nappe : 10HA 20 + 27HA 16		Choix par nappe : 10HA 16 + 27 HA 14		
A <sub>v</sub> adoptée totale (cm <sup>2</sup> )		171.40		124.54		
St (cm <sup>2</sup> ) (zone d'about)		10				
St (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)		15				
A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> ) (BAEL)		25.07		13.30		
A <sub>H</sub> (cm) (RPA)		16.05				
Armature horizontale		Choix par nappe : 23 HA 12		Choix par nappe : 23 HA 10		
St' (cm <sup>2</sup> )		20				
Armature transversale		<b>4HA8 (04 épingles au mètre carré)</b>				

## V.2.7. Vérification a l'ELS :

**Tableau .V.19.** Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles  
(L=3.10m).

Voile ( $V_{5,6,7,8}$ )	L=3.10m			e =0.20m
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement : <math>\tau &lt; \bar{\tau}</math></b>				
<b>Zone</b>	<b>01</b>	<b>02</b>	<b>03</b>	<b>04</b>
$V_{max}$	16.13	14.75	9.82	7.95
$\tau_{RPA}$	0.04	0.037	0.024	0.02
$\bar{\tau}$ (RPA)	5			
$\tau_{BAEL}$	0.029	0.026	0.017	0.014
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>Vérification de la contrainte de béton : <math>\sigma_{bc} &lt; \bar{\sigma}_{bc}</math></b>				
$N_{ser}$	1913.02	1674.57	1337.03	802.7
$A_s$	72.38	72.38	72.38	55.42
$\sigma_{bc}$	2.62	2.29	1.83	1.14
$\bar{\sigma}_{bc}$	15			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau .V.20.** Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles  
(L=1.50m).

Voile (V <sub>9,10</sub> )	L=1.50m			e =0.20m
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement :</b> $\tau < \bar{\tau}$				
<b>Zone</b>	<b>01</b>	<b>02</b>	<b>03</b>	<b>04</b>
V <sub>max</sub>	9.54	13.92	19.57	53.06
$\tau_{RPA}$	0.049	0.072	0.1	0.27
$\bar{\tau}$ (RPA)	5			
$\tau_{BAEL}$	0.035	0.05	0.072	0.20
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>Vérification de la contrainte de béton :</b> $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$				
N <sub>ser</sub>	1027.43	847.2	625.09	336.23
A <sub>s</sub>	49.26	49.26	36.20	36.20
$\sigma_{bc}$	2.75	2.26	1.76	0.95
$\overline{\sigma_{bc}}$	15			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau .V.21.** Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles  
(L=1.50m).

Voile (V <sub>11,12,13,14</sub> )	L=1.50m			e =0.20m
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement :</b> $\tau < \bar{\tau}$				
<b>Zone</b>	<b>01</b>	<b>02</b>	<b>03</b>	<b>04</b>
V <sub>max</sub>	20.65	26.4	19.59	26.98
$\tau_{RPA}$	0.107	0.137	0.102	0.14
$\bar{\tau}$ (RPA)	5			
$\tau_{BAEL}$	0.076	0.097	0.072	0.1
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>Vérification de la contrainte de béton :</b> $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$				
N <sub>ser</sub>	1046.76	861.17	628.61	338.85
A <sub>s</sub>	36.20	36.20	36.20	36.20
$\sigma_{bc}$	2.95	2.43	1.77	0.96
$\overline{\sigma_{bc}}$	15			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau .V.22.** Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles  
(L=1.70m).

Voile (V <sub>15,17</sub> )	L=1.70m			e =0.20m
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement :</b> $\tau < \bar{\tau}$				
<b>Zone</b>	<b>01</b>	<b>02</b>	<b>03</b>	<b>04</b>
V <sub>max</sub>	38.65	43.79	22.64	26.61
$\tau_{RPA}$	0.177	0.20	0.104	0.122
$\bar{\tau}$ (RPA)	5			
$\tau_{BAEL}$	0.13	0.143	0.074	0.087
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>Vérification de la contrainte de béton :</b> $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$				
N <sub>ser</sub>	1260.33	1067.84	787.02	438.87
A <sub>s</sub>	49.26	49.26	36.20	36.20
$\sigma_{bc}$	3.05	2.58	1.99	1.11
$\bar{\sigma}_{bc}$	15			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau .V.23.** Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles  
(L=1.60m).

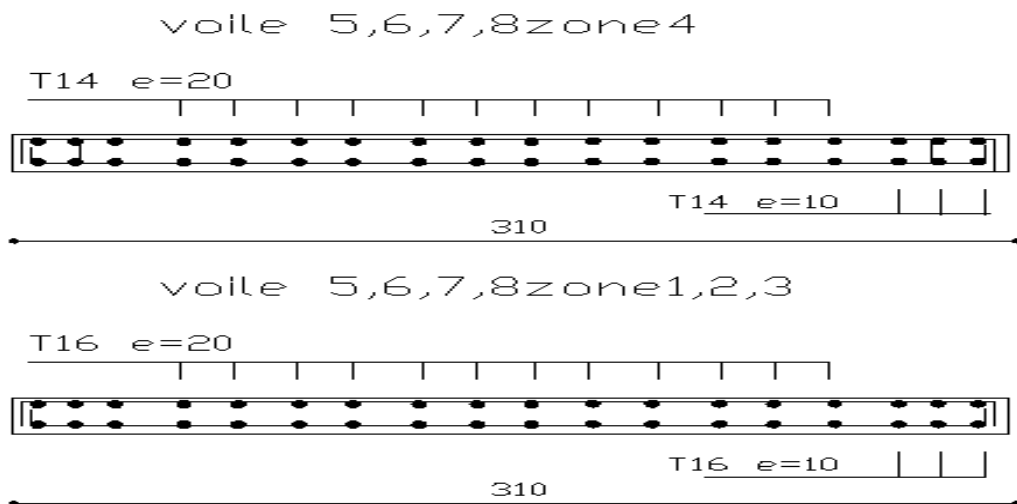
Voile (V <sub>16</sub> )	L=1.60m			e =0.20m
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement :</b> $\tau < \bar{\tau}$				
<b>Zone</b>	<b>01</b>	<b>02</b>	<b>03</b>	<b>04</b>
V <sub>max</sub>	40.22	38.96	18.53	23.97
$\tau_{RPA}$	0.195	0.189	0.09	0.166
$\bar{\tau}$ (RPA)	5			
$\tau_{BAEL}$	0.139	0.135	0.064	0.083
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>Vérification de la contrainte de béton :</b> $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$				
N <sub>ser</sub>	1176.83	979.35	747.53	414.25
A <sub>s</sub>	64.34	64.34	49.26	49.26
$\sigma_{bc}$	2.82	2.35	1.89	1.05
$\bar{\sigma}_{bc}$	15			
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>



**Tableau .V.24.** Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles  
(L=5.35m).

Voile (V <sub>1,2,3,4</sub> )	L=5.35m		e =0.20m
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement :</b> $\tau < \bar{\tau}$			
<b>Zone</b>	<b>02</b>	<b>03</b>	<b>04</b>
V <sub>max</sub>	51.3	23.45	47.57
$\tau_{RPA}$	0.075	0.034	0.069
$\bar{\tau}$ (RPA)	5		
$\tau_{BAEL}$	0.053	0.024	0.049
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5		
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>Vérification de la contrainte de béton :</b> $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$			
N <sub>ser</sub>	2225.25	1318.03	733.17
A <sub>s</sub>	171.40	124.54	124.54
$\sigma_{bc}$	1.68	1.05	0.58
$\overline{\sigma}_{bc}$	15		
<b>Vérification</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**V.2.8. Ferraillage des voiles :**



**Figure .V.2.** Schémas de ferraillage des voiles

**V.3. Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU et à la situation accidentelle sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

**V.3.1. Prescriptions données par RPA99/version 2003 :**➤ **Armatures longitudinales :**

- ✓ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.
- ✓ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (zone II<sub>a</sub>).
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

➤ **Armatures transversales :**

- ✓ La quantité des armatures transversales est de :  $A_t = 0.003 \times S_x b$ .
- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de «  $h/4, 12\phi$  ».
  - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de «  $S_t \leq h/2$  ».

$\phi_1$  : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.3.2. Prescriptions données par BAEL 91 :**➤ **Armatures longitudinales :**

- ✓ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité,

comme suit : 
$$A_s \geq A_{lmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ L'espacement  $S_t$  doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\phi'_{1\text{min}} \neq 0) \quad \text{L'espace max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t f_e}{0,4b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures transversales :**

**1) Volume relatif d'armatures :**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

**Avec :**  $A_t$  Droites  $\alpha = 90^\circ \implies \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$K = \left\{ \begin{array}{l} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{array} \right. \implies \text{Donc : } k = 1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* k \quad f_{tj}^* = \text{Min} \left\{ f_{tj}; 3,3 \text{ MPa} \right\} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut :  $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

**2) Section minimale d'armature d'âme :**

✓ Volume minimal d'armatures :  $\rho_{t\text{min}} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\}$

✓ Diamètre des armatures d'âme :  $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\text{min}} \right\}$

✓ Espacement maximale :  $S_{t\text{max}} = \text{Min} \left\{ 0,9d ; 40\text{cm} \right\}$

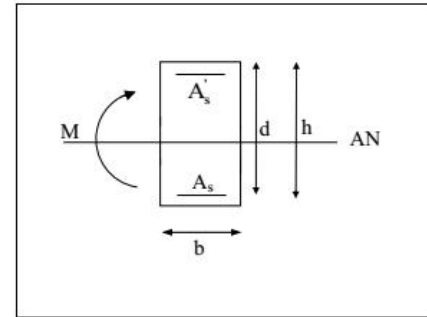
✓ Espacement :  $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

➤ Calcul des armatures :

1) Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :  $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$



2) Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  » :

$$A_s = \frac{M}{b d \sigma_{st}} \text{ tel que } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{matrix} FE400 \\ \gamma_s = 1.15 \end{matrix} \right\} \mu_l = 0.392$$

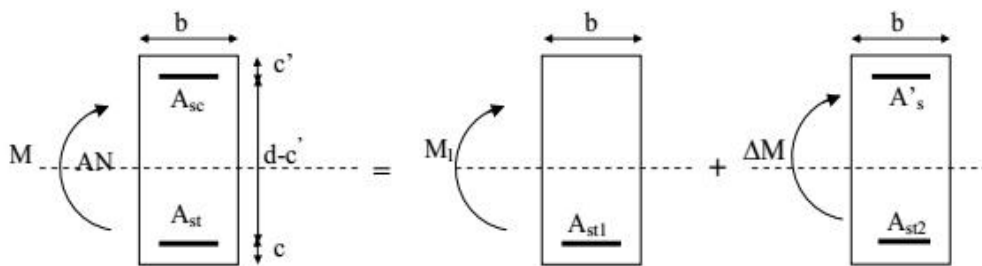
En comparant les deux moments réduits «  $\mu_l$  » et «  $\mu$  », deux cas se présente :

$\mu \leq \mu_l = 0,392$   $\implies$  la section est simplement armée (SSA).

$\implies$  Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés)  $A_{s'} = 0$  et la section d'aciers inférieurs (tendus).

$\mu \geq \mu_l = 0,392$   $\implies$  la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



Le calcul se fera à l'ELU (flexion simple). Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

➤ **Poutre principale (35X45)**

Tableau V.25. Les sollicitations des poutres principales.

Niveau	Position	ELU		ELS
		$M_u^{max} (KN.m)$	$V_u^{max} (KN)$	$M_{ser}^{max} (KN.m)$
Zone 1	En Travée	76.786	120.49	55.734
	En Appuis	92.339		67.038
Zone 2	En Travée	93.764	112.88	40.616
	En Appuis	122.421		56.279
Zone 3	En Travée	113.987	118.49	38.573
	En Appuis	152.517		60.612
Zone 4	En Travée	91.995	127.81	46.764
	En Appuis	154.491		75.179

➤ **Poutre secondaire (30X40)**

Tableau V.26. Les sollicitations des poutres secondaires.

niveau	Position	ELU		ELS
		$M_u^{max} (KN.m)$	$V_u^{max} (KN)$	$M_{ser}^{max} (KN.m)$
Zone 1	En Travée	49.67	96.5	36.038
	En Appuis	56.905		42.29
Zone 2	En Travée	106.472	248.05	30.75
	En Appuis	195.759		57.096
Zone 3	En Travée	126.225	285.27	46.706
	En Appuis	231.681		82.275
Zone 4	En Travée	107.606	227.66	57.732
	En Appuis	206.012		92.011

**V.3.3. Ferrailage des poutres :**➤ **Exemple de calcul (poutre principale):**

On fait les calculs à la flexion simple et la fissuration est considérée peu nuisible avec :

$b = 35\text{cm}$  ;  $h = 45\text{ cm}$  ;  $d = 42\text{cm}$  ;  $f_c = 400\text{MPa}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$  ;

**1) En appuis. (Zone1)**

- Calcul à l'ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{92.339 \times 10^6}{350 \times (420)^2 \times 14.17} = 0.105 < \mu_l = 0.391 \text{ donc } A'_s = 0$$

La section est simplement armé (**SSA**)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.138$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.11$$

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.11 \times 35 \times 42 \times \frac{14.17}{348} = 6.58 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91modifiées 99):**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}$  : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 1.77 \text{ cm}^2$$

- **Armatures longitudinales :**

✓ **Selon RPA :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

$$A_{min} = 0,5\% . b . h \rightarrow 0,5\% \times 35 \times 45 \rightarrow \mathbf{A_{min} = 7.875 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{max} = 4\% . b . h \rightarrow 4\% \times 35 \times 45 \rightarrow \mathbf{A_{max} = 63 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}}.$$

$$A_{max} = 6\% . b . h \rightarrow 6\% \times 35 \times 45 \rightarrow \mathbf{A_{max} = 94.5 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}}.$$

**Tableau .V.27.** Exemple de ferraillage poutre (35x45) cm<sup>2</sup>

	$A_{s,cal}$ cm <sup>2</sup>	$A_{CNF}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min.RPA}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s,adop}$ cm <sup>2</sup>	<b>Choix</b> <b>d'aramture</b>	Observation
En Appui	6.58	1.77	7.875	8.01	3HA14 + 3HA12	$A_{s,ado} > A_{min}$
	$A_{s,adop,ZC}$ cm <sup>2</sup>	$A_{max,RPA,ZC}$ cm <sup>2</sup>	Observation	$A_{s,adop,ZR}$ cm <sup>2</sup>	$A_{max,RPA,ZR}$ cm <sup>2</sup>	Observation
En Appui	8.01	63	$A_{s,ado} < A_{max}$	16.02	94.5	$A_{s,ado} < A_{max}$

- **Vérification à l'ELU**

- ✓ **Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant peu nuisible.

Donc :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$

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

$V_u$ : l'effort tranchant

$b$ : Largeur de la section de la poutre.

$d$ : Hauteur utile de la section de la poutre.

- ✓ **Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

On a  $\bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq$  Coefficient de seulement ( $\bar{\Psi}_s = 1.5$  acier Fe400 haute adhérence).

D'où  $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

et on a 
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues

$n$  : Nombre des barres

$$\sum U_i = n \pi \emptyset$$

## 2) Vérification à L'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- ✓ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 6.58}{35} \left[ \sqrt{1 + \frac{35 \times 42}{7.5 \times 6.58}} - 1 \right] = 13.08 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$I = \frac{35 \times 13.08^3}{3} + 15 \times 6.58(42 - 13.08)^2 = 108657.15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{67.038 \times 10^6 \times 130.8}{108657.15 \times 10^4} = 8.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

**3) Récapitulatifs du ferraillage des poutres :**

➤ **Poutre Principale :**

**Tableau .V.28.** Ferraillage des poutres principales (35x45) cm<sup>2</sup>

Niveaux	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (BAEL)	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	Travée	76.786	5.52	7.875	1.77	3T14+3T12	8.01
	Appui	92.339	6.58			3T14+3T12	8.01
Zone 2	Travée	93.764	5.8	7.875	1.77	3T14+3T12	8.01
	Appui	122.421	7.67			3T14+3T12	8.01
Zone 3	Travée	113.985	7.11	7.875	1.77	3T14+3T12	8.01
	Appui	152.517	9.68			3T16+3T14	10,65
Zone 4	Travée	91.995	5.68	7.875	1.77	3T14+3T12	8.01
	Appui	154.491	9.82			3T16+3T14	10,65



➤ **Poutre secondaire :**

**Tableau .V.29.** Ferraillage des poutres secondaires (30x40) cm<sup>2</sup>

Niveaux	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (BAEL)	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	Travée	49.67	4.05	6	1.3	6T12	6.79
	Appui	56.905	4.67			6T12	6.79
Zone 2	Travée	106.462	7.7	6	1.3	3T16+3T14	10.65
	Appui	195.759	15.20			6T16+3T14	16.68
Zone 3	Travée	126.225	9.26	6	1.3	6T16	12.06
	Appui	231.681	18.61			3T20+6T16	21.49
Zone 4	Travée	107.606	7.79	6	1.3	3T16+3T14	10.65
	Appui	206.012	16.14			6T16+3T14	21.49

➤ **Conclusion :**

On adopte le même ferraillage sur tous les niveaux.

• **Poutres principales :**

**Tableau .V.30.** Conclusion de ferraillage des poutres principales

	Position	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>min</sub> (RPA)	A <sub>min</sub> (BAEL)	Obs
<b>Poutre Principales</b>	sur appuis	10.65	<b>3HA16 + 3HA14</b>	<b>7.875</b> (cm <sup>2</sup> )	<b>1.77</b> (cm <sup>2</sup> )	<b>CV</b>
	Sur Travée	8.01	<b>3HA14 + 3HA12</b>			<b>CV</b>

• **Poutres secondaires :**

**Tableau .V.31.** Conclusion de ferraillage des poutres secondaires

	Position	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>min</sub> (RPA)	A <sub>min</sub> (BAEL)	Obs
<b>Poutre Secondaire</b>	sur appuis	21.49	<b>3HA20 + 6HA16</b>	<b>6</b> (cm <sup>2</sup> )	<b>1.30</b> (cm <sup>2</sup> )	<b>CV</b>
	Sur Travée	12.06	<b>6HA16</b>			<b>CV</b>

**V.3.4. Calcul d'armatures transversales :**

Le ferraillage se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

1) **Selon le BAEL91 :** La section minimale  $A_t$  doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

$b$  : largeur de la poutre ;

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales  $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) ;$

On adopte les espacements suivants :.....  $S_t = 15\text{cm};$

Donc:

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 35 \times 15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

➤ **Diamètre des armatures d'âme :**

✓ **Pour les poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{45}{35}; 1.6; \frac{35}{10} \right) = 1.28 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**Pour les poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right) = 1.14 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

2) **Selon le RPA 99 :**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0,003. S_t .b$

➤ **L'espacement maximal :**

En zone nodale :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_1, 30 \right)$

En zone courante :  $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Pour les poutres principales  $h = 45 \text{ cm}:$

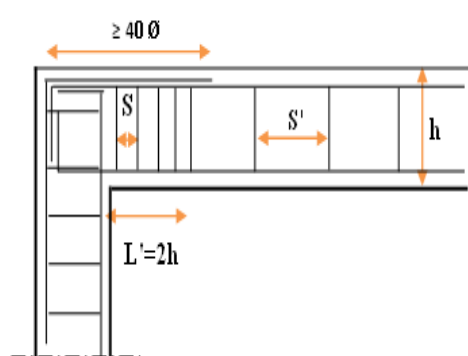
En zone nodale .....  $S_t = 10 \text{ cm}.$

En zone courante : .....  $S_t' = 15 \text{ cm}.$

➤ **Pour les poutres secondaires  $h = 40 \text{ cm}:$**

En zone nodale .....  $S_t = 10 \text{ cm}.$

En zone courante : .....  $S_t' = 15 \text{ cm}.$



On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 > 0.525 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t_{\text{adopté}}} = \text{Min}\{S_{t_{\text{B.A.E.L.}}}, S_{t_{\text{RPA}}}\} \implies \begin{cases} \text{En zone nodale:} & \mathbf{St = 10 \text{ cm.}} \\ \text{En zone courante :} & \mathbf{St' = 15 \text{ cm}} \end{cases}$$

Le choix des barres est le suivant : **4HA8** ..... **A<sub>t</sub> = 2.01 cm<sup>2</sup>**

On aura un cadre et un étrier de diamètre « HA8 ».

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon le (RPA<sub>99/Version2003</sub>), la longueur de recouvrement dans la zone II<sub>a</sub> est : **L<sub>r</sub> = 40 φ<sub>l</sub>**

**Tableau .V.32.** Recouvrement des barres longitudinales

Diamètre φ (mm)	Longueur L (cm) = 40 φ
φ 12	50
φ 14	60
φ 16	65
φ 20	80

➤ **Longueur de la zone nodale : h' = 2×h**

**Tableau .V.33.** Longueur de la zone nodale

	PP (30 x 45)	PS (30 x 40)
<b>L' (cm)</b>	<b>90</b>	<b>80</b>

**V.3.5. Vérifications :**

➤ **La condition de non fragilité :(BAEL91)**

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PP : } A_{st \min} = 8.01 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PS : } A_{st \min} = 12.06 \text{ cm}^2)$$

**1) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**2) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2) :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable dans chaque zone.

3) Exemple de calcul :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

➤ Poutres principale zone 01:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 120.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{120.49 \times 10^3}{35 \times 42 \times 10^2} = 0.82 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.82 < \bar{\tau}_u = 3.33$  ..... CV

**Tableau .V.34.Vérification de l'effort tranchant (PP)**

Zone	Effort tranchant (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
Zone 1	120.49	0.82	3.33	<b>CV</b>
Zone 2	112.88	0.77	3.33	<b>CV</b>
Zone 3	118.49	0.81	3.33	<b>CV</b>
Zone 4	127.81	0.87	3.33	<b>CV</b>

➤ poutres secondaires :

**Tableau .V.35.Vérification de l'effort tranchant (PS)**

Zone	Effort tranchant (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
Zone 1	96.5	0.89	3.33	<b>CV</b>
Zone 2	248.05	2.29	3.33	<b>CV</b>
Zone 3	285.27	2.64	3.33	<b>CV</b>
Zone 4	227.66	2.11	3.33	<b>CV</b>

**4) vérification de l'adhérence :**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

**Avec :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

Les résultats est dans le tableau suivant :

**Tableau .V.36.** Vérification de l'adhérence

Zones	poutres	V <sub>U</sub> (KN)	$\sum U_i$ (cm)	$\tau_{se}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ (Mpa)	Observation
1	<b>P.P</b>	120.49	28.26	1.13	3.15	<b>C.V</b>
	<b>P.S</b>	96.5	48.98	0.61	3.15	<b>C.V</b>
2	<b>P.P</b>	112.88	28.26	1.06	3.15	<b>C.V</b>
	<b>P.S</b>	248.05	48.98	1.56	3.15	<b>C.V</b>
3	<b>P.P</b>	118.49	28.26	1.11	3.15	<b>C.V</b>
	<b>P.S</b>	285.27	48.98	1.80	3.15	<b>C.V</b>
4	<b>P.P</b>	127.81	28.26	1.20	3.15	<b>C.V</b>
	<b>P.S</b>	227.66	48.98	1.43	3.15	<b>C.V</b>

**5) Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

➤ **Poutres principales :**

**Tableau .V.37.** Contrainte de compression dans le béton (PP)

Zone		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
Zone 1	Appuis	67.038	10.65	15.54	155628.45	6.69	C V
	Travée	55.734	8.01	13.89	126203.82	6.13	C V
Zone 2	Appuis	56.279	10.65	15.54	155628.45	5.61	C V
	Travée	40.616	8.01	13.89	126203.82	4.47	C V
Zone 3	Appuis	60.612	10.65	15.54	155628.45	6.05	C V
	Travée	38.573	8.01	13.89	126203.82	4.25	C V
Zone 4	Appuis	75.179	10.65	15.54	155628.45	7.5	C V
	travée	46.764	8.01	13.89	126203.82	5.15	C V

➤ **Poutres secondaires :**

**Tableau .V.38.** Contrainte de compression dans le béton (PS)

Zone		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
Zone 1	Appuis	42.29	21.49	19.07	161744.43	4.98	C V
	Travée	36.038	12.06	15.66	113245.05	4.98	C V
Zone 2	Appuis	57.096	21.49	19.07	161744.43	6.73	C V
	Travée	30.75	12.06	15.66	113482.98	4.25	C V
Zone 3	Appuis	82.275	21.49	19.07	161744.43	9.70	C V
	Travée	46.706	12.06	15.66	113482.98	6.46	C V
Zone 4	Appuis	92.011	21.49	19.07	161744.43	10.85	C V
	travée	57.732	12.06	15.66	113744.43	7.98	C V

**6) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):**

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée.

➤ **Poutre principale : 30x45**

**h= 45 cm** hauteur de la section

**l= 5.35m** la portée entre nus d'appuis.

**B = 3.75m** Largeur de la portée.

**M<sub>t</sub> = 55.734 KN.m** Moment maximum en travée.

**q<sub>u</sub> = G + Q = 6.11 + 2.5 = 8.61 KN**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \times B = \frac{8.61 \times 5.35^2}{8} \times 3.75 = 115.52 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{535} = 0.084 > 0.063 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.084 > \frac{1}{10} \frac{55.734}{115.52} = 0.048 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 42} = 0.0064 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Poutre secondaire : 40x30**

**h= 40 cm** hauteur de la section

**l= 4.40 m** la portée entre nus d'appuis.

**B = 5.35 m** Largeur de portée.

**M<sub>t</sub> = 57.732 KN.m** Moment maximum en travée du entre sol 01.

**q<sub>u</sub> = G + Q = 8.61 KN = KN**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \times B = \frac{8.61 \times 4.40^2}{8} \times 5.35 = 111.47 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{440} = 0.09 > 0.063 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.09 > \frac{1}{10} \frac{57.732}{111.47} = 0.0 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.06}{30 \times 36} = 0.011 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.3.6. Schémas de ferraillage des poutres :

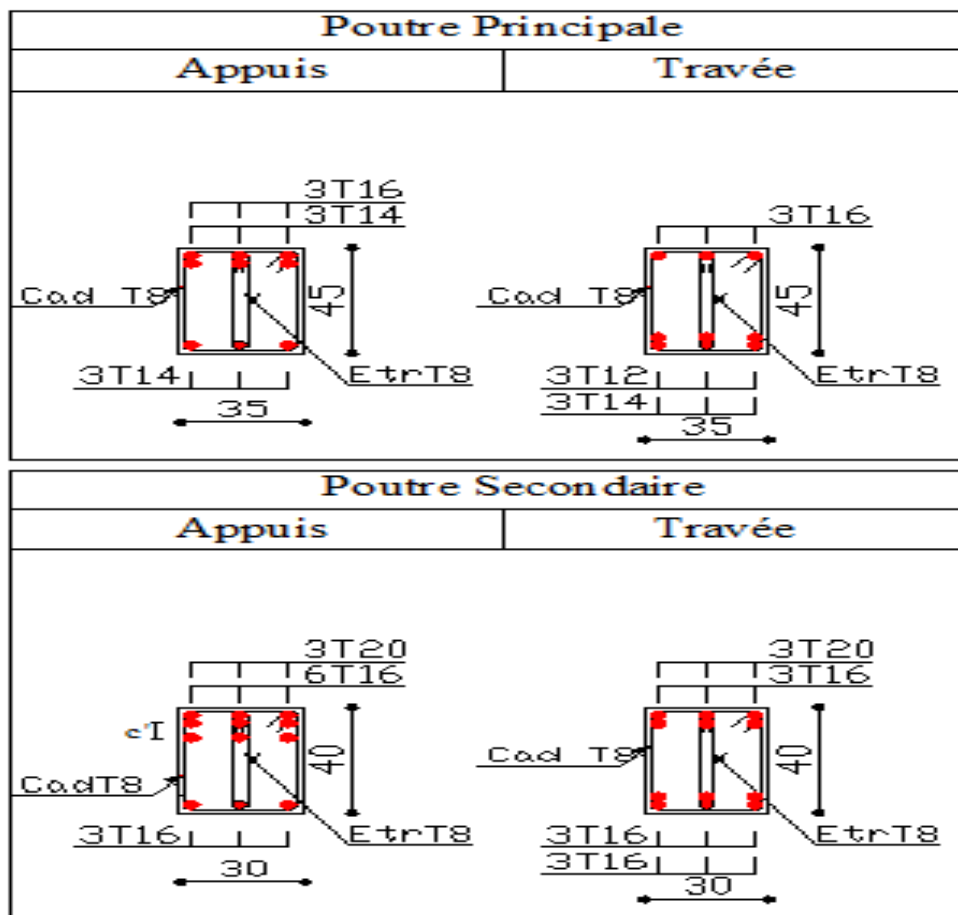


Figure .V.3. Ferraillage des poutres



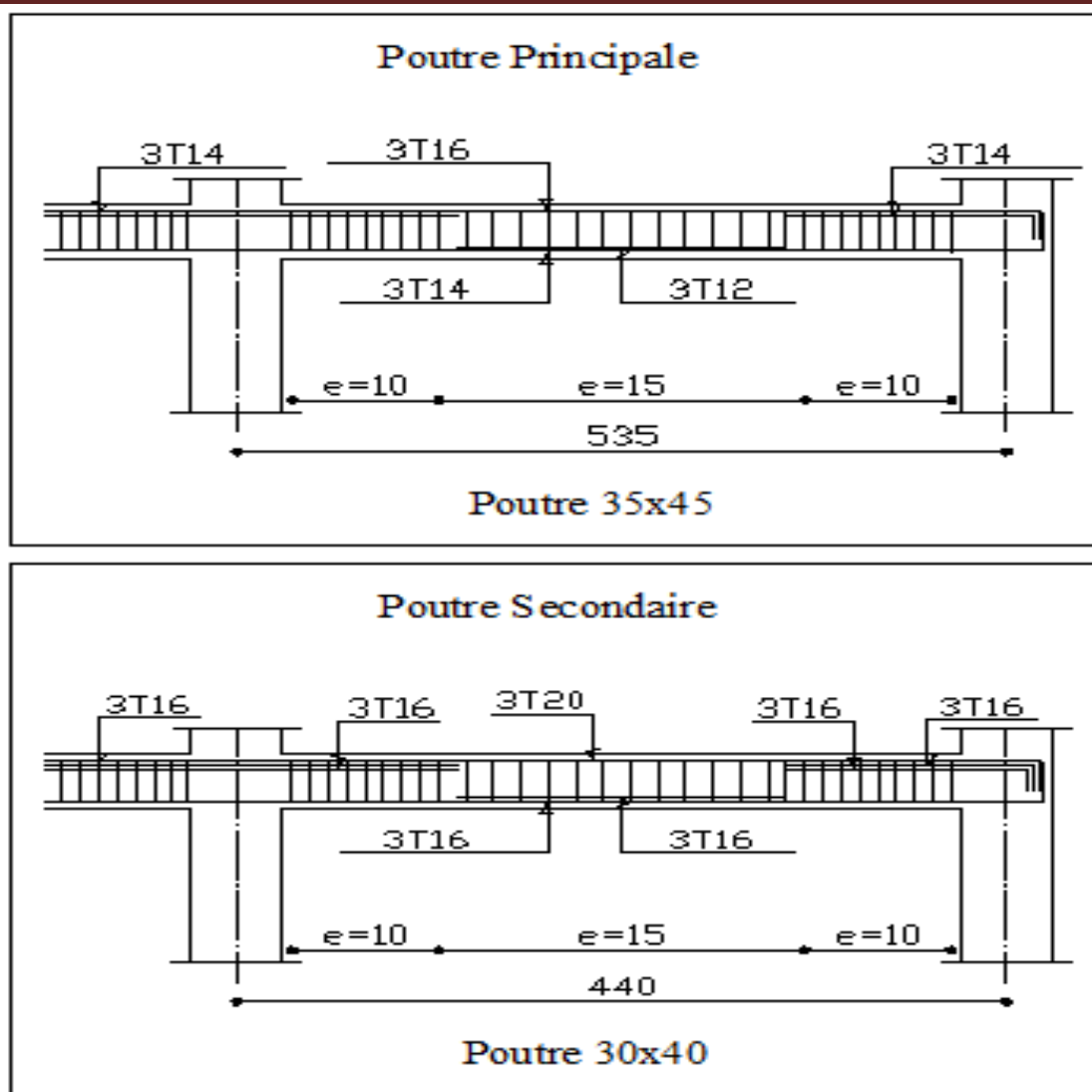


Figure .V.4. Dispositions constructives de ferrailage des poutres.

# CHAPITRE VI

*Etude de  
l'infrastructure  
(Fondations)*

**VI. Etude de l'infrastructure (Fondation) :****VI.1. Introduction :**

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol, elles reportent les charges permanentes G (poids propres) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable et les répartissent sur une couche de terrain plus ou moins étendue et de résistance adéquate en assurant la stabilité et la sécurité de la fondation. Le mode de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol qui est déterminée par l'intermédiaire d'un certain nombre d'essais menés sur place (in situ) ou en laboratoire.

**VI.2. Fonctions des fondations :**

-elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

-les actions qui sollicitent le sol de fondation ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni de déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage.

-l'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme, poussées des terres, poussées hydrostatiques, etc.)

-éviter ou limiter les tassements différentiels.

**VI.3. Choix du type de fondation :**

le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ✓ Le type d'ouvrage à construire.
- ✓ Les caractéristiques du sol support.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La facilité de réalisation.

**➤ calculs des surfaces nécessaires pour les semelles**

$$S_{\text{semelles}} = \frac{N_{\text{SER}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$N_{\text{ser}}$  : L'effort normal à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 91225.3 \text{KN}$$

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{sol} = 2bars = 200KN/m^2$$

$$D'o\grave{u} S_{rad} = \frac{91225.3}{200} = 456.12m^2$$

$$Ou\ a\ S_{bloc} = 503.88m^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S} = \frac{456.12}{503.88} = 90.52\%$$

On d\^eduit que la surface totale des semelles d\^epasse 50 % de la surface d'emprise du b\^atiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous am\^ene \^a opter pour un radier g\^en\^eral comme fondation.

#### VI.4. Pr\^e dimensionnement du radier :

##### ➤ Condition forfaitaire :

L'\^epaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{5} \geq h_r \geq \frac{L_{max}}{8} \Rightarrow \frac{535}{5} \geq h_r \geq \frac{535}{8} \Rightarrow 107 \geq h_r \geq 66.875 \quad \dots\dots\dots (a)$$

Donc on prend : **h<sub>r</sub> = 75 cm**

##### ➤ Condition de rigidit\^e (de la raideur):

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots (1) \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

**L<sub>max</sub>** : plus grande distance entre deux files parall\^eles. **L<sub>max</sub> = 5 m.**

**L<sub>e</sub>** : longueur \^elastique (hauteur du libage),

**E** : module d'\^elasticit\^e du b\^eton **E = 32 164.2 MPa.**

**I** : inertie de la section du radier  $I = \frac{bh_r^3}{12}$ .

**K** : module de r\^esistance du sol. (On a un sol moyen donc **K = 4×10<sup>4</sup> KN/m<sup>3</sup>**).

**b** : largeur de radier, on prend une bande de **1 m.**

##### ➤ Calcul de l'\^epaisseur du radier h<sub>r</sub> :

$$hr \geq \sqrt[3]{\frac{I \times 12}{b}}$$

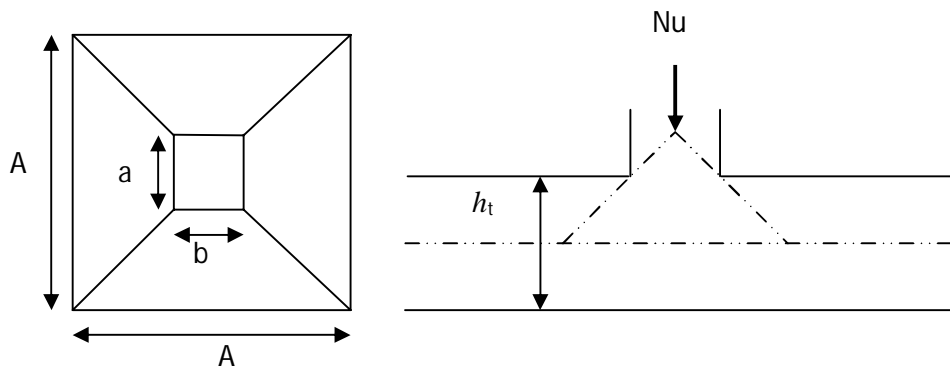
$$hr \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.35^4 \times 4000}{3.21 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h_r \geq 0.80m$$

On adopte : **h<sub>r</sub> = 100cm**

➤ **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante



**Figure VII.1:** Présentation de zone d'impact de la charge compactée

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour

$$\mu_c = 2(a + h) = 2(2 \times 1.55) = 6.2m$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 6.2 \times 1 \times 25}{1.5}$$

$$N_u = 2550.4KN \leq 4185KN \dots \dots \dots CV$$

➤ **Conclusion :**

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré

**VI.4.1. Pré dimensionnement du radier nervuré :**

➤ **Dalle de radier :**

$$h_{dalle} \geq \frac{L_x}{20} = \frac{440}{20} = 22$$

Telle que :  $L_x = 4,40\text{m}$  entre axe des poteaux perpendiculairement aux nervures.

$$h_{dalle} = 50\text{cm}$$

➤ **Calcul de débordement D :**

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{h_{dalle}}{2}, 30\text{cm}\right) = 30\text{cm}$$

Soit :  $D=50\text{cm}$

D'où :

$$S_r = S_{bat} + D \times P = 503.88 + 90.2 * 0.5 = 549\text{m}^2$$

$S_r$  : Surface de radier.

$S_{bat}$  : Surface totale de bâtiment.

$P$  : le périmétrique de bâtiment.

➤ **La hauteur de la poutre :**

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = 53.5\text{cm}.$$

Soit :  $h_p=100\text{cm}$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{120}{2} = 50\text{cm}$$

Soit  $b_p=70\text{cm}$

✓ **Calcul des sollicitations :**

$$G_{\text{Superstructure}} = 76805.55\text{KN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 10481.53\text{KN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.5 \times 549 + (0.5 \times 0.7 \times 268.1 \times 25) = 9208.375\text{KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 503.88 \times 2.5 = 1259.7\text{KN}$$

$$G_T = 76805.55 + 9208.375 = 86013.925\text{KN}$$

$$Q_T = 10481.53 + 1259.7 = 11741.23\text{KN}$$

✓ **Les combinaisons de calcul :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 133730.64\text{KN}$$

$$N_u = G + Q = 97754.555 \text{ KN}$$

➤ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

Avec :

**W** : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = G_{\text{TOTAL}} = 86013.925 \text{ KN}$$

**F<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement (**F<sub>s</sub> = 1,5**).

**γ** : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$ ).

**Z** : profondeur de l'infrastructure (**Z = 3.38 m**).

**S** : surface du radier (**S = 549 m**).

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 3.38 \times 549 = 27834.3 \text{ KN}$$

**Donc:**

$$W = 86013.925 \text{ KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 27834.3 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte normale :**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité é de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MN}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MN}{I}$$

Le radier est sollicité par:

$N$  : Effort normal du au charges verticales.

$M$  : Moment d'excentricité dus aux charges verticales :

$$M = N \times e$$

**Tableau VI.1.** Vérification des contraintes (Radier)

	ELU		ELS	
	XX	Yy	xx	yy
N (KN)	136085,66	136085,66	99639,58	99639,58
M (KN.m)	0,231	1,218	0,231	1,218
e (m)	31435,7875	165752,334	23016,743	121361,008
V (m)	12,85	10,7	12,85	10,7
I (m <sup>4</sup> )	20989,0701	30271,3575	20989,0701	30271,3575
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	267,124887	306,467548	195,584249	224,390268
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	228,633437	189,290776	167,401471	138,595451
$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	257,502025	277,173355	188,538554	202,941564
$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	300	300	300	300
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

➤ **Vérification de stabilité :**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment versant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique a la base de sous-sol.

$T_0$  : L'effort tranchant a la base de sous-sol.

$h$  : profondeur de l'infrastructure ( **$h = 3.38$  m**).

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  **$0,8G \pm E$** .
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison  **$G + Q + E$** .

➤ **Vérification de la stabilité au renversement ( $0,8G + E$ ):**



**Tableau VI.2.** Vérification de renversement (Radier)

	<b>0,8G+E</b>	
	XX	Yy
N (KN)	6774,71	6774,71
M (KN.m)	21689,1684	32511,658
V (m)	12,85	10,7
I (m <sup>4</sup> )	20989,0701	30271,3575
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	25,6187076	23,8319689
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-0,93852549	0,8482133
$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	18,9793994	18,08603
$\sigma_{adm}$ (MPa)	300	300
Vérification	C.V	C.V

➤ **Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :**

**Tableau VI.3.** Vérification de soulèvement (Radier)

	<b>G+Q+E</b>	
	Xx	Yy
N (KN)	7396,27	7396,27
M (KN.m)	21691,0004	32513,49
V (m)	12,85	10,7
I (m <sup>4</sup> )	20989,0701	30271,3575
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	26,7519968	24,964784
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	0,19252049	1,97973332
$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	20,1121277	19,2185213
$\sigma_{adm}$ (MPa)	300	300

**VI.5. Ferrailage du radier nervurée :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

**VI.5.3. Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Evaluation des Charges et Surcharges:**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{133730.64}{549} = 243.59 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} = \frac{97754.55}{549} = 178.06 \text{ KN}$$

➤ **Les sollicitations de calcul :**

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{440}{535} = 0.82 \Rightarrow 0.4 \leq 0.82 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

On utilise les tableaux du BAEL 91 pour déterminer les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction du rapport de  $\rho$  et du coefficient de POISSON.

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.82 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{array} \right.$$

$$ELS \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.82 \\ \nu = 0,2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_y = 0,7381 \end{array} \right.$$

Calcul les moments fléchissant par les formules suivantes :

➤ **Calcul des moments :  $M_x$  et  $M_y$**

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad (\text{Bonde parallèle } L_x).$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad (\text{Bonde parallèle } L_y).$$

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 0.0539 \times 243.59 \times 4.40^2 \\ M_0^y = 0.6313 \times 254.187 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 254.187 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 160.486 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$ELS \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 0.0607 \times 178.06 \times 4.4^2 \\ M_0^y = 0.7381 \times 209.247 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 209.247 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 154.45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **A l'ELU :**

✓ Dans le sens XX :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = 0.5 M_x$$

✓ Dans le sens YY :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75 M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = 0.5 M_y$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.4) : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

	XX			YY		
	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)
<b>ELU</b>	254.187	190.640	127.093	160.46	120.351	80.234
<b>ELS</b>	209.24	156.93	104.623	154.44	115.83	77.22

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 50 \text{ cm}$ ,  $d = 0.9h = 45 \text{ cm}$ .

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau (VI.5): Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier

position		$M_u$	$\mu_U$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s$	$A_{min}$	choix	$A_s$ adopté
<b>Sens XX</b>	Travée	190.64	0.0664	0.086	43.451	12.6	4.36	6HA20	18.85
	Appuis	127.093	0.0442	0.0566	43.98	8.3	4.36	6HA16	12.06
<b>SensYY</b>	Travée	120.351	0.0419	0.0535	44.035	7.85	4.00	6HA16	12.06
	Appuis	80.234	0.0279	0.0354	44.361	5.19	4.00	6HA14	9.24

➤ Calcul  $A_{min}$

Sens XX :

$$A_{min} = \rho_0 b h \frac{(3 - \rho)}{2}$$

Sens YY :

$$A_{min} = \rho_0 b h$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$  pour feE400

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

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

Tableau (VI.6): Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub>	Observation
Appuis	XX	104.623	19.72	1204110.36	1.71	98.10	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	YY	77.22	17.51	957517.954	1.41	93.73	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
Travée	XX	156.93	23.95	1747899.09	2.15	95.37	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	YY	115.83	19.72	1204110.36	1.89	108.61	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>

**VI.5.3. Ferrailage de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L= 0.5 m. Le calcul du Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

h = 0.50 m,      b = 1 m,      d = 0.9 h = 0.45 m,      L = 0.45m.

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables. Présentation schématique

• **A L'ELU :**

$$q_u = 243.59 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad Mu_{\max} = 243.59 \times \frac{0.5^2}{2} = 30.45 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 178.06 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad M_{ser_{\max}} = 178.06 \times \frac{0.5^2}{2} = 22.26 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI.7.** Résultats de ferrailage de débord à l'ELU

Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	Z <sub>b</sub> (cm)	As(cm <sup>2</sup> )	A <sub>Smin</sub> (cm)	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	St(cm)
30.45	0.011	44.75	1.95	5.4	<b>10.05</b>	<b>5HA16</b>	<b>20</b>

➤ **Vérification :**

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$b = 1 \text{ m.} \quad d = 0,9 \text{ h}_r = 0.45 \text{ m.} \quad L = 0.5 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 60.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{60.90}{1 \times 0.45} \times 10^{-3} = 0.135 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv})$$

⇒ Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{2}$$

**Tableau VI.8.** Vérification des contraintes à l'ELS (Débord)

Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub>	Observation
Debord	22.26	18.19	1029826.09	0.39	24.90	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>

**VI.5.2.1. Schéma de ferrailage du la dalle de radier**

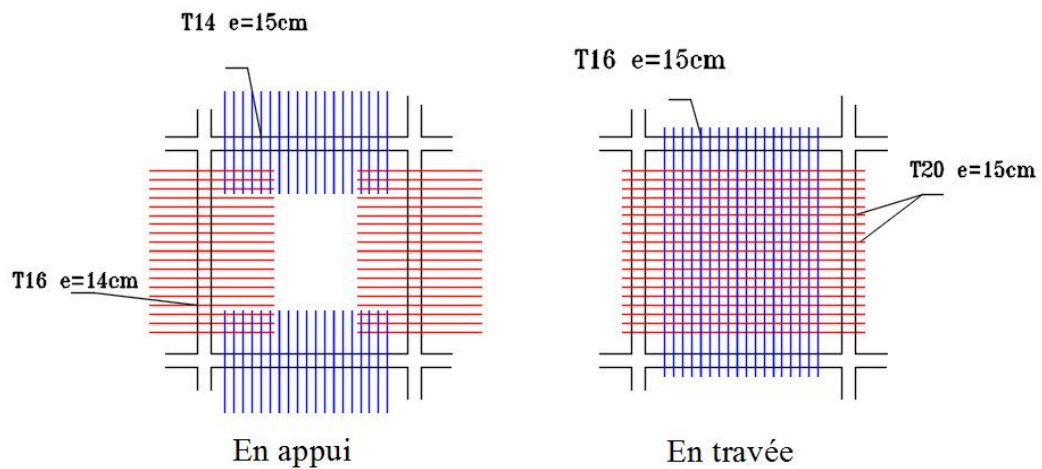


Figure VI.2. Schéma de ferrailage de la dalle radier

### VI.5.3. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue reposée sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitées donc on a deux types

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$\text{à l'ELU : } Q_u = 243.59 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } Q_{ser} = 178.06 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure type 1 :**

On a la charge uniformément répartie équivalente à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left( 1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalente à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Avec :

*Q* : la charge surfacique de la dalle

$L_y$  : la grande portée de panneau

$L_x$  : la petite portée de panneau

**Tableau VI.9** : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
<b>ELU (kN/ml)</b>	423.497	583.71	583.71	423.497
<b>ELS (kN/ml)</b>	309.57	426.67	426.67	309.57

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 1566 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 790.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = 1144 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 578.1 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1659 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure type 2 :**

**Tableau VI.10** : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6	Travée 7
<b>ELU(kN/ml)</b>	535.90	377.56	401.92	377.56	401.92	377.56	535.90
<b>ELS (kN/ml)</b>	391.73	275.99	293.80	275.99	293.80	275.99	391.73

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 909.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 881.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = 664.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 644.7 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1386 \text{ kN}$$

➤ **Calcul de ferrailage des nervures :**

le calcul de ferrailage s'effectue en travée et sur appuis à la flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables dans les deux types :

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11 : ferrailage de la nervure**

	$M_u$	$\mu_U$	A	Z(cm)	As	$A_{min}$	choix	$A_s$ adopté
<b>Appuis</b>	1566	0.1749	0.2420	85.80	52.5	4.36	15HA25	73.63
<b>Travée</b>	790.8	0.0883	0.1157	90.60	25.08	4.36	5HA25+5HA20	40.25

➤ Calcule armatures de peau :

$$A_p = 3cm^2 \times \text{périmètre.de.la.retombée.en.mètre} = 3(0.5 + 0.7 + 0.5) = 5.1cm^2$$

en prend  $A_p = 2HA20$

➤ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Contrainte tangentielle :**

La fissuration étant peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 3Mpa\right) = \min\left(\frac{0.15 * 25}{1.5}, 3Mpa\right) = 2.5MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{1659 * 10^{-3}}{0.7 * 0.95} = 2.49MPa < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15MPa$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i = n\pi \phi$   $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = 15 * 3.14 * 2.5 = 117.75cm$$



$$\tau_{se} = \frac{1659 * 10^{-3}}{0.9 * 0.95 * 1.177} = 1.65 MPa < 3.15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

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

**Tableau VI.12:** Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS

	$M_{ser}$ (kN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$	Observation
<b>Appuis</b>	1144	41.20	4828569.89	9.76	191.19	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
<b>Travée</b>	578.1	32.76	3159184.83	5.99	170.82	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ **Calcul des armatures transversales dans les nervures :**

✓ **Selon le BAEL 91/99 :**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9d\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3}) \text{BAEL91/99}$$

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{ (Art 5.1.2.2)BAEL91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{85.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = 19.20 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{2.5 - 0.3 \times 2.1}{0.9 \times 348} \times 70 \times 10 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003b_0 S_t = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

➤ Schéma de ferrailage des nervures

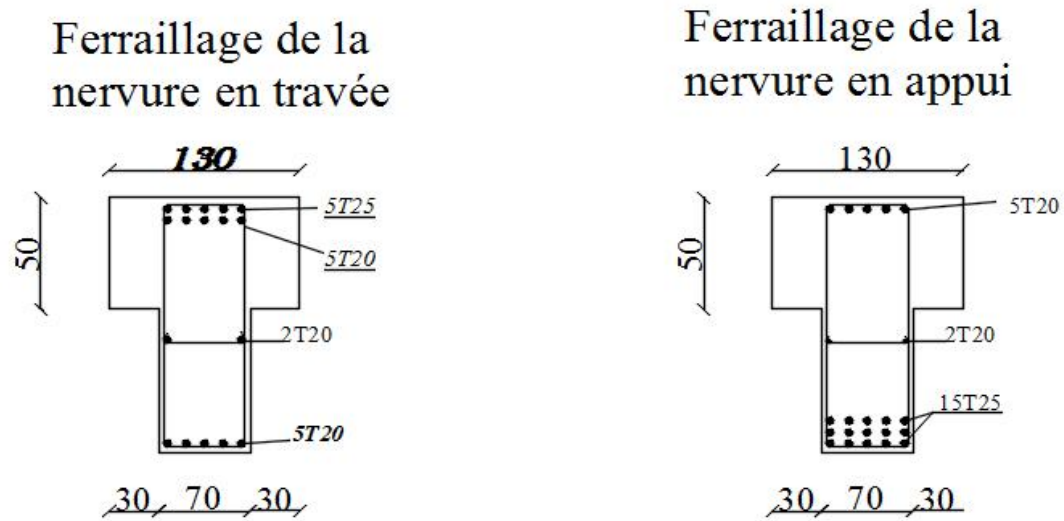


Figure VI.3. Schéma de ferrailage des nervures

# CHAPITRE VII

*Etude de Voile  
périphérique  
(paroi moulée)*

## VII) Calcul de voile périphérique :

Afin de donner plus rigidité à la partie sous-sol et entre sol de la construction et une capacité des reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est indispensable de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Dans notre cas, la hauteur totale du voile périphérique dépasse les six mètres, on parle alors d'une paroi moulée dont le calcul est assimilée à une poutre dalle qui encastree à la base et appuyée sur les planchers des différents niveaux.

### VII.1. Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique :  $\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement :  $\varphi = 20^\circ$
- La cohésion :  $c = 0 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Epaisseur de : 40 cm
- Hauteur de :  $2.38 + 4.08 + 3.40 + 3.40 = 13.26 \text{ m}$

### VII.2. Poussée due aux terres :

$$\sigma_h = K_a \gamma_h Z$$

Avec :

$\sigma_h$  : contrainte horizontale.

$\gamma_h$  : poids volumique du sol humide ;  $\gamma_h = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$ .

$K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos ;  $K_a = 0,48$ .

Le voile de entre sol est le plus défavorable.

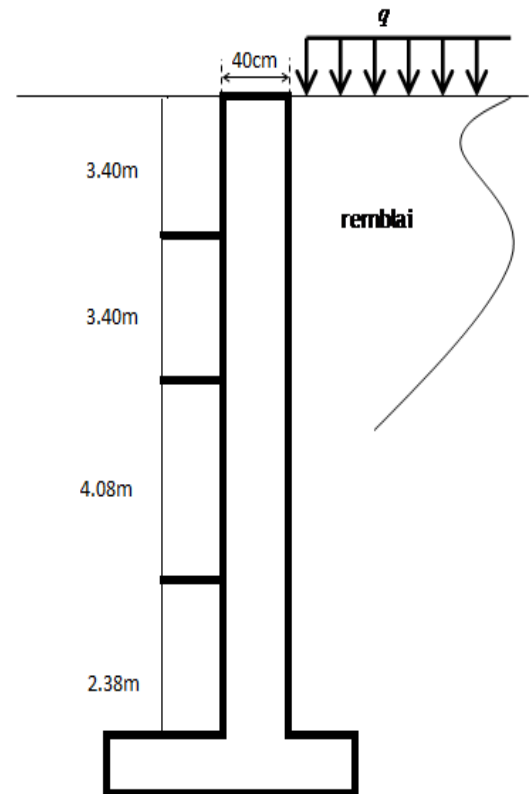


Figure VII.1. poussée de terres

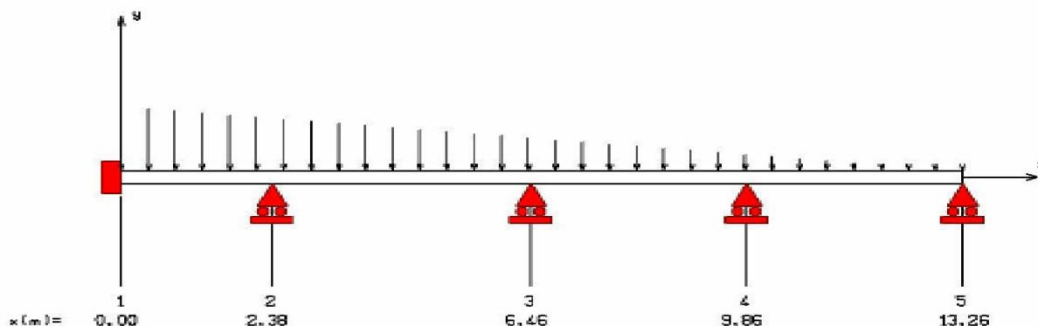


Figure VII.2. Schéma statique de paroi moulée

$6.8 \leq Z \leq 10.88$  m :

$$\sigma_h = 0,49 \cdot 20 \cdot Z = \begin{cases} Z = 6.8 \Rightarrow \sigma_h = 66.70 \text{ KN/m}^2 \\ Z = 3,06 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 106.69 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$p_1 = (66.70 + 106.69) \times \frac{4.08}{2} = 353.71 \text{ KN/m}$$

#### a. Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation  $\sigma_q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \cdot q = 0.49 \times 5 = 2.45 \text{ KN/m}^2.$$

$$p_2 = 2.45 \times 4.08 = 10 \text{ KN/m}$$

#### b. La charge pondérée :

$$q = 1.35 \times p_1 + 1.5 \times p_2 = 1.35 \times 353.71 + 1.5 \times 10 = 492.51 \text{ KN/m}$$

### VI.3. Calcul du ferrailage :

Pour le ferrailage de la paroi on prend le panneau le plus défavorable (à l'ELU).

Le voile périphérique (la paroi) se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis,

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.08 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5.35 \text{ m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 40 \text{ cm}.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{405}{535} = 0.76 \Rightarrow 0.4 \leq 0.76 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

On utilise les tableaux du BAEL 91 pour déterminer les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction du rapport de  $\rho$  et du coefficient de Poisson.

$$ELU \begin{cases} \rho = 0.80 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \rho = 0.80 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,6580 \end{cases}$$

Calcul les moments fléchissant par les formules suivantes :

#### ➤ Calcul des moments : $M_x$ et $M_y$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad (\text{Bonde parallèle } L_x).$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad (\text{Bonde parallèle } L_y).$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 0.0608 \times 492.51 \times 4.08^2 \\ M_0^y = 0.5274 \times 498.47 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 498.47 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 262.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = 0.0672 \times 363.71 \times 4.08^2 \\ M_0^y = 0.6580 \times 406.86 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 406.86 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 267.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,75** en travée et **0,5** aux appuis à l'ELU et à l'ELS.

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,50 M_x & \implies M_{Y \text{ app}} = -0,50 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,75 M_x & \implies M_{Y \text{ tra}} = 0,75 M_y \end{cases}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.1.** Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
<b>ELU</b>	X-X	sur appuis	-249.24
		En travée	373.85
	Y-Y	sur appuis	-131.45
		En travée	197.17

**Tableau VII.2.** Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
<b>ELS</b>	X-X	sur appuis	-203.43
		En travée	305.14
	Y-Y	sur appuis	-133.86
		En travée	200.78

**VII.3.1. Ferrailage :** (Fissuration peu préjudiciable).

- Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3.** Ferrailage de paroi moulée.

position		$M_u$	$\mu_U$	$\alpha$	Z(cm)	As	Choix	$A_s$ adop
<b>Sens XX</b>	Travée	373.85	0.20357	0.28754	31.86	33.72	7HA25+7HA20	56.35
	Appuis	249.235	0.1357	0.18314	33.36	21.46	7HA20+7HA16	36.07
<b>Sens YY</b>	Travée	197.169	0.1073	0.14230	33.95	16.68	7HA20+7HA16	36.07
	Appuis	131.45	0.07157	0.09292	34.66	10.89	7HA16+7HA14	24.87

➤ **Condition de non fragilité**

**Sens Y :**

- ✓ **Selon le RPA99 :**

$$A_{ymin} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 40 = 4 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Selon le BAEL91 :**

$$A_{ymin} = 8 \times h = 8 \times 0,4 = 3,2 \text{ cm}^2$$

**Sens X :**

- ✓ **Selon le RPA99 :**

$$A_{ymin} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 40 = 4 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Selon le BAEL91 :**

$$A_s = A_{ymin} \times \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \times \left( \frac{3 - 0,76}{2} \right) = 1,79 \text{ cm}^2$$



**Tableau VII.4.** Vérification de la condition de non fragilité

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	A <sub>ua</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) BAEL	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA		A <sub>ua</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) BAEL	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA	
<b>Aux appuis</b>	21.99	1.79	4	cv	14.07	3.2	4	cv
<b>En travées</b>	34.36	1,79	4	cv	21.099	3.2	4	cv

### VII.3.2. Les vérifications

#### a. L'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 492.51 \times \frac{4.08}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,76}{2}} = 728.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{728.06 \times 10^4}{1000 \times 36 \times 10^2} = 2.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.02 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Cn.V}$$

#### ❖ Calcul d'armatures transversales :

Le ferrailage se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

- **Selon le BAEL91 :** La section minimale A<sub>t</sub> doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

S<sub>t</sub> : l'espacement des armatures transversales      S<sub>t</sub> ≤ min (0,9d ; 40 cm) ;

On adopte les espacements suivants : ..... . S<sub>t</sub> = 15cm;

Donc:

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 100 \times 15}{400} = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre des armatures :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\text{lim}}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 2.5; \frac{100}{10}\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- ✓ **Selon le RPA 99 :**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

- **L'espacement maximal :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

En On adopte les espacements suivants :  $S_t = 15 \text{ cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 > 1.14 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres : 12HA8.....  $A_t = 6.03$

**b. Vérification a ELS :**

- ❖ **Vérfications des contraintes dans l'acier :**

Contraintes maximale de traction de l'acier  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_{e,110} \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = \min\left[\frac{2}{3} \times 400 = 266.67 \text{ MPa}; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \text{ MPa}\right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

- ❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est peu nuisible})$$

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec : } Y : \text{ position de l'axe neutre}$$

• Position de l'axe neutre:

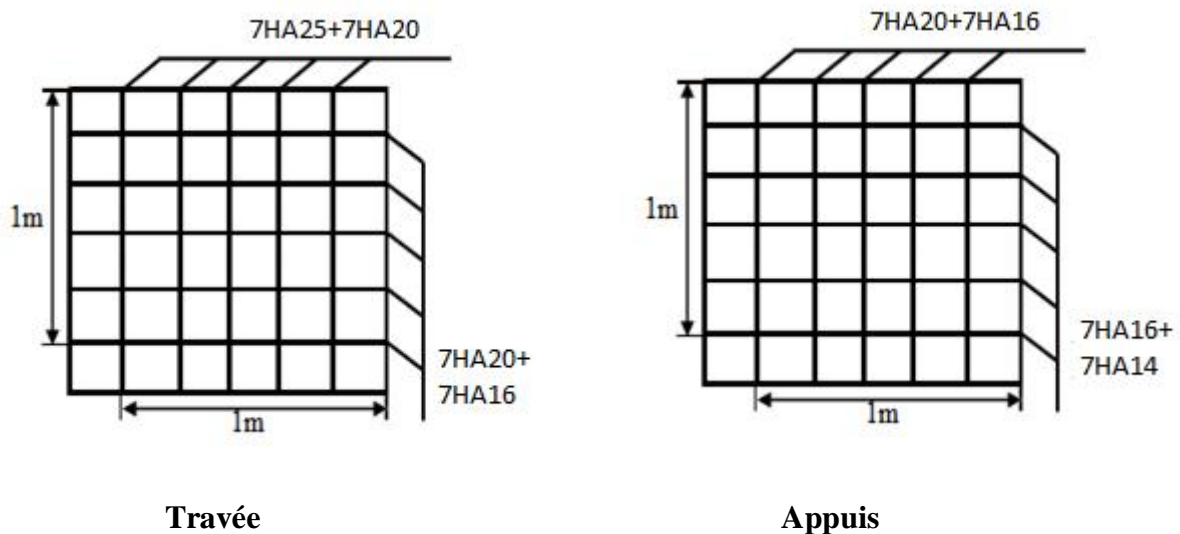
$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \quad \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

**Tableau VII.5:** Tableau récapitulatif de vérification de paroi moulée à l'ELS

		$M_{ser}$ (kN. m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{st}$	Observation
<b>X</b>	Appuis	203.43	15.05	351096.90	8.72	182.04	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
<b>X</b>	Travée	305.14	17.62	467892.11	11.49	179.75	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
<b>Y</b>	Appuis	133.86	13.07	270566.67	6.47	170.10	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
<b>Y</b>	Travée	200.78	15.07	371096.90	8.61	179.67	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Schémas de ferrailage



**Figure VII.3.** Schéma de ferrailage de paroi moulée

*conclusion*

# Conclusion

---

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques acquises durant l'ensemble des années d'étude, de prendre connaissance des différents règlements en vigueur et de les appliquer sur un cas réel.

On a appris beaucoup de choses durant cette expérience qui nous a obligé à mieux connaître les étapes nécessaires pour l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal est de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre dans le domaine de génie civil pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

# *BIBLIOGRAPHIE*

---

## BIBLIOGRAPHIE

### Règlements

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- DTR C.2-4.7 Règlement neige et vent 99.
- DTU 13.12

### Livres et Documents

- Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault )
- Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H.Renaud&J.Lamirault [Foucher])
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (JeanPerchat& Jean Roux, édition Eyrolles.)
- Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995)
- Cours de Béton armé 3<sup>ème</sup> année.
- Mémoires de fin d'études précédentes

### Logiciels

- ETABS (pour l'analyse des structures)
  - RDM6 (pour le calcul des moments et des efforts).
  - AUTOCAD 2011 (pour le dessin d'architecture et lire les plans)
  - WORD 2010 (pour le traitement du texte).
  - SOCOTEC (pour le calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée).
-

# ANNEXES