

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
**Republique Algerienne Democratique Et Populaire**  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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

جامعة العربي التبسي - تبسة

**Université Larbi Tébessi – Tébessa –**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de Génie Civil**

## **MEMOIRE**

*Présenté pour l'obtention du diplôme de Master Académique*

*En : Génie Civil*

*Spécialité : Structures*

*Par : SAHI ABDELHAKIM*

*Sujet*

***Étude d'un Hôtel en (R+6+2SS) implanté en zone  
sismique (Tébessa) sur un sol de capacité de 1 bar***

*Présenté et soutenu publiquement, le 13 / 06 / 2022 , devant le jury composé de :*

*Pr. HARKATI EL-HADDI  
Dr. ABDEAHMANI SAIF EDDINE  
Mr. GOUDJIL FAYÇAL*

*Président  
Examineur  
Encadreur*

*Promotion : 2021/2022*

# *Dédicace*

*À vous nos très chers parents en signe de reconnaissance*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour*

*Exprimer ce que vous méritez*

*Pour tous les sacrifices que vous n'avez cessés de nous donner*

*À Tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin*

*À Tous , on leurs dédie ce travail*

# Remerciement

*An nom de dieu le tout miséricorde le tout miséricordieux  
Nous tenons à remercier dieu tout puissant de nous avoir donné la force  
pour réaliser ce mémoire de fin de formation.*

*Nos sincères gratitudes à nos parents pour leurs soutiens pendant un  
long parchemin et leurs préoccupations de notre avenir*

*Nous tenons à remercier GOUDJIL FAYÇAL pour son encadrement .*

*L'expérience humaine que nous avons partagée constitue l'une des  
principales richesses que nous a apportées ce travail.*

*Enfin, Nous remercions toutes les personnes qui nous ont conseillé,  
guidé, encouragé et soutenu tout au long de cette formation, et qui ont  
contribués de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail.*

# Sommaire

## Chapitre 1 : Généralité et Introduction

1. Introduction.....	1
2. Présentation de l'ouvrage .....	1
2.1. Dimension de l'ouvrage.....	1
2.2. Description de l'ossature.....	3
3. Caractéristiques des matériaux.....	4
3.1. Introduction.....	4
3.2. Béton.....	4
3.2.1. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton .....	4
3.2.2. Diagramme contrainte-déformation .....	5
3.3. Acier.....	6
3.3.1. Définition.....	6
3.3.2. Types d'acier .....	6
3.4. Les actions .....	6
3.4.1. Définition.....	6
3.4.2. Les actions permanentes (G) .....	7
3.4.3. Les actions variables (Q) .....	7
3.5. Les sollicitations.....	7
3.6. Les hypothèses de calcul des sections en béton armé .....	7
3.6.1. Calcul aux états limites de services.....	7
3.6.2. Calcul aux états limite ultimes de résistance .....	7

## Chapitre 2 : Pré dimensionnement

1. Introduction.....	10
2. Les poutres.....	10
2.1. Poutres longitudinales.....	10
2.2. Poutres transversales.....	12
3. Les poutrelles.....	14
4. Plancher à dalle pleine .....	14
5. Les poteaux.....	16
6. Les voiles.....	16

## Chapitre 3 : Evaluation de charges

1. Introduction.....	19
2. Evaluation de charges.....	19
2.1. Les planchers.....	19
2.1.1. Plancher terrasse.....	19
2.1.2. Plancher étage courant.....	20
2.2. Dalle pleine.....	21
2.2.2. Balcon.....	21
2.2.3. Dalle pleine autour de l'ascenseur.....	22
2.3. Les escaliers.....	22
2.2.1. La paillasse.....	22

2.3.2. Palier de repos.....	23
2.3.3. Poutre palière.....	23
2.4. Mur.....	23
2.5. L'acrotère.....	24
<b>Chapitre 4 : Descente des charges</b>	
1. Introduction.....	25
2. La loi de dégression.....	25
3. Poteau (35x60) .....	26
3.1.Poteau intermédiaire.....	26
3.2.Vérification de section pour le poteau.....	29
3.3.Vérification de flambement .....	30
4. Poteau (40x90) .....	31
4.1.Poteaux intermédiaires.....	31
4.2.Vérification de section pour le poteau.....	33
4.3.Vérification de flambement .....	34
5. Poteau de center circulaire (80x80) .....	35
5.1.Vérification de section pour le poteau.....	38
5.2.Verification de flambement .....	39
6. Poteau intermédiaire (40x40).....	40
6.1.Vérification de section pour le poteau.....	42
6.2.Verification de flambement .....	43
7. Poteau de rive(35x35) .....	44
7.1.Vérification de section pour le poteau.....	47
7.2.Verification de flambement .....	48
8. Poteau de rive(40x50) .....	48
8.1.Vérification de section pour le poteau.....	50
8.2.Verification de flambement .....	51
<b>Chapitre 5 : Calcul des éléments secondaires</b>	
1. Introduction.....	53
2. L'acrotère.....	53
2.1. Définition.....	53
2.2. Présentation.....	53
2.3. Etude statique.....	54
3. Les escaliers.....	61
3.1. Définition.....	61
3.2. Pré dimensionnement.....	62
3.2.1. Condition d'axé facile.....	62
3.2.2. Méthode de calcul .....	63
3.3. Poutre palière.....	71
3.3.1. Pré dimensionnement.....	71
3.3.2. Ferrailage.....	72
4. Le balcon.....	75

4.1. Combinaison des charges.....	75
4.2. Ferrailage.....	76
4.3. Combinaison des charges.....	78
4.4. Ferrailage.....	78
5. Ascenseur.....	80
5.1. Définition.....	80
5.2. Descente de charges.....	81
5.3. Etude du plancher .....	84
5.4. Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	91
6. Calcul des planchers.....	96
6.1. Principe de la méthode forfaitaire .....	96
6.2. Vérification des conditions.....	97
6.3. Application de la méthode .....	98
6.4. Plancher terrasse.....	98
6.5. Plancher étage courant.....	106
7. Calcul de la dalle pleine .....	114
Chapitre 6 : Etude sismique	
1. Introduction.....	119
2. Objective de l'étude sismique.....	119
3. Modélisation mathématique.....	119
4. Choix de la méthode de calcul.....	120
4.1. Méthode statique équivalente.....	120
4.1.1. Définition.....	120
4.1.2. Condition d'application de la méthode statique équivalente .....	120
4.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	121
4.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique.....	121
4.3.1. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.....	121
5. Modélisation.....	126
6. Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ .....	148
Chapitre 7: Ferrailage des éléments porteurs	
1. Introduction.....	152
2. Ferrailage des poutres.....	152
2.1. Poutres principales et secondaires.....	152
2.2. Combinaisons.....	152
2.3. Calcul de ferrailage.....	153
2.4. Poutres principales .....	153
2.5. Poutres secondaires .....	158
3. Ferrailage des poteaux .....	163
3.1. Définition.....	163
3.2. Combinaison des charges.....	163
3.3. Recommandation du RPA99V2003 .....	164
3.4. Calcul de ferrailage.....	164

4. Calcul des voiles.....	176
4.1. Introduction.....	176
4.2. Calcul de ferrailage .....	176
4.2.1. Aciers verticaux .....	177
4.2.2. Aciers horizontaux .....	177
4.3. Combinaison d'action.....	178
Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure	
1. Introduction.....	182
2. Fonction des fondations .....	182
3. Différentes types des fondations .....	182
4. Choix du type de fondations .....	183
5. Etude du radier général .....	184
5.1. Introduction .....	184
5.2. Calcul de l'épaisseur du radier .....	184
5.3. Vérification du poinçonnement .....	187
5.4. Ferrailage du radier .....	189
5.4.1. Ferrailages des dalles .....	189
5.4.2. Méthode de calcul .....	189
5.4.3. Vérification du cisaillement .....	192

# Liste de figures

<i>Fig.1 Caractéristiques du béton et de l'acier.....</i>	<i>4</i>
<i>Fig.2 Diagramme contrainte-déformation du béton.....</i>	<i>5</i>
<i>Fig.3 Diagramme des déformations de la section (Règle des trois pivots).....</i>	<i>8</i>
<i>Fig.4 Plancher en corps creux.....</i>	<i>14</i>
<i>Fig.5 Section en T de poutrelle.....</i>	<i>15</i>
<i>Fig.6 Coupe de voile en élévation.....</i>	<i>17</i>
<i>Fig.7 Coupes de voiles en plan pour différents cas.....</i>	<i>18</i>
<i>Fig.8 Coupe d'un Plancher à Corps Creux (plancher terrasse).....</i>	<i>19</i>
<i>Fig. 9 Coupe d'un Plancher à Corps Creux (plancher étage courant).....</i>	<i>20</i>
<i>Fig.10 l'acrotère. ....</i>	<i>24</i>
<i>Fig. 11 Coupe de l'acrotère.....</i>	<i>53</i>
<i>Fig. 12 Schéma statique de l'acrotère.....</i>	<i>58</i>
<i>Fig 13. Schéma de ferrailage de l'acrotère .....</i>	<i>60</i>
<i>Fig14. Présentation des composants de l'escalier.....</i>	<i>61</i>
<i>Fig.15 Vue en plan type 1 .....</i>	<i>62</i>
<i>Fig.16 Coupe transversale.....</i>	<i>63</i>
<i>Fig. 17 Schéma statique .....</i>	<i>64</i>
<i>Fig.18 Diagramme des moments.....</i>	<i>64</i>
<i>Fig.19 Diagramme des efforts tranchants.....</i>	<i>64</i>
<i>Fig.20 Ferrailage des escaliers type 1 .....</i>	<i>66</i>
<i>Fig.21 Vue en plan de escaliers type 2.....</i>	<i>67</i>
<i>Fig.22 Ferrailage des escaliers type 2.....</i>	<i>70</i>
<i>Fig.23 Schéma statique de poutre palière .....</i>	<i>71</i>
<i>Fig.24 Ferrailage de la poutre palière.....</i>	<i>75</i>
<i>Fig.25 Schéma statique du balcon type 1.....</i>	<i>76</i>
<i>Fig.26 Ferrailage du balcon type 1.....</i>	<i>77</i>
<i>Fig.27 Schéma statique du balcon type 2.....</i>	<i>78</i>
<i>Fig.28 Ferrailage du balcon type 2.....</i>	<i>80</i>
<i>Fig. 29 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....</i>	<i>81</i>
<i>Fig 30.Schéma de la surface d'impact.....</i>	<i>85</i>
<i>Fig.31 Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.....</i>	<i>87</i>
<i>Fig.32 Ferrailage des poutrelles (Plancher terrasse).....</i>	<i>106</i>
<i>Fig.33Ferrailage des poutrelles (Plancher étage courant).....</i>	<i>114</i>



<i>Fig.34 Dispositions constructives de la dalle de compression.....</i>	<i>114</i>
<i>Fig.35 Section de la dalle pleine à ferrailer.....</i>	<i>116</i>
<i>Fig.36 Vue en plan de Bloc A .....</i>	<i>126</i>
<i>Fig.37 Vue en 3D de Bloc A .....</i>	<i>127</i>
<i>Fig.38Vue en plan de Bloc B .....</i>	<i>127</i>
<i>Fig.39 Vue en 3D de Bloc B .....</i>	<i>128</i>
<i>Fig.40 Vue en plan de Bloc C .....</i>	<i>128</i>
<i>Fig.41 Vue en 3D de Bloc C .....</i>	<i>129</i>
<i>Fig.42 Vue en plan de Bloc D .....</i>	<i>129</i>
<i>Fig.43 Vue en 3D de Bloc D .....</i>	<i>130</i>
<i>Fig.44 Vue en plan de Bloc E .....</i>	<i>130</i>
<i>Fig.45 Vue en 3D de Bloc E.....</i>	<i>131</i>
<i>Fig.46Ferrailage des poutres principales(35x65).....</i>	<i>155</i>
<i>Fig.47 Ferrailage des poutres principales(40x100).....</i>	<i>158</i>
<i>Fig.48 Ferrailage des poutres secondaires.....</i>	<i>161</i>
<i>Fig.49 Ferrailage des poteaux(35x60).....</i>	<i>169</i>
<i>Fig.50 Ferrailage des poteaux(40x90).....</i>	<i>173</i>
<i>Fig51: Types de fondations superficielles.....</i>	<i>183</i>

# Liste des tableaux

<i>Tableau.1:Les sections des poteaux (bloc A, bloc B, bloc C, bloc D).....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau.2 :Les sections des poteaux adoptées(bloc E).....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau.3 :Les sections des poteaux adoptées(bloc F).....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau.4 :Charge permanente et charge d'exploitation(plancher terrasse).....</i>	<i>19</i>
<i>Tableau.5 :Charge permanente et charge d'exploitation(RDC+ étage courant).....</i>	<i>20</i>
<i>Tableau.6 :Charge permanente et charge d'exploitation(sous-sol).....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau.7 :Charge permanente et charge d'exploitation(balcon).....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau.8 :Charge permanente et charge d'exploitation(l'ascenseur).....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau.9 :Charge permanente et charge d'exploitation(La paillasse ).....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau.10 :Charge permanente et charge d'exploitation(Palier de repos ).....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau.11 :Charge permanente et charge d'exploitation(Murs extérieurs).....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau.12 : caractéristiques des câbles.....</i>	<i>83</i>
<i>Tableau13 : Tableau récapitulatif des résultats.....</i>	<i>88</i>
<i>Tableau14 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales .....</i>	<i>91</i>
<i>Tableau15 : Combinaison des charges l'E.L.U .....</i>	<i>98</i>
<i>Tableau16 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc A.....</i>	<i>98</i>
<i>Tableau17 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc B.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau18 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc C.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau19 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc D.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau20 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc E.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau21 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc F.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau22 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc A.....</i>	<i>100</i>
<i>Tableau23 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc B.....</i>	<i>100</i>
<i>Tableau24 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc C.....</i>	<i>100</i>
<i>Tableau25 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc D.....</i>	<i>100</i>
<i>Tableau26 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc E.....</i>	<i>100</i>

<i>Tableau27 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc F.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau28 :l'effort tranchant Bloc A.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau29 :l'effort tranchant Bloc B.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau30 :l'effort tranchant Bloc C.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau31 :l'effort tranchant Bloc D.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau32 :l'effort tranchant Bloc E.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau33 :l'effort tranchant Bloc F.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau34 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc A.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau35 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc B.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau36 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc C.....</i>	<i>103</i>
<i>Tableau37 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc D.....</i>	<i>103</i>
<i>Tableau38 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc E.....</i>	<i>103</i>
<i>Tableau39 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc F.....</i>	<i>104</i>
<i>Tableau40: Combinaison des charges l'E.L.U (RDC + étage courant ) .....</i>	<i>106</i>
<i>Tableau41 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc A.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau42 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc B.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau43 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc C.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau44 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc D.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau45 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc E.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau46 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc F.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau47 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc A.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau48 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc B.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau49 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc C.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau50 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc D.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau51 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc E.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau52 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc F.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau53 :l'effort tranchant Bloc A.....</i>	<i>109</i>

<i>Tableau54 :l'effort tranchant Bloc B.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau55 :l'effort tranchant Bloc C.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau56 :l'effort tranchant Bloc D.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau57 :l'effort tranchant Bloc E.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau58 :l'effort tranchant Bloc F.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau59 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc A.....</i>	<i>110</i>
<i>Tableau60 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc B.....</i>	<i>110</i>
<i>Tableau61 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc C.....</i>	<i>111</i>
<i>Tableau62 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc D.....</i>	<i>111</i>
<i>Tableau63 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc E.....</i>	<i>111</i>
<i>Tableau64 :Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc F.....</i>	<i>112</i>
<i>Tableau65 : la période fondamentale de la structure.....</i>	<i>122</i>
<i>Tableau66 : Facteur d'amplification dynamique moyen .....</i>	<i>123</i>
<i>Tableau67: pénalité correspondante au critère.....</i>	<i>124</i>
<i>Tableau68 : Le poids total de la structure.....</i>	<i>124</i>
<i>Tableau 69 : La force sismique totale « V ».....</i>	<i>125</i>
<i>Tableau 70 : Centre de masse et centre de torsion bloc A.....</i>	<i>131</i>
<i>Tableau 71 : Centre de masse et centre de torsion bloc B.....</i>	<i>131</i>
<i>Tableau 72 : Centre de masse et centre de torsion bloc C.....</i>	<i>132</i>
<i>Tableau 73 : Centre de masse et centre de torsion bloc D.....</i>	<i>132</i>
<i>Tableau 74 : Centre de masse et centre de torsion bloc E.....</i>	<i>132</i>
<i>Tableau 75 : Centre de masse et centre de torsion bloc F.....</i>	<i>132</i>
<i>Tableau.76: Excentricité accidentelle Bloc A.....</i>	<i>133</i>
<i>Tableau.77: Excentricité accidentelle Bloc B.....</i>	<i>133</i>
<i>Tableau.78: Excentricité accidentelle Bloc C.....</i>	<i>133</i>
<i>Tableau.79: Excentricité accidentelle Bloc D.....</i>	<i>133</i>

<i>Tableau.80: Excentricité accidentelle Bloc E.....</i>	<i>134</i>
<i>Tableau.81: Excentricité accidentelle Bloc F.....</i>	<i>134</i>
<i>Tableau.82 : Période et facteurs de participation massique Bloc A.....</i>	<i>134</i>
<i>Tableau.83 : Période et facteurs de participation massique Bloc B.....</i>	<i>135</i>
<i>Tableau.84 : Période et facteurs de participation massique Bloc C.....</i>	<i>136</i>
<i>Tableau.85 : Période et facteurs de participation massique Bloc D.....</i>	<i>136</i>
<i>Tableau.86 : Période et facteurs de participation massique Bloc E.....</i>	<i>137</i>
<i>Tableau.87 : Période et facteurs de participation massique Bloc F.....</i>	<i>138</i>
<i>Tableau.88 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC A.....</i>	<i>139</i>
<i>Tableau.89 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC B.....</i>	<i>140</i>
<i>Tableau.90 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC C.....</i>	<i>141</i>
<i>Tableau.91 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC D.....</i>	<i>142</i>
<i>Tableau.92 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC E.....</i>	<i>143</i>
<i>Tableau.93 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC F.....</i>	<i>144</i>
<i>Tableau.94 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC A.....</i>	<i>145</i>
<i>Tableau.95 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC B.....</i>	<i>145</i>
<i>Tableau.96 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC C.....</i>	<i>146</i>
<i>Tableau.97 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC D.....</i>	<i>146</i>
<i>Tableau.98 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC E.....</i>	<i>149</i>
<i>Tableau.99 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC F.....</i>	<i>149</i>
<i>Tableau.100 : Les sollicitation des poutres principales (35× 65).....</i>	<i>153</i>
<i>Tableau.101 : Les sollicitation des poutres principales (40× 100).....</i>	<i>156</i>
<i>Tableau.102 : Les sollicitation des poutres secondaires (30× 40).....</i>	<i>158</i>
<i>Tableau.103 : le ferrailage des autres poteaux.....</i>	<i>174</i>
<i>Tableau.104 : le ferrailage des autres poteaux.....</i>	<i>174</i>

<i>Tableau.105 : Type de fondation.....</i>	<i>184</i>
<i>Tableau.106 :Les moments des Panneaux.....</i>	<i>190</i>
<i>Tableau.107 :Le ferrailage du radier En travée.....</i>	<i>191</i>
<i>Tableau.108 :Le ferrailage du radier En appuis.....</i>	<i>192</i>
<i>Tableau.109 : Vérification du cisaillement .....</i>	<i>193</i>

# *Introduction générale*

*Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, 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. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention : BTPH*

*Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le Bâtiment. Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un Hôtel R+6+2SS à usage d'habitation.*

*Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :*

- ❖ Chapitre 01 consiste en la présentation de l'Hôtel, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.*
- ❖ chapitre 02 consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.*
- ❖ Chapitre 03 Evaluation des charges*
- ❖ Chapitre 04 traite le calcul des éléments secondaires.*
- ❖ Chapitre 05 traite le calcul des éléments secondaire*
- ❖ Chapitre 06 comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis***
- ❖ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **ARSA** est l'objet du chapitre 07.*
- ❖ Dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.*

# *Chapitre 1*

## *Présentation du projet*



# Chapitre1 : Présentation de l'ouvrage

## 1. Introduction :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Faire Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un hôtel.

Après une descente de charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude est effectuée pour trouver les caractéristiques essentielles du bâtiment et calculer les efforts produits par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé la méthode forfaitaire pour faire les calculs statiques structuraux. Les efforts produits dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons des charges et les dispositions constructives exigées par le CBA93, RPA99/version2003, DTR et BAEL99. Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

\* Etat limite d'ouverture des fissures.

\* Etat limite de compression de service dans le béton.

## 2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude d'un hôtel (R+6+ 2SS), à utilisation d'habitation avec parking (sous-sol) à **TEBESSA** qui est classée en zone (I) selon le RPA99v2003. On s'intéresse dans ce projet à étudier les 06 bloc (voire le plan de la structure) qui composent notre Projet.

### 2.1.Dimension de l'ouvrage :

#### **Bloc A (R+6+2SS+Terasse inacc):**

La largeur totale : .....  $L_x=8.75m$ .

La longueur totale : .....  $L_y= 11.80 m$ .

La hauteur totale de la structure :.....  $H=21.42m$ .

La hauteur du rez-de-chaussée :.....  $h=3.06m$ .

La hauteur de l'étage courant :.....  $h=3.06m$ .

La hauteur de sous-sol :.....  $h=4.08m$ .

#### **Bloc B (R+6+2SS+Terasse inacc.) :**

La largeur totale : .....  $L_x=18.60m$ .

La longueur totale : .....  $L_y=26.75 m$ .

La hauteur totale de la structure :.....  $H=32.64m$ .

## Chapitre1 : Présentation de l'ouvrage

---

La hauteur du rez-de-chaussée : .....  $h=4.08m$ .

La hauteur de l'étage courant : .....  $h=4.08m$ .

La hauteur de sous-sol : .....  $h=4.08m$ .

### **Bloc C (R+6+2SS+Terasse inacc.) :**

La largeur totale : .....  $Lx=21.57m$ .

La longueur totale : .....  $Ly=24.42m$ .

La hauteur totale de la structure : .....  $H=36.72m$ .

La hauteur du rez-de-chaussée : .....  $h=3.06$ .

La hauteur de l'étage courant : .....  $h=3.06m$ .

La hauteur de sous sol : .....  $h=4.08m$ .

### **Bloc D : (R+6+2SS+Terasse inacc.)**

La largeur totale : .....  $Lx=21.52m$ .

La longueur totale : .....  $Ly=24.42m$ .

La hauteur totale de la structure : .....  $H=36.72m$ .

La hauteur du rez-de-chaussée : .....  $h=3.06m$ .

La hauteur de l'étage courant : .....  $h=3.06m$ .

La hauteur de sous-sol : .....  $h=4.08m$ .

### **Bloc E (R+4+2SS+Terasse inacc.) :**

La largeur totale : .....  $Lx=21.04m$ .

La longueur totale : .....  $Ly=24.38m$ .

La hauteur totale de la structure : .....  $H=28,56m$ .

La hauteur du rez-de-chaussée : .....  $h=3.0$  ,  $h=4.086m$ .

La hauteur de l'étage courant : .....  $h=3.0$  ,  $h=4.086m$

La hauteur de sous-sol : .....  $h=4.08m$ .

### **Bloc F(R+3+2SS+Terasse inacc.) :**

La largeur totale : .....  $Lx=6.41m$ .

# Chapitre1 : Présentation de l'ouvrage

---

La longueur totale : .....  $L_y=24.42m$ .

La hauteur totale de la structure : .....  $H=36.72m$ .

La hauteur du rez-de-chaussée : .....  $h=3.06m$ .

La hauteur de l'étage courant : .....  $h=3.06m$ .

La hauteur de sous-sol : .....  $h=4.08m$ .

- Notre hôtel est une ossature en béton avec un contreventement mixte (portiques -voiles) .

## 2.2 Caractéristiques du sol

La structure repose sur un sol dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol:  $\sigma_{adm} = 1bar$

### 2.2.Description de l'ossature :

- **plancher** : Ils déterminent les différents niveaux d'une construction et supportent les revêtements. Leur rôle est de résister aux charges permanentes et surcharges des mobiliers. Ils jouent aussi le rôle d'un isolant phonique et thermique entre les étages du bâtiment.

Les planchers de notre structure sont :

**Sous-sol** : dalle pleine

**RDC et étage courant** : corps creux.

- **Escaliers** : La structure comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés surplace.
- **L'ascenseur** : L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est un ascenseur sans local de machine ; dans ce nouveau concept, le système de traction de l'ascenseur est placé dans la gaine. L'ensemble de l'espace occupé par l'ascenseur est donc réduit.
- **Les poutres** : Sont des éléments nécessaires pour les constructions, ce sont des éléments qui peuvent supporter des charges variées, pour la liaison entre les poteaux et aussi les poutres qui portant les dalles est les planchers .les poutres intérieure sont généralement rectangulaire ou en T, cependant on peut être amené à les réaliser en formes carrées (rectangulaires) ou même des poutres plates.
- **Les poteaux** : Sont des éléments nécessaires pour n'importe quelle construction. Ce sont eux qui portent la construction et aussi des éléments de liaison, il y a plusieurs types de sections des poteaux (carrée, rectangulaire,...).

## Chapitre1 : Présentation de l'ouvrage

- **Maçonnerie** : les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour assurer l'isolation thermique.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10 cm.

- **L'acrotère** : au niveau de la terrasse, l'hôtel est entouré d'une acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.
- **Revêtement** :
  - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
  - Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
  - Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

### 3. Caractéristiques des matériaux :

#### 3.1.Introduction :

Le béton armé se compose de béton et d'armature. Le béton n'a pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, mais l'acier offre à l'ensemble une bonne résistance aux efforts de traction. De l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis. La complémentarité entre le béton et l'acier se résume dans la figure 3.1

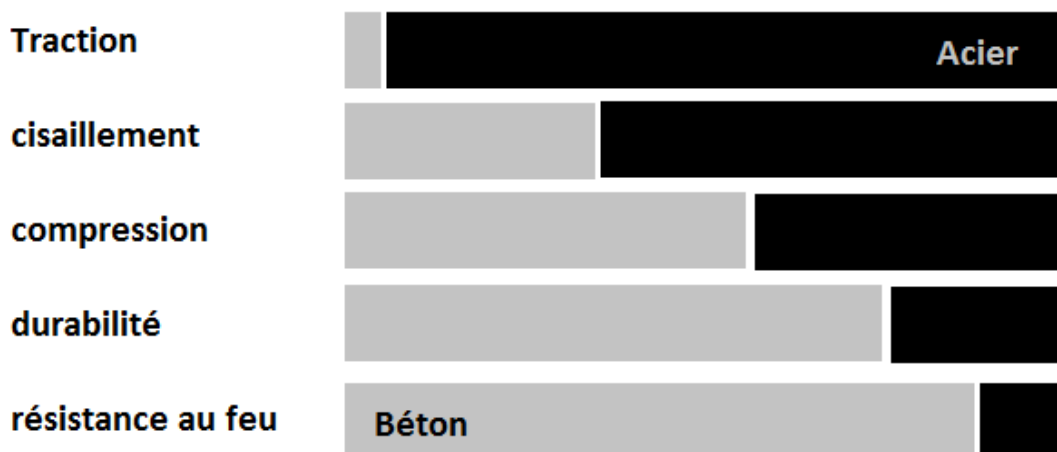


Fig1 Caractéristiques du béton et de l'acier

#### 3.2.Béton :

##### 3.2.1. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **La masse volumique** : La masse volumique du béton est comprise entre 2200 et 2500kg/m<sup>3</sup>. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- **La dilatation** : Puisque le coefficient de dilatation du béton est évalué à  $10^{-5}$ , pour une variation de  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  on obtient :  $\Delta L = \pm 2\% \times \text{longueur}$ .
- **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

➤ **La résistance :**

- **À la compression :** Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique, elle est représentée par le symbole  $f_{c28}$ .

Elle se mesure par compression axiale de cylindre de béton ( $200\text{cm}^2$ ) dont la hauteur est double du diamètre.

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} : f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}.$$

$$\text{Pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa} : f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}.$$

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

- **À la traction :** la résistance à la traction du béton à « j » jours notée  $f_{ij}$  est conventionnellement définie par la relation :  $f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ .

Dans notre cas :  $f_{i28} = 2.1\text{MPa}$ .

➤ **Le module d'élasticité longitudinal :** le module d'élasticité  $E$  est défini par le rapport :

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}}$$

Pour un chargement d'une durée d'application  $< 24\text{h}$  :  $E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3}$ .

Pour un chargement d'une durée d'application  $> 24\text{h}$  :  $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$ .

Pour notre cas :  $E_{ij} = 32164.19\text{MPa}$  et  $E_{vj} = 10721.40\text{MPa}$ .

➤ **Le coefficient de Poisson :** La déformation longitudinale est accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport :

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

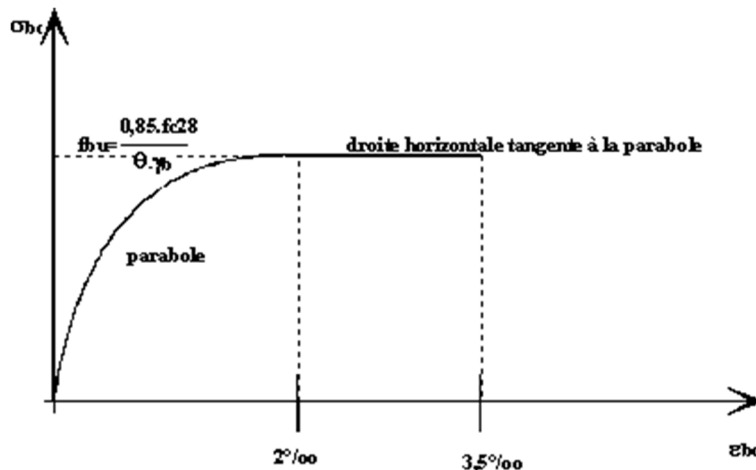
$V=0.2$  pour le calcul des déformations à l'ELS.

$V=0$  pour le calcul des déplacements à l'ELU.

### 3.2.2. Diagramme contrainte-déformation :

a. **Etat limite ultime ELU :**

- **Contrainte ultime du béton :** pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :



**Fig.5 Diagramme contrainte-déformation du béton**

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,5$  En situation durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelles.

Le coefficient  $\theta$  est fixe à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h. À 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

- **Contrainte ultime de cisaillement** : la contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq [\tau]$ .

### 3.3.Acier :

**3.3.1. Définition** : l'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000\text{MPa}$ .

**3.3.2. Types d'acier** : valeur de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

- Barre à haute adhérence (HA) → FeE 400.
- Les ronds lisses (RL) → FeE235.
- Treillis soudés (TS) → FeE520.

### ➤ Contraintes limites de calculs :

#### 1- L'état limite ultime ELU :

$$\text{Contrainte de l'acier} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1,15$  Dans les cas courants.

$\gamma_s = 1$  Dans les cas accidentels.

### 2- L'état limite service ELS :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e; 150\eta)$  (MPa).
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2}f_e; 110\eta)$  (MPa).

$\eta$  : Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$  Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.60$  Pour les aciers à haute adhérence.

Coefficient d'équivalence :  $n = \frac{E_s}{E_b}$

### 3.4. Les actions :

**3.4.1. Définition :** les actions sont des forces appliquées à une construction soit :

- **Directement :** action permanentes ; actions variables d'exploitation ; action climatiques et action accidentelles.
- **Indirectement :** effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement.

**3.4.2. Les actions permanentes (G) :** Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Poids propre de la structure.
- Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)
- Efforts (poids, poussée des eaux et des terres)
- Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

**3.4.3. Les actions variables (Q) :** Elles varient de façon importante dans le temps :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques.
- Explosion (gaz, bombes).
- Séismes.

**3.5. Les sollicitations :** les sollicitations sont définis comme étant les efforts provoquées en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsion, ... etc.).

### 3.6. Les hypothèses de calcul des sections en béton armé :

**3.6.1. Calcul aux états limites de services :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.

## Chapitre1 : Présentation de l'ouvrage

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et le béton est pris égal à 15 ( $n = \frac{E_s}{E_b}$ ),  $n$  : est appelé coefficient d'équivalence.

### 3.6.2. Calcul aux états limites ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\% \dots\dots\dots \text{En flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\% \dots\dots\dots \text{En compression centrée.}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure 6.

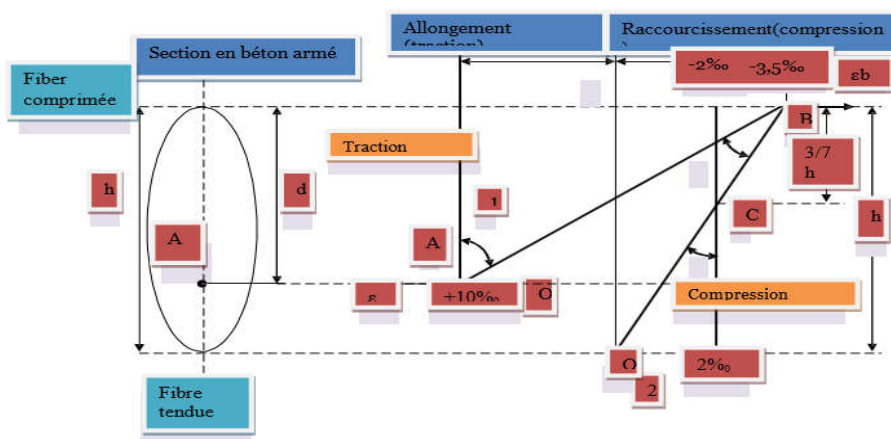


Fig.3 Diagramme des déformations de la section (Règle des trois pivots)



## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

<i>Domaine et pivot</i>	<i>Constatations et conséquences</i>	
	<i>Acier</i>	<i>Béton</i>
<p><b>Domaine 1 et pivot A</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Le domaine 1 est représenté par le triangle <math>A_1AB</math>.</li> <li>- Les droites issues de A matérialisent les différents diagrammes possibles de déformations.</li> <li>- Le pivot A est situé au niveau du C.D.G des aciers.</li> </ul>	<p><b>Régions 1a et 1b</b></p> <p>L'allongement ultime de l'acier est pris constant et égal à 10%.</p> <p>La contrainte de calcul de l'acier tendu est maximale.</p> <p><b>L'acier est bien utilisé.</b></p>	<p><b>Région 1a</b></p> <p>La fibre supérieure du béton subit un allongement relatif <math>\varepsilon_b</math></p> <p style="text-align: center;"><math>0 &lt; \varepsilon_b \leq 10\text{‰}</math></p> <p><b>Le béton est partout tendu.</b></p> <p><b>Région 1b</b></p> <p>La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement relatif</p> <p><math>0 &lt; \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰}</math>.</p> <p>Le béton est comprimé en haut et tendu en bas.</p> <p><b>La section de béton est partiellement comprimée.</b></p>
<p><b>Domaine 2 et pivot B</b></p> <p>Le domaine 2 est représenté par le triangle ABO.</p> <p>Déférents Diagrammes</p> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</div> <div style="margin-right: 5px;">région 2a</div> <div style="margin-right: 5px;">région 2b</div> <div style="margin-right: 5px;">région 2c</div> </div>	<p><b>Région 2a</b></p> <p>L'allongement de l'acier est compris entre 10‰ maximal et un allongement <math>\varepsilon_{st}</math> minimal car ainsi</p> <p><b>L'acier est bien utilisé.</b></p> <p><b>Région 2b</b></p> <p>Acier mal utilisé car l'allongement de l'acier étant faible, sa contrainte de traction est également faible.</p> <p><b>Région 2c</b></p> <p>Acier faiblement comprimé en bas.</p>	<p><b>Régions 2a, 2b et 2c</b></p> <p>La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement constant et égal à 3.5‰.</p> <p><b>Le béton est bien utilisé.</b></p> <p>le béton est comprimé en haut et tendu en bas sauf en région 2c.</p> <p><b>La section de béton est partiellement comprimée dans les régions 2a et 2b.</b></p>
<p><b>Domaine 3 et pivot C</b></p> <p>Le domaine 3 est représenté par les zones grisées.</p> <p>Le pivot C est tel que</p> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</div> <div style="margin-right: 5px;"><math>\varepsilon_b = 2\text{‰}</math></div> <div style="margin-right: 5px;"><math>CD_1 = \frac{3}{7} h</math></div> </div> <p>La droite de déformation pivote autour du point C.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>Zone <math>CD_1B</math></b> : l'acier placé en partie supérieure est comprimé.</li> </ul> <p>le raccourcissement de l'acier est compris entre 2‰ et 3.5‰.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>Zone <math>OCD</math></b>, l'acier placé en partie inférieure est comprimé.</li> </ul> <p>Le raccourcissement de l'acier est inférieur ou égal à 2‰.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>Zone <math>CD_1B</math></b> : le béton est comprimé.</li> </ul> <p>La fibre supérieure subit un raccourcissement compris entre 2‰ et 3.5‰.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>Zone <math>OCD</math></b> : le béton est comprimé.</li> </ul> <p>La section de béton est donc entièrement comprimée.</p>

# *Chapitre 2*

## *Pré-dimensionnement*

### 1. Introduction :

Le prédimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL91 et le RPA99 modifié2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

**2. Les poutres :** les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifiée selon le RPA99-2003.

❖ Selon BAEL91 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

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

$L$  : la portée de la poutre.

$h$  : la hauteur de la poutre.

$b$  : la largeur de la poutre.

### 2.1. Les poutres longitudinales :

**Bloc A :  $L=L_{max}= 8,20\text{m}$ .**

✘ Par BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 54,66 \leq h \leq 82 \\ 19.5 \leq b \leq 45.5 \end{cases}$$

On prend :  $h= 65 \text{ cm}$ .

$b= 35 \text{ cm}$ .

✘ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b = 35 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 65 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.85 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 35x65 »

**Bloc B:  $L=L_{max}= 8,20\text{m}$ .**

✘ Par BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 54,66 \leq h \leq 82 \\ 19.5 \leq b \leq 45.5 \end{cases}$$

On prend :  $h= 65 \text{ cm}$ .

$$b = 35 \text{ cm.}$$

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 35 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 65 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.85 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 35x65 »

**Bloc C:  $L=L_{\max}= 8,20\text{m.}$**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 54,66 \leq h \leq 82 \\ 19.5 \leq b \leq 45.5 \end{cases}$$

On prend :  $h = 65 \text{ cm.}$

$$b = 35 \text{ cm.}$$

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 35 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 65 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.85 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 35x65 »

**Bloc D:  $L=L_{\max}= 8,20\text{m.}$**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 54,66 \leq h \leq 82 \\ 19.5 \leq b \leq 45.5 \end{cases}$$

On prend :  $h = 65 \text{ cm.}$

$$b = 35 \text{ cm.}$$

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 35 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 65 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.85 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 35x65 »

**Bloc E:  $L=L_{\max}= 11.84\text{m.}$**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 78.93 \leq h \leq 118.4 \\ 30 \leq b \leq 70 \end{cases}$$

On prend :  $h = 100 \text{ cm.}$

$$b = 40 \text{ cm.}$$

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 40 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 100 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 2.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 40x100 »

**Bloc F:  $L=L_{\max}= 5.92\text{m}$ .**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 39.46 \leq h \leq 59.2 \\ 15 \leq b \leq 35 \end{cases}$$

On prend :  $h= 50 \text{ cm}$ .

$b= 35 \text{ cm}$ .

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 35 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 50 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.42 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 35x50 »

**2.2.Les poutres transversales :**

**Bloc A  $L=L_{\max}= 4.20\text{m}$  .**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases}$$

On prend :  $h= 40\text{cm}$ .

$b= 30\text{cm}$ .

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 30x40 »

**Bloc B:  $L=L_{\max}= 4.40\text{m}$  .**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases}$$

On prend :  $h= 40\text{cm}$ .

$b= 30\text{cm}$ .

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

## Chapitre2 : Pré dimensionnement

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 30×40 »

**Bloc C :  $L=L_{\max}= 4.40\text{m}$  .**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$
$$12 \leq b \leq 28$$

On prend :  $h= 40\text{cm}$ .  
 $b= 30\text{cm}$ .

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 30×40 »

**Bloc D :  $L=L_{\max}= 4.40\text{m}$  .**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$
$$12 \leq b \leq 28$$

On prend :  $h= 40\text{cm}$ .  
 $b= 30\text{cm}$ .

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 30×40 »

**Bloc E :  $L=L_{\max}= 4.40\text{m}$  .**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$
$$12 \leq b \leq 28$$

On prend :  $h= 40\text{cm}$ .  
 $b= 30\text{cm}$ .

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

## Chapitre2 : Pré dimensionnement

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 30×40 »

**Bloc F:  $L=L_{max}= 35.40\text{m}$  .**

✘ **Par BAEL 91 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23.6 \leq h \leq 35.4$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend :  $h = 40\text{cm}$ .

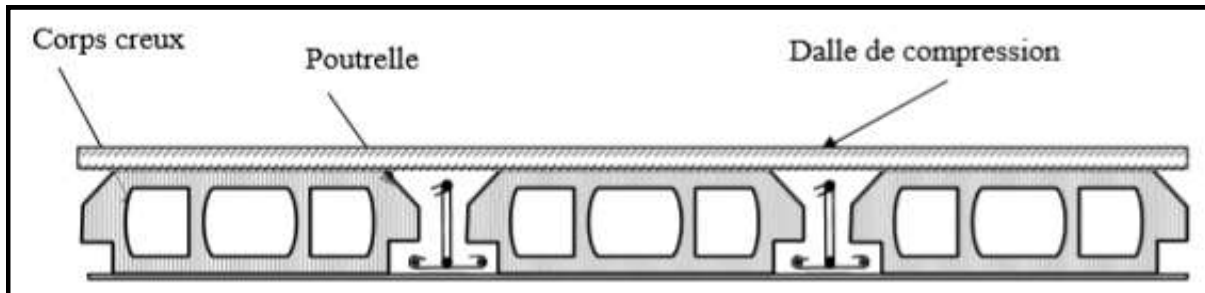
$b = 30\text{cm}$ .

✘ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{cases}$$

Donc on choisit une poutre de section « 30×40 »

### 3. Les poutrelles (planchers à corps creux) :



**Fig.4 Plancher en corps creux.**

D'après les règles B.A.E.L 91 mod 99 on doit vérifier la condition de la flèche

$$ht / L \geq 1/22,5 \quad \text{avec :}$$

$ht$  : la hauteur maximale de la section du plancher.

$L$  : la plus grande portée de la poutrelle.  $L_{max} = 3.85 \text{ m}$ . (entre nu d'appuis)

$ht / L \geq 1/22,5 \Rightarrow ht \geq 385/22,5 \Rightarrow ht \geq 17,11 \text{ cm}$ . Donc on adopte  $ht = 20 \text{ cm}$ . Dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$ . Corps creux  $h = 16\text{cm}$ .

**Poutrelle :**

On a  $b = 2b_1 + b_0$ .

$b_0 \geq [ 0,3 ht ; 0,4 ht ]$  avec  $ht = 20 \text{ cm}$ .

## Chapitre2 : Pré dimensionnement

$b_0 \geq [6; 8] \Rightarrow$  on adopte  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$b_1 \geq \min[ L/2 ; L_{max}/10 ]$  tel que :  $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$ .

$b_1 \geq \min[ 55/2 ; 385/10 ] = \min(27,5 ; 38,5) \text{ cm}$  ; on adopte  $b_1 = 27,5 \text{ cm}$ .

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

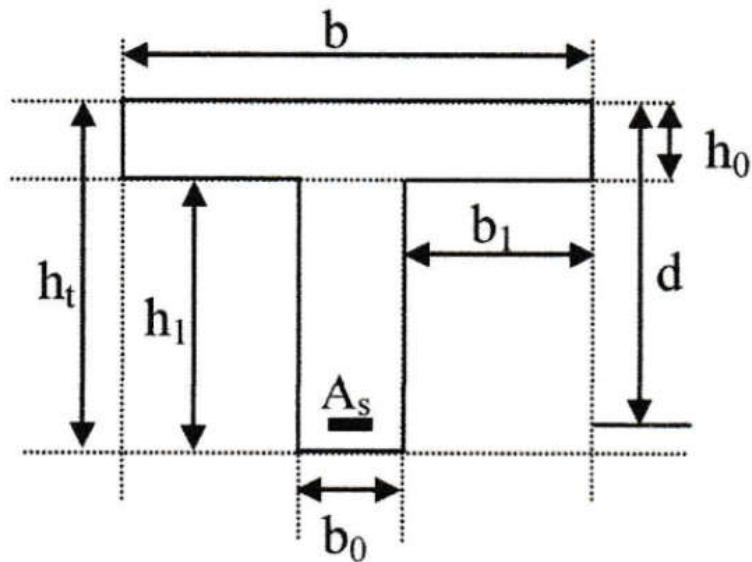


Fig. 5 Section en T de poutrelle.

### 4. Plancher à dalle pleine :

Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ .

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

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

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée  $L_x$  égale à :

$$\frac{820}{50} < e < \frac{820}{40} \Rightarrow 16,4 < e < 20,5$$

On prend donc  $e = 20$

### 5. Les poteaux :



## Chapitre2 : Pré dimensionnement

Ce sont des éléments en béton armé carrée, rectangulaire ou circulaire, destiné transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **CBA93** (**ArticleB. 8. 2. 1**) Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

$$N_u \leq \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \alpha$$

**B** : Section réduite du béton.

**A<sub>s</sub>** : Section des armatures.

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité de béton=1.5

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité des aciers=1.15

$\alpha$  : coefficient fonction de l'élément mécanique «  $\lambda$  » qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70$$

Avec :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$ : Longueur de flambement.  $l_f = 0.7 \times l_0$

$l_0$ : Longueur du poteau.

$i$ : Rayon de giration .

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement, et après avoir effectué la descente de charge on vérifiant les recommandations de **RPA99** (chapitre04) citées ci-dessus.

**Tableau.1: Les sections des poteaux (bloc A, bloc B, bloc C, bloc D)**

Étage	section (cm2)	Hauteur(m)
Sous-sol	35×60	4.08
	35x35	4.08
	Ø 80 (Bloc B)	4.08
RDC	35×60	3,06
	35x35	3,06
	Ø 80 (Bloc B)	3,06
Étage courant	35×60	3,06
	35x35	3,06
	Ø 80 (Bloc B)	3,06

**Tableau.2 : Les sections des poteaux adoptées (bloc E)**

Étage	Section (cm2)	Hauteur(m)
Sous-sol	40×90	4.08
	40x40	4.08
RDC	40×90	3,06

## Chapitre2 : Pré dimensionnement

	40x40	3,06
Étage courant	40x90	3,06
	40x40	3,06

Tableau.3 :Les sections des poteaux adoptées(bloc F)

Étage	Section (cm2)	Hauteur(m)
Sous-sol	35x50	4.08
RDC	35x50	3,06
Étage courant	35x50	3,06

### 6. Les voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

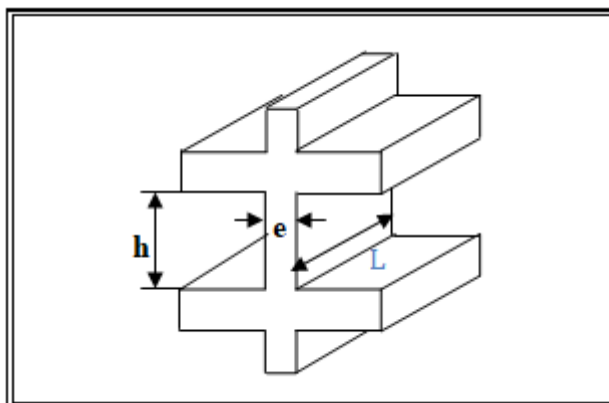
- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition:  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- $L$  : longueur de voile.
- $e$  : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure ci-dessous :



## Chapitre2 : Pré dimensionnement

Fig.6 Coupe de voile en élévation.

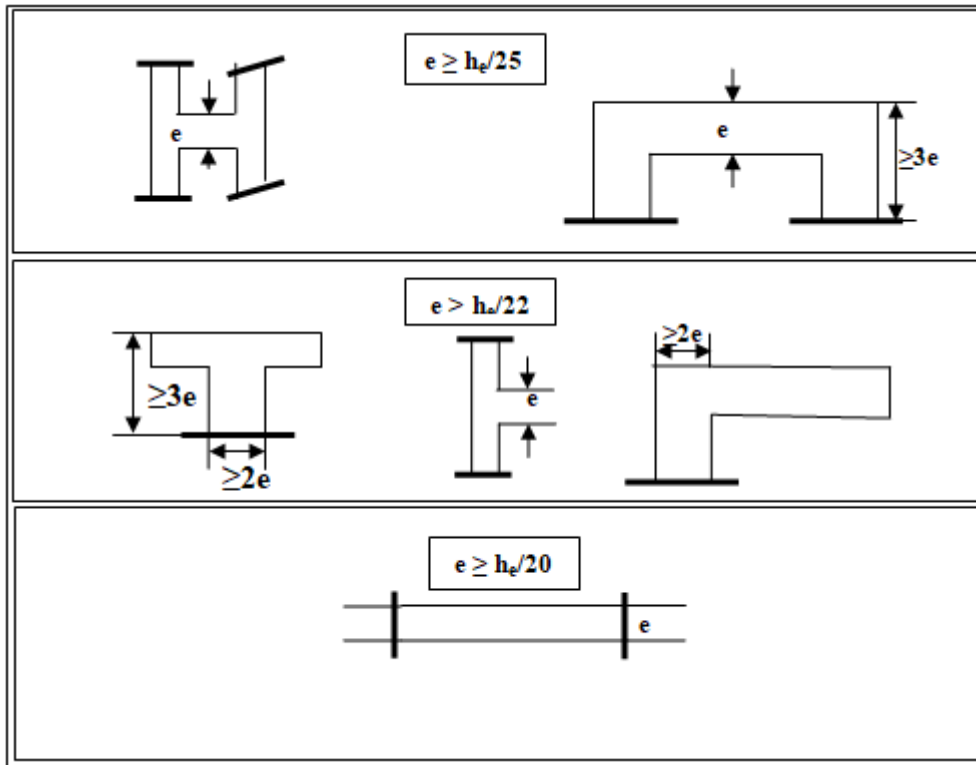


Fig.7 Coupes de voiles en plan pour différents cas

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \rightarrow e \geq \max\left(\frac{3.43}{25}; \frac{3.43}{22}; \frac{3.43}{20}\right)$$

$$e \geq \max(13.72; 15.59; 17.15)$$

$$e \geq 17.15$$

On adopte l'épaisseur des voiles :  $e = 20 \text{ cm}$ .

# *Chapitre 3*

## *Evaluation de charge*

### 1. Introduction

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

Les charges réglementaires sont en général de :

- ✓ Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- ✓ Les charges d'exploitation ou surcharges.
- **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

- **Les charges d'exploitations :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

### 2. Évaluation des charges

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur.

#### 2.1. Les planchers

##### 2.1.1. Plancher terrasse

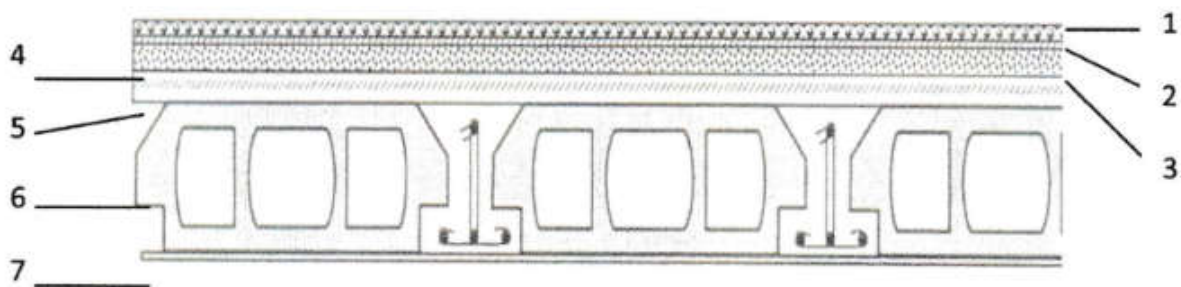


Fig.11 Coupe d'un Plancher à Corps Creux (plancher terrasse)

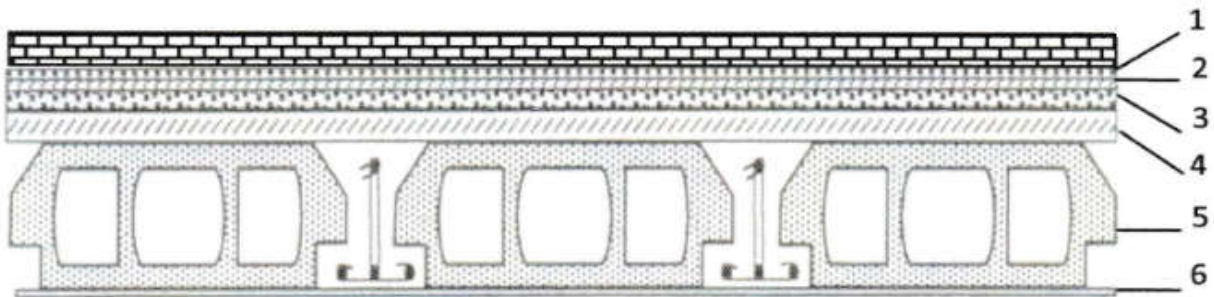
## Chapitre 3 : Évaluation des charges

**Tableau.4 : Charge permanente et charge d'exploitation (plancher terrasse)**

Éléments	Épaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1-Gravillon de protection</b>	3	17	0.51
<b>2-Etanchéité multi couche</b>	2	6	0.12
<b>3-Isolation thermique</b>	5	3	0.15
<b>4-Forme de pente</b>	8	22	1.76
<b>5-Dalle à corps creux (16+4)</b>	20	14	2.80
<b>6-Enduit de plâtre</b>	2	10	0.20

<b>G</b>	5.54 KN/m <sup>2</sup>
<b>Q</b>	1 KN/m <sup>2</sup>

### 2.1.2. Plancher (RDC+ étage courant)



**Fig.9 Coupe d'un Plancher à Corps Creux (plancher RDC+étage courant)**

**Tableau.5 : Charge permanente et charge d'exploitation (RDC+ étage courant)**

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1-Carrelage</b>	2	20	0.40
<b>2-Mortier de ciment</b>	2	20	0.40
<b>3-Couche de sable</b>	2	19	0.38
<b>4- Dalle à corps creux (16+4)</b>	20	14	2.80
<b>5- Brique creux</b>	10	10	1.00
<b>6- Enduit de plâtre</b>	2	18	0.36

## Chapitre 3 : Évaluation des charges

<b>G</b>	<i>5.71 KN/m</i>
<b>Q</b>	<i>1.5 KN/m</i>

### 2.2. La dalle pleine

#### 2.2.1 plancher sous-sol :

**Tableau.6 : Charge permanente et charge d'exploitation(sous-sol)**

<i>Éléments</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>1-Carrelage</i>	<i>2</i>	<i>20</i>	<i>0.40</i>
<i>2-Mortier de ciment</i>	<i>2</i>	<i>20</i>	<i>0.40</i>
<i>3-Couche de sable</i>	<i>2</i>	<i>19</i>	<i>0.38</i>
<i>4- Dalle Pleine</i>	<i>20</i>	<i>25</i>	<i>5.00</i>
<i>5- Enduit de plâtre</i>	<i>2</i>	<i>18</i>	<i>0.36</i>

<b>G</b>	<i>6.54 KN/m<sup>2</sup></i>
<b>Q</b>	<i>4 KN/m<sup>2</sup></i>

### 2.2.2 Balcon

**Tableau.7 : Charge permanente et charge d'exploitation(balcon)**

<i>Éléments</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>1-Carrelage</i>	<i>2</i>	<i>20</i>	<i>0.40</i>
<i>2-Mortier de ciment</i>	<i>2</i>	<i>20</i>	<i>0.40</i>
<i>3-Couche de sable</i>	<i>2</i>	<i>19</i>	<i>0.38</i>
<i>4- Dalle Pleine</i>	<i>16</i>	<i>25</i>	<i>4.00</i>
<i>5- Enduit de plâtre</i>	<i>2</i>	<i>18</i>	<i>0.36</i>

<b>G</b>	<i>5.54 KN/m<sup>2</sup></i>
<b>Q</b>	<i>3.5 KN/m<sup>2</sup></i>

## Chapitre 3 : Évaluation des charges

### 2.2.3 Dalle pleine autour de l'ascenseur

**Tableau.8 : Charge permanente et charge d'exploitation(l'ascenseur)**

Éléments	Épaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier de ciment	2	20	0.40
Sable fin	2	19	0.38
Plancher à dalle plein	20	25	5
Enduit de plâtre	2	18	0.36

<b>G</b>	6.14 KN/m <sup>2</sup>
<b>Q</b>	1 KN/m <sup>2</sup>

### 2.3. Les escaliers

#### 2.3.1. La pailleasse :

**Tableau.9 : Charge permanente et charge d'exploitation(La pailleasse )**

Éléments	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Revêtement en carrelage horizontal	2	22	0.44
2-Mortier de ciment horizontal	2	20	0.40
3-Lit de sable	2	17	0.34
4-Revêtement en carrelage vertical	2	22	0.25
5-Mortier de ciment vertical	2	20	0.23
6-Poids propre de la pailleasse	1.5	25	3.75
7-Poids propre des marches		22	1.87
8-Garde- corps			0.10
9-Enduit en plâtre	0.15	10	0.18

<b>G</b>	7.56 KN/m <sup>2</sup>
<b>Q</b>	3 KN/m <sup>2</sup>



## Chapitre 3 : Évaluation des charges

### 2.3.2. Palier de repos :

Tableau.10 : Charge permanente et charge d'exploitation (Palier de repos )

Éléments	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Poids propre du palier	15	25	3.75
2-Carrelage	2	22	0.44
3-Mortier de pose	2	0.20	0.40
4-Lit de sable	2	17	0.34
5-Enduit de plâtre	0.15	0.10	0.15

<b>G</b>	5.08 KN/m <sup>2</sup>
<b>Q</b>	3 KN/m <sup>2</sup>

### 2.3.3. Poutre palière :

Poids propre de la poutre  $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}^2$

Poids de mur sur palier:  $3.48/2 \times 4.18 = 7.27 \text{ KN/m}^2$

**G = 10.27 KN/m<sup>2</sup>**

### 2.3.4. Poutre principale

**RDC et étage courant :**

Poids propre de la poutre  $0.35 \times 0.65 \times 25 = 5.68 \text{ KN/m}^2$

Plancher corps-creux 5,34 KN/m<sup>2</sup>

**G = 11.02 KN/m<sup>2</sup>**

**Sous-sol :**

Poids propre de la poutre  $0.35 \times 0.65 \times 25 = 5.68 \text{ KN/m}^2$

Plancher sous-sol 6.54 KN/m<sup>2</sup>

**G = 11.22 KN/m<sup>2</sup>**

## 2.4. Murs

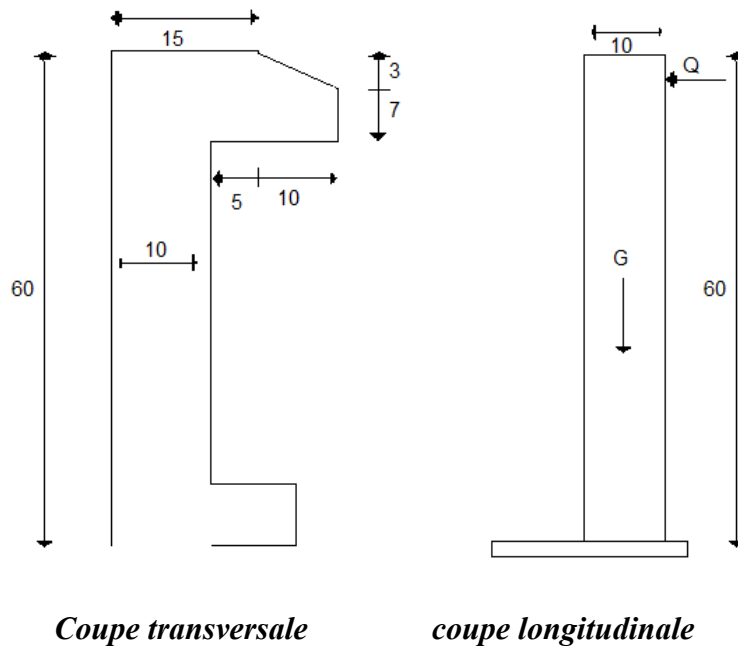
### 2.4.1 Murs extérieurs (Doublés parois en briques creuses)

Tableau.11 : Charge permanente et charge d'exploitation (Murs extérieurs)

Éléments	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduit de plâtre	2	0.28
2- Briques creuses	15	2.10
3- Lambe d'air	5	/
4- Briques creuses	10	1.4
5-Enduit de ciment	2	0.40

**G = 4.18 KN/m<sup>2</sup>**

### 2.5. L'acrotère



*Fig.10 l'acrotère.*

*On fait les calculs pour 1m de longueur*

**Charge permanente :**

$$G_{acr} = 25S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)}$$

$$G_{acr} = 25 \left( \frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.07 \times 0.1 + 0.05 \times 0.1 + 0.1 \times 0.6 \right)$$

<b>G</b>	<b>1.837 KN/m<sup>2</sup></b>
----------	-------------------------------

# *Chapitre 4*

## *Descente des charges*

## Chapitre 4 : Descente des charges

### 1. Introduction:

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ..), les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'au fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux :

- 15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées.

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle – ci est au plus égal à 25% de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

### 2. La loi de dégression

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2 \dots Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1,2....n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse :  $Q_0$ .
- sous le premier étage à partir du sommet ( $i=1$ ) :  $Q_0+Q_1$ .
- sous le deuxième étage ( $i=2$ ) :  $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$ .
- sous le troisième étage ( $i=3$ ) :  $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- sous le quatrième étage ( $i=4$ ) :  $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Pour n étage :  $Q_0+(3 + n/2n) *(Q_1+Q_2+Q_3+ \dots)$ .

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges les Poteaux intermédiaires de chaque type

## Chapitre 4 : Descente des charges

### 3. Poteau (35x60) :

Exemple de calcul du poteau le plus sollicité du bloc D

#### 3.1. Poteau intermédiaire

Section	G (KN)	Q (KN)
<b><u>Section 1-1 :</u></b>		
• plancher terrasse : 5,34x4,4x8,2.....	192,66	36,08
• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x8,2	46,63	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4	13,2	
$\Sigma$	252,49	36,08
<b><u>Section 2-2 :</u></b>		
• poids venant de la section 1-1.....	252,49	
• poids de poteau : 3,06x0,35x0,60x 25).....	16,06	36,08
$\Sigma$	268,55	36,08
<b><u>Section 3-3 :</u></b>		
• poids venant de la section 2-2.....	268,55	
• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x8,2	46,63	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4		
• plancher étage : 5,71x36,0.....	13,20	90,12
	210,128	
$\Sigma$	538,5	90,12
<b><u>Section 4-4 :</u></b>		
• poids venant de la section 3-3.....	538,5	
• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25).....	16,06	90,12
$\Sigma$	554,56	90,12
<b><u>Section 5-5 :</u></b>		
• poids venant de la section 4-4.....	554,56	
• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x8,2	46,63	144,32
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4	13,20	
• plancher étage : 5,71x36,0.....	210,128	
$\Sigma$	824,51	144,32

## Chapitre 4 : Descente des charges

<b><u>Section 6-6 :</u></b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 5-5.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25).....</li> </ul>	824,51 16,06	144,32
$\Sigma$	840,57	144,32
<b><u>Section 7-7 :</u></b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 6-6.....</li> <li>• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x8,2</li> <li>• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4</li> <li>• plancher étage : 5,71x36,0.....</li> </ul>	46,63 13,20 210,128	198,44
$\Sigma$	1110,52	198,44
<b><u>Section 8-8 :</u></b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 7-7.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25).....</li> </ul>	16,06	198,44
$\Sigma$	11265,58	198,44
<b><u>Section 9-9 :</u></b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 8-8.....</li> <li>• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x8,2</li> <li>• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4</li> <li>• plancher étage : 5,71x36,0.....</li> </ul>	46,63 13,20 210,128	252,56
$\Sigma$	1396,53	252,56
<b><u>Section 10-10 :</u></b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 9-9.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25).....</li> </ul>	16,06	252,56
$\Sigma$	1412,59	252,56
<b><u>Section 11-11 :</u></b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 6-6.....</li> <li>• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x8,2</li> <li>• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4</li> <li>• plancher étage : 5,71x36,0.....</li> </ul>	46,63 13,20 210,128	306,68)
$\Sigma$	16825,54	306,68
<b><u>Section 12-12 :</u></b>		
	16825,54	

## Chapitre 4 : Descente des charges

<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 7-7.....</li> <li>• poids de poteau : <math>3,06 \times (0,35 \times 0,60 \times 25)</math>.....</li> </ul>	16,06	306,68
$\Sigma$	1698,6	306,68
<b><u>Section 13-13 :</u></b>	1698,6	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 6-6.....</li> <li>• poutre longitudinale : <math>0,35 \times 0,65 \times 25 \times 8,2</math></li> <li>• poutre transversale : <math>0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,4</math></li> <li>   plancher étage : <math>5,71 \times 36,0</math>.....</li> </ul>	46,63 13,20 210,128	360,08
$\Sigma$	1968,55	360,08
<b><u>Section 14-14 :</u></b>	1968,55	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 7-7.....</li> <li>• poids de poteau : <math>3,06 \times (0,35 \times 0,60 \times 25)</math>.....</li> </ul>	16,06	360,08
$\Sigma$	1984,61	360,08
<b><u>Section 15-15 :</u></b>	1984,61	414,92
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 6-6.....</li> <li>• poutre longitudinale : <math>0,35 \times 0,65 \times 25 \times 8,2</math></li> <li>• poutre transversale : <math>0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,4</math></li> <li>• plancher sous-sol : <math>6,54 \times 36,0</math>.....</li> </ul>	46,63 13,20 235,96	
$\Sigma$	2204,61	414,92
<b><u>Section 16-16 :</u></b>	2204,61	414,92
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 7-7.....</li> <li>• poids de poteau : <math>4,08 \times (0,35 \times 0,60 \times 25)</math>.....</li> </ul>	21,42	
$\Sigma$	2226,03	414,92
<b><u>Section 17-17 :</u></b>	2226,03	469,04
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 6-6.....</li> <li>• poutre longitudinale : <math>0,35 \times 0,65 \times 25 \times 8,2</math></li> <li>• poutre transversale : <math>0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,4</math></li> <li>• plancher sous-sol : <math>6,54 \times 36,0</math>.....</li> </ul>	46,63 13,20 235,96	
$\Sigma$	2476,03	469,04
<b><u>Section 18-18 :</u></b>	21,42	469,04
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 7-7.....</li> <li>• poids de poteau : <math>4,08 \times (0,35 \times 0,65 \times 25)</math>.....</li> </ul>		

## Chapitre 4 : Descente des charges

$\Sigma$	2492,09	469,04
----------	---------	--------

<b><math>G_{total} = 2492,09 \text{ KN}</math></b>	<b><math>Q_{total} = 469,04 \text{ KN}</math></b>
--	---

### 3.2. Vérification de section pour le poteau

D'après les règles BAEL 91 :

$$Nu = \alpha [(Br * fc28) / (0.9 * \gamma_b) + (A * fe / \gamma_s)]$$

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15
- $fe$  : Nuance de l'acier limite élastique = 400 MPa
- $A$  : Section d'armature à mettre en place
- $\alpha$  : Coefficient dépend de l'élançement  $\lambda$
- **Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :
- **Br** = (a-2) (b-2) est b en [cm]

D'après le critère de résistance, on a :

$$Pu = 1.35 G + 1.5 Q = 4108,38 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.5 \times Pu = 6162,57 \text{ KN. (D'après les règles BAEL 91)}$$

La résistance du béton comprimé:

$$\sigma_{bc} = (0.85 \times fc28) / \gamma_s = (0.85 \times 25 / 1.5) = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2$$

⇒ La formule générale donne :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85(\frac{A}{Br})\frac{fe}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (*)$$

$$\text{On prend } \frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100} \text{ [BAEL91]}$$

- $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = fe / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2(\frac{35}{35})^2 = 1.2$$



## Chapitre 4 : Descente des charges

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve:

$$Br \geq \frac{1.2xNu}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100}\right) \left(\frac{400}{1.15}\right) 10} = 0.064Nu$$

$$Br = (a - 2)(b - 2) \geq 0.0641Nu = 395,43 \text{ cm}^2$$

On adopte  $a = 35\text{cm}$  et  $b = 60\text{cm}$

### Vérification des conditions imposées par le RPA 99:

- $\text{Min}(a, b) = 35\text{cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \text{ (Zone I)}$
- $\text{Min}(a, b) = 35\text{cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{241}{20} \dots\dots\dots CV$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$  donc  $\frac{1}{4} < \frac{35}{60} < 4 \dots\dots\dots CV$

### 3.3. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$B = b * h$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Poteaux (bxh)[cm <sup>2</sup> ]	$L_0$ [cm]	$L_f$ [cm]	$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$B$ [cm <sup>2</sup> ]	$i$ [cm]	$\lambda$
35X60	306	214.2	630000	2100	17,32	12.39 < 35
	408	285.6				16.48 < 35

## Chapitre 4 : Descente des charges

### 4. Poteau (40x90)

Exemple de calcul du poteau le plus sollicité du bloc E

#### 4.1. Poteau intermédiaire :

Section	G (KN)	Q (KN)
<b><u>Section 1-1 :</u></b>		
• plancher terrasse : 5,34x35,24 .....	188,18	35,24
• poutre longitudinale : 0,40x1x25x5,39+0,40x0,50x25x2,62	67	
• poutre transversale : 0,30x040x25x4,4	13,2	
$\Sigma$	268,38	35,24
<b><u>Section 2-2 :</u></b>		
• poids venant de la section 1-1 .....	27,54	35,24
• poids de poteau : 3,06x0,4x0,90x 25) .....		
$\Sigma$	295,92	35,24
<b><u>Section 3-3 :</u></b>		
• poids venant de la section 2-2 .....	67	
• poutre longitudinale : 0,40x1x25x5,39+0,40x0,50x25x2,62		
• poutre transversale : 0,30x040x25x4,4	13,20	
• plancher étage : 5,71x35,24 .....	202,27	
$\Sigma$	578,39	88,1
<b><u>Section 4-4 :</u></b>		
• poids venant de la section 3-3 .....	27,54	88,1
• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25) .....		
$\Sigma$	605,93	88,1

## Chapitre 4 : Descente des charges

<b><u>Section 5-5 :</u></b>	605,93	
• poids venant de la section 4-4.....	67	140,96
• poutre longitudinale : 0,40x1x25x5,39+0,40x0,50x25x2,62	13,20	
• poutre transversale : 0,30x040x25x4,4		
• plancher étage : 5,71x35,24.....	202,27	
$\Sigma$	888,40	140,96
<b><u>Section 6-6 :</u></b>	888,40	
• poids venant de la section 5-5.....	27,54	140,96
• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25).....		
$\Sigma$	915,94	140,96
<b><u>Section 7-7 :</u></b>	915,94	193,81
• poids venant de la section 6-6.....	67	
• poutre longitudinale : 0,40x1x25x5,39+0,40x0,50x25x2,62	13,20	
• poutre transversale : 0,30x040x25x4,4		
• plancher étage : 5,71x35,24.....	202,27	
$\Sigma$	1198,41	193,81
<b><u>Section 8-8 :</u></b>	1198,41	193,81
• poids venant de la section 7-7.....	27,54	
• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25).....		
$\Sigma$	1225,95	193,81
<b><u>Section 9-9 :</u></b>	1225,95	246,67
• poids venant de la section 8-8.....	67	
• poutre longitudinale : 0,40x1x25x5,39+0,40x0,50x25x2,62	13,20	
• poutre transversale : 0,30x040x25x4,4		
• plancher étage : 5,71x35,24.....	202,27	
$\Sigma$	1508,42	246,67
<b><u>Section 10-10 :</u></b>	1508,42	246,67
• poids venant de la section 9-9.....	27,54	
• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25).....		
$\Sigma$	1535,84	246,67

## Chapitre 4 : Descente des charges

<b><u>Section 11-11 :</u></b>	1535,84	387,63
• poids venant de la section 6-6.....	67	
• poutre longitudinale : 0,40x1x25x5,39+0,40x0,50x25x2,62	13,20	
• poutre transversale : 0,30x040x25x4,4		
• planche sous-sol : 6,54x35,24.....	202,27	
$\Sigma$	1818,31	387,63
<b><u>Section 12-12 :</u></b>	1818,31	387,63
• poids venant de la section 7-7.....	27,54	
• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25).....		
$\Sigma$	1845,78	387,63
<b><u>Section 13-13 :</u></b>		528,59
• poids venant de la section 6-6.....	1845,78	
• poutre longitudinale : 0,40x1x25x5,39+0,40x0,50x25x2,62		
• poutre transversale : 0,30x040x25x4,4	67	
• planche sous-sol : 6,54x35,24.....	13,20	
	202,27	
$\Sigma$	2128,25	528,59
<b><u>Section 14-14 :</u></b>	2128,2527	528,59
• poids venant de la section 7-7.....	,54	
• poids de poteau : 3,06x(0,35x0,60x 25).....		
$\Sigma$	2182,25	528,59

### 4.2.Vérification de section pour le poteau

D'après les règles BAEL 91 :

$$Nu = \alpha [(Br * fc28) / (0.9 * \gamma_b) + (A * fe / \gamma_s)]$$

- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité du béton = 1.5
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15
- $fe$  : Nuance de l'acier limite élastique = 400 MPa
- $A$  : Section d'armature à mettre en place

## Chapitre 4 : Descente des charges

- $\alpha$  : Coefficient dépend de l'élanement  $\lambda$
- **Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

➤  $Br = (a-2)(b-2)$  est b en [cm]

D'après le critère de résistance, on a :

$$Pu = 1.35 G + 1.5 Q = 3738.92 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.5 \times Pu = 5608.38 \text{ KN. (D'après les règles BAEL 91)}$$

La résistance du béton comprimé:

$$\sigma_{bc} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_s = (0.85 \times 25 / 1.5) = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

⇒ La formule générale donne :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br}\right) \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (*)$$

$$\text{On prend } \frac{A}{Br} = 1 \% = \frac{1}{100} \text{ [BAEL91]}$$

- $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve:

$$Br \geq \frac{1.2 \times Nu}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100}\right) \left(\frac{400}{1.15}\right) 10} = 0.064Nu$$

$$Br = (a - 2)(b - 2) \geq 0.0641Nu = 359.49 \text{ cm}^2$$

On adopte  $a = 40 \text{ cm}$  et  $b = 90 \text{ cm}$

### Vérification des conditions imposées par le RPA 99:

- $\text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \text{ (Zone I)}$
- $\text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{241}{20} \dots\dots\dots CV$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$  donc  $\frac{1}{4} < \frac{40}{90} < 4 \dots\dots\dots CV$

### 4.3. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

## Chapitre 4 : Descente des charges

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$B = b * h$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Poteaux (bxh)[cm <sup>2</sup> ]	L <sub>0</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	B [cm <sup>2</sup> ]	i [cm]	λ
40X90	306	214.2	630000	2100	17,32	12.39 < 35
	408	285.6	630000	2100	17,32	16.31 < 35

### 5. Poteau de center circulaire( 80x80) :

*Exemple de calcul du poteau le plus sollicité du bloc B*

Section	G (KN)	Q (KN)
<b><u>Section 1-1 :</u></b>		
• plancher terrasse : 5,34x29,04 .....	155,36	29,04
• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x4,4x2	50,05	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x2,2x2	13,2	
Σ	218,61	29,04
<b><u>Section 2-2 :</u></b>		
• poids venant de la section 1-1 .....	218,61	
• poids de poteau : 3,06x0,80x0,80x 25) .....	48,96	29,04
Σ	296,57	29,04
<b><u>Section 3-3 :</u></b>		
• poids venant de la section 2-2 .....	296,57	72,60
• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x4,4x2	50,05	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x2,2x2	13,20	
• plancher étage : 5,71x29,04 .....	165,81	

## Chapitre 4 : Descente des charges

$\Sigma$	497,08	72,60
<b><u>Section 4-4 :</u></b>	497,08	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 3-3.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,80x0,80x 25).....</li> </ul>	48,96	72,60
$\Sigma$	546,04	72,60
<b><u>Section 5-5 :</u></b>	546,04	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 4-4.....</li> <li>• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x4,4x2</li> <li>• poutre transversale : 0,30x0,40x25x2,2x2</li> <li>• plancher étage : 5,71x29,04.....</li> </ul>	50,50 13,20 165,81	116,16
$\Sigma$	775,55	116,16
<b><u>Section 6-6 :</u></b>	775,55	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 5-5.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,80x0,80x 25).....</li> </ul>	48,96	116,16
$\Sigma$	824,51	116,16
<b><u>Section 7-7 :</u></b>	824,51	159,71
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 6-6.....</li> <li>• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x4,4x2</li> <li>• poutre transversale : 0,30x0,40x25x2,2x2</li> <li>• plancher étage : 5,71x29,04.....</li> </ul>	50,50 13,20 165,81	
$\Sigma$	1054,02	159,71
<b><u>Section 8-8 :</u></b>	1054,02	159,71
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 7-7.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,80x0,80x 25).....</li> </ul>	48,96	
$\Sigma$	1102,98	159,71
<b><u>Section 9-9 :</u></b>	1102,98	203,28
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 8-8.....</li> <li>• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x4,4x2</li> <li>• poutre transversale : 0,30x0,40x25x2,2x2</li> <li>• plancher étage : 5,71x29,04.....</li> </ul>	50,50 13,20 165,81	
$\Sigma$	1332,49	203,28

## Chapitre 4 : Descente des charges

<b><u>Section 10-10 :</u></b>	1332,49	203,28
• poids venant de la section 9-9.....	48,96	
• poids de poteau : 3,06x0,80x0,80x 25).....		
$\Sigma$	1381,45	203,28
<b><u>Section 11-11 :</u></b>	1381,45	246,84
• poids venant de la section 6-6.....	50,50	
• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x4,4x2	13,20	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x2,2x2		
plancher étage : 5,71x29,04.....	165,81	
$\Sigma$	1610,96	246,84
<b><u>Section 12-12 :</u></b>	1610,96	
• poids venant de la section 7-7.....	48,96	
• poids de poteau : 3,06x0,80x0,80x 25).....		246,84
$\Sigma$	1659,92	246,84
<b><u>Section 13-13 :</u></b>	1659,92	
• poids venant de la section 6-6.....	50,50	290,40
• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x4,4x2	13,20	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x2,2x2		
plancher étage : 5,71x29,04.....	165,81	
$\Sigma$	1889,43	290,40
<b><u>Section 14-14 :</u></b>	1889,43	
• poids venant de la section 7-7.....	48,96	290,40
poids de poteau : 3,06x0,80x0,80x 25).....		
$\Sigma$	1937,94	290,40
<b><u>Section 15-15 :</u></b>	1937,94	333,96
• poids venant de la section 6-6.....	50,50	
• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x4,4x2	13,20	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x2,2x2		
• planche sous-sol : 6,54x29,04.....	189,92	
$\Sigma$	2167,45	333,96



## Chapitre 4 : Descente des charges

<b>Section 16-16 :</b>	2167,45	333,96
• poids venant de la section 7-7.....	65,28	
• poids de poteau : 4,08x0,80x0,80x 25).....		
$\Sigma$	2232,73	333,96
<b>Section 17-17 :</b>	2232,73	377,52
• poids venant de la section 6-6.....	50,50	
• poutre longitudinale : 0,35x0,65x25x4,4x2		
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x2,2x2	13,20	
• planche sous-sol : 6,54x29,04.....	189,92	
$\Sigma$	2485,9	377,52
<b>Section 18-18 :</b>	2485,9	377,52
• poids venant de la section 7-7.....	68,28	
• poids de poteau : 4,08x0,80x0,80x 25).....		
$\Sigma$	2554,18	377,52

### 5.1.Vérification de section pour le poteau

D'après les règles BAEL 91 :

$$Nu = \alpha [(Br * f_{c28}) / (0.9 * \gamma_b) + (A * f_e / \gamma_s)]$$

- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité du béton = 1.5
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15
- $f_e$  : Nuance de l'acier limite élastique = 400 MPa
- $A$  : Section d'armature à mettre en place
- $\alpha$  : Coefficient dépend de l'élançement  $\lambda$
- **Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm

d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

D'après le critère de résistance, on a :

$$Pu = 1.35 G + 1.5 Q = 4014.42 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.5 \times Pu = 6021.63 \text{ KN. (D'après les règles BAEL 91)}$$

La résistance du béton comprimé:

<b><math>G_{total} = 2554,18 \text{ KN}</math></b>
--

<b><math>Q_{total} = 377,52 \text{ KN}</math></b>
---

## Chapitre 4 : Descente des charges

Pour  $\lambda \leq 50$  :  $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$

Avec :  $\beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

⇒ La formule générale donne :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br}\right) \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (*)$$

On prend  $\frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$  [BAEL91]

➤  $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve:

$$Br \geq \frac{1.2 \times Nu}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100}\right) \left(\frac{400}{1.15}\right) 10} = 0.064Nu$$

$$Br = \pi \left(\frac{D}{2} - 1\right)^2 \geq 0.0641Nu = 385.38 \text{ cm}^2$$

On adopte  $D = 80 \text{ cm}$

**Vérification des conditions imposées par le RPA 99:**

- $\text{Min}(a, b) = 80 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV (Zone I)}$
- $\text{Min}(a, b) = 80 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{241}{20} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$  donc  $\frac{1}{4} < \frac{80}{80} < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

**5.2. Vérification de la condition de flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$B = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Poteaux (bxh)[cm²]	L <sub>0</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	B [cm <sup>2</sup> ]	i [cm]	λ
--------------------	---------------------	---------------------	----------------------	----------------------	--------	---

## Chapitre 4 : Descente des charges

80	306	214.2	2009600	5024	20	10.71<35
	408	285.6	2009600	5024	20	14.28<35

### 6. Poteau intermédiaire (40x40) :

*Exemple de calcul du poteau le plus sollicité du bloc E*

<i>Section</i>	<b>G (KN)</b>	<b>Q (KN)</b>
<b><u>Section 1-1 :</u></b>		
• plancher terrasse : 5,34x16,58 .....	88,53	16,58
• poutre longitudinale : 0,40x0,50x25x2,12+ 0,40x0,50x25x1,65	18,85	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4	13,2	
$\Sigma$	120,58	16,58
<b><u>Section 2-2 :</u></b>		
• poids venant de la section 1-1 .....	15,30	16,58
• poids de poteau : 3,06x0,4x0,40x 25) .....		
$\Sigma$	135,88	16,58
<b><u>Section 3-3 :</u></b>		
• poids venant de la section 2-2 .....	18,53	
• poutre longitudinale : 0,40x0,50x25x2,12+ 0,40x0,50x25x1,65	13,20	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4	94,67	
• plancher étage : 5,71x16,58 .....		
$\Sigma$	262,28	41,45

## Chapitre 4 : Descente des charges

<b><u>Section 4-4 :</u></b>	262,28	
• poids venant de la section 3-3.....	15,30	41,45
• poids de poteau : 3,06x0,4x0,40x 25).....		
$\Sigma$	277,58	41,45
<b><u>Section 5-5 :</u></b>	277,58	
• poids venant de la section 4-4.....	18,53	66,32
• poutre longitudinale : 0,40x0,50x25x2,12+ 0,40x0,50x25x1,65	13,20	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4		
• plancher étage : 5,71x16,58.....	94,67	
$\Sigma$	403,98	66,32
<b><u>Section 6-6 :</u></b>	403,98	
• poids venant de la section 5-5.....	15,30	66,32
• poids de poteau : 3,06x0,4x0,40x 25).....		
$\Sigma$	419,28	66,32
<b><u>Section 7-7 :</u></b>	419,28	91,19
• poids venant de la section 6-6.....	18,53	
• poutre longitudinale : 0,40x0,50x25x2,12+ 0,40x0,50x25x1,65	13,20	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4		
• plancher étage : 5,71x16,58.....	94,67	
$\Sigma$	545,68	91,19
<b><u>Section 8-8 :</u></b>	545,68	91,19
• poids venant de la section 7-7.....	15,30	
• poids de poteau : 3,06x0,4x0,40x 25).....		
$\Sigma$	560,98	91,19
<b><u>Section 9-9 :</u></b>	560,98	116,06
• poids venant de la section 8-8.....	18,53	
• poutre longitudinale : 0,40x0,50x25x2,12+ 0,40x0,50x25x1,65	13,20	
• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4		
• plancher étage : 5,71x16,58.....	94,67	
$\Sigma$	681,38	116,06
<b><u>Section 10-10 :</u></b>	681,38	116,06
• poids venant de la section 9-9.....		

## Chapitre 4 : Descente des charges

<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids de poteau : 3,06x0,4x0,40x 25).....</li> </ul>	15,30	
$\Sigma$	696,68	116,06
<b><u>Section 11-11 :</u></b>	696,68	182,38
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 6-6.....</li> <li>• poutre longitudinale : 0,40x0,50x25x2,12+ 0,40x0,50x25x1,65</li> <li>• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4</li> <li>• planche sous-sol : 6,54x16,58.....</li> </ul>	18,53 13,20 108,43	
$\Sigma$	836,84	182,38
<b><u>Section 12-12 :</u></b>	836,84	182,38
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 7-7.....</li> <li>• poids de poteau : 4,08x0,4x0,40x 25).....</li> </ul>	20,40	
$\Sigma$	857,24	182,38
<b><u>Section 13-13 :</u></b>	857,24	248,70
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 6-6.....</li> <li>• poutre longitudinale : 0,40x0,50x25x2,12+ 0,40x0,50x25x1,65</li> <li>• poutre transversale : 0,30x0,40x25x4,4</li> <li>• planche sous-sol : 6,54x16,58.....</li> </ul>	18,53 13,20 108,43	
$\Sigma$	997,4	248,70
<b><u>Section 14-14 :</u></b>	997,40	248,70
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 7-7.....</li> <li>• poids de poteau : 4,08x0,4x0,40x 25).....</li> </ul>	20,40	
$\Sigma$	1017,80	248,70

**$G_{total} = 1017,80KN$**

**$Q_{total} = 248,70KN$**

### 6.1. Vérification de section pour le poteau

D'après les règles BAEL 91 :

$$Nu = \alpha [(Br * f_{c28}) / (0.9 * \gamma_b) + (A * f_e / \gamma_s)]$$

## Chapitre 4 : Descente des charges

- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité du béton = 1.5
  - $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15
  - $f_e$ : Nuance de l'acier limite élastique = 400 MPa
  - $A$ : Section d'armature à mettre en place
  - $\alpha$ : Coefficient dépend de l'élançement  $\lambda$
  - **Br**: Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :
    - **Br** = (a-2) (b-2) est b en [cm]
- D'après le critère de résistance, on a :
- $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1747.08 \text{ KN}$
- $N_u = 1.5 \times P_u = 2620.62 \text{ KN}$ . (D'après les règles BAEL 91)

La résistance du béton comprimé:

$$\sigma_{bc} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_s = (0.85 \times 25 / 1.5) = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

⇒ La formule générale donne :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br}\right) \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (*)$$

$$\text{On prend } \frac{A}{Br} = 1 \% = \frac{1}{100} \text{ [BAEL91]}$$

- $\sigma_s$ : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve:

$$Br \geq \frac{1.2 \times N_u}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100}\right) \left(\frac{400}{1.15}\right) 10} = 0.064 N_u$$

$$Br = (a - 2)(b - 2) \geq 0.0641 N_u = \text{cm}^2$$

On adopte  $a = 40 \text{ cm}$  et  $b = 400 \text{ cm}$

**Vérification des conditions imposées par le RPA 99:**

- $\text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV (Zone I)}$
- $\text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{241}{20} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$  donc  $\frac{1}{4} < \frac{35}{50} < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

## Chapitre 4 : Descente des charges

### 6.2. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$B = b * h$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Poteaux (bxh)[cm <sup>2</sup> ]	L <sub>0</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	B [cm <sup>2</sup> ]	i [cm]	λ
40X40	306	214.2	213333.33	1600	17,32	12.36 < 35
	408	285.6	213333.33	1600	17,32	16.48 < 35

### 7. Poteau de rive(35x35) :

Exemple de calcul du poteau le plus sollicité du bloc A

Section	G (KN)	Q (KN)
<p><b><u>Section 1-1 :</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Plancher terrasse : (5,34x6,55)</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</li> <li>• l'acrotère : 1.837x4,2.....</li> </ul>	<p>34,97</p> <p>8,87</p> <p>12,60</p> <p>7,71</p>	<p>6,55</p>
Σ	64,15	6,55
<p><b><u>Section 2-2 :</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 1-1.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,35x0,35x 25</li> <li>• poids de mure extérieure : 4,2x2,46x4,18</li> </ul>	<p>64,15</p> <p>9,37</p> <p>43,18</p>	<p>6,55</p>
Σ	116,70	6,55
<p><b><u>Section 3-3 :</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 2-2.....</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</li> <li>• plancher étage : 5,71x6,55</li> </ul>	<p>116,70</p> <p>8,87</p> <p>12,60</p> <p>37,40</p>	<p>16,37</p>
Σ	175,57	16,37
<p><b><u>Section 4-4 :</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 3-3.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,35x0,35x 25</li> </ul>	<p>175,57</p> <p>9,37</p>	<p>16,37</p>

## Chapitre 4 : Descente des charges

<i>poids de mure extérieure : 4,2x2,46x4,18</i>	43,18	
$\Sigma$	228,12	16,37
<b><u>Section 5-5 :</u></b>		26,19
• <i>poids venant de la section 4-4.....</i>	228,12	
• <i>poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</i>	8,87	
• <i>poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</i>	12,60	
• <i>plancher étage : 5,71x6,55</i>	37,40	
$\Sigma$	286,99	26,19
<b><u>Section 6-6 :</u></b>	286,99	
• <i>poids venant de la section 5-5.....</i>	9,37	26,19
• <i>poids de poteau : 3,06x0,35x0,35x 25</i>	43,18	
• <i>poids de mure extérieure : 4,2x2,46x4,18</i>		
$\Sigma$	339,54	26,19
<b><u>Section 7-7 :</u></b>	339,54	36,01
• <i>poids venant de la section 6-6.....</i>	8,87	
• <i>poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</i>		
• <i>poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</i>	12,60	
• <i>plancher étage : 5,71x6,55</i>	37,40	
$\Sigma$	398,41	36,01
<b><u>Section 8-8 :</u></b>		
• <i>poids venant de la section 7-7.....</i>	398,41	36,01
• <i>poids de poteau : 3,06x0,35x0,35x 25</i>	9,37	
• <i>poids de mure extérieure : 4,2x2,46x4,18</i>	43,18	
$\Sigma$	450,96	36,01
<b><u>Section 9-9:</u></b>	450,96	45,83
• <i>poids venant de la section 8-8.....</i>	8,87	
• <i>poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</i>		
• <i>poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</i>	12,60	
• <i>plancher étage : 5,71x6,55</i>	37,40	
$\Sigma$	509,83	45,83
<b><u>Section 10-10 :</u></b>		
• <i>poids venant de la section 9-9.....</i>	509,83	45,83
• <i>poids de poteau : 3,06x0,35x0,35x 25</i>	9,37	
• <i>poids de mure extérieure : 4,2x2,46x4,18</i>	43,18	
$\Sigma$	562,38	45,83
<b><u>Section 11-11</u></b>	562,38	55,65
• <i>poids venant de la section 10-10.....</i>	8,87	
• <i>poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</i>		
• <i>poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</i>	12,60	
• <i>plancher étage : 5,71x6,55</i>	37,40	



## Chapitre 4 : Descente des charges

$\Sigma$	621,25	55,65
<b><u>Section 12-12</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 11-11.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,35x0,35x 25</li> <li style="padding-left: 20px;">poids de mure extérieure : 4,2x2,46x4,18</li> </ul>	621,25 9,37 43,18	55,65
$\Sigma$	673,80	55,65
<b><u>Section 13-13</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 12-12.....</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</li> <li>• plancher étage : 5,71x6,55</li> </ul>	673,80 8,87 12,60 37,40	65,47
$\Sigma$	732,67	65,47
<b><u>Section 14-14</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 13-13.....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,35x0,35x 25</li> <li style="padding-left: 20px;">poids de mure extérieure : 4,2x2,46x4,18</li> </ul>	732,67 9,37 43,18	65,47
$\Sigma$	785,22	65,47
<b><u>Section 15-15</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 14-14.....</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</li> <li>• plancher sous-sol : 6,54x6,55</li> </ul>	785,22 8,87 12,60 42,83	91,67
$\Sigma$	849,52	91,67
<b><u>Section 16-16</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 15-15.....</li> <li>• poids de poteau : 4,08x0,35x0,35x 25</li> <li style="padding-left: 20px;">poids de mure extérieure : 4,2x2,46x0,2x25</li> </ul>	849,52 9,37 55,44	91,67
$\Sigma$	914,33	91,67
<b><u>Section 17-17</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 16-16.....</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</li> <li>• plancher sous-sol : 6,54x6,55</li> </ul>	914,33 8,87 12,60 42,83	117,87
$\Sigma$	979,14	117,87
<b><u>Section 18-18</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 17-17.....</li> <li>• poids de poteau : 4,08x0,35x0,35x 25</li> <li style="padding-left: 20px;">poids de mure extérieure : 4,2x2,46x0,2x25</li> </ul>	979,14 9,37 55,44	117,87

## Chapitre 4 : Descente des charges

$\Sigma$	1043,95	117,87
----------	---------	--------

7.1.  **$G_{total} = 1043,95 \text{ KN}$**  poteau  **$Q_{total} = 117,87 \text{ KN}$**

D'après les règles BAEL 91 :

$$Nu = \alpha [(Br * fc28) / (0.9 * \gamma_b) + (A * fe / \gamma_s)]$$

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15
- $fe$  : Nuance de l'acier limite élastique = 400 MPa
- $A$  : Section d'armature à mettre en place
- $\alpha$  : Coefficient dépend de l'élançement  $\lambda$
- **Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérique avec :

➤ **Br** = (a-2) (b-2) est b en [cm]  
D'après le critère de résistance, on a :

$$Pu = 1.35 G + 1.5 Q = 1586.13 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.5 \times Pu = 2379.20 \text{ KN. (D'après les règles BAEL 91)}$$

La résistance du béton comprimé:

$$\sigma_{bc} = (0.85 \times fc28) / \gamma_s = (0.85 \times 25 / 1.5) = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

⇒ La formule générale donne :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br}\right) \frac{fe}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (*)$$

$$\text{On prend } \frac{A}{Br} = 1 \% = \frac{1}{100} \text{ [BAEL91]}$$

➤  $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = fe / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve:

$$Br \geq \frac{1.2 \times Nu}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100}\right) \left(\frac{400}{1.15}\right) 10} = 0.0641 Nu$$

## Chapitre 4 : Descente des charges

$$Br = (a - 2)(b - 2) \geq 0.0641Nu = 151.50 \text{ cm}^2$$

On adopte  $a = 35 \text{ cm}$  et  $b = 35 \text{ cm}$

### Vérification des conditions imposées par le RPA 99:

- $\text{Min}(a, b) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV (Zone I)}$
- $\text{Min}(a, b) = 35 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{241}{20} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$  donc  $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

### 7.2. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$B = b * h$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Poteaux (bxh)[cm <sup>2</sup> ]	$L_0$ [cm]	$L_f$ [cm]	$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$B$ [cm <sup>2</sup> ]	$i$ [cm]	$\lambda$
35X35	306	214.2	125052.08	1225	17,32	12.36 < 35
	408	285.6	125052.08	1225	17,32	16.48 < 35

### 8. Poteau de rive(35x50) :

Exemple de calcul du poteau le plus sollicité du bloc F

Section	$G$ (KN)	$Q$ (KN)
<b>Section 1-1 :</b>		
• Plancher terrasse : (5,34x12,84)	68,56	12,84
• poutre longitudinale : (0,35x0,50x25x2,96)	12,95	
• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,34)	13,02	
• l'acrotère : 1.837x4,34.....	7,97	
$\Sigma$	102,50	
<b>Section 2-2 :</b>		

## Chapitre 4 : Descente des charges

<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 1-1 .....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,35x0,50x 25</li> <li>• poids de mure extérieure : 4,34x2,46x4,18</li> </ul>	102,50 13,38 44,62	12,84
$\Sigma$	160,50	12,84
<b><u>Section 3-3 :</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 2-2 .....</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,50x25x2,96)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,34</li> <li>• plancher étage : 5,71x12,84 balcon 1,5x2,17x5,54</li> </ul>	160,50 12,95  13,02 73,31  18	32,10
$\Sigma$	277,78	32,10
<b><u>Section 4-4 :</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 3-3 .....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,35x0,50x 25</li> <li>poids de mure extérieure : 4,34x2,46x4,18</li> </ul>	277,78 13,38  44,62	32,10
$\Sigma$	355,78	32,10
<b><u>Section 5-5 :</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 4-4 .....</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,50x25x2,96)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,34</li> <li>• plancher étage : 5,71x12,84 balcon 1,5x2,17x5,54</li> </ul>	355,78 12,95  13,02 73,31  18	51,36
$\Sigma$	453,06	51,36
<b><u>Section 6-6 :</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 5-5 .....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,35x0,50x 25</li> <li>• poids de mure extérieure : 4,34x2,46x4,18</li> </ul>	1453,06 3,38  44,62	51,36
$\Sigma$	511,06	51,36
<b><u>Section 7-7 :</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 6-6 .....</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,50x25x2,96)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,34</li> <li>• plancher étage : 5,71x12,84 balcon 1,5x2,17x5,54</li> </ul>	511,06 12,95  13,02 73,31  18	70,62
$\Sigma$	628,34	70,62
<b><u>Section 8-8 :</u></b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 7-7 .....</li> <li>• poids de poteau : 3,06x0,35x0,50x 25</li> <li>• poids de mure extérieure : 4,34x2,46x4,18</li> </ul>	628,34 13,38  44,62	70,62
$\Sigma$	686,34	70,62
<b><u>Section 9-9</u></b>		121,98

## Chapitre 4 : Descente des charges

<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 14-14.....</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</li> <li>• plancher sous-sol : 6,54x12,84</li> </ul>	686,34 12,95 13,02 83,97	
$\Sigma$	744,34	121,98
<b><u>Section 10-10</u></b>		121,98
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 15-15.....</li> <li>• poids de poteau : 4,08x0,35x0,35x 25</li> <li>   poids de mure extérieure : 4,34x2,46x0,2x25</li> </ul>	744,34 13,38 53,38	
$\Sigma$	811,1	121,98
<b><u>Section 11-11</u></b>		173,34
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 16-16.....</li> <li>• poutre longitudinale : (0,35x0,65x25x1,56)</li> <li>• poutre transversale : (0,30x0,40x25x4,2</li> <li>• plancher sous-sol : 6,54x12,84</li> </ul>	811,1 12,95 13,02 83,97	
$\Sigma$	921,04	173,34
<b><u>Section 12-12</u></b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• poids venant de la section 17-17.....</li> <li>• poids de poteau : 4,08x0,35x0,50x 25</li> <li>   poids de mure extérieure : 4,34x2,46x0,2x25</li> </ul>	921,04 13,38 53,38	173,34
$\Sigma$	987,8	173,34

**$G_{total} = 987,8KN$**

**$Q_{total} = 173,34KN$**

### 8.1. Vérification de section pour le poteau

D'après les règles BAEL 91 :

$$Nu = \alpha [(Br * f_{c28}) / (0.9 * \gamma_b) + (A * f_e / \gamma_s)]$$

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15
- $f_e$  : Nuance de l'acier limite élastique = 400 MPa
- $A$  : Section d'armature à mettre en place
- $\alpha$  : Coefficient dépend de l'élançement  $\lambda$
- **Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :
- **Br** = (a-2) (b-2) est b en [cm]

D'après le critère de résistance, on a :

## Chapitre 4 : Descente des charges

$$Pu = 1.35 G + 1.5 Q = 1593.54 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.5 \times Pu = 2390.31 \text{ KN. (D'après les règles BAEL 91)}$$

La résistance du béton comprimé:

$$\sigma_{bc} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_s = (0.85 \times 25 / 1.5) = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

⇒ La formule générale donne :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br}\right) \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (*)$$

$$\text{On prend } \frac{A}{Br} = 1 \% = \frac{1}{100} \text{ [BAEL91]}$$

➤  $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve:

$$Br \geq \frac{1.2 \times Nu}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100}\right) \left(\frac{400}{1.15}\right) 10} = 0.0641 Nu$$

$$Br = (a - 2)(b - 2) \geq 0.0641 Nu = 152.97 \text{ cm}^2$$

On adopte  $a = 35 \text{ cm}$  et  $b = 50 \text{ cm}$

**Vérification des conditions imposées par le RPA 99:**

➤  $\text{Min}(a, b) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV (Zone I)}$

➤  $\text{Min}(a, b) = 35 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{241}{20} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤  $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$  donc  $\frac{1}{4} < \frac{35}{50} < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

**8.2. Vérification de la condition de flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$B = b * h \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

## Chapitre 4 : Descente des charges

---

<i>Poteaux (bxh)[cm<sup>2</sup>]</i>	<i>L<sub>0</sub> [cm]</i>	<i>L<sub>f</sub> [cm]</i>	<i>I [cm<sup>4</sup>]</i>	<i>B [cm<sup>2</sup>]</i>	<i>I [cm]</i>	<i>λ</i>
35X50	306	214.2	364583.33	1750	14.43	14.84<35
	408	285.6	364583.33	1750	14.43	19.79<35

# *Chapitre 5*

## *Étude des éléments secondaires*



### 1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

### 2. L'acrotère:

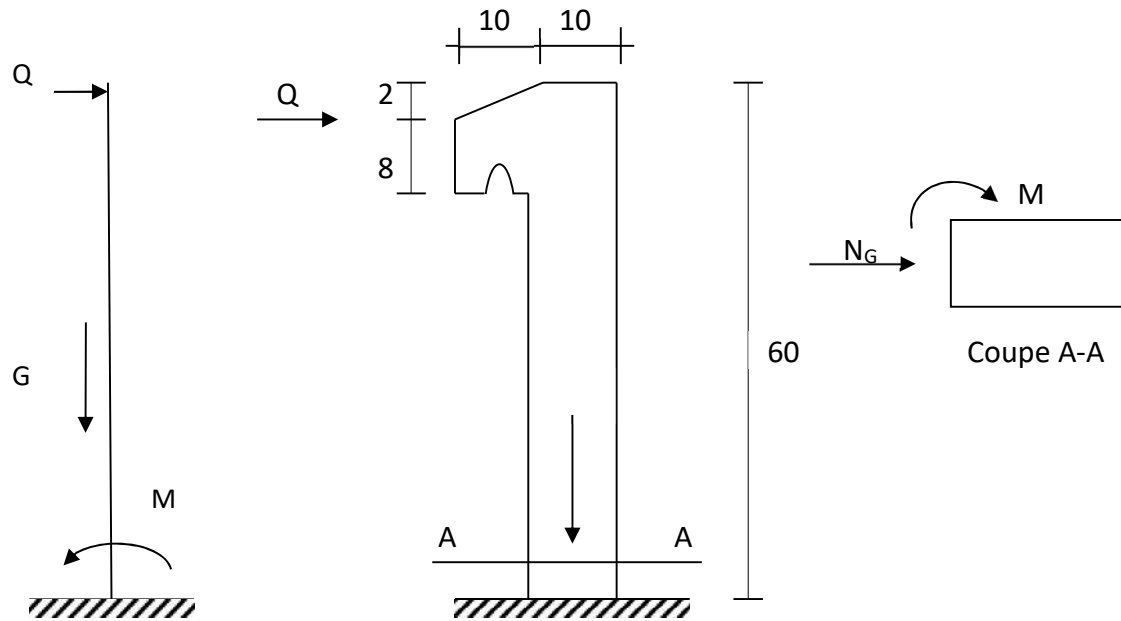
#### 2.1. Définition:

L'acrotère est un élément murette en béton armé, ayant pour rôle la protection dans une terrasse accessible et la continuité de l'étanchéité, dans une terrasse inaccessible.

- ✓ Le calcul de l'acrotère pour une terrasse inaccessible.
- ✓ L'acrotère sera calculé comme étant une console encastrée au niveau de plancher terrasse.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal  $N_G$  dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge horizontale, surcharge de la main courante estimée à :  $Q=1 \text{ KN/ml}$  en plus de l'effet du séisme.

#### 2.2. Présentation:

La terrasse est inaccessible, les dimensions sont représentées dans la figure ci-dessous :



**Fig. 11 Coupe de l'acrotère**

### 2.3. Étude statique:

#### ✚ Évaluations des charges:

- **Poids propre (charge permanente):**

On a :  $G = S \times \gamma$  avec :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + 1/2(0,1 \times 0,02)$$

$$S = 6,9 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

Donc :  $G = 1,837 \text{ KN/ml}$  (charge permanente due au poids propre)

La fissuration est considérée préjudiciable, du fait que l'élément à étudier (acrotère) est exposé aux intempéries, l'enrobage dans ce cas est égal à ( $c = 2\text{cm}$ ) ce qui donne une hauteur utile ( $d = 8\text{cm}$ ).

#### ✚ Calcul des moments fléchissant et des efforts normaux :

- **Moments fléchissant :**

On a :  $M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$ ,  $M_G = 0 \text{ KN.m}$

Et :  $N_Q = 0 \text{ KN}$ ,  $N_G = G \Rightarrow N_G = 1,837 \text{ KN}$

➤ **État limite ultime :**

$$\text{On a : } M_U = 1,5 M_Q \Rightarrow M_U = 1,5 \times 0,6$$

$$M_U = 0,9 \text{ KN.m}$$

➤ **État limite de service :**

$$\text{On a : } M_S = M_Q \Rightarrow M_S = 0,6 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$V = N_Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = 1,5V = 1,5 \text{ KN/ml}$$

• **Effort normal :**

$$\text{On a : } N_U = N_S = N_G = 1,837 \text{ KN}$$

Cette égalité est traduite par le fait que le poids propre est un effort favorable, qui assure la stabilité de l'élément, donc non majoré.

✚ **Ferraillage :**

➤ **État limite de résistance :**

On va prendre une section rectangulaire de  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$  au niveau de l'encastrement soumise à une flexion composée.

• **L'excentricité :**

$$\text{On a : } M_U = e_G \times N_U \Rightarrow e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{1,837}$$

$$\Rightarrow e_G = 0,46 \text{ m} = 46 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

$e_G = 46 \text{ cm} > 5 \text{ cm} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve en dehors de la section.

$$\text{Et on a : } \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e_G = 46 \text{ cm} > 1,67 \text{ cm}$  ; On déduit que l'effort est appliqué en dehors du noyau central, et comme cet effort est une compression, la section est alors **partiellement comprimée**.

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

Donc l'étude se fera avec le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_A$ ) égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande unitaire, c'est-à-dire de 1m de longueur.

On a alors:

$$M_{Ufictif} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2}) = 0,9 + 1,837(0,08 - \frac{0,1}{2})$$

$$\text{Donc : } M_{Uf} = 0,955 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } \mu_c = \frac{M_{Uf}}{bd^2\sigma_b} = \frac{0,955 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_c = 0,0105$$

On remarque que :  $\mu_c < \mu_{AB}$  tel que :  $\mu_{AB} = 0,186$

Alors la section est simplement armée (On ne dépose pas d'armatures comprimées)

$$\text{Donc : } A'_s = 0$$

$$\text{Et : } A_f = \frac{M_{Uf}}{\beta d \sigma_s} \text{ avec :}$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0132$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } A_f = \frac{0,955 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 347,83} \Rightarrow A_f = 0,345 \text{ cm}^2$$

Les armatures de la section réelle auront pour valeur :

$$A_s = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} \text{ (} N_U \text{ effort de compression).}$$

$$A_s = 0,345 - \frac{1,837 \times 10^3}{100 \times 347,83} \Rightarrow A_s = 0,292 \text{ cm}^2$$

On remarque que la section étant faible

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{B \cdot h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000} ; \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \right\} \text{ avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{min} = \max \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,966 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2.$$

Donc :  $A_{adopté} = \max \{ A_S ; A_{min} \}$  : soit  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement minimal:**

$$St \leq \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30 ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On prend  $St = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

On adoptera un ferrailage de 3T6, qui nous donne une section égale à:  $0,85 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 15 cm.

➤ **Vérification à l'état limite de service:**

Étant donné que la fissuration est considérée préjudiciable, on doit vérifier les contraintes du béton et du l'acier

$$\text{Donc on doit vérifier : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{cj} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s \approx 202 \text{ MPa}$$

$\eta$  : Est le coefficient de fissuration de l'acier utilisé  $\eta = 1,6$  ;

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ;$$

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

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{On a : } M_S = 0,6 \text{ KN.m} ; N_S = 1,837 \text{ KN}$$

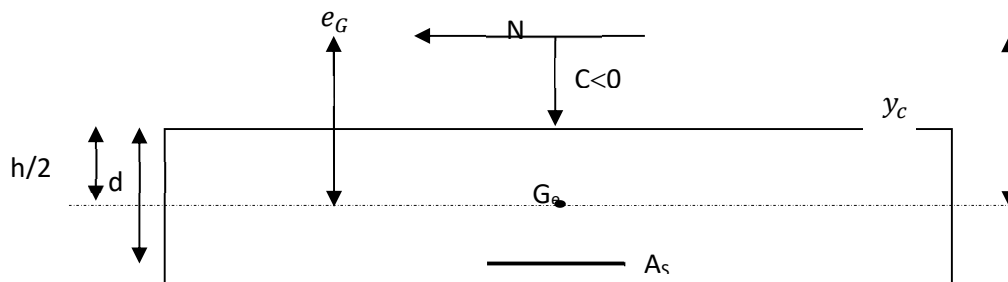
## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$e_G = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,837} \Rightarrow e_G = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

On a:  $e_G = 32 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 1,67 \text{ cm}$

L'effort en dehors du noyau central, alors la section est partiellement comprimée.

On définit la distance "c"; c'est la distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de pression "c<sub>p</sub>", comme le montre la figure ci-dessous :



**Fig. 12 Schéma statique de l'acrotère**

$$c = \frac{h}{2} - e_G \Rightarrow c = 5 - 32 = -27 \text{ cm}$$

L'effort (N) est celui d'une compression, et le centre de pression est à l'extérieur de la section, alors la distance "c" est considérée négative.

Soit alors « y<sub>c</sub> » la distance du point "c<sub>p</sub>" à l'axe neutre et la section de l'équation du troisième degré :

$$y_c^3 + P y_c + q = 0$$

Tel que: 
$$\left. \begin{aligned} P &= -3c^2 + 90A_s \frac{(d-c)}{b} \\ q &= -2c^3 - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{avec } A'_s = 0$$

$$P = -1553,85$$

$$q = 17205,75$$

On a:  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -259768516,1$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \cos\phi = -0,72 \\ a = 45,51 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \phi = 136,05^\circ \\ a = 45,51 \text{ cm} \end{cases}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$y_{c_1} = a \cos \frac{\phi}{3} \Rightarrow y_{c_1} = 31,98 \text{ cm}$$

$$y_{c_2} = a \cos \left( \frac{\phi}{3} + 120^\circ \right) \Rightarrow y_{c_2} = -44,03 \text{ cm}$$

$$y_{c_3} = a \cos \left( \frac{\phi}{3} + 240^\circ \right) \Rightarrow y_{c_3} = 12,04 \text{ cm}$$

On retient la solution qui nous donne :  $0 \leq y_{ser} \leq d$  tel que :  $y_{ser} = y_c + c$

Donc on prend :  $y_c = 31,98 \text{ cm}$  qui nous donne :  $y_{ser} = 4,98 \text{ cm}$ .

- **Calcul de l'inertie de la section rendue homogène :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\frac{b y_{ser}^2}{2} - n A_s (d - y_{ser})} = \frac{1,837 \times 4,98 \times 10}{\frac{100 \times 4,98^2}{2} - 15 \times 2,01 \times (8 - 4,98)} = 0,07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_{bc} \cdot \frac{(d - y_{ser})}{y_{ser}} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \approx 202 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

Donc les armatures calculées à l'état limite ultime de résistance conviennent parfaitement, alors l'état limite de compression est d'ouverture des fissures sont assurées.

- **Vérification à l'effort tranchant:**

$$\text{On a : } V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable alors :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u \leq \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_u = 0,018 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

- **Vérification au séisme:**

Selon le R.P.A99, l'acrotère fait partie des éléments, non structuraux, éléments qui n'ont pas une fonction, porteuse ou de contreventement, il doit cependant, résister à une force horizontale (sismique), Calculée suivant la formule:

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad \text{D'où :}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenus dans le tableau (4-1 'R.P.A') pour la zone ,et le groupe d'usage approprié.

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (tableau 6-1).

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

- Dans notre cas, les valeurs sont :

- $A = 0,15$  (zone I ,groupe d'usage 2)
- $C_p = 0,8$
- $W_p = 1,837 \text{ KN/ml}$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,837 \Rightarrow F_p = 0,881 \text{ KN/ml}$$

Il faut que :  $F_p \leq 1,5 Q$

On a :  $0,881 < 1,5 \Rightarrow C.V$  donc :

Donc l'élément est alors stable vis-à-vis de l'effet sismique et Le ferrailage calculé précédemment suffit pour l'acrotère, il sera disposé symétriquement sur les deux faces de cette dernière à cause de ses alternatif du séisme et du vent .

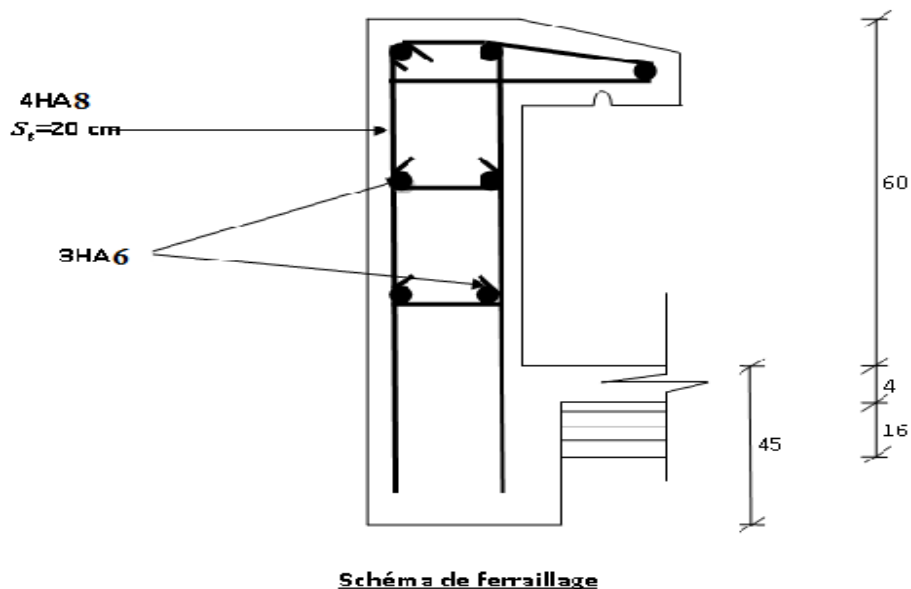


Fig 13. Schéma de ferrailage de l'acrotère



### 3. Les escaliers :

#### 3.1. Définition :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettent de passer d'un niveau à un autre d'une construction, l'escalier se compose de :

**Marche** : c'est la partie verticale qui reçoit le pied.

**Contre marche** : c'est la partie verticale qui limite la marche.

**Giron (g)** : c'est la distance horizontale qui sépare deux contre marches ou c'est la largeur d'une marche.

**Hauteur de marche (h)** : c'est la différence de hauteur entre deux marches successives.

**Emmarchement** : c'est la largeur de l'escalier.

**Paillasse** : c'est la dalle oblique qui porte l'escalier.

**Volée** : c'est le nombre de marche comprises entre deux paliers consécutifs.

Une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches ou moins de 03 marches.

**Palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches pour assurer l'accès chaque niveau intermédiaire.

**Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

**Le collet** : c'est le nom donne au bord limitant l'escalier de côté jour.

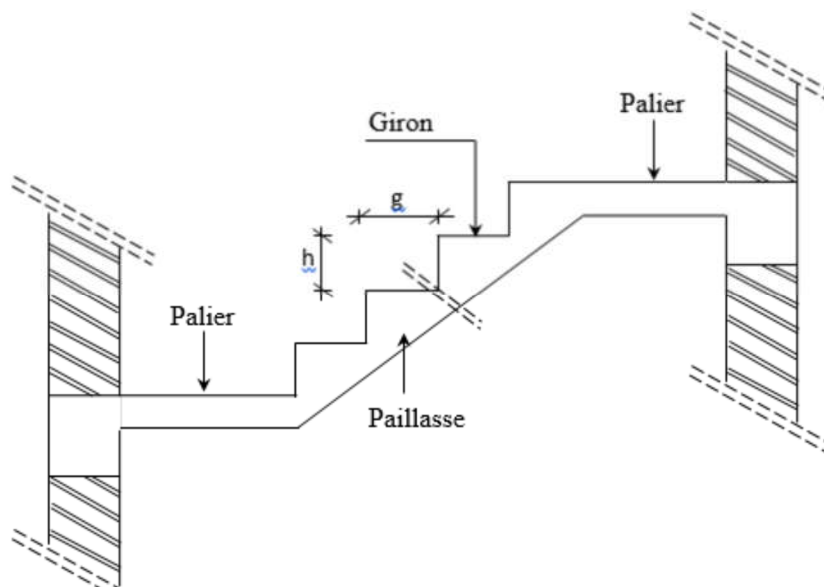


Fig14. Présentation des composants de l'escalier

### 3.2. Pré dimensionnement :

Pour pré dimensionner les marches et les contres marches nous utilisons la formule de « BLONDEL ».

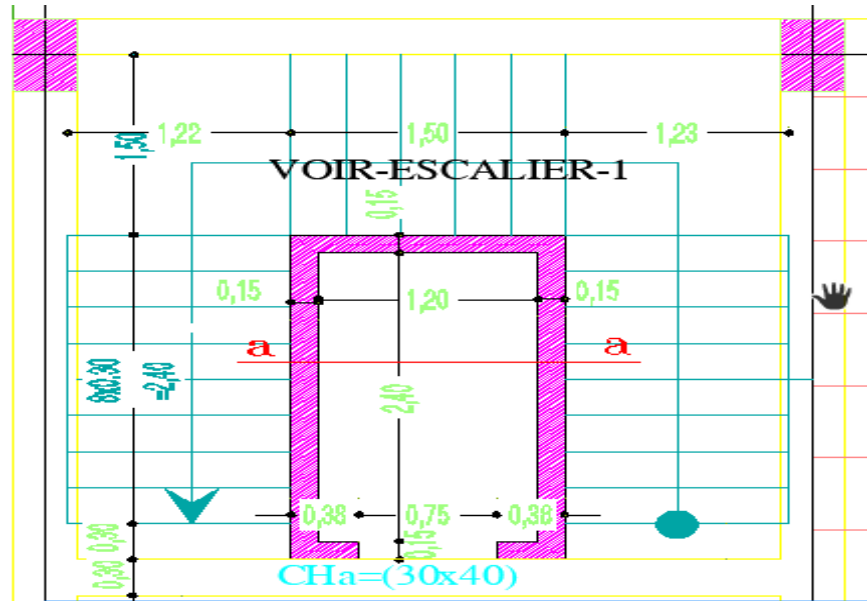


Fig.15 Vue en plan de escalier (RDC et étage corant)

#### 3.2.1. Condition d'axé facile :

$$59 \leq g + 2h' \leq 66$$

$h'$ : Hauteur d'une marche dite contre marche. Avec  $16 \leq h' \leq 18$ .

$g$ : Largeur d'une marche dite giron. Avec  $27 \leq g \leq 34$ .

$$mn^2 - (m + 2H + L).n + 2H = 0 \text{ tel que :}$$

$L$  : longueur de paillasse

$n$ : nombre de contre marche .

$g$ : Géron.

$h$ : hauteur de marche

Soit  $m=64$  on à  $H= 15$  cm.

$$64n^2 - (64 + 2.153 + 240).n + 2.153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0.$$

.  $n= 9$  conter marche

$$n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche}$$

$$. g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

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

Donc :  $2h' + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$

**a. L'inclinaison de la paillasse:**

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \frac{153}{240} = 32.51^\circ.$$

**b. L'épaisseur du palier intermédiaire:** Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

**La longueur de la paillasse :**

$$L_{inc} = \frac{153}{\sin(32.51)} = 284.6 \text{ cm}$$

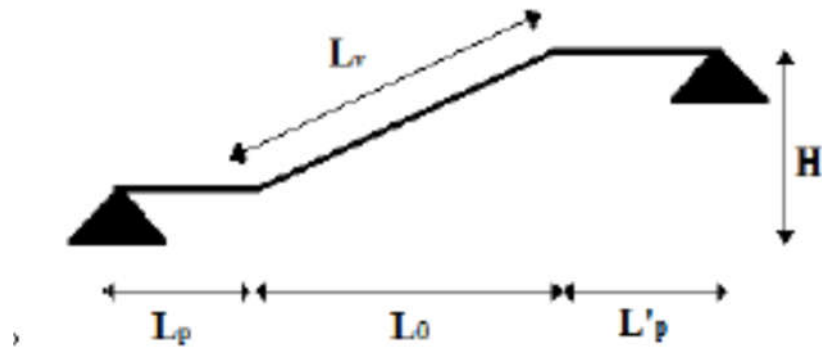
$$L_{paillasse} = L_p + L_{inc} + L_{p'} = 30 + 284.6 + 150 = 464.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{paillasse}}{30} \leq e \leq \frac{L_{paillasse}}{20} \Rightarrow \frac{464.6}{30} \leq e \leq \frac{464.6}{20} \Rightarrow 15.48 \leq e \leq 23.23$$

On prend :  $e = 16 \text{ cm.}$

### 3.2.2. Méthode de calcul :

Le calcul se fait en supposant que l'escalier travaille comme une poutre posée sur deux appuis d'une section  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 15 \text{ cm}$ .



**Fig.16 Coupe transversale**

**Calcul des moments :**

$$G^e = \frac{G_1 \cdot l_p + G_2 \cdot l_0 + G_3 \cdot l_{p'}}{l_p + l_0 + l_{p'}} = \frac{5.08 \times 0.30 + 7.56 \times 2.846 + 5.08 \times 1.50}{0.30 + 2.846 + 1.50} = 6.59 \text{ KN/ml}$$

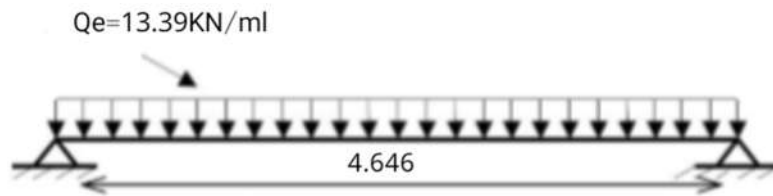
$$Q^e = \frac{Q_1 \cdot l_p + Q_2 \cdot l_0 + Q_3 \cdot l_{p'}}{l_p + l_0 + l_{p'}} = \frac{3 \times 0.30 + 3 \times 2.846 + 3 \times 1.50}{0.3 + 2.846 + 1.5} = 3 \text{ KN/ml}$$

**Calcul à l'état limite ultime :**

**Combinaison des charges :**

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$Q_e = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.59 + 1.5 \times 3 = 13.39 \text{ KN/ml}$$



**Fig. 17 Schéma statique**

-  $RA = RB = \frac{13,39 \times 4,646}{2} = 31,10 \text{ KN}$

- **Les moments isostatiques :**

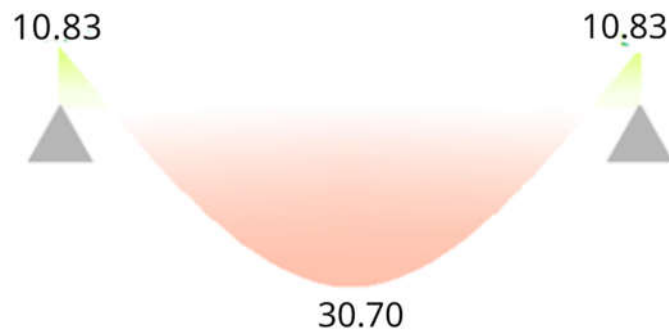
$$M_0 = \frac{Q'_e \times l^2}{8} = \frac{13.39 \times 4.646^2}{8} = 36.12 \text{ KN.m}$$

- **Les moments sur les appuis :**

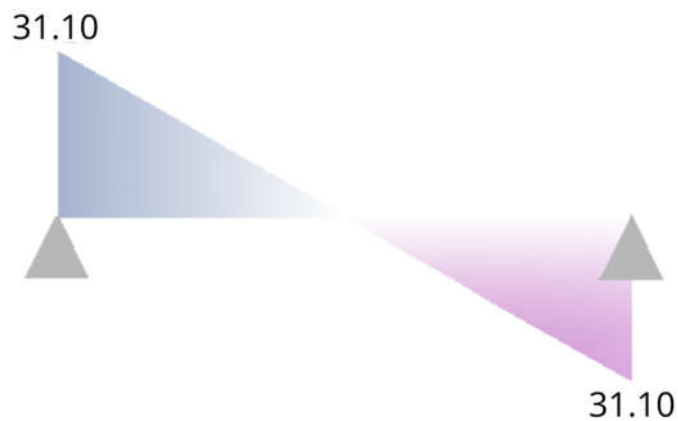
$$Ma = 0,3 \cdot M_0 = 0,3 \cdot 41,08 = 10,83 \text{ KN.m.}$$

$$Mt = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 41,08 = 30,70 \text{ KN.m.}$$

**Diagrammes des moments et efforts tranchants :**



**Fig.18 Diagramme des moments**



**Fig.19 Diagramme des efforts tranchants**

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

**Détermination des armatures:** la section sera calculée comme une section rectangulaire :

Pour de bande de 1 ml

$$b = 100 \text{ cm} ; d = e - c = 13.5 \text{ cm} ; c = 2.5 \text{ cm}$$

**Pour le calcul on utilise les formules suivantes :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

section	b(cm)	d(cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	A	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	30.70	0.118	0.157	0.937	6.97	1.63	7T12=7.92
appuis	100	13,5	10.83	0.041	0.052	0.979	2.35	1.63	4T10=3.14

### Espacement

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3.17; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

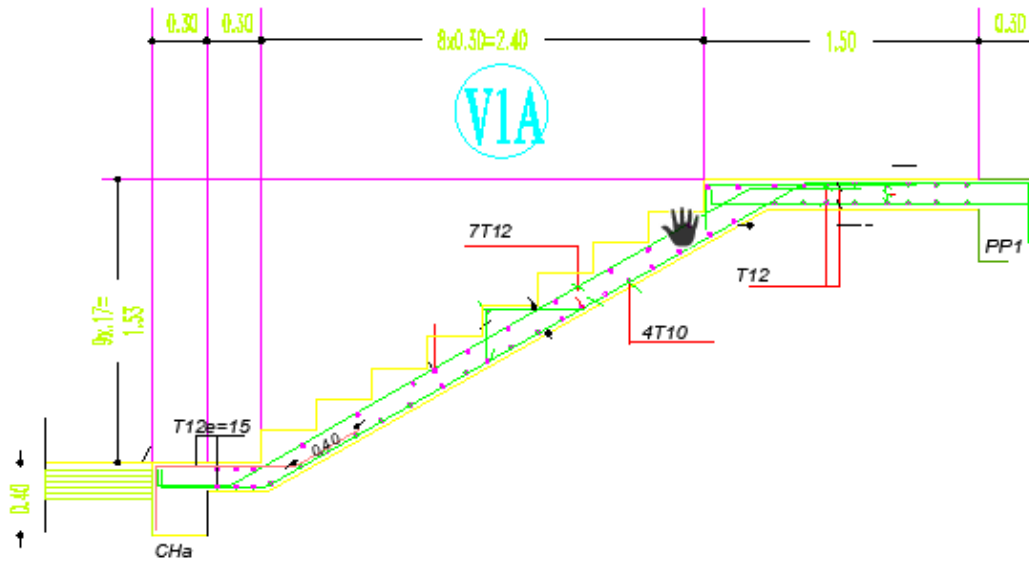
-En travée:  $St = 100/7 = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$

-Sur appui :  $St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$

### Armatures de répartition

-En travée:  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.7 \text{ cm}$

-Sur appui :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}$  adopte : 2 T10=1.57cm<sup>2</sup>



**Fig.20 Ferrailage des escaliers**

### Vérification au cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bd}$$

$$Vu = 31,10 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 31,10 \times 10 / (100 \times 13) = 0,24 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$  : pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Vérification des contraintes à l'ELS :

#### Combinaison des charges :

$$Q_e = G + Q = 6,59 + 3 = 9,69 \text{ KN/ml}$$

$$- \quad RA = RB = \frac{9,59 \times 4,646}{2} = 22,27 \text{ KN}$$

#### - Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{Q_e \times l^2}{8} = \frac{9,59 \times 4,646^2}{8} = 25,87 \text{ KN.m}$$

#### - Les moments sur les appuis :

$$M_a = 0,3 M_0 = 7,76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 29,43 = 21,98 \text{ KN.m}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

Il faut vérifier :  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{Fc_{28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{Mu}{Mser}$

En travée  $\alpha = 0.157 \leq \frac{(30.70 / 21.98) - 1}{2} = 0.198 \dots\dots CV$

En appuis  $\alpha = 0.052 \leq \frac{(10.83 / 7.76) - 1}{2} = 0.198 \dots\dots CV$

### Type 2 de sous-sol

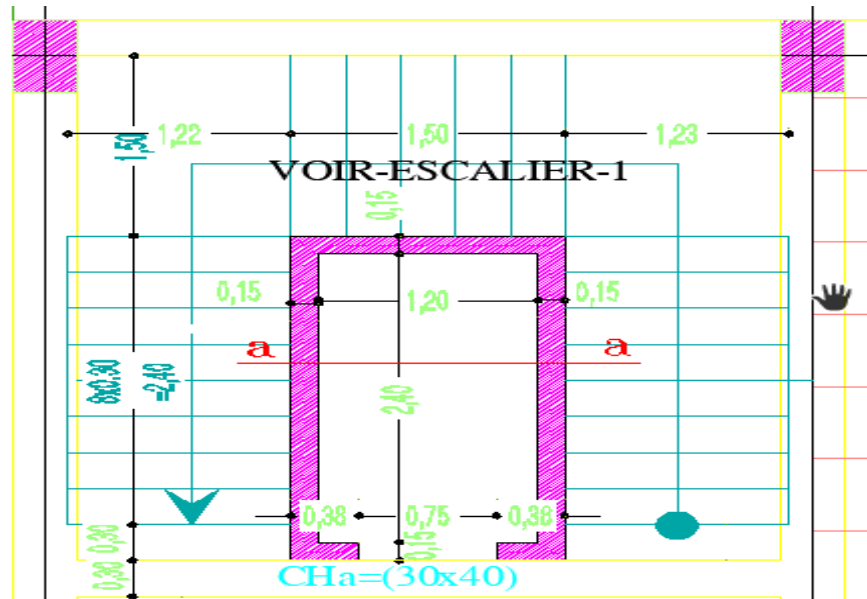


Fig.21 Vue en plan de l'escalier

### 3.2.3. Condition d'axe facile :

$$59 \leq g + 2h' \leq 66$$

$h'$ : Hauteur d'une marche dite contre marche. Avec  $16 \leq h' \leq 18$ .

$g$ : Largeur d'une marche dite giron. Avec  $27 \leq g \leq 34$ .

$mn^2 - (m + 2H + L).n + 2H = 0$  tel que :

$L$  : longueur de paillasse

$n$ : nombre de contre marche .

$g$ : Géron.

$h$ : hauteur de marche

Soit  $m=64$  on à  $H= 15$  cm.

$$64n^2 - (64 + 2.204 + 240).n + 2.240 = 0$$

$$64n^2 - 676n + 408 = 0.$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

.  $n = 10$  conter marche

$$n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marche}$$

$$. g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{10-1} = 26.66 \text{ cm} = 27 \text{ cm}$$

.  $h = 18 \text{ cm}$ .

. Donc :  $2h' + g = 2 \times 18 + 27 = 63 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$ .

**c. l'inclinaison de la paille:**

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \frac{204}{240} = 40.36^\circ$$

**d. L'épaisseur du palier intermédiaire:** Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

**La longueur de la paille :**

$$L_{inc} = \frac{204}{\sin(40.36)} = 315.01 \text{ cm}$$

$$L_{paille} = L_p + L_{inc} + L_{p'} = 30 + 315.01 + 150 = 495.01 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{paille}}{30} \leq e \leq \frac{L_{paille}}{20} \Rightarrow \frac{495.01}{30} \leq e \leq \frac{495.01}{20} \Rightarrow 16.50 \leq e \leq 24.75$$

On prend :  $e = 18 \text{ cm}$ .

**3.2.4. Méthode de calcul :**

Le calcul se fait en supposant que l'escalier travaille comme une poutre posée sur deux appuis d'une section  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 15 \text{ cm}$ .

**Calcul des moments :**

$$G^e = \frac{G_1 \cdot l_p + G_2 \cdot l_0 + G_3 \cdot l_{p'}}{l_p + l_0 + l_{p'}} = \frac{5.08 \times 0.30 + 7.56 \times 2.846 + 5.08 \times 1.50}{0.30 + 2.846 + 1.50} = 6.59 \text{ KN/ml}$$

$$Q^e = \frac{Q_1 \cdot l_p + Q_2 \cdot l_0 + Q_3 \cdot l_{p'}}{l_p + l_0 + l_{p'}} = \frac{3 \times 0.30 + 3 \times 2.846 + 3 \times 1.50}{0.3 + 2.846 + 1.5} = 3 \text{ KN/ml}$$

**Calcul à l'état limite ultime :**

**Combinaison des charges :**

$$Q_e = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.59 + 1.5 \times 3 = 13.39 \text{ KN/ml}$$



## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

-  $RA = RB = \frac{13,39 \times 495,01}{2} = 34,40 \text{ KN}$

- **Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{Q_e \times l^2}{8} = \frac{13,39 \times 4,95^2}{8} = 41,01 \text{ KN.m}$$

- **Les moments sur les appuis :**

$$Ma = 0,3 \cdot Mo = 0,3 \cdot 41,01 = 12,30 \text{ KN.m.}$$

$$Mt = 0,85 \cdot Mo = 0,85 \cdot 41,01 = 34,85 \text{ KN.m.}$$

**Détermination des armatures:** la section sera calculée comme une section rectangulaire :

Pour de bande de 1 ml

$$b = 100 \text{ cm} ; d = e - c = 15,5 \text{ cm} ; c = 2,5 \text{ cm}$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \right)$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

section	b(cm)	d(cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	B	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13,5	34,85	0,134	0,180	0,928	7,99	1,63	6T14=9,24
appuis	100	13,5	12,30	0,047	0,060	0,976	2,68	1,63	4T10=3,14

**Espacement**

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3,18; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

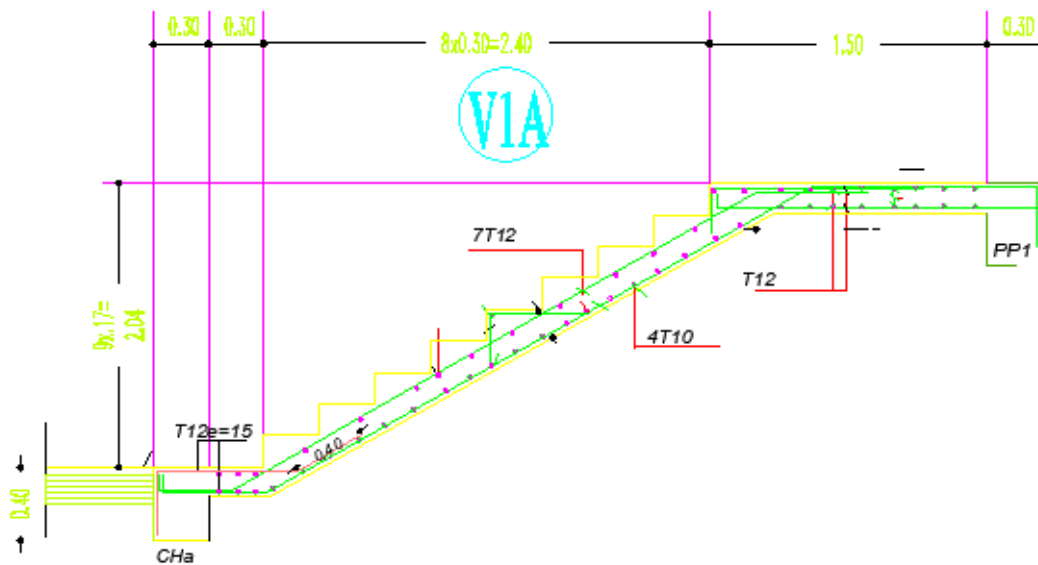
-En travée:  $St = 100/7 = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$

-Sur appui :  $St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$

**Armatures de répartition**

-En travée:  $A_r = \frac{A_s}{4} = 2 \text{ cm}^2$  adopte : **3T10=2,36 cm<sup>2</sup>**

-Sur appui :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$  adopte : **2 T10=1,57 cm<sup>2</sup>**



**Fig.22 Ferrailage des escaliers de sous-sol**

**Vérification au cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bd}$$

$$Vu = 34,40 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 34,40 \times 10 / (100 \times 13.5) = 0.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$  : pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

**Combinaison des charges :**

$$Q_e = G + Q = 6.59 + 3 = 9.69 \text{ KN/ml}$$

$$- \quad RA = RB = \frac{9.59 \times 4.95}{2} = 22,27 \text{ KN}$$

**Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{Q_e \times l^2}{8} = \frac{9.59 \times 4.95^2}{8} = 29.37 \text{ KN.m}$$

**Les moments sur les appuis :**

$$M_a = 0.3M_0 = 8.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 24.96 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier :  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{Fc_{28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{Mu}{Mser}$

En travée  $\alpha = 0.157 \leq \frac{(34.85/24.96) - 1}{2} = 0.205 \dots\dots CV$

En appuis  $\alpha = 0.052 \leq \frac{(12.30/8.81) - 1}{2} = 0.198 \dots\dots CV$

### 3.3. Poutre palière :

#### 3.3.1. Pré dimensionnement :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots$  avec  $L=4.20m$ .

$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42$

On prend  $h=40cm$ .

$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$

On prend  $b=30cm$

Selon le RPA99/ version 2003

$h \geq 30$  : vérifier,  $h = 40 \dots\dots\dots CV$

$b \geq 20$  : vérifier,  $b=30 \dots\dots\dots CV$

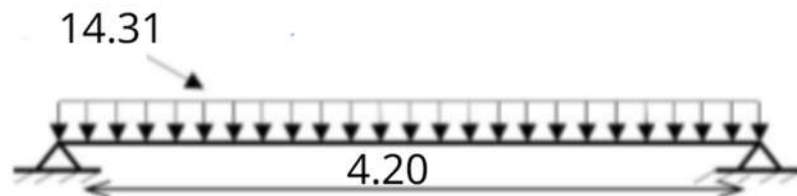
$h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots CV$

Donc on choisit une section de la poutre palière ( $b \times h = 30 \times 40$ )  $cm^2$

#### Calcul à l'ELU :

##### Combinaison des charges :

$$Q_e = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.27 + 1.5 \times 3 = 14.31 KN/m$$



**Fig.23 Schéma statique de poutre palière**

-  $RA = RB = \frac{14,31 \times 4,20}{2} = 30,05 KN$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{14.31 \times 4.20^2}{8} = 31.55 KN.m$$

- **Moments**

$$M_{a1} = M_{a2} = 0.3M_0 = 9.46 KN.m$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 26.81 KN.m .$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

**Diagrammes des moments et efforts tranchants :**

### 3.3.2. Ferrailage

**Détermination des armatures:** la section sera calculée comme une section rectangulaire

**Pour le calcul on utilise les formules suivantes :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

section	b(cm)	d(cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	B	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	30	38	26.81	0.043	0.054	0.978	2.81	1.37	<b>3T12=3.39</b>
appuis	30	38	9.46	0.015	0.018	0.992	0.97	1.37	<b>2T12=2.26</b>

**Les Armatures transversales :** Les armatures transversales doivent vérifiées :

$$\phi_t \leq \min \{ h/35, b/10, \phi_t \}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (34.2 ; 40 \text{ cm})$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

-Zone courante :  $St \leq h/2 = 20 \text{ cm}$

-Zone nodale :  $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1) = 10\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

-Zone courante :  $St = 20\text{cm}$

-Zone nodale :  $St = 10 \text{ cm}$

**Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bd}$$

$$Vu = 30.05\text{KN}$$

$$\tau_u = 30.05 \times 10 / (20 \times 28) = 0.53 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$  : pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul la poutre palière à la torsion :**

*La poutre palière est soumise à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section:*

$$\tau_t = \frac{0,3 \times M_{t\max}}{2\Omega b} \text{ (BAEL)}$$

.  $\Omega$  : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \rightarrow \Omega = (b - e).(h - e) = (30 - 5)(40 - 5) = 875\text{cm}^2$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$M_t = V \times L/2 = 31.10 \times 4.20/2 = 65.31 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{0.3 \times 65.31 \times 10^3}{2 \times 875 \times 30} = 0.37 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u = \frac{v_u}{b.d} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ Mpa}$$

### Vérification de béton

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = (5 \times 10^{-3})^2 + 0.37^2 = 0.136 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 6.25 \text{ MPa OK}$$

### Armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{U \times 0.3 \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \quad ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre}$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 132 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{132 \times 0.3 \times 65.31 \times 10^3}{2 \times 875 \times 347.83} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : **3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>**

### Vérification du diamètre des armatures transversales :

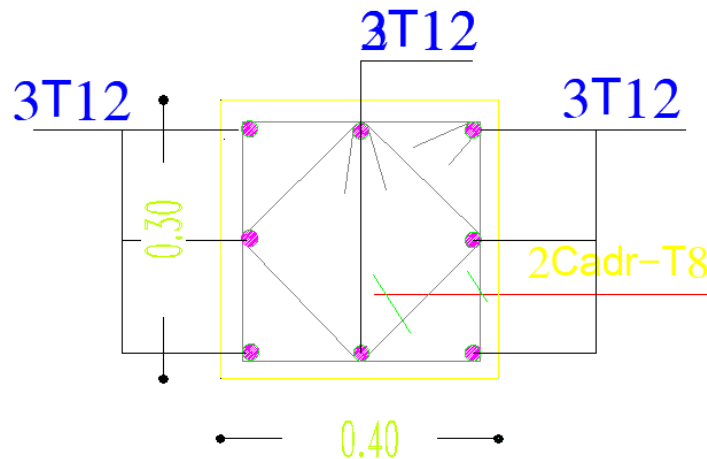
$$\phi_t \leq \min ( h/35 ; \phi_l ; 30 ) = ( 11.4 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} )$$

$$\phi_t \leq 11.4 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \phi_t = 8 \text{ mm} \quad \dots \dots \dots \text{ CV}$$

### Espacement :

$$S_T \leq \text{Min} ( 0.9 d, 40 ) \text{ cm} = 34.2 \text{ cm}$$

Alors on adopte : **S<sub>T</sub>=20 cm** .



**Fig.24 Ferrailage de la poutre palière**

### 4. Le Balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice. Il peut cependant être à l'intérieur de l'édifice dans une grande pièce ou encore se situer dans une cour fermée et peut ne pas communiquer directement avec une pièce.

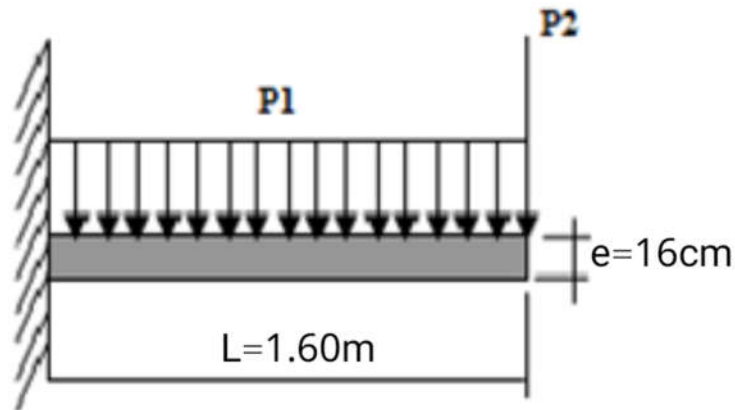


Fig.25 Schéma statique du balcon

#### Type 1 (Bloc 1)

##### 4.1. Combinaison des charges :

**E.L.U :**

$$L = 1.60 \text{ m}$$

$$Pu1 = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,54) + 1,5(3,50) = 12,72 \text{ KN/ml.}$$

$$Pu2 = 1,35G = 1,35(5,54) = 7,47 \text{ KN/m.}$$

$$Mu = \frac{Pu1 \times L}{2} + Pu2 \times L = \frac{12,72 \times 1,60^2}{2} + 7,47 \times 1,60 = 28,23 \text{ KN.m}$$

**E.L.S :**

$$Ps1 = G + Q = (5,54) + (3,50) = 9,04 \text{ KN/ml.}$$

$$Ps2 = G = 5,54 \text{ KN/m.}$$

$$Ms = \frac{Ps1 \times L}{2} + Ps2 \times L = \frac{9,04 \times 1,60^2}{2} + 5,54 \times 1,60 = 20,43 \text{ KN.m}$$

##### 4.2. Ferrailage :

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul effectuera donc à l'ELS et l'ELU.

Pour le calcul on prend une bande de 1m.  
 $b = 100\text{cm}$  ;  $d = 15\text{cm}$  ;  $\sigma_b = 14,17\text{ MPa}$ .

On a:

$$M_u = 28.23\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.23 \cdot 10^3}{100 \cdot 15^2 \cdot 14.17} = 0.088$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = 0.115$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{28.23 \cdot 10^3}{0.954 \cdot 15 \cdot 347.83} = 5.65\text{ cm}^2.$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81\text{ cm}^2$$

Donc  $A_s > \max(A_{ult}, A_{min})$

D'où :  $A_s = 5.65\text{ cm}^2$

**Choix des barres :**

$$5HA 12 = 5.65\text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement } st = 100 / 5 = 20\text{cm.}$$

**Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$$

$$3HA 8 = 1,51\text{ cm}^2 \text{ espacées de } 33\text{cm.}$$

**Calcul à l'état limite de service (ELS) :**

$$A_{sadm} = 5.65\text{ cm}^2 \text{ et } M_{ser} = 20.43\text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d-y) = \frac{100 y^2}{2} - 15 \times 5.65 (15-y)$$

$$50 y^2 + 84.75y - 1271.25 = 0$$

$$Y = 4.26\text{cm.}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2 = \frac{100 \cdot 4.26^3}{3} + 15 \times 5.65 (15 - 4.26)^2$$

$$I = 12352.66\text{ cm}^4$$

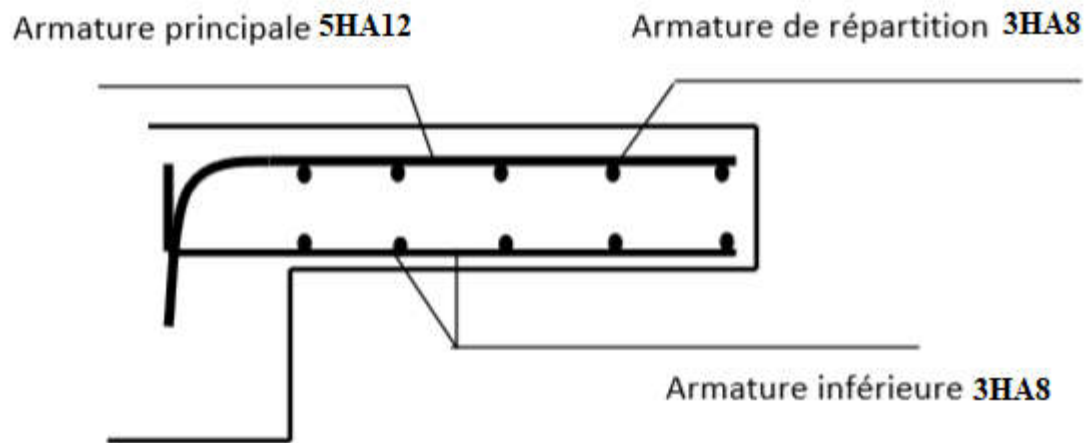
Les contraintes valent :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y_{ser} = \frac{20.43 \times 10^3}{12352.66} \cdot 4.26 = 7.04\text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 \times 20.43 \times 10^3}{12352.66} (15 - 4.26) = 266.44\text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 7.04\text{ MPa} < \sigma_b = 15\text{ MPa CV.} \\ \sigma_s = 266.44\text{ MPa} < \sigma_s = 347.83\text{ MPa CV.} \end{array} \right.$$





*Fig.26 Ferrailage du balcon type 1*

*Type 2 (Bloc 4)*

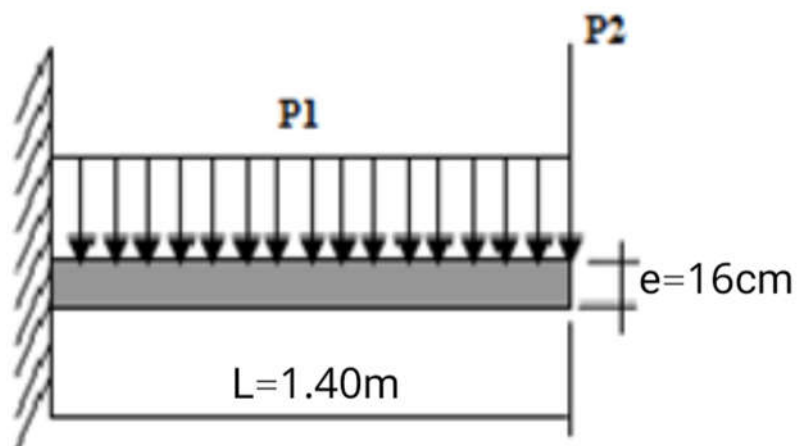


Fig.27 Schéma statique du balcon type 2

### 4.3. Combinaison des charges :

**E.L.U :**

$$L=1.40 \text{ m}$$

$$Pu1 = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,54) + 1,5(3,50) = 12,72 \text{ KN/ml.}$$

$$Pu2 = 1,35G = 1,35(5,54) = 7,47 \text{ KN/m.}$$

$$Mu = \frac{Pu1 \times L}{2} + Pu2 \times L = \frac{12,72 \times 1,40^2}{2} + 7,47 \times 1,40 = 22.92 \text{ KN.m}$$

**E.L.S :**

$$Ps1 = G + Q = (5,54) + (3,50) = 9,04 \text{ KN/ml.}$$

$$Ps2 = G = 5,54 \text{ KN/m.}$$

$$Ms = \frac{Ps1 \times L}{2} + Ps2 \times L = \frac{9,04 \times 1,40^2}{2} + 5,54 \times 1,40 = 16.61 \text{ KN.m}$$

### 4.2.2. Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul effectuera donc à l'ELS et l'ELU.

Pour le calcul on prend une bande de 1m.

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.}$$

On a:

$$Mu = 22.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.92 \cdot 10^3}{100 \cdot 15^2 \cdot 14.17} = 0.072$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.072}) = 0.090$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.964$$

$$As = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{22.92 \cdot 10^3}{0.964 \cdot 15 \cdot 347.83} = 4.55 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

Donc  $A_s > \max(A_{ult}, A_{min})$

D'où :  $A_s = 4.55 \text{ cm}^2$

Choix des barres :

5HA 12 = 5.65  $\text{cm}^2$

Espacement  $s_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ 3HA } 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \text{ espacées de } 33 \text{ cm}$$

. **Calcul à l'état limite de service (ELS) :**

$$A_{s\text{adp}} = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ et } M_{\text{ser}} = 20.43 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d-y) = \frac{100 y^2}{2} - 15 \times 5.65 (15-y) 50 y^2 + 84.75y - 1271.25 = 0$$

$$Y = 4.26 \text{ cm}.$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by_{\text{ser}}^3}{3} + 15A_s(d-y_{\text{ser}})^2 = \frac{100 \cdot 4.26^3}{3} + 15 \times 5.65 (15-4.26)^2$$

$$I = 12352.66 \text{ cm}^4$$

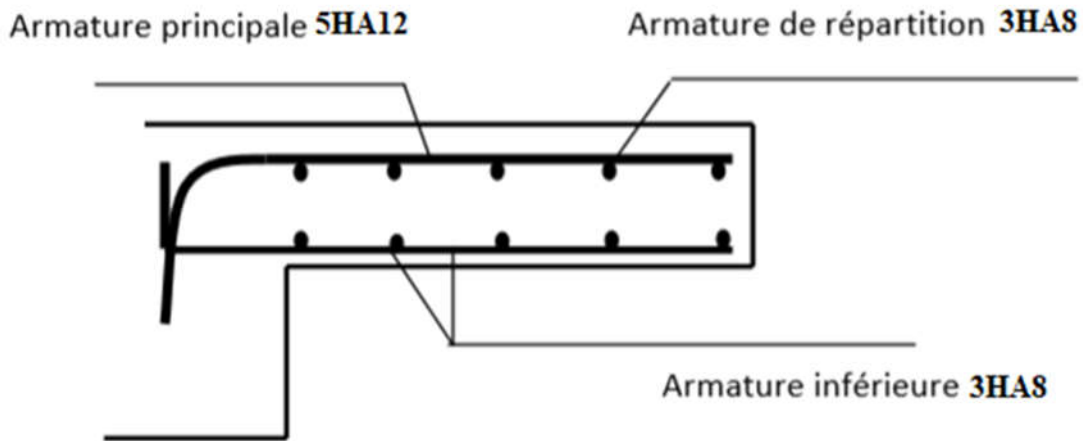
Les contraintes valent :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y_{\text{ser}} = \frac{20.43 \times 10^3}{12352.66} \cdot 4.26 = 7.04 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 M}{I} (d - y_{\text{ser}}) = \frac{15 \times 20.43 \times 10^3}{12352.66} (15 - 4.26) = 266.44 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 7.04 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}.$$

$$\sigma_s = 266.44 \text{ MPa} < \sigma_s = 347.83 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}.$$



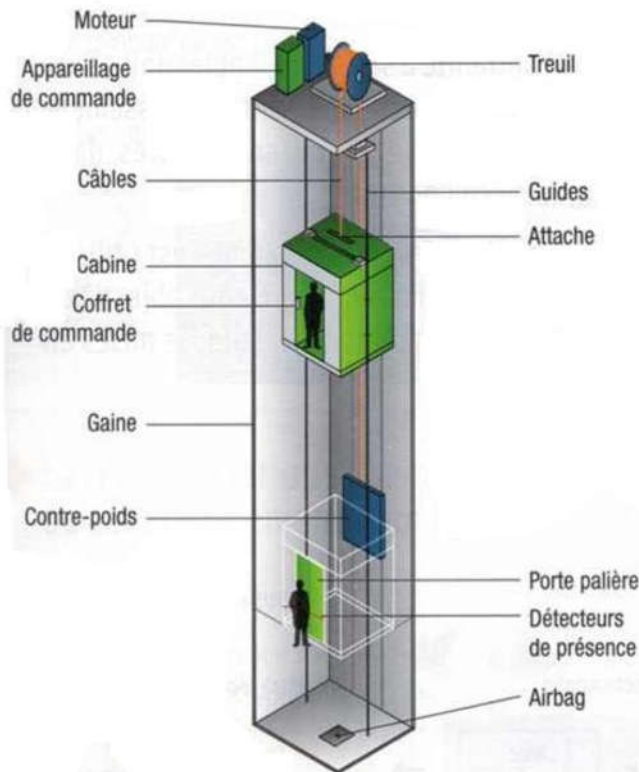
*Fig.28 Ferrailage du balcon type 2*

### 5. Ascenseur :

#### 5.1 Définition :

*L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des charges vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui*

*se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.*



**Figure. 29 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique**

$L$  : Longueur de l'ascenseur = 200 cm.

$l$  : Largeur de l'ascenseur = 150 cm

### 5.2. Descente de charges :

#### a. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

#### b. Charges permanentes :

1. **Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

- **Masse des côtés :**

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de  $0.115 \text{ kN/m}^2$  :

$$S_1 = (L_c + 2 \cdot P_c) \cdot H_c = (1.10 + 2 \times 1.40) \times 2.20 = 8.58 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.58 = 10.854 \text{ kN}$$

- **Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de  $0.70 \text{ daN/m}^2$  pour appareils de 300 à 600 daN de charge :

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

---

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.54 = 1.078 \text{ kN}$$

- **Masse du toit :**

La masse du toit a raison de 0.20 kN/m<sup>2</sup> :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 0.30 \text{ kN}$$

- **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 0.60 kN plus 0.60 kN/m de largeur de cabine de 3 kN à 6 kN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 1.26 \text{ kN}$$

- **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 0.80 kN plus 0.25 kN/m<sup>2</sup> de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 1.20 \text{ kN}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie  $\Rightarrow M_6 = 1 \text{ kN}$

- **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 0.80 \text{ N}$$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires  $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 0.60 \text{ kN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 7.33 \text{ kN}$$

### 2. Masse du contre poids :

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 733.14 + \frac{600}{2} = 10.33 \text{ kN}$$

### 3. Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210**  $C_s$  doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport  $D/d$  au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5\text{mm}. \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

$D$  : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

$d$  : diamètre du câble

$C_s$  : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

$M$  : égal à la somme de la charge utile  $Q$ , poids mort  $P$  et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- $C_r$  : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 733.14) \Rightarrow C_r = 173.30 \text{ kN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire  $C_m$ , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17330.82}{0.85} = 203.89 \text{ kN}$$

$C_m$  égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

$m$  : type de mouflage ;

$n$  : nombre de câble et

$C_r(\text{cable})$  : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 81.52 \text{ kN (voir tableau suivant)} :$$

**Tableau.12 : caractéristiques des câbles**

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm <sup>2</sup> ]	Masse linéaire $M_L$ [kN/m]	Charge admissible totale $C_r$ [kN]
12.6	0.8	53.34	0.0051	81.52

$$n = \frac{203.89}{2 \times 81.52} \Rightarrow n = 1.25 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

Masse totale des câbles  $M_c$  :

$$M_c = M_L.n.C$$

Avec :

$M_L$  : masse linéaire du diamètre d'un seul câble  $d = 12.5\text{mm}$  tableau  $\rightarrow M_L = 0.00515 \text{ kN/m}_L$  et

$C$  : course du câble (hauteur du course)  $\Rightarrow C = 31.56\text{m}$ .

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 31.56 = 0.325 \text{ kN}.$$

#### 4. Masse du treuil :

$$M_g = 12 \text{ kN}$$

#### • Résumé :

- Poids mort = 7.33 kN
- Masse du câble = 0.32 kN
- Masse du contre poids = 10.33 kN
- Treuil en haut + moteur = 12 kN
- $G = 29.98 \text{ kN}$

#### ❖ Combinaisons fondamentales :

##### ➤ État limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2998.78 + 1.5 \times 600 = 49.48 \text{ kN}.$$

##### ➤ État limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 2998.78 + 600 = 35.98 \text{ kN}.$$

### 5.3. Étude du plancher :

#### a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 12.36 \text{ kN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 8.99 \text{ kN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{: les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Avec :

$q_a^u$  : charge ultime pour chaque appui;

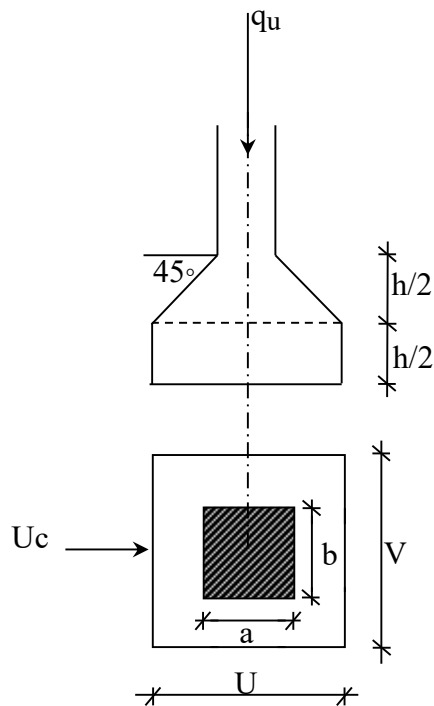


## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

$h$  : épaisseur de la dalle égal à 15cm;

$U, V$  : représentent les côtés du rectangle ( $U // L_x$  et  $V // L_y$ )



**Fig 27. Schéma de la surface d'impact**

sur lequel la charge  $Q_u$  s'applique, compte tenu de la diffusion

à 45 degrés dans le béton.

La surface impact ( $a \times b$ ) est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$q_a^u = 12367.3N < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1.5} = 90000N \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion: La dalle résiste au poinçonnement.

### b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + \nu.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + \nu.M_1). \end{cases}$$

Avec :

$\nu$ : Coefficient de poisson.

$M_1, M_2$ : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports  $U/L_x$  et  $V/L_y$  dans les abaques

suivants  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite ultime de service :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au  $m^2$  sera :

$$\begin{cases} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1236.73}{0.25^2} = 197.87 \text{ KN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{899.43}{0.25^2} = 143.90 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

### c. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.V.5** une dalle de dimension ( $L_x \times L_y$ ) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ( $U \times V$ ).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

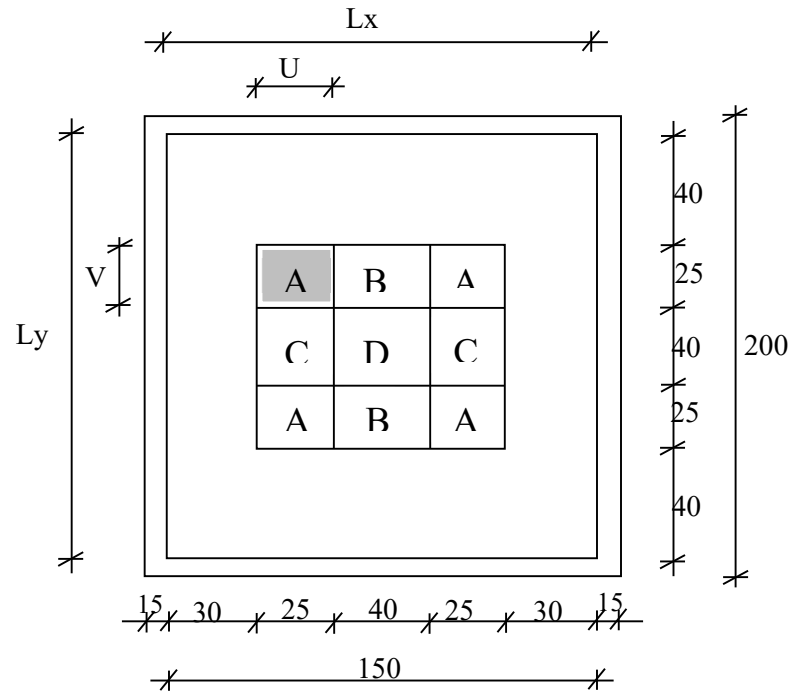
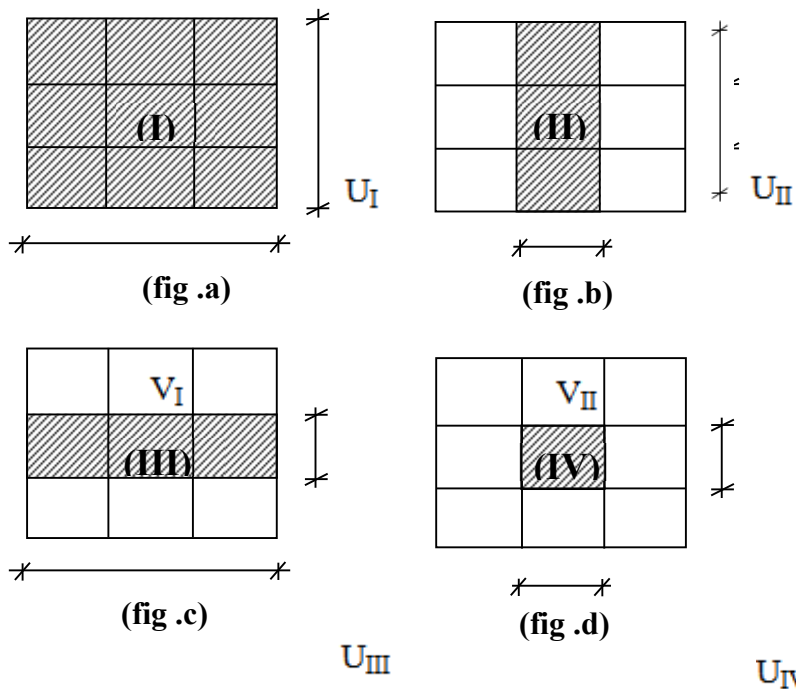


Fig.31 Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :  
Chargement de panneau



## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.0} = 0.90 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{x_C} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{y_C} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

$$\text{Avec : } M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$$

**Tableau13 : Tableau récapitulatif des résultats**

	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
<b>U en [m]</b>	0.90	0.9	0.40	0.40
<b>V en [m]</b>	0.90	0.40	0.90	0.40
<b>S en [m<sup>2</sup>]</b>	0.81	0.36	0.36	0.16
<b>U/L<sub>x</sub></b>	0.60	0.60	0.27	0.27
<b>V/L<sub>y</sub></b>	0.53	0.23	0.53	0.23
<b>M<sub>1</sub></b>	0.087	0.099	0.135	0.160
<b>M<sub>2</sub></b>	0.071	0.096	0.100	0.140
<b>Q<sub>a</sub><sup>u</sup> = Q<sub>a</sub><sup>u</sup> × S en [N]</b>	160280.21	71235.65	71235.65	31660.29
<b>Q<sub>a</sub><sup>ser</sup> = Q<sub>a</sub><sup>ser</sup> × S en [N]</b>	116566.13	51807.17	51807.17	23025.41

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$M_X^U$ en [N.m]	13944.38	7052.33	9616.81	5065.69
$M_Y^U$ en [N.m]	11379.89	6838.62	7123.56	4432.44
$M_X^{ser}$ en [N.m]	11796.50	6123.61	8030.11	4328.78
$M_Y^{ser}$ en [N.m]	10304.44	5999.27	6579.51	3960.37
$M_{XC}^U$ en [N.m]	2340.90			
$M_{YC}^U$ en [N.m]	1850.15			
$M_{XC}^{ser}$ en [N.m]	1971.56			
$M_{YC}^{ser}$ en [N.m]	1686.03			

### d. Descente des charges :

Dalle machine : ( $e_p = 15\text{cm}$ )  $\Rightarrow G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison fondamentale :**

$$q_u = q_u \times 1.00 = 6.56 \text{ KN/mL}$$

- **État limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

- **État limite de service (E.L.S.):**

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 4.75 \text{ KN/mL}$$

### e. Calcul des sollicitations :

➤ *État limite ultime (E.L.U.) :*

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ *État limite de service (E.L.S.) :*

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$

- Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{États limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{États limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

**f. Calcul des moments dus aux charges réparties :**

➤ *État limite ultime (E.L.U.) :*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0.0456 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0.7834$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0.0456 \times 656.25 \times 1.80^2 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7834 \times 0.96 = 0.75 \text{ KN.m}$$

➤ *État limite de service :*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{ser} = 0.0528 \quad \text{et} \quad \mu_y^{ser} = 0.8502$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 = 0.0528 \times 475 \times 1.8^2 = 0.81 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0.8502 \times 0.81 = 0.69 \text{ KN.m}$$

**g. Moments totaux sollicitant la dalle machine :**

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

➤ *État limite ultime (E.L.U.) :*

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2340.90 + 969.6) \Rightarrow M_{xt}^u = 3309.6 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1850.15 + 759.6) \Rightarrow M_{yt}^u = 2609.75 \text{ N}$$

➤ *État limite de service (E.L.S.) :*

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (1971.56 + 812.6) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 2784.16 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1686.03 + 690.9) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2376.93 \text{ N}$$

- Moment max en travée :  $M_t = 0.75 \times M_{xt}$  et
- Moment max en appuis :  $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

**Tableau14 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales**

Moments panneau	$M_{tx}^u$ [KN.m]	$M_{tx}^{ser}$ [KN.m]	$M_{ax}^u$ [KN.m]	$M_{ax}^{ser}$ [KN.m]	$M_{ty}^u$ [KN.m]	$M_{ty}^{ser}$ [KN.m]	$M_{ay}^u$ [KN.m]	$M_{ay}^{ser}$ [KN.m]
(1)	2.48	2.08	-1.65	-1.39	1.95	1.78	-1.30	-1.18

### 5.4. Calcul du ferrailage de la dalle pleine

❖ **Sens X-X :**

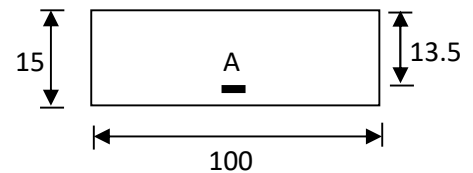
a) *En travées :*

➤ *E.L.U :*

$$M_{tx}^u = 248.22 \text{ daN.m}$$

- *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2482.2}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.012$$



$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.151$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.939$$

- *Détermination des armatures :*

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2482.2}{348 \times 0.939 \times 13.5} = 0.56 \text{ cm}^2$$

- *Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]*

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

- *Choix des armatures :*

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ *E.L.S :*

$$M_{tx}^{ser} = 208.81 \text{ daN.m}$$

- *Flexion simple*
  - *Section rectangulaire sans A'*
  - *Acier FeE400*
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{248.22}{208.81} = 1.19$$

$$\frac{1.19-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.295 > \alpha = 0.151$$

- *Conclusion :*

- ✓  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
  - ✓ *Fissuration peu nuisible*
- (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

### **b) En appuis :**

➤ *E.L.U. :*

$$M_{ax}^u = -165.48 \text{ daN.m}$$

- *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1654.8}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

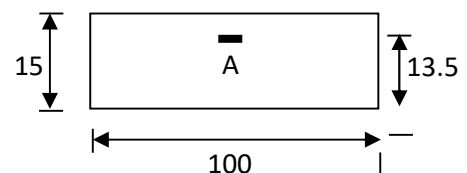
$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

- *Détermination des armatures :*

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{6248.8}{348 \times 0.996 \times 13.5} = 1.36 \text{ cm}^2$$

- *Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]*





## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.36 \text{ cm}^2$$

- *Choix des armatures :*

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow \varnothing = 25 \text{ cm}).$$

➤ *E.L.S :*

$$M_{\text{ax}}^{\text{ser}} = -1.39 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{\text{ax}}^u}{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}} = \frac{165.48}{139.2} = 1.19$$

$$\frac{1.19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.295 > \alpha = 0.010$$

- *Conclusion :*

$$\checkmark \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Fissuration peu nuisible}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

}  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

❖ *Sens Y-Y :*

a) *En travées :*

➤ *E.L.U :*

$$M_{\text{ty}}^u = 1.95 \text{ N.m}$$

- *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_{\text{ty}}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1957.3}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.011$$

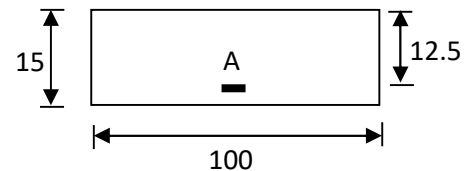
$$\mu = 0.011 < \mu_{\text{AB}} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

- *Détermination des armatures :*



## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1957.3}{348 \times 0.994 \times 12.5} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 178.27 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} - \\ - \\ - \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{\text{ser}}} = \frac{195.73}{178.27} = 1.09$$

$$\frac{1.09 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,245 > \alpha = 0.014$$

- Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \\ \checkmark \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

**b) En appuis :**

➤ E.L.U :

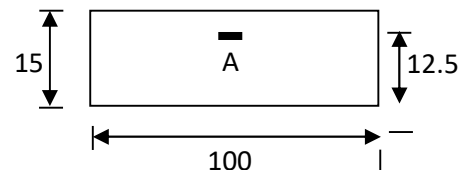
$$M_{ay}^u = -1.30 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1304.9}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$



$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.009$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1304.9}{348 \times 0.996 \times 12.5} = 0.30 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ay}^{\text{ser}} = -118.85 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Flexion simple} \\ - \text{Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{\text{ser}}} = \frac{130.49}{118.85} = 1.09$$

$$\frac{1.09 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,245 > \alpha = 0.009$$

- Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

### V.6- Vérification des contraintes de cisaillement :

- Tu max :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_x^u = 1236.73 + 656.25 \times \frac{1.80}{2} = 18.27 \text{ KN}$$

- Calcul  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1827.35 \times 10}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
  - *Il n'y a pas de reprise de bétonnage*
- }  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires
- V.7- Vérification de la flèche :**

*Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]*

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

*Vérification si la flèche est nécessaire:*

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{xt}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{208.81}{20 \times 303.09} = 0.035 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0.005 \text{ Condition vérifiée ; } f_e \text{ en (MPa)}$$

### 6. Calcul des planchers :

*Méthode de calcul des planchers à corps creux (BAEL91.art B.6.2.2.1) :*

*La méthode utilisée est la méthode forfaitaire qui s'applique à la construction courante quand :*

- 1- *La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN.m<sup>2</sup>:  $Q \leq \max\{2G|5KN/m^2\}$ .*
- 2- *Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.*
- 3- *Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.*
- 4- *La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements  
fissuration non préjudiciable.*

**6.1.Principe de la méthode forfaitaire :** *cette méthode consiste à évaluer les moments en travées  $M_t$  et les moments sur appuis ( $M_w, M_e$ ) grâce à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant ( $M_0$ ) dans la travée dite de comparaison c.-à-d. dans la travée isostatique indépendante de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.*

**Appelons :**

- $M_0$  : *la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante.*
- $M_w, M_e$  : *respectivement les valeurs des moments sur appuis de gauche et de la droite de la travée.*

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

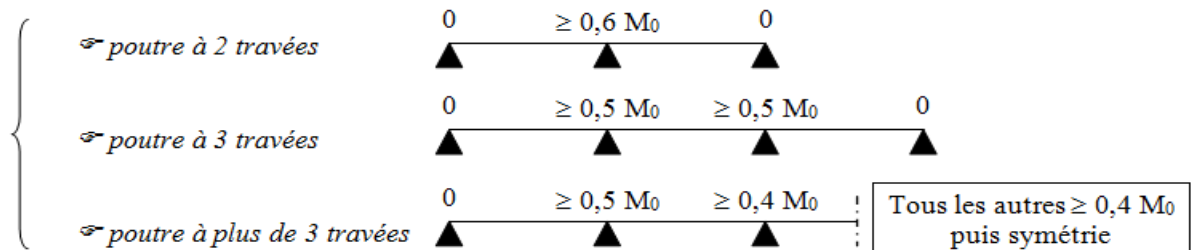
- $M_t$  : moment maximal de la travée.
- $\alpha$  : le rapport de charge d'exploitation  $Q$  à la somme des charges permanentes et de charge d'exploitation :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ .

➤ Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

a-  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1 + 0.3\alpha$

b-  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.05M_0$

Les valeurs absolues de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :



**Remarque :**

- ✓ De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification de la section la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- ✓ Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à :  $M_a = 0.3M_0$

**Plancher bloc A**

**6.2. Vérification des conditions :**

**1<sup>ère</sup> condition :** .....  $Q \leq (2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

- Plancher terrasse :  $G = 5.71 \text{ KN/m}^2$   $Q = 1 \text{ KN/m}^2$   
 $Q \leq 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(11.42; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$  ..... CV.
- Plancher étage courant :  $G = 5.34 \text{ KN/m}^2$   $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- $Q \leq 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.68; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$  ..... CV.

**2<sup>ème</sup> condition :** .....  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{4.20}{4.20} = 1 \leq 1.25$  ..... CV.

**3<sup>ème</sup> condition :** les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité «  $I = \text{constante}$  » ..... CV.

**4<sup>ème</sup> condition :** la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

⇒ D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « la méthode de forfaitaire ».

6.3. Application de la méthode :

6.4. Plancher terrasse :

Le calcul fait pour une bande de 65cm

**Tableau15 : Combinaison des charges**

Combinaison des charges	ELU	ELS
	Qu(KN/ml)	Qs(KN/ml)
<b>Bloc A</b>	8.97	6.54
<b>Bloc B</b>	8.97	6.54
<b>Bloc C</b>	8.97	6.54
<b>Bloc D</b>	8.97	6.54
<b>Bloc E</b>	8.97	6.54
<b>Bloc F</b>	8.97	6.54

Calcul à l'E.L.U :

- Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$M_t = 1.05M_0 - (M_w + M_e)/2$$

**Tableau16 : Les moments isostatiques Bloc A**

Travées	T1		T2
$M_0$	19.77		19.77
Appuis	1	2	3
$M_a$	5.93	11.86	5.93
$M_t$	11.86		11.86

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

**Tableau17 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc B**

Travées	T1		T2		T3		T4		T5		T6	
$M_0$	21.70		21.70		21.70		21.70		21.70		21.70	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7					
$M_a$	6.51	10.85	8.86	8.86	8.86	10.85	6.51					
$M_t$	14.10		12.93		13.92		13.92		12.93		14.10	

**Tableau17 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc C**

Travées	T1			T2		
$M_0$	21.70			21.70		
Appuis	1	2	3			
$M_a$	6.51	13.18	6.51			
$M_t$	13.18			13.18		

**Tableau17 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc D**

Travées	T1		T2		T3		T4		T5	
$M_0$	21.70		21.70		21.70		21.70		21.70	
Appuis	1	2	3	4	5	6				
$M_a$	6.51	10.85	8.86	8.86	10.85	6.51				
$M_t$	14.10		12.93		13.93		12.92		14.10	

**Tableau17 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc E**

Travées	T1		T2		T3		T4		T5	
$M_0$	21.70		21.70		21.70		21.70		21.70	
Appuis	1	2	3	4	5	6				
$M_a$	6.51	10.85	8.86	8.86	10.85	6.51				
$M_t$	14.10		12.93		13.93		12.92		14.10	

**Tableau17 :Les moments isostatiques l'E.L.U Bloc F**

Travées	T1		T(2		T(3-4)		T(4-5)		T(5-6)		T(6-7)		T(7-8)		8	
$M_0$	16.70		21,21		21,21		21,21		21,21		21,21		21,21		16.70	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9							
$M_a$	6.36	10.60	8.48	8.48	8.48	8.48	8.48	10.60	6.36							
$M_t$	9.05		12.73		13.79		13.79		13.79		13.79		12.73		9.05	

**Calcul à l'E.L.S :**

**Les moments isostatiques :**

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$M_0 = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

$$M_t = 1.05M_0 - (M_w + M_e)/2$$

**Tableau22 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc A**

Travées	T1		T2	
$M_0$	14.42		14.42	
Appuis	1	2	3	
$M_a$	4.32	8.65	4.32	
$M_t$	8.65		8.65	

**Tableau23 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc B**

Travées	T1		T2		T3		T4		T5		T6	
$M_0$	15.82		15.82		15.82		15.82		15.82		15.82	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7					
$M_a$	4.74	7.91	6.32	6.32	6.32		7.91	4.74				
$M_t$	10.28		9.49	10.29	10.29		9.49	10.28				

**Tableau24 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc C**

Travées	T1		T2	
$M_0$	15.82		15.82	
Appuis	1	2	3	
$M_a$	4.74	9.49	4.74	
$M_t$	9.49		9.49	

**Tableau25 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc D**

Travées	T1		T2		T3		T4		T5	
$M_0$	15.82		15.82		15.82		15.82		15.82	
Appuis	1	2	3	4	5	6				
$M_a$	4.74	7.91	6.32	6.32	7.91	4.74				
$M_t$	10.28		9.49	10.29	9.49		10.28			

**Tableau26 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc E**

Travées	T1		T2		T3		T4		T5	
$M_0$	15.82		15.82		15.82		15.82		15.82	
Appuis	1	2	3	4	5	6				
$M_a$	4.74	7.91	6.32	6.32	7.91	4.74				
$M_t$	10.28		9.49	10.29	9.49		10.28			



## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

**Tableau27 :Les moments isostatiques l'E.L.S Bloc F**

Travées	T(1-2)	T(2-3)	T(3-4)	T(4-5)	T(5-6)	T(6-7)	T(7-8)	T8
$M_0$	12.18	15.46	15.46	15.46	15.46	15.46	15.46	12.18
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
$M_a$	3.65	7.73	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18	7.73
$M_t$	7.09	9.27	8.50	8.50	8.50	8.50	9.27	7.09

**Calcul des efforts tranchants :**

$$V = \frac{Qu \times L}{2}$$

$$V_w = V + (M_e - M_w) / l_i$$

$$V_e = -V + (M_e - M_w) / l_i$$

**Tableau28 :l'effort tranchant Bloc A**

Travées	T1	T2
$V_w$	20.24	17.41
$V_e$	-17.41	-20.24

**Tableau29 :l'effort tranchant Bloc B**

M et T	T(1-2)	T(2-3)	T(3-4)	T(4-5)	T(5-6)	T(6-7)
$V_w$	20.71	19.27	19.73	19.73	19.27	20.71
$V_e$	-20.71	-19.27	-19.73	-19.73	-19.27	-20.71

**Tableau30 :l'effort tranchant Bloc C**

M et T	T(1-2)	T(2-3)
$V_w$	21.24	18.21
$V_e$	-18.21	-21.24

**Tableau31 :l'effort tranchant Bloc D**

M et T	T(1-2)	T(2-3)	T(3-4)	T(4-5)	T(5-6)	T(6-7)	T(7-8)
$V_w$	20.71	19.27	19.73	19.73	19.73	19.27	20.71
$V_e$	-20.71	-19.27	-19.73	-19.73	-19.73	-19.71	-20.71

**Tableau32 :l'effort tranchant Bloc E**

M et T	T(1-2)	T(2-3)	T(3-4)	T(4-5)	T(5-6)	T(6-7)	T(7-8)
$V_w$	20.71	19.27	19.73	19.73	19.73	19.27	20.71
$V_e$	-20.71	-19.27	-19.73	-19.73	-19.73	-19.71	-20.71

**Tableau33 :l'effort tranchant Bloc F**

M et T	T(1-2)	T(2-3)	T(3-4)	T(4-5)	T(5-6)	T(6-7)	T(7-8)
$V_w$	11.41	9.75	10.53	9.28	10.99	10.01	10.11
$V_e$	-10.11	-10.01	-10.99	-9.28	-10.53	-9.75	-11.41

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

### Détermination des armatures :

Le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \dots\dots\dots \text{BAEL91(1)}$$

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

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 (0.18 - 0.02) \times 10^3 = 58.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 58.93 \text{ KN.m} \geq M_{\max}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :  $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

**Tableau34 : Ferrailage de la poutrelle Bloc A**

A et T	Mu	B	d	μ	α	Z	A <sub>smin</sub>	As
A1	5.93	0,1	0,18	0.129	0.173	0.930	0.21	1.01
T12	11.86	0,65	0,18	0.039	0.049	0.980	1.41	1.93
A2	11.86	0,1	0,18	0.258	0.380	0.848	0.21	2.23
T23	11.86	0.65	0.18	0.039	0.049	0.980	1.41	1.93
A3	5.86	0.65	0.18	0.129	0.173	0.930	0.21	1.01

Donc on adopte  $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$  en travée

$$A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

**Tableau35 : Ferrailage de la poutrelle Bloc B**

A et T	Mu	b	D	μ	α	Z	A <sub>smin</sub>	As
A1	6.51	0,1	0,18	0.141	0.190	0.992	0.21	1.04
T12	14.10	0,65	0,18	0.047	0.060	0.997	1.41	2.25
A2	10.85	0,1	0,18	0.236	0.341	0.986	0.21	1.75
T23	12.93	0.65	0.18	0.043	0.054	0.997	1.41	2.07
A3	8.86	0.1	0.18	0.192	0.268	0.989	0.21	1.43
T34	13.92	0.65	0.18	0.043	0.054	0.997	1.41	2.22
A4	8.86	0.1	0.18	0.192	0.268	0.989	0.21	1.43
T45	13.92	0.65	0.18	0.043	0.054	0.997	1.41	2.22
A5	8.86	0.1	0.18	0.192	0.268	0.989	0.21	1.43
T65	12.93	0.65	0.18	0.043	0.054	0.997	1.41	2.07
A6	10.85	0,1	0,18	0.236	0.341	0.986	0.21	1.75
T67	14.10	0,65	0,18	0.047	0.060	0.997	1.41	2.25
A7	6.51	0,1	0,18	0.141	0.190	0.992	0.21	1.04

Donc on adopte  $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$  en travée

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

**Tableau36 : Ferrailage de la poutrelle Bloc C**

A et T	Mu	b	D	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_{smin}$	$A_s$
A1	6.51	0,1	0,18	0.141	0.190	0.992	0.21	1.04
T12	13.18	0,65	0,18	0.044	0.056	0.977	1.41	2.15
A2	13.18	0,1	0,18	0.287	0.434	0.826	0.21	2.54
T23	13.18	0.65	0.18	0.044	0.056	0.977	1.41	2.15
A1	6.51	0,1	0,18	0.141	0.190	0.992	0.21	1.04

Donc on adopte  $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$  en travée

$$A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

**Tableau37 : Ferrailage de la poutrelle Bloc D**

A et T	Mu	b	d	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_{smin}$	$A_s$
A1	6.51	0,1	0,18	0.141	0.190	0.924	0.21	1.12
T12	14.10	0,65	0,18	0.047	0.060	0.976	1.41	2.30
A2	10.85	0,1	0,18	0.236	0.341	0.863	0.21	2.00
T23	12.93	0.65	0.18	0.043	0.054	0.978	1.41	2.11
A3	8.86	0.1	0.18	0.192	0.268	0.892	0.21	1.58
T34	13.93	0.65	0.18	0.046	0.058	0.976	1.41	2.27
A4	8.86	0.1	0.18	0.192	0.268	0.892	0.21	1.58
T45	12.93	0.65	0.18	0.043	0.054	0.978	1.41	2.11
A5	10.85	0,1	0,18	0.236	0.341	0.863	0.21	2.00
T56	14.10	0,65	0,18	0.047	0.060	0.976	1.41	2.30
A6	6.51	0,1	0,18	0.141	0.190	0.924	0.21	1.12

Donc on adopte  $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$  en travée

$$A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

**Tableau38 : Ferrailage de la poutrelle Bloc E**

A et T	Mu	b	d	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_{smin}$	$A_s$
A1	6.51	0,1	0,18	0.141	0.190	0.924	0.21	1.12
T12	14.10	0,65	0,18	0.047	0.060	0.976	1.41	2.30
A2	10.85	0,1	0,18	0.236	0.341	0.863	0.21	2.00
T23	12.93	0.65	0.18	0.043	0.054	0.978	1.41	2.11
A3	8.86	0.1	0.18	0.192	0.268	0.892	0.21	1.58
T34	13.93	0.65	0.18	0.046	0.058	0.976	1.41	2.27
A4	8.86	0.1	0.18	0.192	0.268	0.892	0.21	1.58
T45	12.93	0.65	0.18	0.043	0.054	0.978	1.41	2.11
A5	10.85	0,1	0,18	0.236	0.341	0.863	0.21	2.00
T56	14.10	0,65	0,18	0.047	0.060	0.976	1.41	2.30
A6	6.51	0,1	0,18	0.141	0.190	0.924	0.21	1.12

Donc on adopte  $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$  en travée

$$A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

**Tableau39 : Ferrailage de la poutrelle Bloc F**

A et T	Mu	b	d	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_{smin}$	$A_s$
A1	6.36	0,1	0,18	0.138	0.093	0.962	0.21	1.05
T12	9.05	0,65	0,18	0.021	0.030	0.988	1.41	1.02
A2	10.60	0,1	0,18	0.230	0.208	0.916	0.21	1.10
T23	12.73	0.65	0.18	0.017	0.042	0.983	1.41	1.03
A3	8.48	0.1	0.18	0.123	0.184	0.926	0.21	1.09
T34	13.79	0.65	0.18	0.020	0.046	0.981	1.41	1.03
A4	8.48	0.1	0.18	0.123	0.184	0.926	0.21	1.09
T45	13.79	0.65	0.18	0.020	0.046	0.981	1.41	1.03
A5	8.48	0.1	0.18	0.123	0.184	0.926	0.21	1.09
T56	13.79	0.65	0.18	0.020	0.046	0.981	1.41	1.03
A6	8.48	0.1	0.18	0.123	0.184	0.926	0.21	1.09
T67	13.79	0.65	0.18	0.020	0.046	0.981	1.41	1.03
A7	8.48	0.1	0.18	0.123	0.184	0.926	0.21	1.09
T78	12.73	0.65	0.18	0.017	0.042	0.983	1.41	1.03
A8	10.60	0,1	0,18	0.153	0.208	0.916	0.21	1.10
T89	9.05	0,65	0,18	0.021	0.026	0.988	1.41	1.02
A9	6.36	0,1	0,18	0.138	0.093	0.962	0.21	1.05

Donc on adopte  $A_s=2HA12=2.26 \text{ cm}^2$  en travée

$A_s=2HA12=2.26 \text{ cm}^2$  en appuis

**✚ Vérification à l'E.L.U :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification contrainte tangentielle du béton :**

$$T_{u\max} = 1.1Q_u \cdot \frac{l}{2} = \frac{1.1 \times 5.986 \times 4.20}{2} = 13.82 \text{ KN}$$

▪ **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left\{ 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = (13.82) / (0.1 \times 0.18) = 0.767 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.767 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

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

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow 1$  cadre T6.

$$\Rightarrow A_t = 2T6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 13.82 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.9 \times 0.18} = 1.70 \text{ MPa}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

.....CV

✚ **Vérification à l'E.L.S :**

✓ **Calcul de la profondeur de l'axe neutre :**

$$b \cdot \frac{y^2}{2} - n \cdot A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 65 \cdot \frac{y^2}{2} - 15 \times 2.26 (18 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.88 \text{ cm}$$

L'axe neutre est dans la table de compression.

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s (d - y)^2 = \frac{65 \times 3.88^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 3.88)^2 = 7084.97 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

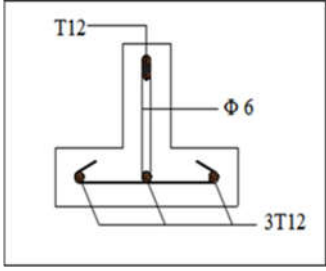
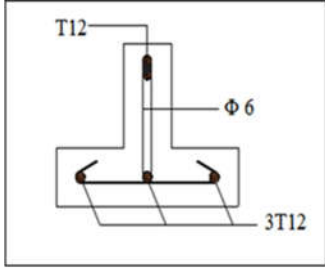
Condition de vérification  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

BLOC	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Condition
<b>A</b>	3.88	7084.97	5.76	15	0.31	OUI
<b>B</b>	3.88	7084.97	6.86	15	0.37	OUI
<b>C</b>	3.88	7084.97	6.33	15	0.34	OUI
<b>D</b>	3.88	7084.97	6.86	15	0.37	OUI
<b>E</b>	3.88	7084.97	6.86	15	0.37	OUI
<b>F</b>	3.88	7084.97	4.73	15	0.25	OUI

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

Bloc	Ferrailage des poutrelles (Plancher terrasse)	
	Sur travée	En appuis
A,B,C,E,F		

**Fig.30 Ferrailage des poutrelles (Plancher terrasse)**

### 6.5. Plancher RDC + étage courant :

**Tableau40: Combinaison des charges l'E.L.U (RDC + étage courant)**

Combinaison des charges	ELU	ELS
	$Q_u$ (KN/ml)	$Q_s$ (KN/ml)
<b>Bloc A</b>	9.45	6.84
<b>Bloc B</b>	9.45	6.84
<b>Bloc C</b>	9.45	6.84
<b>Bloc D</b>	9.45	6.84
<b>Bloc E</b>	9.45	6.84
<b>Bloc F</b>	9.45	6.84

**Calcul à l'E.L.U :**

- **Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$M_t = 1.05M_0 - (M_w + M_e)/2$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

**Tableau41 :Les moments isostatiques à l'E.L.U Bloc A**

Travées	T1		T2	
$M_0$	20.83		20.83	
Appuis	1	2	3	
$M_a$	6.24	12.49	6.24	
$M_t$	12.49		12.49	

**Tableau42 :Les moments isostatiques à l'E.L.U Bloc B**

Travées	T1		T2		T3		T4		T5		T6	
$M_0$	22.86		22.86		22.86		22.86		22.86		22.86	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7					
$M_a$	6.85	11.43	9.14	9.14	9.14	11.43	6.85					
$M_t$	14.86		13.71		14.86		14.86		13.71		14.86	

**Tableau43 :Les moments isostatiques à l'E.L.U Bloc C**

Travées	T1		T2	
$M_0$	22.86		22.86	
Appuis	1	2	3	
$M_a$	6.85	13.71	6.85	
$M_t$	13.71		13.71	

**Tableau44 :Les moments isostatiques à l'E.L.U Bloc D**

Travées	T1		T2		T3		T4		T5	
$M_0$	22.86		22.86		22.86		22.86		22.86	
Appuis	1	2	3	4	5	6				
$M_a$	6.85	11.43	9.14	9.14	11.43	6.85				
$M_t$	14.86		13.71		14.86		13.71		14.86	

**Tableau45:Les moments isostatiques à l'E.L.U Bloc E**

Travées	T1		T2		T3		T4		T5	
$M_0$	22.86		22.86		22.86		22.86		22.86	
Appuis	1	2	3	4	5	6				
$M_a$	6.85	11.43	9.14	9.14	11.43	6.85				
$M_t$	14.86		13.71		14.86		13.71		14.86	

**Tableau46 :Les moments isostatiques à l'E.L.U Bloc F**

Travées	T(1-2)		T(2-3)		T(3-4)		T(4-5)		T(5-6)		T(6-7)		T(7-8)		8
$M_0$	17.60		22.35		22.35		22.35		22.35		22.35		22.35		17.60
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9						
$M_a$	5.28	11.17	8.94	8.94	8.94	8.94	8.94	11.17	5.28						
$M_t$	10.25	13.41	14.52	14.52	14.52	14.52	14.52	13.41	10.25						

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

**Calcul à l'E.L.S :**

**Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

$$M_t = 1.05M_0 - (M_w + M_e)/2$$

**Tableau47 :Les moments isostatiques à l'E.L.S Bloc A**

Travées	T1		T2
$M_0$	15.08		15.08
Appuis	1	2	3
$M_a$	4.52	9.04	4.52
$M_t$	9.05		9.05

**Tableau48 :Les moments isostatiques à l'E.L.S Bloc B**

Travées	T1	T2	T3	T4	T5	T6	
$M_0$	16.55	16.55	16.55	16.55	16.55	16.55	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7
$M_a$	4.96	8.27	6.62	6.62	6.62	8.27	4.96
$M_t$	10.76	10.07	11.04	11.04	10.07	10.76	

**Tableau49 :Les moments isostatiques à l'E.L.S Bloc C**

Travées	T1		T2
$M_0$	16.55		16.55
Appuis	1	2	3
$M_a$	4.96	9.93	4.96
$M_t$	9.93		9.93

**Tableau50 :Les moments isostatiques à l'E.L.S Bloc D**

Travées	T1	T2	T3	T4	T5	
$M_0$	16.55	16.55	16.55	16.55	16.55	
Appuis	1	2	3	4	5	6
$M_a$	4.96	8.27	6.62	6.62	8.27	4.96
$M_t$	10.76	10.07	11.04	10.07	10.76	

**Tableau51 :Les moments isostatiques à l'E.L.S Bloc E**

Travées	T1	T2	T3	T4	T5	
$M_0$	16.55	16.55	16.55	16.55	16.55	
Appuis	1	2	3	4	5	6
$M_a$	4.96	8.27	6.62	6.62	8.27	4.96
$M_t$	10.76	10.07	11.04	10.07	10.76	



## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

**Tableau52 :Les moments isostatiques à l'E.L.S Bloc F**

Travées	T(1-2)		T(2-3)		T(3-4)		T(4-5)		T(5-6)		T(6-7)		T(7-8)		8
$M_0$	12.73		16.17		16.17		16.17		16.17		16.17		16.17		12.73
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9						
$M_a$	3.81	8.08	6.46		6.46		6.46		6.46		6.46		8.08	3.81	
$M_t$	7.42		9.70		10.51		10.51		10.51		10.51		9.70		7.42

**Calcul des efforts tranchants :**

$$V = \frac{Qu \times L}{2}$$

$$V_w = V + (M_e - M_w) / l_i$$

$$V_e = -V + (M_e - M_w) / l_i$$

**Tableau53 :l'effort tranchant Bloc A**

Travées	T1	T2
$V_w$	20.24	17.41
$V_e$	-17.41	-20.24

**Tableau54 :l'effort tranchant Bloc B**

M et T	T(1-2)	T(2-3)	T(3-4)	T(4-5)	T(5-6)	T(6-7)
$V_w$	20.71	19.27	19.73	19.73	19.27	20.71
$V_e$	-20.71	-19.27	-19.73	-19.73	-19.27	-20.71

**Tableau55 :l'effort tranchant Bloc C**

M et T	T(1-2)	T(2-3)
$V_w$	21.24	18.21
$V_e$	-18.21	-21.24

**Tableau56 :l'effort tranchant Bloc D**

M et T	T(1-2)	T(2-3)	T(3-4)	T(4-5)	T(5-6)	T(6-7)	T(7-8)
$V_w$	20.71	19.27	19.73	19.73	19.27	19.27	20.71
$V_e$	-20.71	-19.27	-19.73	-19.73	-19.73	-19.71	-20.71

**Tableau57 :l'effort tranchant Bloc E**

M et T	T(1-2)	T(2-3)	T(3-4)	T(4-5)	T(5-6)	T(6-7)	T(7-8)
$V_w$	20.71	19.27	19.73	19.73	19.73	19.27	20.71
$V_e$	-20.71	-19.27	-19.73	-19.73	-19.73	-19.71	-20.71

**Tableau58 :l'effort tranchant Bloc F**

M et T	T(1-2)	T(2-3)	T(3-4)	T(4-5)	T(5-6)	T(6-7)	T(7-8)
$V_w$	11.41	9.75	10.53	9.28	10.99	10.01	10.11
$V_e$	-10.11	-10.01	-10.99	-9.28	-10.53	-9.75	-11.41

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

### Détermination des armatures :

Le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \dots\dots\dots BAEL91(1)$$

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

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.17(0.18 - 0.02) \times 10^3 = 58.93 \text{KN.m}$$

$$M_t = 58.93 \text{KN.m} \geq M_{max}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :  $b \times h = (65 \times 20) \text{cm}^2$ .

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

**Tableau59 : Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc A**

A et T	Mu	b	D	μ	α	Z	A <sub>smin</sub>	As
A1	4.52	0,1	0,18	0.098	0.129	0.948	0.21	0.76
T12	9.05	0,65	0,18	0.030	0.038	0.984	1.41	1.46
A2	9.04	0,1	0,18	0.196	0.275	0.890	0.21	1.62
T23	9.05	0.65	0.18	0.030	0.038	0.984	1.41	1.46
A3	4.52	0.65	0.18	0.098	0.129	0.948	0.21	0.76

Donc on adopte  $A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$  en travée

$$A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

**Tableau60 : Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc B**

A et T	Mu	b	D	μ	α	Z	A <sub>smin</sub>	As
A1	6.85	0,1	0,18	0.149	0.202	0.919	0.21	1.19
T12	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A2	11.43	0,1	0,18	0.248	0.362	0.855	0.21	2.13
T23	13.71	0.65	0.18	0.045	0.057	0.977	1.41	2.24
A3	9.14	0.1	0.18	0.199	0.280	0.888	0.21	1.64
T34	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A4	9.14	0.1	0.18	0.199	0.280	0.888	0.21	1.64
T45	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A5	9.14	0.1	0.18	0.199	0.280	0.888	0.21	1.64
T56	13.71	0.65	0.18	0.045	0.057	0.977	1.41	2.24
A6	11.43	0,1	0,18	0.248	0.362	0.855	0.21	2.13
T67	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A7	6.85	0,1	0,18	0.149	0.202	0.919	0.21	1.19

Donc on adopte  $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$  en travée

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

**Tableau61 : Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc C**

A et T	Mu	b	D	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_{smin}$	$A_s$
A1	6.85	0,1	0,18	0.149	0.202	0.919	0.21	1.19
T12	13.71	0,65	0,18	0.045	0.057	0.977	1.41	2.24
A2	13.71	0,1	0,18	0.298	0.455	0.818	0.21	2.20
T23	13.71	0.65	0.18	0.045	0.057	0.977	1.41	2.24
A3	6.85	0.1	0.18	0.149	0.202	0.919	0.21	1.19

Donc on adopte  $A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$  en travée

$$A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

**Tableau62 : Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc D**

A et T	Mu	B	d	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_{smin}$	$A_s$
A1	6.85	0,1	0,18	0.149	0.202	0.919	0.21	1.19
T12	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A2	11.43	0,1	0,18	0.248	0.362	0.855	0.21	2.13
T23	13.71	0.65	0.18	0.045	0.057	0.977	1.41	2.24
A3	9.14	0.1	0.18	0.199	0.280	0.888	0.21	1.64
T34	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A4	9.14	0.1	0.18	0.199	0.280	0.888	0.21	1.64
T45	13.71	0.65	0.18	0.045	0.057	0.977	1.41	2.24
A5	11.43	0,1	0,18	0.248	0.362	0.855	0.21	2.13
T56	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A6	6.85	0,1	0,18	0.149	0.202	0.919	0.21	1.19

Donc on adopte  $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$  en travée

$$A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

**Tableau63 : Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc E**

A et T	Mu	B	d	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_{smin}$	$A_s$
A1	6.85	0,1	0,18	0.149	0.202	0.919	0.21	1.19
T12	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A2	11.43	0,1	0,18	0.248	0.362	0.855	0.21	2.13
T23	13.71	0.65	0.18	0.045	0.057	0.977	1.41	2.24
A3	9.14	0.1	0.18	0.199	0.280	0.888	0.21	1.64
T34	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A4	9.14	0.1	0.18	0.199	0.280	0.888	0.21	1.64
T45	13.71	0.65	0.18	0.045	0.057	0.977	1.41	2.24
A5	11.43	0,1	0,18	0.248	0.362	0.855	0.21	2.13
T56	14.86	0,65	0,18	0.049	0.062	0.975	1.41	2.43
A6	6.85	0,1	0,18	0.149	0.202	0.919	0.21	1.19

Donc on adopte  $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$  en travée

$$A_s = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ en appuis}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

Tableau64 : Ferrailage de la poutrelle l'E.L.S Bloc F

A et T	Mu	B	d	μ	α	Z	A <sub>smin</sub>	A <sub>s</sub>
A1	5.28	0,1	0,18	0.115	0.287	0.885	0.21	0.95
T12	10.25	0,65	0,18	0.034	0.085	0.966	1.41	1.69
A2	11.17	0,1	0,18	0.243	0.607	0.757	0.21	2.35
T23	13.41	0.65	0.18	0.045	0.112	0.995	1.41	2.15
A3	8,94	0.1	0.18	0.195	0.487	0.805	0.21	1.77
T34	14.52	0.65	0.18	0.048	0.120	0.952	1.41	2.43
A4	8,94	0.1	0.18	0.123	0.164	0.934	0.21	1.77
T34	14.52	0.65	0.18	0.048	0.120	0.952	1.41	2.43
A3	8,94	0.1	0.18	0.195	0.487	0.805	0.21	1.77
T34	14.52	0.65	0.18	0.048	0.120	0.952	1.41	2.43
A3	8,94	0.1	0.18	0.195	0.487	0.805	0.21	1.77
T67	14.52	0.65	0.18	0.020	0.281	0.887	1.41	2.43
A3	8,94	0.1	0.18	0.195	0.487	0.805	0.21	1,77
T23	13.41	0.65	0.18	0.045	0.112	0.995	1.41	2.15
A2	11.17	0,1	0,18	0.243	0.607	0.757	0.21	2.35
T12	10.25	0,65	0,18	0.034	0.085	0.966	1.41	1.61
A1	5.28	0,1	0,18	0.115	0.287	0.885	0.21	0.95

Donc on adopte  $A_s=3HA12=3.39 \text{ cm}^2$  en travée

$A_s=3HA12=3.39 \text{ cm}^2$  en appuis

✚ **Vérification à l'E.L.U :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification contrainte tangentielle du béton :**

$$T_{u\max} = 1.1Q_u \cdot \frac{l}{2} = \frac{1.1 \times 9.45 \times 4.20}{2} = 21.82 \text{ KN}$$

▪ **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left\{ 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = (21.82) / (0.1 \times 0.18) = 1.212 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.212 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

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

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow 1$  cadre T6.

$$\Rightarrow A_t = 2T6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 13.82 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.9 \times 0.18} = 1.70 \text{ MPa}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

.....CV

✚ **Vérification à l'E.L.S :**

✓ **Calcul de la profondeur de l'axe neutre :**

$$b \cdot \frac{y^2}{2} - n \cdot A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 65 \cdot \frac{y^2}{2} - 15 \times 2.26 (18 - y) = 0$$

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

✓ **Calcul des contraintes :**

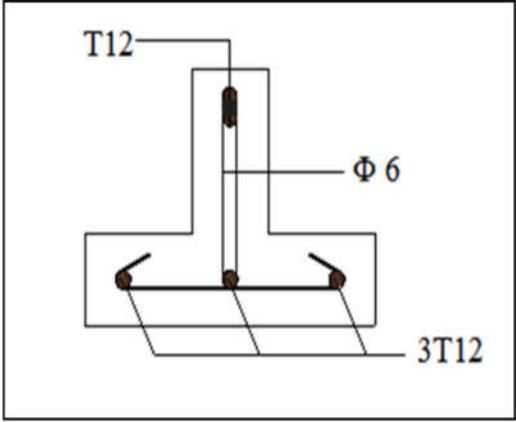
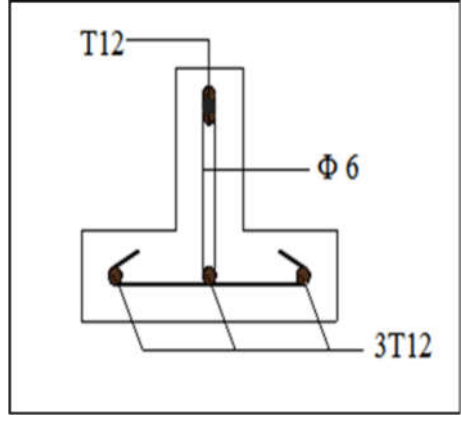
Condition de vérification  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

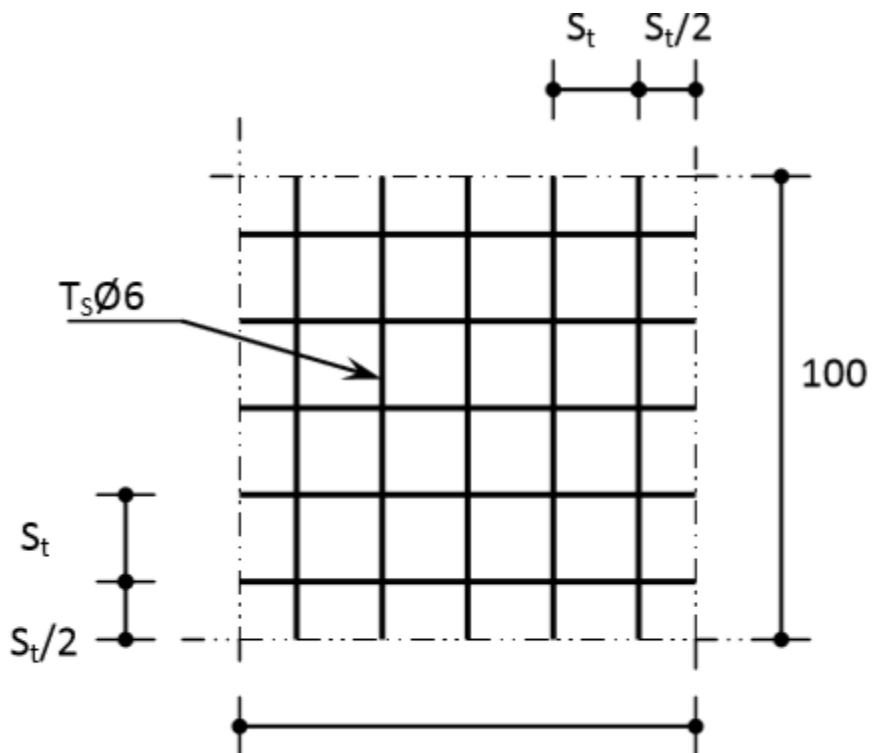
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

<b>BLOC</b>	<b>Y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math>(MPa)</b>	<b><math>\sigma_{bc}</math>(MPa)</b>	<b>Condition</b>
<b>A</b>	3.84	6559.75	9.05	15	0.67	OUI
<b>B</b>	4.58	9612.39	11.04	15	0.55	OUI
<b>C</b>	3.84	6559.75	9.93	15	0.73	OUI
<b>D</b>	4.58	9612.39	11.04	15	0.55	OUI
<b>E</b>	4.58	9612.39	11.04	15	0.55	OUI
<b>F</b>	4.58	9612.39	10.51	15	0.53	OUI

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

BLOC	<i>Ferrailage des poutrelles (Plancher terrasse)</i>	
	<i>Sur travée</i>	<i>En appuis</i>
A,B,C, D,E,F		

*Fig.35 Ferrailage des poutrelles (Plancher étage courant*



*Fig.34 Dispositions constructives de la dalle de compression*

### 7. Calcul de la dalle pleine :

#### 7.5.Introduction :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis

#### 7.6.Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

##### a. Critère de résistance à la flexion :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis .
- $L_x/20 \leq e$  pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appui .
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur trois(3) ou quatre(4) appuis.

$L_x$ : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

$L_y$  : est la grande portée de la dalle.

##### b. Coupe-feu

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

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

$e \geq 14\text{cm}$  ..... pour trois heures de coupe-feu.

##### c. Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur  $e=20\text{cm}$ .

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.4}{8.2} = 0.53$$

$\alpha > 0.4 \rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens.

#### 7.7.Calcul des sollicitations :

##### a. À l'ELU :

On a :  $G= 6.54 \text{ KN/ml}$  et  $Q= 4 \text{ KN/ml}$ .

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 6.54 + 1.5 \times 4 = 14.82 \text{ KN/ml} \\ P_s = 6.54 + 4 = 10.54 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.53^3)} = 0.0920 \\ \mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) = 0.53^3(1.9 - 0.9 \times 0.53) = 0.211 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0920 \times 14.82 \times 4.4^2 = 26.39 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.211 \times 26.39 = 5.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section  $(bxh)m^2$ .

**Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée :**

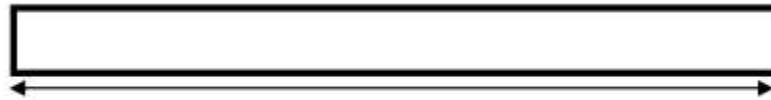
$$\begin{cases} M_t^x = 0.75M_0^x = 0.75 \times 26.39 = 19.79 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75M_0^y = 0.75 \times 5.56 = 4.17 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Panneau intermédiaire})$$

- **En appuis :**

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5M_0^x = -0.5 \times 26.39 = -13.19 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5M_0^y = -0.5 \times 5.56 = -2.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml.



$$b = 100 \text{ cm}$$

**Fig.35 Section de la dalle à ferrailer**

▪ **Selon Lx :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{bd^2f_{bu}} = \frac{19.79 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.043$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.054$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.054) = 17.60$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times \sigma_s} = \frac{19.79 \times 10^3}{17.60 \times 347.83} = 3.23 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{bd^2f_{bu}} = \frac{13.19 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.028$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.035$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.035) = 17.74$$



## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

$$A_a^x = \frac{M_a^x}{z \times \sigma_s} = \frac{13.19 \times 10^3}{17.74 \times 347.83} = 2.13 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

▪ **Selon Ly :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.17 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.009$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.045) = 17.92$$

$$A_t^y = \frac{M_t^x}{z \times \sigma_s} = \frac{4.17 \times 10^3}{17.92 \times 347.83} = 0.67 \text{ m}^2$$

**On adopte : 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**

**En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.78 \times 10^3}{100 \times 8 \times 14.17} = 0.006$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.007$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.007) = 17.94$$

$$A_a^y = \frac{M_t^x}{z \times \sigma_s} = \frac{2.78 \times 10^3}{17.94 \times 347.83} = 0.44 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**

**b. Calcul des espacements:**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} & (\text{sens principale}) \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} & (\text{sens secondaire}) \end{cases}$$

**c. Vérification des diamètres des barres :**

$$\emptyset = 12 \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots CV$$

$$\emptyset = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots CV$$

**d. Vérification de cisaillement :**

$$V_{max} = \frac{P \times l_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} = \frac{14.82 \times 4.4}{2} + \frac{1}{1 + \frac{0.53}{2}} = 33.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{33.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.18 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

**e. Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0920 \times 10.54 \times 4.4^2 = 18.77 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.211 \times 18.77 = 3.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## Chapitre 5: Calcul des éléments secondaires

**État limite de compression du béton :**

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur, seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b \cdot \frac{y^2}{2} - n \cdot A_s (d - y) = 0$$

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

Localisation	Mser (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée (x)	14.07	3.80	12082.46	0.44	15	CV
Appuis (xx)	9.38	3.80	12082.46	0.29	15	CV
Travée (y)	2.97	2.68	12576.24	0.06	15	CV
Appuis (yy)	1.98	2.68	12576.24	0.04	15	CV

# *Chapitre 6*

## *Étude sismique*

### 1. Introduction :

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays. Dans le monde arabe, l'Algérie est le pays qui a le plus souffert des effets destructeurs des séismes.

À cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

### 2. Objectif de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

### 3. Modélisation mathématique :

La modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible les caractéristiques intrinsèques de la structure ( masse et rigidité de tous les éléments de la structure).

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs périodes propres associées. Les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analyses**

Deux types de modélisation peuvent être envisagés :

- Modélisation par éléments finis.
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes.

Représentation des éléments non structuraux :

## Chapitre 6 : Étude sismique

---

*D'une manière générale, les éléments non structuraux sont ceux qui ne contribuent pas à la résistance de l'ouvrage : éléments de remplissages, divers équipements....*

*Pour l'analyse dynamique, il y a lieu d'apprécier leur influence sur la réponse de la structure :*

- *Augmentation de la raideur due aux panneaux de remplissage.*
- *Amplification des réactions d'appui des équipements due à leur réponse propre.*

#### **4. Choix de la méthode de calcul :**

*L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :*

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale.*
- *La méthode d'analyse dynamique par acélérogramme.*

#### **4.1. Méthode statique équivalente :**

##### **4.1.1. Définition**

*Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.*

*Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :*

- *une ductilité suffisante*
- *une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.*

##### **4.1.2. Condition d'application de la méthode statique équivalente :**

- a)** *Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.*
- b)** *Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :*

- **Zone I :** tous groupes
- **Zone IIa:**

*Groupe d'usage 3.*

*Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.*

*Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.*

*Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.*

- **Zone IIb et III :**

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### 4.1.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

- Hypothèses de calcul.
- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

#### 4.1.4. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au paravent 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.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale.

#### 4.1.5. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

##### a) Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

**Zone I :** sismicité faible

**Zone II :** sismicité moyenne

**Zone III :** sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya TEBESSA donc en zone I

##### b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

L'hôtel étudié à usage de bureaux selon (RPA 2003) chapitre 3 article 3.2

Le bâtiment accueillira plus de 300 personnes dans le groupe 1A.

##### c) Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

##### Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99 Version 2003)

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$\text{suivante : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

-  $A$  : coefficient d'accélération de zone.

-  $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen.

## Chapitre 6 : Étude sismique

- $Q$  : facteur de qualité.
- $R$  : coefficient de comportement.
- $W$  : poids total de la structure

### Détermination des coefficients :

- ❖ **Coefficient d'accélération de zone ( $A$ )** : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage 1A et zone sismique I  $\Rightarrow A = 0.12$

- ❖ **Coefficient de comportement global de la structure ( $R$ )** : Sa valeur donnée par le tableau 4.3.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :  $R=4$ .

- $\eta$  : **Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Tableau 4

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88$

- **$T$  : la période fondamentale de la structure:**

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

- $h_N$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau: .

- $C_T$ : coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.  $C_T = 0.050$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

$D$ : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

**Tableau65 : la période fondamentale de la structure**

BLOC	$h_n$ (m)	$D_x$ (m)	$D_y$ (m)	$T$ (s)	$T_x$ (s)	$T_y$ (s)
BLOC A	21,42	11.32	8,40	0.4978	0.5729	0.6651
BLOC B	21,42	26.40	18,13	0.4978	0.3831	0.4527
BLOC C	21,42	27.37	23,54	0.4978	0.3684	0.3987
BLOC D	21,42	29.30	23.78	0.4978	0.3610	0.3953
BLOC E	15.30	24.06	20.40	0.3868	0.3507	0.3648
BLOC F	9.18	24.42	6.41	0.2636	0.2377	0.326

## Chapitre 6 : Étude sismique

- ❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)** : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**T1 et T2**: période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 Site ferme S2  $\Rightarrow T1=0.15$  et  $T2 = 0.4$  s

**Tableau66 : Facteur d'amplification dynamique moyen**

BLOC	Tx(s)	Ty(s)	Dx	Dy
BLOC A	0.5729	0.6651	1.73	1.56
BLOC B	0.3831	0.4527	2.26	2.02
BLOC C	0.3684	0.3987	2.38	2.22
BLOC D	0.3610	0.3953	2.35	2.21
BLOC E	0.2807	0.3048	3.13	2.88
BLOC F	0.167	0.326	3.93	2.52

- ❖ **Facteur de qualité (Q)** :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule:  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.



## Chapitre 6 : Étude sismique

**Tableau 67: pénalité correspondante au critère**

<i>BLOC</i>	$P_q$	$Q$
<i>BLOC A</i>	0.15	1.15
<i>BLOC B</i>	0.15	1.15
<i>BLOC C</i>	0.15	1.15
<i>BLOC D</i>	0.15	1.15
<i>BLOC E</i>	0.15	1.15
<i>BLOC F</i>	0.15	1.15

❖ **Poids total de la structure : ( $W$ )**

$$W = \sum_{i=0}^n W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.  $\beta = 0,20$  [tab (4.5) RPA99].

**Le poids total de la structure :**

**Tableau 68 : Le poids total de la structure.**

<b><i>BLOC</i></b>	<b><math>W(Kg)</math></b>
<b><i>BLOC A</i></b>	741915,31
<b><i>BLOC B</i></b>	1842699,96
<b><i>BLOC C</i></b>	3248657,57
<b><i>BLOC D</i></b>	1875575,88
<b><i>BLOC E</i></b>	1057385,91
<b><i>BLOC F</i></b>	203112.00

## Chapitre 6 : Étude sismique

➤ *La force sismique totale « V » appliquée à la base dans les deux sens :*

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W \end{cases}$$

*Tableau 69 : La force sismique totale « V »*

<i>BLOC</i>	<i>La force sismique totale V</i>	
	<i>V<sub>x</sub>(KN)</i>	<i>V<sub>y</sub>(KN)</i>
<i>BLOC A</i>	354.24	319.43
<i>BLOC B</i>	1149.40	1027.34
<i>BLOC C</i>	1066.98	900.50
<i>BLOC D</i>	1216.49	1144.02
<i>BLOC E</i>	748,23	712,90
<i>BLOC F</i>	238.66	108.36

### 5. Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales de l'hôtel

#### La disposition des voiles

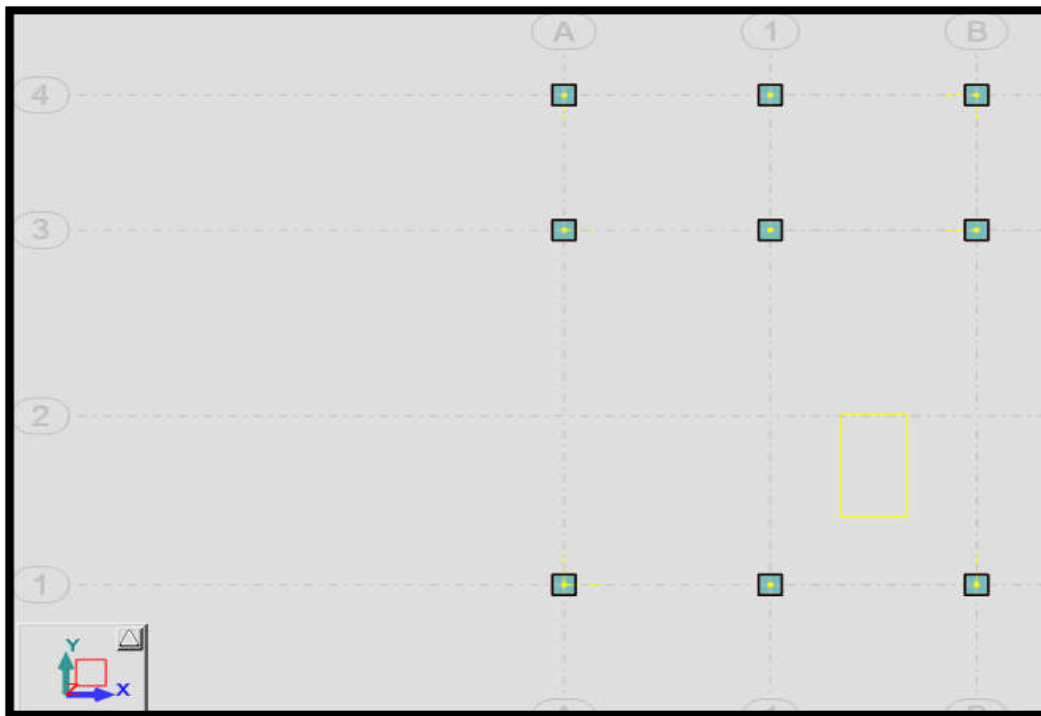
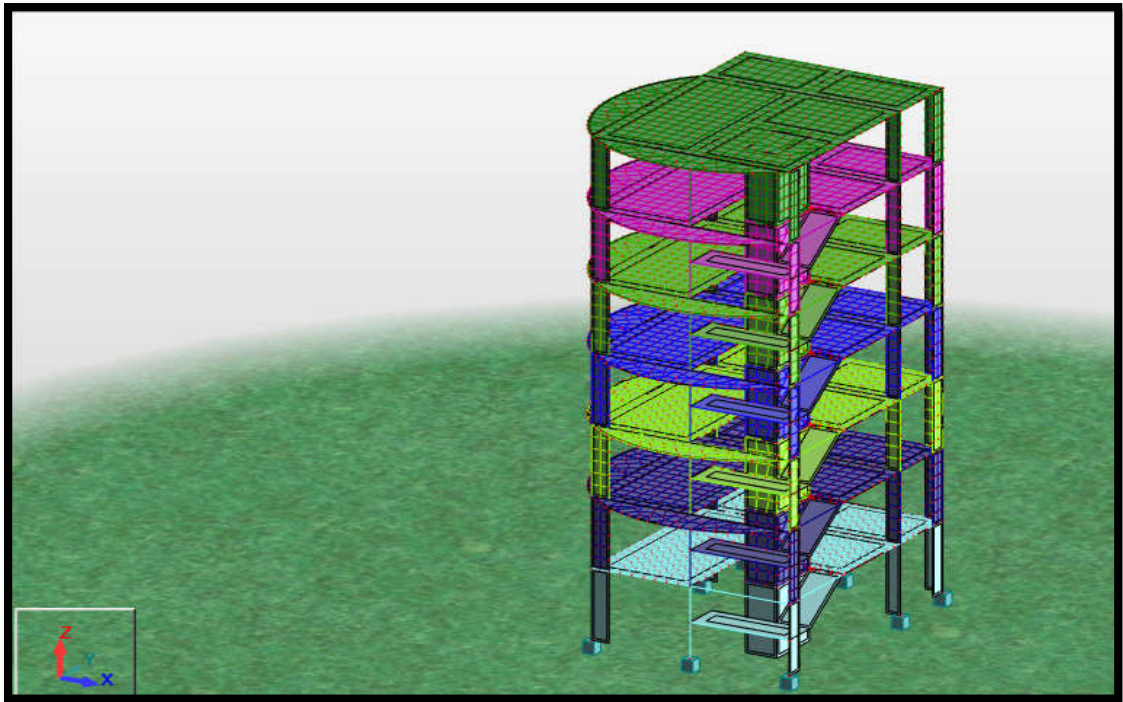
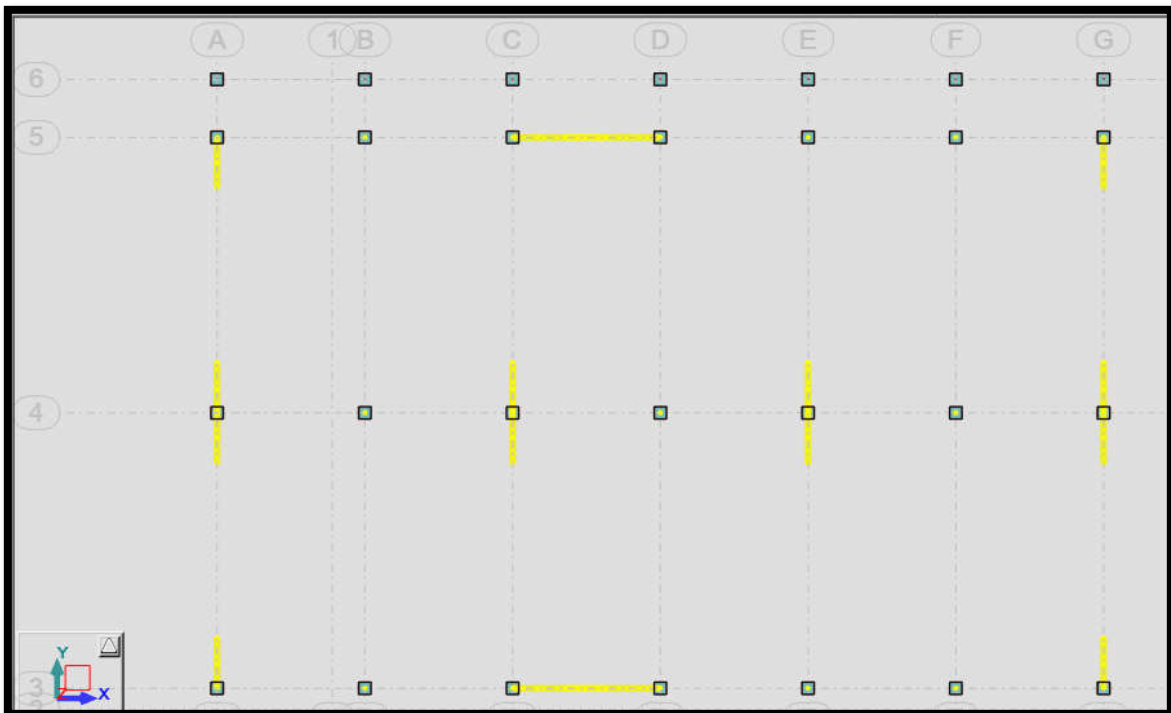


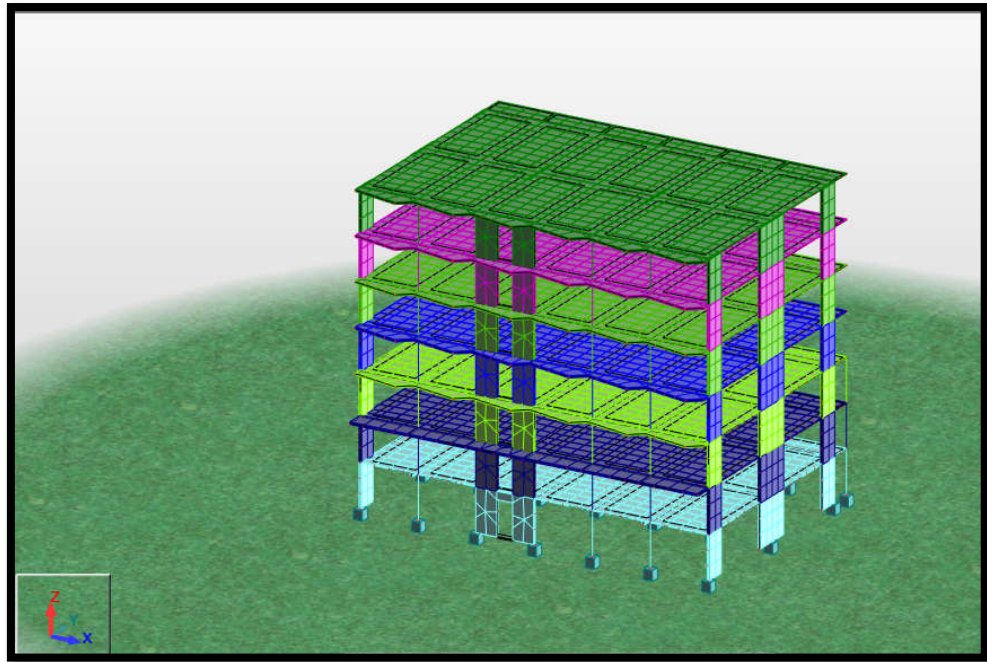
Fig.36 Vue en plan de Bloc A



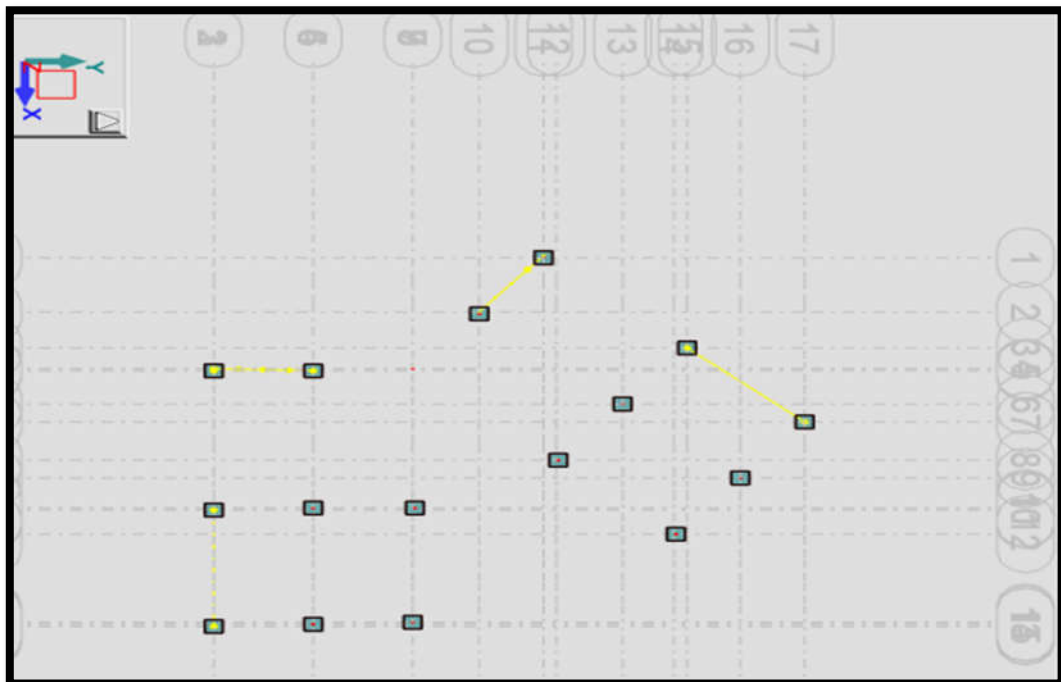
*Fig.37 Vue en 3D de Bloc A*



*Fig.38 Vue en plan de Bloc B*



*Fig.39 Vue en 3D de Bloc B*



*Fig.40 Vue en plan de Bloc C*

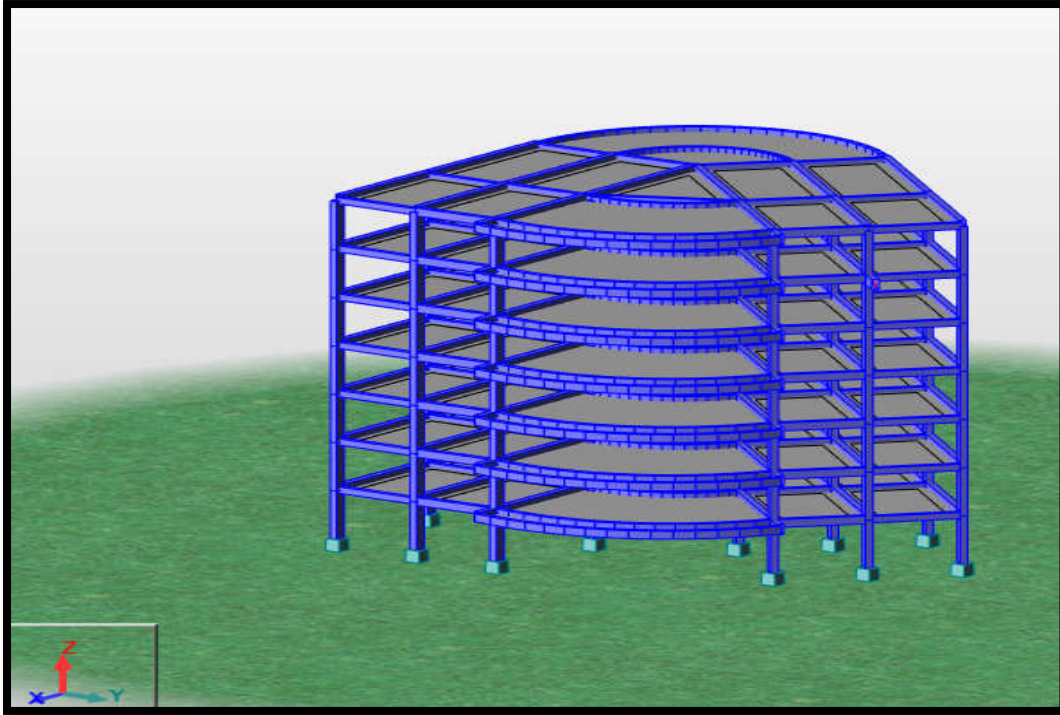
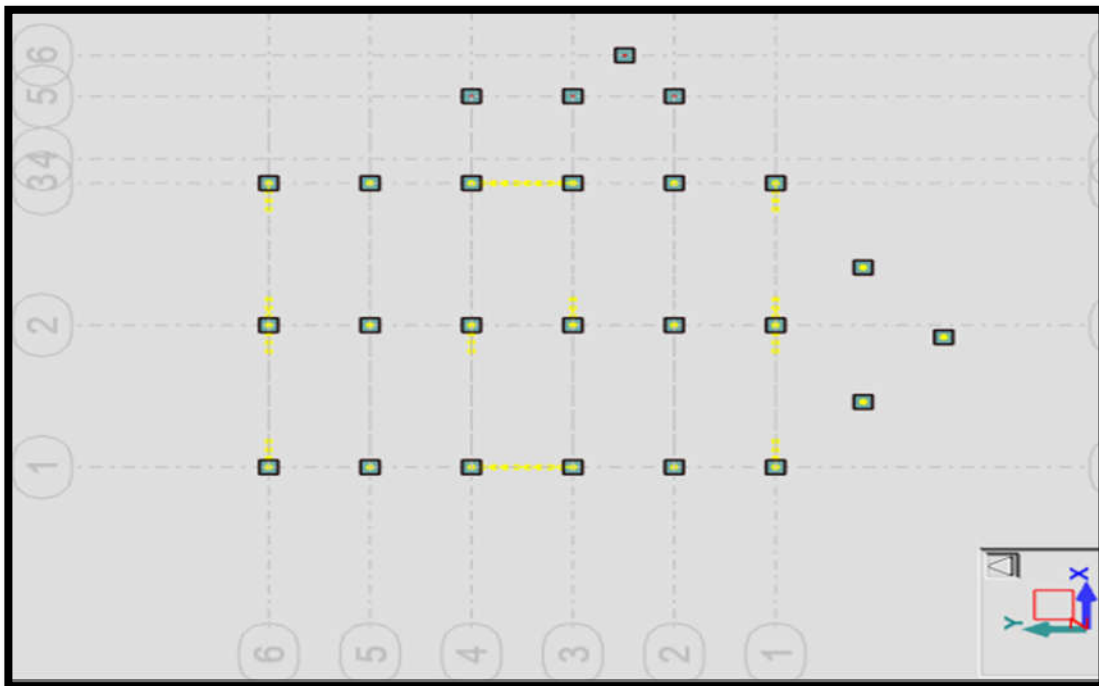
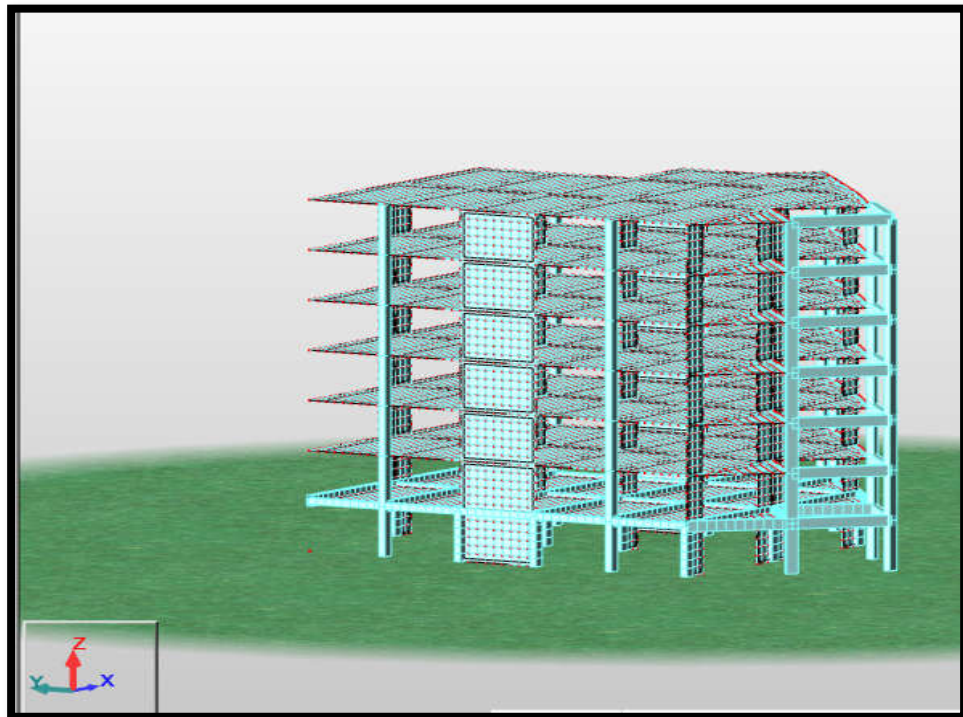


Fig.41 Vue en 3D de Bloc C

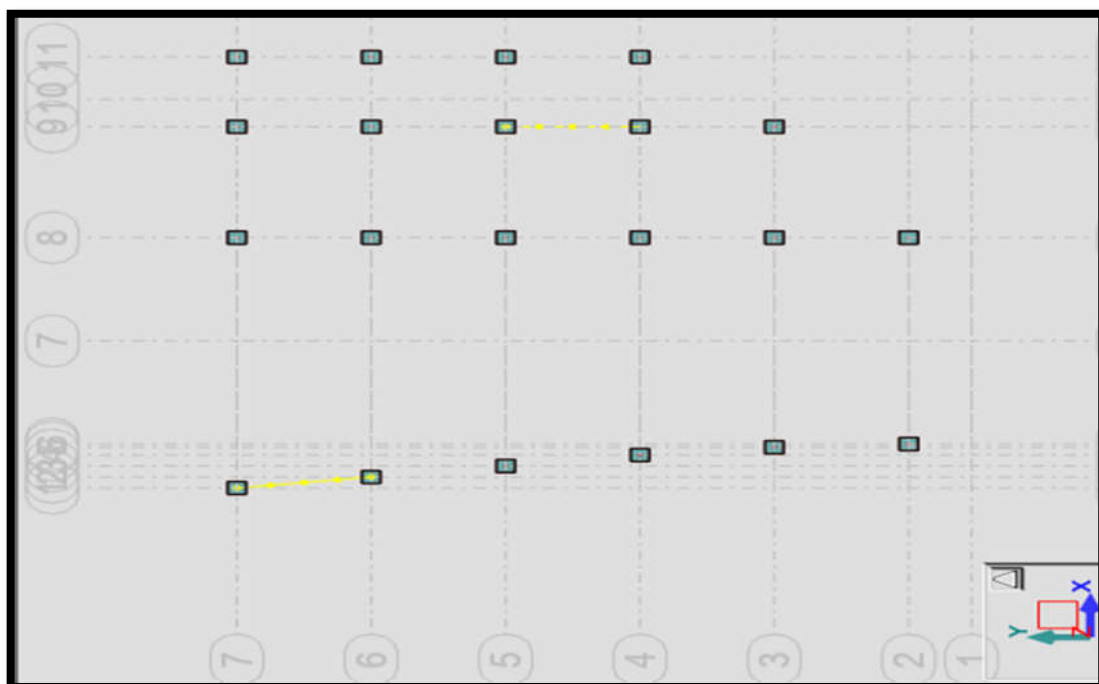




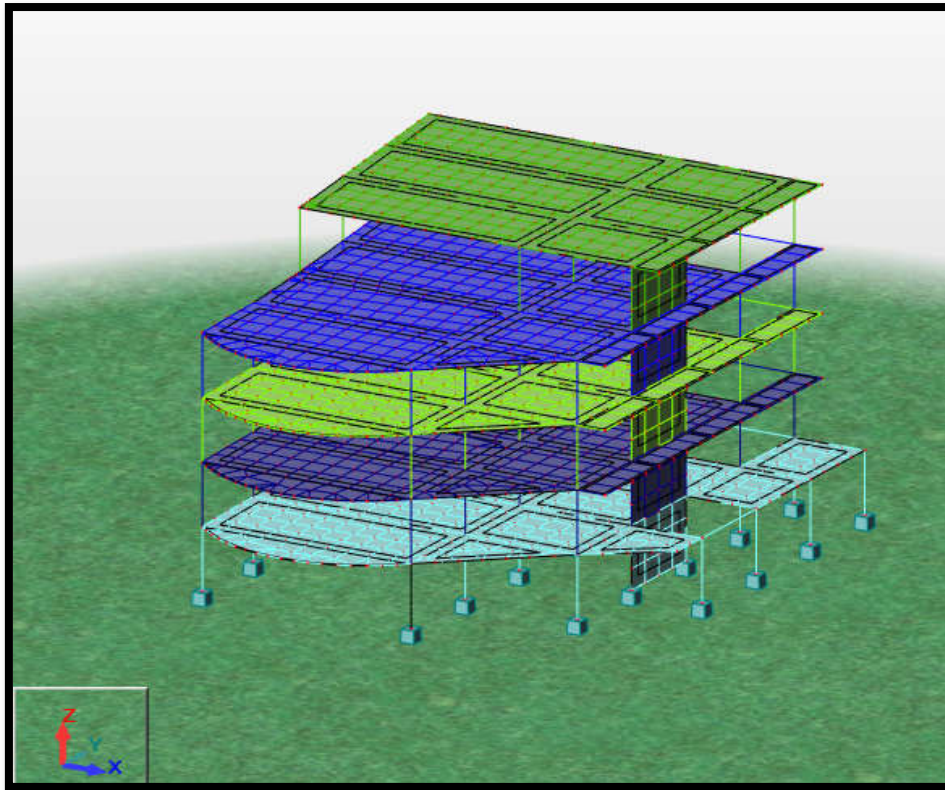
*Fig.42 Vue en plan de Bloc*



*Fig.43 Vue en 3D de Bloc D*



*Fig.44 Vue en plan de Bloc E*



*Fig.31 Vue en 3D de Bloc E*

*Résultats trouvés par logiciel Autodesk Robot Structural Analysis*

❖ *Centre de masse et centre de torsion :*

*Tableau 70 : Centre de masse et centre de torsion bloc A*

<i>Story</i>	<i>Diaphragm</i>	<i>XCCM</i>	<i>YCCM</i>	<i>XCR</i>	<i>YCR</i>
<b>STORY1</b>	<i>D1</i>	4.25	5.76	6.09	3.95
<b>STORY2</b>	<i>D2</i>	4.09	5.39	6.09	3.95
<b>STORY3</b>	<i>D3</i>	4.09	5.39	6.09	3.95
<b>STORY4</b>	<i>D4</i>	4.09	5.39	6.09	3.95
<b>STORY5</b>	<i>D5</i>	4.06	5.40	6.09	3.95
<b>STORY6</b>	<i>D6</i>	4.06	5.40	6.09	3.95
<b>STORY7</b>	<i>D7</i>	4.22	5.24	6.09	3.95

*Tableau 71 : Centre de masse et centre de torsion bloc B*

<i>Story</i>	<i>Diaphragm</i>	<i>XCCM</i>	<i>YCCM</i>	<i>XCR</i>	<i>YCR</i>
<b>STORY1</b>	<i>D1</i>	13.11	9.25	13.18	8.21
<b>STORY2</b>	<i>D2</i>	13.12	8.39	13.18	8.21
<b>STORY3</b>	<i>D3</i>	13.12	8.78	13.18	8.21
<b>STORY4</b>	<i>D4</i>	13.12	8.40	13.18	8.20



## Chapitre 6 : Étude sismique

<b>STORY5</b>	D5	12.96	8.48	13.18	8.20
<b>STORY6</b>	D6	13.06	8.45	13.17	8.21
<b>STORY7</b>	D7	13.06	8.40	13.19	8.20

**Tableau 72 : Centre de masse et centre de torsion bloc C**

<b>Story</b>	<b>Diaphragm</b>	<b>XCCM</b>	<b>YCCM</b>	<b>XCR</b>	<b>YCR</b>
<b>STORY1</b>	D1	6,02	12,28	5,22	8,92
<b>STORY2</b>	D2	5,93	12,13	0,29	9,42
<b>STORY3</b>	D3	5,93	12,13	0,29	9,42
<b>STORY4</b>	D4	5,93	12,13	0,23	9,38
<b>STORY5</b>	D5	5,93	12,13	0,19	9,36
<b>STORY6</b>	D6	5,81	11,46	5,22	8,92
<b>STORY7</b>	D7	5,90	11,59	5,22	8,92

**Tableau 73 : Centre de masse et centre de torsion bloc D**

<b>Story</b>	<b>Diaphragm</b>	<b>XCCM</b>	<b>YCCM</b>	<b>XCR</b>	<b>YCR</b>
<b>STORY1</b>	D1	9,7594	8,5298	8,2246	10,8247
<b>STORY2</b>	D2	9,2791	8,6414	8,2246	10,8247
<b>STORY3</b>	D3	8,1738	9,0085	8,2246	10,8421
<b>STORY4</b>	D4	8,1738	9,0085	8,2246	10,8421
<b>STORY5</b>	D5	8,1738	9,0085	8,2246	10,8421
<b>STORY6</b>	D6	8,1738	9,0085	8,2246	10,8421
<b>STORY7</b>	D7	8,1738	9,0085	8,2246	10,8421

**Tableau 74 : Centre de masse et centre de torsion bloc E**

<b>Story</b>	<b>Diaphragm</b>	<b>XCCM</b>	<b>YCCM</b>	<b>XCR</b>	<b>YCR</b>
<b>STORY1</b>	D1	9,6321	11,3317	8,6624	12,2795
<b>STORY2</b>	D2	9,0502	11,1545	8,6450	12,2042
<b>STORY3</b>	D3	9,0502	11,1545	8,6450	12,2042
<b>STORY4</b>	D4	9,0502	11,1545	8,6450	12,2042
<b>STORY5</b>	D5	9,1294	15,5000	8,6476	16,0896

**Tableau 75 : Centre de masse et centre de torsion bloc F**

<b>Story</b>	<b>Diaphragm</b>	<b>XCCM</b>	<b>YCCM</b>	<b>XCR</b>	<b>YCR</b>
<b>STORY1</b>	D1	4,42	6,24	3,65	5,54
<b>STORY2</b>	D2	5,37	7,15	1,76	6,58
<b>STORY3</b>	D3	5,37	7,15	1,76	6,58
<b>STORY4</b>	D4	5,37	7,15	1,76	6,58

### ❖ Calcul de l'excentricité

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |XCCM - XCR|$$

$$e_y = |YCCM - YCR|$$

- **Excentricité accidentelle: RPA99/V2003 Article (4.2.7)**

$$e_{acc} = 0,05 L$$

## Chapitre 6 : Étude sismique

**Tableau.76 : Excentricité accidentelle bloc A**

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	Ex	Ey	ex(acc)	ey(acc)	Ex	Ey
1	0.84	0.81	0.42	0.57	0.85	0.81
2	0.45	0.44	0.50	0.65	0.45	0.44
3	0.45	0.44	0.50	0.65	0.45	0.44
4	0.38	0.44	0.50	0.65	0.39	0.44
5	0.38	0.45	0.50	0.65	0.39	0.45
6	0.38	0.45	0.50	0.65	0.39	0.45
7	0.87	0.29	0.50	0.65	0.88	0.29

**Tableau.77 : Excentricité accidentelle bloc B**

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	Ex	Ey	ex(acc)	ey(acc)	Ex	Ey
1	0.07	1.04	1.32	0.91	0.07	1.04
2	0.06	0.17	1.32	0.98	0.06	0.17
3	0.06	0.56	1.32	0.98	0.06	0.56
4	0.06	0.20	1.32	0.98	0.06	0.20
5	0.22	0.28	1.32	0.98	0.22	0.28
6	0.10	0.24	1.32	0.98	0.10	0.24
7	0.04	0.20	1.32	0.98	0.04	0.20

**Tableau.78 : Excentricité accidentelle bloc C**

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	Ex	Ey	ex(acc)	ey(acc)	Ex	Ey
1	0,80	1,36	1,10	1,31	0,80	1,36
2	1,64	1,71	1,10	1,31	1,64	1,71
3	1,71	1,75	1,10	1,31	1,71	1,75
4	1,71	1,75	1,10	1,31	1,71	1,75
5	1,63	0,10	1,10	1,31	1,63	0,10
6	1,63	1,67	1,10	1,31	1,63	1,67
7	1,63	1,67	1,10	1,31	1,63	1,67

**Tableau.79 : Excentricité accidentelle bloc D**

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	Ex	Ey	ex(acc)	ey(acc)	Ex	Ey
1	1,5348	2,2949	1,1890	1,4650	1,5348	2,2949
2	1,054	2,1833	1,2590	1,4650	1,0546	2,1833
3	0.0508	1.8336	0,9600	1,4650	0,0303	2,1836
4	0.0508	1.8336	0,9600	1,4650	0,0303	2,1836
5	0.0508	1.8336	0,9600	1,4650	0,0303	2,1836
6	0.0508	1.8336	0,9600	1,4650	0,0303	2,1836
7	0.0508	1.8336	0,9600	1,4650	0,0303	2,1836

## Chapitre 6 : Étude sismique

**Tableau.80 : Excentricité accidentelle bloc E**

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	Ex	Ey	ex(acc)	ey(acc)	Ex	Ey
1	0,9697	0,9478	1,0200	1,2030	0,9698	0,9477
2	0,4052	1,0497	0,9200	1,2030	0,4052	1,0497
3	0,4052	1,0497	0,9200	1,2030	0,4052	1,0497
4	0,4052	1,0497	0,9200	1,2030	0,4052	1,0497
5	0,4818	0,5896	0,9200	0,6600	0,4818	0,5896

**Tableau.81 : Excentricité accidentelle bloc F**

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	Ex	Ey	ex(acc)	ey(acc)	Ex	Ey
1	0.42	0.41	0.42	0.57	0.42	0.41
2	0.74	0.64	0.50	0.65	0.74	0.64
3	0.68	0.84	0.50	0.65	0.68	0.84
4	0.32	0.34	0.50	0.65	0.32	0.34

**Facteurs de participations modales :**

**Tableau.82 : Période et facteurs de participation massique Bloc A**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	1,6615	0,6019	68,4417	2,7660	0,0019	68,4417	2,7660	0,0019
4/ 2	1,9898	0,5026	74,3526	62,6946	0,0198	5,9109	59,9286	0,0180
4/ 3	2,4522	0,4078	76,8453	73,3306	0,0198	2,4927	10,6361	0,0000
4/ 4	5,5307	0,1808	87,1322	74,0104	0,0535	10,2868	0,6797	0,0337
4/ 5	6,9731	0,1434	89,2330	81,2876	0,1872	2,1009	7,2772	0,1337
4/ 6	8,6255	0,1159	89,3863	87,7455	0,2205	0,1532	6,4579	0,0333
4/ 7	10,4250	0,0959	93,0558	88,0251	0,2359	3,6696	0,2796	0,0154
4/ 8	12,5983	0,0794	93,3512	89,4537	2,3287	0,2954	1,4286	2,0928
4/ 9	14,4200	0,0693	93,4014	89,5716	43,8496	0,0502	0,1179	41,5209
4/ 10	15,9369	0,0627	95,4805	89,5722	43,8609	2,0791	0,0007	0,0113
4/ 11	16,7333	0,0598	95,5357	89,5769	46,9528	0,0552	0,0047	3,0919
4/ 12	17,0939	0,0585	95,5905	91,8619	46,9564	0,0548	2,2849	0,0036
4/ 13	17,7404	0,0564	95,6344	93,3445	48,4275	0,0439	1,4827	1,4712
4/ 14	18,1231	0,0552	95,6616	93,3919	53,7042	0,0272	0,0473	5,2767

Les valeurs des périodes calculées par les méthodes empiriques sont :  $T_x = 0.5729s$  et  $T_y = 0.6651s$   $T=0.4978 s$ , justifient la relation suivante :  $T_{numérique} < 1,3.T_{empirique}$   
 Les valeurs de  $T$ , calculées à partir de la méthode numérique sont inférieures à celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

### Constatations

1. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (y - y)
2. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (x - x)

## Chapitre 6 : Étude sismique

3. *Le troisième mode est un mode de rotation*
4. *Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 12<sup>ème</sup> mode.*

**Tableau.83 : Période et facteurs de participation massique Bloc B**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	2,0176	0,4957	0,0028	81,4409	0,0007	0,0028	81,4409	0,0007
4/ 2	2,2348	0,4475	73,5683	81,4438	0,0007	73,5655	0,0030	0,0000
4/ 3	2,7205	0,3676	73,6478	81,4455	0,0008	0,0795	0,0017	0,0001
4/ 4	7,0090	0,1427	73,6479	92,4827	0,0145	0,0001	11,0372	0,0137
4/ 5	7,3244	0,1365	91,2174	92,4829	0,0146	17,5695	0,0002	0,0001
4/ 6	8,1954	0,1220	91,2255	92,5196	0,6178	0,0082	0,0367	0,6032
4/ 7	8,6883	0,1151	91,2260	92,6391	2,5361	0,0005	0,1195	1,9183
4/ 8	9,1529	0,1093	91,2279	92,6530	3,0539	0,0019	0,0140	0,5178
4/ 9	10,0886	0,0991	91,2279	92,6552	3,0590	0,0000	0,0022	0,0051
4/ 10	13,0754	0,0765	91,2279	92,6552	3,3769	0,0000	0,0000	0,3179
4/ 11	14,0258	0,0713	95,5564	92,6553	3,3874	4,3285	0,0001	0,0105
4/ 12	14,1586	0,0706	95,5579	92,6656	10,0886	0,0015	0,0103	6,7012
4/ 13	14,2758	0,0700	95,5591	92,6672	27,2607	0,0012	0,0016	17,1722
4/ 14	14,3187	0,0698	95,5600	92,6702	27,2862	0,0009	0,0030	0,0255

*Les valeurs des périodes calculées par les méthodes empiriques sont :  $T_x = 0.3831 s$  et  $T_y = 0.4527s$   $T=0.4978 s$ , justifient la relation suivante :  $T_{numérique} < 1,3.T_{empirique}$   
 Les valeurs de  $T$ , calculées à partir de la méthode numérique sont inférieurs à celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.*

### **Constatations**

1. *Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe ( $x - x$ )*
2. *Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe ( $y - y$ )*
3. *Le troisième mode est un mode de rotation*
4. *Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 5<sup>ème</sup> mode.*

## Chapitre 6 : Étude sismique

**Tableau.84 : Période et facteurs de participation massique Bloc C**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	2,1004	0,4761	0,0111	81,0332	0,0006	0,0111	81,0332	0,0006
4/ 2	2,2118	0,4521	73,5200	81,0448	0,0007	73,5089	0,0117	0,0000
4/ 3	2,7567	0,3628	73,5847	81,0565	0,0007	0,0647	0,0117	0,0001
4/ 4	7,2420	0,1381	91,0379	81,0565	0,0008	17,4531	0,0000	0,0001
4/ 5	7,5744	0,1320	91,0380	91,9658	0,0328	0,0001	10,9092	0,0320
4/ 6	8,4240	0,1187	91,0420	92,0212	0,4682	0,0040	0,0555	0,4354
4/ 7	9,2036	0,1087	91,0420	92,1865	1,0378	0,0000	0,1653	0,5696
4/ 8	9,8408	0,1016	91,0426	92,3593	2,8313	0,0006	0,1728	1,7934
4/ 9	11,1731	0,0895	91,0426	92,3618	2,8316	0,0000	0,0025	0,0004
4/ 10	13,8491	0,0722	95,3721	92,3618	2,8551	4,3296	0,0000	0,0235
4/ 11	14,6433	0,0683	95,3728	92,3740	5,1765	0,0006	0,0122	2,3213
4/ 12	14,7512	0,0678	95,3801	92,3745	21,3651	0,0073	0,0006	16,1887
4/ 13	15,7903	0,0633	95,3801	92,3860	21,4019	0,0000	0,0115	0,0368
4/ 14	15,9499	0,0627	95,3801	92,3862	21,6810	0,0000	0,0003	0,2791

Les valeurs des périodes calculées par les méthodes empiriques sont :  $T_x = 0.3684$  s et  $T_y = 0.3987$ s  $T_z=0.4978$  s ,justifient la relation suivante :  $T_{numérique} < 1,3.T_{empirique}$   
 Les valeurs de  $T$ , calculées à partir de la méthode numérique sont inférieurs à celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

### Constatations

5. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe ( $x - x$ )
6. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe ( $y - y$ )
7. Le troisième mode est un mode de rotation
8. Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 5<sup>ème</sup> mode.

**Tableau.85 : Période et facteurs de participation massique Bloc D**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	2,1263	0,4703	79,8301	0,0114	0,0000	79,8301	0,0114	0,0000
4/ 2	2,2200	0,4504	79,8448	69,5141	0,0004	0,0147	69,5027	0,0004
4/ 3	2,7886	0,3586	79,9412	69,5465	0,0005	0,0964	0,0324	0,0000
4/ 4	7,1563	0,1397	91,6522	69,5542	0,0018	11,7110	0,0076	0,0013
4/ 5	8,7724	0,1140	91,6573	89,9397	0,0044	0,0051	20,3855	0,0027
4/ 6	9,8490	0,1015	91,6691	90,0541	0,0075	0,0118	0,1144	0,0031
4/ 7	10,5183	0,0951	91,6715	90,0543	0,0957	0,0024	0,0002	0,0882
4/ 8	10,5355	0,0949	91,6722	90,0543	0,0994	0,0007	0,0000	0,0037
4/ 9	10,5451	0,0948	91,6722	90,0545	0,1162	0,0000	0,0002	0,0169
4/ 10	10,6154	0,0942	91,6724	90,0545	0,1603	0,0002	0,0000	0,0441
4/ 11	10,6333	0,0940	91,6725	90,0545	0,1620	0,0000	0,0000	0,0017
4/ 12	10,6386	0,0940	91,6725	90,0545	0,1714	0,0000	0,0000	0,0094

## Chapitre 6 : Étude sismique

Les valeurs des périodes calculées par les méthodes empiriques sont :  $T_x = 0.3610$  s et  $T_y = 0.3953$  s  $T=0.4978$  s, justifient la relation suivante :  $T_{numérique} < 1,3.T_{empirique}$   
Les valeurs de  $T$ , calculées à partir de la méthode numérique sont inférieurs à celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

### Constatations

9. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (y - y)
  10. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (x - x)
  11. Le troisième mode est un mode de rotation
  12. Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 6<sup>ème</sup> mode.
- Tableau.86: Période et facteurs de participation massique Bloc E**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	2,1827	0,4581	73,4944	0,0000	0,0000	73,4944	0,0000	0,0000
4/ 2	4,0880	0,2446	73,4944	74,6251	0,0022	0,0000	74,6251	0,0022
4/ 3	5,2309	0,1912	73,4991	74,6272	0,0029	0,0048	0,0022	0,0007
4/ 4	7,1481	0,1399	90,9803	74,6273	0,0030	17,4812	0,0000	0,0000
4/ 5	8,1950	0,1220	90,9863	74,6547	0,5739	0,0060	0,0274	0,5709
4/ 6	8,7425	0,1144	90,9878	74,7481	2,8397	0,0015	0,0935	2,2659
4/ 7	10,0860	0,0991	90,9878	74,7670	2,8415	0,0000	0,0189	0,0018
4/ 8	12,3070	0,0813	90,9878	92,1929	2,8999	0,0001	17,4258	0,0583
4/ 9	13,0768	0,0765	90,9879	92,1973	3,1785	0,0001	0,0044	0,2786
4/ 10	13,6484	0,0733	95,4776	92,1977	3,1933	4,4897	0,0004	0,0148
4/ 11	14,2822	0,0700	95,4779	92,2108	8,1485	0,0003	0,0131	4,9553
4/ 12	14,3384	0,0697	95,4779	92,2165	21,2257	0,0000	0,0057	13,0772
4/ 13	14,4471	0,0692	95,4784	92,2185	25,3107	0,0005	0,0020	4,0850
4/ 14	14,6657	0,0682	95,4798	92,2778	32,3057	0,0014	0,0593	6,9950

Les valeurs des périodes calculées par les méthodes empiriques sont :  $T_x = 0.3507$  s et  $T_y = 0.3648$  s  $T=0.3868$  s, justifient la relation suivante :  $T_{numérique} < 1,3.T_{empirique}$   
Les valeurs de  $T$ , calculées à partir de la méthode numérique sont inférieurs à celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

### Constatations

13. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (y - y)
14. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (x - x)
15. Le troisième mode est un mode de rotation
16. Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du mode 33.



## Chapitre 6 : Étude sismique

**Tableau.87 : Période et facteurs de participation massique Bloc F**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	3,2350	0,3091	73,9647	0,7355	0,0052	73,9647	0,7355	0,0052
4/ 2	4,0931	0,2443	74,0223	66,9323	0,0063	0,0576	66,1968	0,0011
4/ 3	4,9212	0,2032	79,8587	71,8219	0,0110	5,8364	4,8896	0,0047
4/ 4	7,6867	0,1301	79,8594	71,8219	0,5167	0,0007	0,0000	0,5057
4/ 5	7,7077	0,1297	79,8598	71,8219	0,8463	0,0004	0,0000	0,3296
4/ 6	7,7095	0,1297	79,8598	71,8221	1,6715	0,0000	0,0002	0,8252
4/ 7	7,7191	0,1295	79,8612	71,8221	3,3862	0,0014	0,0000	1,7147
4/ 8	7,7278	0,1294	79,8619	71,8221	3,5371	0,0007	0,0000	0,1509
4/ 9	7,7381	0,1292	79,8619	71,8221	3,8951	0,0000	0,0000	0,3580
4/ 10	7,7489	0,1291	79,8622	71,8221	4,6452	0,0003	0,0000	0,7501
4/ 11	7,7565	0,1289	79,8624	71,8221	5,2658	0,0002	0,0000	0,6206
4/ 12	7,7678	0,1287	79,8627	71,8221	5,3044	0,0003	0,0000	0,0386
4/ 13	7,7759	0,1286	79,8627	71,8222	5,5841	0,0000	0,0000	0,2797
4/ 14	7,8881	0,1268	79,8635	71,8304	6,0688	0,0008	0,0083	0,4847

Les valeurs des périodes calculées par les méthodes empiriques sont :  $T_x = 0.2377$  s et  $T_y = 0.326$ s  $T = 0.2636$  s ,justifient la relation suivante :  $T_{numérique} < 1,3.T_{empirique}$   
 Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique sont inférieurs à celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

### Constatations

17. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe ( $x - x$ )
18. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe ( $y - y$ )
19. Le troisième mode est un mode de rotation
20. Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du mode.

### Effort tranchant

**Tableau.88 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC A**

Story	V(KN)		M(KN)	
	Vx	Vy	Mx	My
<b>STORY1</b>	389,8692	404,6800	600,3210	1018,6538
<b>STORY2</b>	378,0340	394,4817	642,1036	949,4324
<b>STORY3</b>	350,4624	367,7409	595,3634	867,8852
<b>STORY4</b>	309,2296	327,7337	525,5492	764,9383
<b>STORY5</b>	254,9792	272,1789	433,7862	639,6652
<b>STORY6</b>	187,7542	203,2711	324,7550	488,7112
<b>STORY7</b>	107,0521	115,5580	195,5121	302,1930

a) La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente dans chaque direction

$$\begin{cases} F_1 = V_s^x = 354.24 \text{ KN} \\ F_2 = V_s^y = 319.43 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne : 
$$\begin{cases} V_t^x = 389,8692 \text{ KN} > 0.8V_x = 283.39 \text{ KN} \\ V_t^y = 404,6800 \text{ KN} > 0.8V_y = 255.54 \text{ KN} \end{cases}$$

Nous avons  $V_{dy} < 0,8.V_{st}$  : donc la condition de l'article [Art 4.3.6] est vérifiée par conséquent nous sommes pas obligé de majorer les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...).

b) Afin d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis du renversement nous devons justifier la relation suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1.5$$

$M_{st}$  : Moment stabilisateur issu des charges verticales dues au poids total de la structure

$$M_{st} = \sum W_i \cdot X_{Gi}$$

$W_i$  : Poids du niveau  $i$

$X_{Gi}$  : distance entre centre de gravité et point de renversement horizontalement  $i$

$G_i$

$M_r$  : Moment de renversement issu des charges horizontales

$$M_r = \sum F_i \cdot h_i$$

$F_i$  : Force sismique au niveau  $i$

$h_i$  : distance entre niveau  $i$  et point de renversement verticalement

Mst		Mr		$\frac{Mst}{Mr}$		condition	
Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey
30566.91	40137.61	8350.80	8668.24	3.66	4.63	CV	CV



**Tableau.89 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC B**

Story	V(KN)		M(KN)	
	Vx	Vy	Mx	My
<b>STORY1</b>	1228.49	1231.14	1221.72	94.88
<b>STORY2</b>	1184.16	1180.86	434.08	84.69
<b>STORY3</b>	1087.83	1070.82	655.70	65.49
<b>STORY4</b>	962.23	927.43	357.57	54.16
<b>STORY5</b>	798.59	754.14	314.98	115.33
<b>STORY6</b>	597.30	546.46	227.05	69.51
<b>STORY7</b>	329.94	288,25	115.35	34.32

c) La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente dans chaque direction

$$\begin{cases} F_1 = V_s^x = 1149.40 \text{ KN} \\ F_2 = V_s^y = 1027.34 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne : 
$$\begin{cases} V_t^x = 1228.49 \text{ KN} > 0.8V_x = 919.52 \text{ KN} \\ V_t^y = 1231.14 \text{ KN} > 0.8V_y = 821.87 \text{ KN} \end{cases}$$

Nous avons  $V_{dy} < 0,8.V_{st}$  : donc la condition de l'article [Art 4.3.6] est vérifiée par conséquence nous somme pas obligé de majoré les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...).

d) Afin d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis du renversement nous devons justifier la relation suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1.5$$

$M_{st}$  : Moment stabilisateur issu des charges verticales dues au poids total de la structure

$$M_{st} = \sum W_i \cdot X_{Gi}$$

$W_i$  : Poids du niveau  $i$

$X_{Gi}$ : distance entre centre de gravité et point de renversement horizontalement  $i$

$G_i$

$M_r$  : Moment de renversement issu des charges horizontales

$$M_r = \sum F_i \cdot h_i$$

$F_i$  : Force sismique au niveau  $i$

$h_i$ : distance entre niveau  $i$  et point de renversement verticalement

$M_{st}$		$M_r$		$\frac{M_{st}}{M_r}$		condition	
Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey
241209.29	158287.84	26314.25	26371.01	9.16	6.00	CV	CV

## Chapitre 6 : Étude sismique

**Tableau.90 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC C**

Story	V(KN)		M(KN)	
	Vx	Vy	Mx	My
<b>STORY1</b>	1058,16	764,19	-2972,03	5786,18
<b>STORY2</b>	1017,82	729,27	-2879,18	5612,78
<b>STORY3</b>	932,38	669,25	-2620,40	5160,83
<b>STORY4</b>	819,82	590,41	-232,34	4543,44
<b>STORY5</b>	683,55	489,45	-2053,41	3847,33
<b>STORY6</b>	497,69	363,32	-1538,11	2774,88
<b>STORY7</b>	264,91	204,52	-864,76	1512,50

a) La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente dans chaque direction

$$\begin{cases} F_1 = V_s^x = 1066.98 \text{ KN} \\ F_2 = V_s^y = 900.50 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :  $\begin{cases} V_t^x = 1058,16 \text{ KN} > 0.8V_x = 853.58 \text{ KN} \\ V_t^y = 764,19 \text{ KN} > 0.8V_y = 720.40 \text{ KN} \end{cases}$

Nous avons  $V_{dy} < 0,8.V_{st}$  : donc la condition de l'article [Art 4.3.6] est vérifiée par conséquent nous sommes pas obligé de majorer les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...).

b) Afin d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis du renversement nous devons justifier la relation suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1.5$$

$M_{st}$  : Moment stabilisateur issu des charges verticales dues au poids total de la structure

$$M_{st} = \sum W_i \cdot X_{Gi}$$

$W_i$  : Poids du niveau  $i$

$X_{Gi}$  : distance entre centre de gravité et point de renversement horizontalement  $i$

$G_i$

$M_r$  : Moment de renversement issu des charges horizontales

$$M_r = \sum F_i \cdot h_i$$

$F_i$  : Force sismique au niveau  $i$

$h_i$  : distance entre niveau  $i$  et point de renversement verticalement

$M_{st}$		$M_r$		$\frac{M_{st}}{M_r}$		condition	
Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey
19556918.57	39893514.95	22665.78	16368.94	8.62	2.4	CV	CV

## Chapitre 6 : Étude sismique

**Tableau.91 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC D**

Story	V(KN)		M(KN)	
	Vx	Vy	Mx	My
<b>STORY1</b>	1443,55	1361,69	1119,6	1673,76
<b>STORY2</b>	1388,87	1312,51	980,26	1089,41
<b>STORY3</b>	1266,93	1204,49	594,74	419,69
<b>STORY4</b>	1106,36	1069,72	534,79	371,33
<b>STORY5</b>	902,87	905,99	454,89	390,51
<b>STORY6</b>	652,02	692,72	343,33	374,55
<b>STORY7</b>	345,78	692,72	190,67	245,82

c) La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente dans chaque direction

$$\begin{cases} F_1 = V_s^x = 1216.49 \text{ KN} \\ F_2 = V_s^y = 1144.02 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :  $\begin{cases} V_t^x = 1443,55 \text{ KN} > 0.8V_x = 973.92 \text{ KN} \\ V_t^y = 1361,69 \text{ KN} > 0.8V_y = 915.21 \text{ KN} \end{cases}$

Nous avons  $V_{dy} < 0,8.V_{st}$  : donc la condition de l'article [Art 4.3.6] est vérifiée par conséquent nous sommes pas obligé de majorer les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...).

d) Afin d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis du renversement nous devons justifier la relation suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1.5$$

$M_{st}$  : Moment stabilisateur issu des charges verticales dues au poids total de la structure

$$M_{st} = \sum W_i \cdot X_{Gi}$$

$W_i$  : Poids du niveau  $i$

$X_{Gi}$ : distance entre centre de gravité et point de renversement horizontalement  $i$

$G_i$

$M_r$  : Moment de renversement issu des charges horizontales

$$M_r = \sum F_i \cdot h_i$$

$F_i$  : Force sismique au niveau  $i$

$h_i$ : distance entre niveau  $i$  et point de renversement verticalement

$M_{st}$		$M_r$		$\frac{M_{st}}{M_r}$		condition	
Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey
161726.01	167576.07	30920.84	29167.39	5.23	5.74	CV	CV

## Chapitre 6 : Étude sismique

**Tableau.91 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC E**

Story	V(KN)		M(KN)	
	Vx	Vy	Mx	My
<b>STORY1</b>	848,68	812,64	2969,47	2143,35
<b>STORY2</b>	788,80	740,37	2852,44	2193,41
<b>STORY3</b>	660,86	622,73	2498,38	1854,21
<b>STORY4</b>	468,29	467,20	1963,96	1322,09
<b>STORY5</b>	224,88	225,83	478,39	467,41

a) La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente dans chaque direction

$$\begin{cases} F_1 = V_s^x = 748,23 \text{ KN} \\ F_2 = V_s^y = 717,90 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :  $\begin{cases} V_t^x = 848,68 \text{ KN} > 0.8V_x = 598.58 \text{ KN} \\ V_t^y = 812,64 \text{ KN} > 0.8V_y = 574.32 \text{ KN} \end{cases}$

Nous avons  $V_{dy} < 0,8.V_{st}$  : donc la condition de l'article [Art 4.3.6] est vérifiée par conséquent nous somme pas obligé de majoré les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...).

b) Afin d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis du renversement nous devons justifier la relation suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1.5$$

$M_{st}$  : Moment stabilisateur issu des charges verticales dues au poids total de la structure

$$M_{st} = \sum W_i \cdot X_{Gi}$$

$W_i$  : Poids du niveau  $i$

$X_{Gi}$  : distance entre centre de gravité et point de renversement horizontalement  $i$

$G_i$

$M_r$  : Moment de renversement issu des charges horizontales

$$M_r = \sum F_i \cdot h_i$$

$F_i$  : Force sismique au niveau  $i$

$h_i$  : distance entre niveau  $i$  et point de renversement verticalement

Mst		Mr		$\frac{Mst}{Mr}$		condition	
Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey
9717376.51	1248772.59	12984.80	10974.99	7.48	11.37	CV	CV

**Tableau.93 : Efforts tranchant et moment de chaque diaphragme BLOC F**

Story	V(KN)		M(KN)	
	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
<b>STORY1</b>	256,86	120,34	435,3210	974,6538
<b>STORY2</b>	142,40	105,76	756,1036	459,4324
<b>STORY3</b>	90,46	80,45	875,3634	347,8852
<b>STORY4</b>	50,96	34,98	625,5492	204,9383

a) La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente dans chaque direction

$$\begin{cases} F_1 = V_s^x = 238.66 \text{ KN} \\ F_2 = V_s^y = 108.36 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne : 
$$\begin{cases} V_t^x = 256,86 \text{ KN} > 0.8V_x = 190.92 \text{ KN} \\ V_t^y = 120,34 \text{ KN} > 0.8V_y = 86.86 \text{ KN} \end{cases}$$

Nous avons  $V_{dy} < 0,8.V_{st}$  : donc la condition de l'article [Art 4.3.6] est vérifiée par conséquent nous somme pas obligé de majoré les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...).

b) Afin d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis du renversement nous devons justifier la relation suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1.5$$

$M_{st}$  : Moment stabilisateur issu des charges verticales dues au poids total de la structure

$$M_{st} = \sum W_i \cdot X_{Gi}$$

$W_i$  : Poids du niveau  $i$

$X_{Gi}$  : distance entre centre de gravité et point de renversement horizontalement  $i$

$G_i$

$M_r$  : Moment de renversement issu des charges horizontales

$$M_r = \sum F_i \cdot h_i$$

$F_i$  : Force sismique au niveau  $i$

$h_i$  : distance entre niveau  $i$  et point de renversement verticalement

$M_{st}$		$M_r$		$\frac{M_{st}}{M_r}$		condition	
Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey
30566.91	40137.61	8350.80	8668.24	3.66	4.63	CV	CV

## Chapitre 6 : Étude sismique

### Vérification des déplacements:

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit :  $\delta k = R \cdot \delta ek$  avec :

$\delta ek$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement ( $R= 5$ ).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\bar{\delta}_{adm} = h_i/100$$

**Tableau.94 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC A**

$h$	Niveau $u$	$U_x$ (mm)	$U_y$ (mm)	$\Delta x$ (mm)	$\Delta y$ (mm)	$\delta_x = \Delta x \cdot R$	$\delta_y = \Delta y \cdot R$	$\bar{\delta}_{adm}$ (mm)	Observation
3.06	21.42	30.74	30.83	2.68	3.19	13.40	15.95	30.6	cv
3.06	18.36	28.06	27.81	2.86	4.56	14.30	22.8	30.6	cv
3.06	15.30	25.20	23.25	4.86	5.39	24.30	26.95	30.6	cv
3.06	12.24	20.34	17.86	5.85	5.57	29.25	27.85	30.6	cv
3.06	9.18	14.49	12.29	5.91	6.54	29.55	27.25	30.6	cv
3.06	6.12	8.58	6.84	4.62	4.61	23.10	23.05	30.6	cv
3.06	3.06	3.96	2.23						

### Constatation :

On constate que les déplacements latéraux inter-étage ne dépassent pas les valeurs admissibles

**Tableau.95 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC B**

$h$	Niveau $u$	$U_x$ (mm)	$U_y$ (mm)	$\Delta x$ (mm)	$\Delta y$ (mm)	$\delta_x = \Delta x \cdot R$	$\delta_y = \Delta y \cdot R$	$\bar{\delta}_{adm}$ (mm)	Observation
3.06	21.42	30.65	34.02	3.78	3.21	18.90	16.05	30.6	CV
3.06	18.36	26.87	30.81	4.78	3.90	23.90	19.50	30.6	CV
3.06	15.30	22.09	26.91	5.08	4.64	25.40	23.25	30.6	CV
3.06	12.24	17.01	22.27	5.21	5.24	26.05	26.20	30.6	CV

## Chapitre 6 : Étude sismique

3.06	9.18	11.80	17.03						
				4,9	5.58	24.5	27.90	30.6	CV
3.06	6.12	6.90	11.45						
				4.32	5.86	21.6	29.30	30.6	CV
3.06	3.06	2.58	5.59						

**Constatation :**

On constate que les déplacements latéraux inter-étage ne dépassent pas les valeurs admissibles

**Tableau.96: Les déplacements relatifs inter étages BLOC C**

H	Niveau	U <sub>x</sub> (mm)	U <sub>y</sub> (mm)	Δx (mm)	Δy (mm)	δ <sub>x</sub> = Δ <sub>x</sub> . r. R	δ <sub>y</sub> = Δ <sub>y</sub> . r. R	δ <sub>adm</sub> (mm)	Observation
3.06	21.42	35.6 1	30.88	3.06	2.67	15.30	13.35	30.06	CV
3.06	18.36	32.5 5	28.21	4.03	3.22	20.15	16.10	30.06	CV
3.06	15.30	28.5 2	24.99	5	4.20	25	21.00	30.06	CV
3.06	12.24	23.5 2	20.79	5.83	5.05	29.15	25.25	30.06	CV
3.06	9.18	17.6 9	15.74	6	5.31	30.00	26.55	30.06	CV
3.06	6.12	11.3 7	10.43	6.10	5.42	30.50	27.10	30.06	CV

**Constatation :**

On constate que les déplacements latéraux inter-étage ne dépassent pas les valeurs admissibles

**Tableau.97 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC D**

h	Niveau	U <sub>x</sub> (mm)	U <sub>y</sub> (mm)	Δx (mm)	Δy (mm)	δ <sub>x</sub> = Δ <sub>x</sub> . r. R	δ <sub>y</sub> = Δ <sub>y</sub> . r. R	δ <sub>adm</sub> (mm)	Observation
3.06	21.42	35.61	30.88	3.06	2.67	15.30	13.35	30.06	CV
3.06	18.36	32.55	28.21	4.03	3.22	20.15	16.10	30.06	CV
3.06	15.30	28.52	24.99	5	4.20	25	21.00	30.06	CV
3.06	12.24	23.52	20.79	5.83	5.05	29.15	25.25	30.06	CV
3.06	9.18	17.69							

## Chapitre 6 : Étude sismique

			15.74	6	5.31	30.00	26.55	30.06	CV
3.06	6.12	11.37	10.43	6.10	5.42	30.50	27.10	30.06	CV
3.06	3.06	5.13	5,01						

**Constatation :**

On constate que les déplacements latéraux inter-étage ne dépassent pas les valeurs admissibles

**Tableau.98 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC E**

<i>h</i>	Nivea <i>u</i>	<i>U<sub>x</sub></i> (mm)	<i>U<sub>y</sub></i> (mm)	$\Delta x$ (mm)	$\Delta y$ (mm)	$\delta_x = \Delta x . r . R$	$\delta_y = \Delta y . r . R$	$\bar{\delta}_{adm}$ (mm)	Observation
3.06	15.30	17.47	11.03	3.78	2.5	18.90	12.50	30.60	CV
3.06	12.24	13.69	8.53						
3.06	9.18	10.78	5.90	2.91	2.63	14.55	13.15	30.60	CV
3.06	6.12	6.81	3.37	3.97	2.53	19.85	12.65	30.60	CV
3.06	3.06	2.57	1.26	4.24	2.11	21.20	10.55	30.60	CV

**Constatation :**

On constate que les déplacements latéraux inter-étage ne dépassent pas les valeurs admissibles

**Tableau.99 : Les déplacements relatifs inter étages BLOC F**

<i>h</i>	Nivea <i>u</i>	<i>U<sub>x</sub></i> (mm)	<i>U<sub>y</sub></i> (mm)	$\Delta x$ (mm)	$\Delta y$ (mm)	$\delta_x = \Delta x . r . R$	$\delta_y = \Delta y . r . R$	$\bar{\delta}_{adm}$ (mm)	Observation
3.06	9.18	28.02	26.87	2.40	2.96	12.04	14.83	30.60	CV
3.06	6.12	25.62	23.91						
3.06	3.06	20.11	18.79	5.51	5.12	27.57	25.64	30.60	CV
3.06	00.00	14.21	14.04	5.90	4.75	29.54	23.75	30.60	CV

**Constatation :**

On constate que les déplacements latéraux inter-étage ne dépassent pas les valeurs admissibles



## Chapitre 6 : Étude sismique

### 6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \Delta k)$ .

Si  $\Delta k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

### BLOC A

Dans le sens x :

Niveau	$P_k$	$\Delta_{kx}$	$V_{kx}$	$h_k$	$\theta$
1	977,78	0,0013	389,8692	3.06	0.0010
2	1075,16	0,0023	378,0340	3.06	0.0021
3	1075,16	0,0025	350,4624	3.06	0.0025
4	1075,16	0,0023	309,2296	3.06	0.0026
5	1062,47	0,0021	254,9792	3.06	0.0028
6	1062,47	0,0016	187,7542	3.06	0.0029
7	1129,72	0,0009	107,0521	3.06	0.0030

Dans le sens y :

Niveau	$P_k$	$\Delta_{ky}$	$V_{ky}$	$h_k$	$\theta$
1	977,78	0,0007	404,6800	3.06	0.0005
2	1075,16	0,0015	394,4817	3.06	0.0013
3	1075,16	0,0018	367,7409	3.06	0.0017
4	1075,16	0,0018	327,7337	3.06	0.0019
5	1062,47	0,0018	272,1789	3.06	0.0022
6	1062,47	0,0015	203,2711	3.06	0.0025
7	1129,72	0,0010	115,5580	3.06	0.0032

## Chapitre 6 : Étude sismique

Donc  $\theta < 0.1$  dans tous les niveaux, donc l'effet P- $\Delta$  est négligé

### BLOC B

Dans le sens x :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Niveau	$P_k$	$\Delta_{kx}$	$V_x$	$h_k$	$\theta$
1	2595,78	0,0008	1228.49	3.06	0.0045
2	2839.09	0,0014	1184.16	3.06	0.0102
3	2729.04	0,0016	1087.83	3.06	0.0122
4	2623.79	0,0017	962.23	3.06	0.0141
5	2577.12	0,0017	798.59	3.06	0.0167
6	2607.71	0,0015	597.30	3.06	0.0200
7	2607.71	0,0013	329.94	3.06	0.0314

Dans le sens y :

Niveau	$P_k$	$\Delta_{ky}$	$V_y$	$h_k$	$\theta$
1	259578,22	0,0018	1231.14	3.06	0.0116
2	283909,23	0,0019	1180.86	3.06	0.0139
3	272904,68	0,0018	1070.82	3.06	0.0140
4	262379,07	0,0017	927.43	3.06	0.0147
5	257712,77	0,0015	754.14	3.06	0.0156
6	260771,69	0,0013	546.46	3.06	0.0189
7	260771,69	0,0010	288,25	3.06	0.0276

Donc  $\theta < 0.1$  dans tous les niveaux, donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

### BLOC C

Dans le sens x :

Niveau	$P_k$	$\Delta_{kx}$	$V_y$	$h_k$	$\theta$
1	246188,40	0,0006	1161,69	3.06	0.0009
2	249248,45	0,0025	1112,51	3.06	0.0012
3	244336,72	0,0027	1104,49	3.06	0.0015
4	264336,572	0,0230	969,72	3.06	0.0019
5	244336,72	0,0030	905,99	3.06	0.0019
6	244336,72	0,0030	892,72	3.06	0.0024
7	244336,72	0,0034	387,72	3.06	0.0030

## Chapitre 6 : Étude sismique

Dans le sens y :

Niveau	$P_k$	$\Delta_{kx}$	$V_y$	$h_k$	$\theta$
1	246188,40	0,0008	1261,69	3.06	0.0007
2	249248,45	0,0015	1212,51	3.06	0.0009
3	244336,72	0,0017	1204,49	3.06	0.0017
4	264336,572	0,0023	1169,72	3.06	0.0019
5	244336,72	0,0023	805,99	3.06	0.0019
6	244336,72	0,0020	792,72	3.06	0.0028
7	244336,72	0,0024	487,72	3.06	0.0032

Donc  $\theta < 0.1$  dans tous les niveaux, donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

**BLOC D**

Dans le sens x :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Niveau	$P_k$	$\Delta_{kx}$	$V_{kx}$	$h_k$	$\theta$
1	276188,4039	0,0017	1443,55	3.06	0.0010
2	289248,4095	0,0020	1388,87	3.06	0.0012
3	264336,2572	0,0021	1266,93	3.06	0.0014
4	264336,2572	0,0019	1106,36	3.06	0.0015
5	264336,2572	0,0016	902,87	3.06	0.0016
6	264336,2572	0,0013	652,02	3.06	0.0018
7	264336,2572	0,0010	345,78	3.06	0.0026

Dans le sens y :

Niveau	$P_k$	$\Delta_{kx}$	$V_y$	$h_k$	$\theta$
1	276188,4039	0,0008	1361,69	3.06	0.0005
2	289248,4095	0,0013	1312,51	3.06	0.0008
3	264336,2572	0,0017	1204,49	3.06	0.0012
4	264336,2572	0,0020	1069,72	3.06	0.0016
5	264336,2572	0,0020	905,99	3.06	0.0019
6	264336,2572	0,0020	692,72	3.06	0.0026
7	264336,2572	0,0019	387,72	3.06	0.0028

Donc  $\theta < 0.1$  dans tous les niveaux, donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

## Chapitre 6 : Étude sismique

### BLOC E

Dans le sens x :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Niveau	$P_k$	$\Delta_{kx}$	$V_{kx}$	$h_k$	$\theta$
1	239557,62	0,0008	848,68	3.06	0.0012
2	228197,64	0,0014	788,80	3.06	0.0013
3	228197,64	0,0013	660,86	3.06	0.0015
4	228197,64	0,0010	468,29	3.06	0.0022
5	228197,64	0,0012	224,88	3.06	0.0046

Dans le sens y :

Niveau	$P_k$	$\Delta_{ky}$	$V_{ky}$	$h_k$	$\theta$
1	239557,62	0,0004	812,64	3.06	0.0013
2	228197,64	0,0007	740,37	3.06	0.0014
3	228197,64	0,0008	622,73	3.06	0.0016
4	228197,64	0,0009	467,20	3.06	0.0022
5	228197,64	0,0008	225,83	3.06	0.0046

Donc  $\theta < 0.1$  dans tous les niveaux, donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

### BLOC F

Dans le sens x :

Niveau	$P_k$	$\Delta_{kx}$	$V_{kx}$	$h_k$	$\theta$
1	507,78	0,0013	256,86	3.06	0.007
2	507,78	0,0023	142,40	3.06	0.0019
3	507,78	0,0025	90,46	3.06	0.0025
4	507,78	0,0023	50,96	3.06	0.0028

Dans le sens y :

Niveau	$P_k$	$\Delta_{ky}$	$V_{ky}$	$h_k$	$\theta$
1	507,78	0,0007	120,34	3.06	0.0010
2	507,78	0,0015	105,76	3.06	0.0012
3	507,78	0,0018	80.45	3.06	0.0016
4	507,78	0,0018	34.98	3.06	0.0024

Donc  $\theta < 0.1$  dans tous les niveaux, donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

# *Chapitre 7*

## *Étude des éléments structuraux*

### 1. Introduction

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités ; doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2003 ; CBA 93 ».

### 2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées par un moment, un effort tranchant et un effort normal, ce dernier ne sera pas pris en considération dans les calculs à cause de sa valeur négligeable par rapport aux autres sollicitations.

La section d'armature finale  $A = \max (A_{calcul} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$  tel que :

- $A_{calcul}$  : section d'armature calculée en flexion simple.
- $A_{CNF}$  : Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0,23.b.d.ftj/fe$
- $A_{RPA}$  : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

#### 2.1.Poutres principales et secondaires :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- **Moment fléchissant.**
- **Effort tranchant.**
- **Effort normal.**

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

**2.2.Combinaisons :** Les poutres sont calculées suivant les deux situations suivantes :

- **Situation durable selon CBA (1,35G+1,5Q) :** pour déterminer le moment Max en travée.

- **Situation accidentelle selon le RPA99V2003 (G+Q ± E ; 0,8G ± E) :** Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

*Cas des contraintes :*

Cas des contraintes				
<b>Situation durable</b>	<i>Contrainte de béton</i>	$\sigma_{bc}=0.85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b=1.5$	$\sigma_{bc}=14.17$ <b>MPa</b>
	<i>Contrainte d'acier</i>	$\sigma_s=f_e/\gamma_s$	$\gamma_s=1.15$	$\sigma_s=347.83$ <b>MPa</b>
<b>Situation accidentelle</b>	<i>Contrainte de béton</i>	$\sigma_{bc}=0.85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b=1.15$	$\sigma_{bc}=18.48$ <b>MPa</b>
	<i>Contrainte d'acier</i>	$\sigma_s=f_e/\gamma_s$	$\gamma_s=1$	$\sigma_s=400$ <b>MPa</b>

**2.3. Calcul de ferrailage :**

**2.4. Poutres principales**

**2.4.1. Poutres principales (35× 65) :**

**Ferrailage longitudinal :**

*On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée de BLOC D.*

**Calcul des armatures longitudinales :**

Données		
<b>Géométrie</b>	<i>Largeur de la poutre</i>	$b=0.35$ m
	<i>Hauteur de la section</i>	$h=0.65$ m
	<i>Hauteur utile des aciers tendus</i>	$d=0.63$ m
	<i>Hauteur utile des aciers comprimés</i>	$c=0.02$ m
<b>Matériau</b>	<i>Contrainte de l'acier utilisé</i>	$f_e=400$ MPa
	<i>Contrainte du béton à 28 jours</i>	$f_{c28}=25$ MPa
	<i>Conditions de fissuration</i>	<i>Peu préjudiciable</i>

**Tableau.100 : Les sollicitation des poutres principales (35× 65)**

<b>Cas de Sollicitation</b>	<b>Mt (KN.m)</b>	<b>Ma (KN.m)</b>
<b>1.35G+1.5Q</b>	187.11	297.86
<b>0.8G ± E</b>	55.74	165.65
<b>G+Q ± E</b>	70.14	174.91
<b>M max (1.35G+1.5Q)</b>	187.11	297.86

**Calcul du moment réduit :**

*Pour le calcul on utilise les formules suivantes :*

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b d f_{t28}}{f_e}$$

section	$M_u(KN.m)$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Travée	187.11	0.095	0.125	0.950	8.98	2.66	<b>3T16+2T14 =9.11</b>
appuis	297.86	0.151	0.205	0.991	13.67	2.66	<b>6T16+2T12 =14.32</b>

On adopte  $A_s=13.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{6T16+2T12=14.32 \text{ cm}^2}$

**Vérifications :**

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 11.37 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

$$4\% b h \text{ en zone courante } (A_{max} = 91 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b h \text{ en zone de recouvrement } (A_{max} = 136,5 \text{ cm}^2)$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} = \frac{180.55 \times 10^3}{350 \times 650} = 0.793 \text{ MPa}$$

Armature droite  $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_u = 0.793 \text{ MPa} = \tau_{lim} = 3.33 \text{ MPa}$$

**Armatures transversales :**

**D'après le BAEL 91 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(18.5; 35; 12) = 12 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

**D'après le RPA99V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimale est de :

$$A_t \geq 0.3\% S_t b$$

**Pour la zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(65/4; 12\phi_t) = 14.4 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 10 \text{ cm}$



## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

*Pour la zone courante :*

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

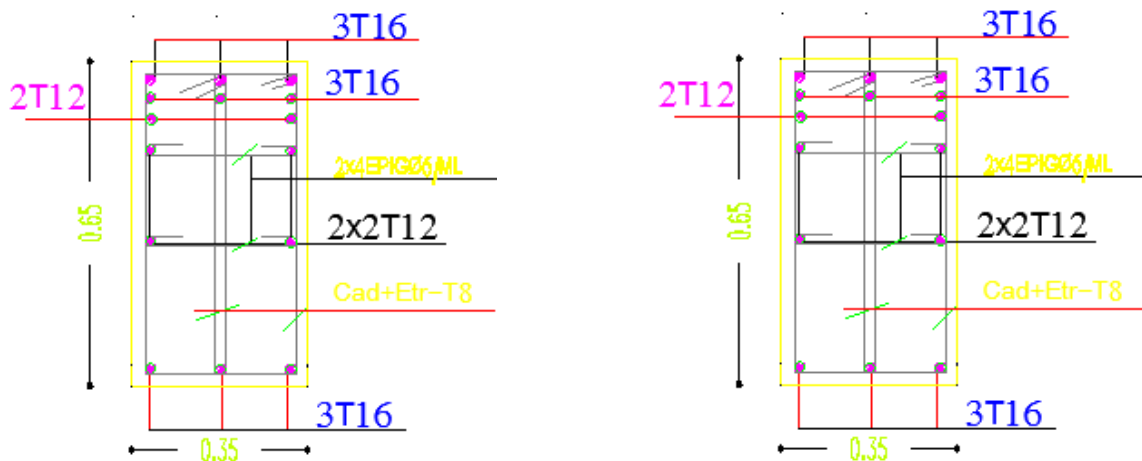
Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 15\text{cm}$

Ça nous donne :  $S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow$  zone nodale:  $A_t \geq 0.3\%(10)(35) = 1.05 \text{ cm}^2$

$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$  zone nodale:  $A_t \geq 0.3\%(15)(35) = 1.57 \text{ cm}^2$

On adopte  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement dans :

- Zone nodale  $S_t = 10 \text{ cm}$
- Zone courante  $S_t = 15\text{cm}$



*Sur travée*

*En appuis*

**Fig.46 Ferrailage des poutres principales(35x65)**

**Poutres principales (40× 100) :**

*On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée de BLOC E.*

**Ferrailage longitudinal :**

*On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée de BLOC E.*

**Calcul des armatures longitudinales :**

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

<b>Données</b>		
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	$b=0.40\text{ m}$
	Hauteur de la section	$h=0.100\text{ m}$
	Hauteur utile des aciers tendus	$d=0.98\text{ m}$
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c=0.02\text{ m}$
<b>Matériau</b>	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e=400\text{ MPa}$
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28}=25\text{ MPa}$
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable

**Tableau.101 : Les sollicitation des poutres principales (40× 100)**

<b>Cas de Sollicitation</b>	<b>Mt (KN.m)</b>	<b>Ma (KN.m)</b>
<b>1.35G+1.5Q</b>	728.20	1221.91
<b>0.8G ± E</b>	241.05	546.45
<b>G+Q ± E</b>	510.84	998.27
<b>M max (1.35G+1.5Q)</b>	728.20	1221.91

### Calcul du moment réduit :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

### Condition de non fragilité

$$A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

section	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$A$	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Travée	728.20	0.133	0.179	0.992	21.53	4.73	<b>10T16+2T12=22.37</b>
appuis	1221.91	0.224	0.321	0.987	24.04	4.73	<b>12T16=24.13</b>

On adopte  $A_s=24.04\text{ cm}^2 \Rightarrow 12\text{T16}=24.13\text{ cm}^2$

### Vérifications :

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 20.00 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

$$4\% b h \text{ en zone courante } (A_{max} = 160 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b h \text{ en zone de recouvrement } (A_{max} = 240 \text{ cm}^2)$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} = \frac{180.55 \times 10^3}{400 \times 1000} = 1.28 \text{ MPa}$$

Armature droite  $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_u = 1.28 \text{ MPa} = \tau_{lim} = 3.33 \text{ MPa}$$

**Armatures transversales :**

**D'après le BAEL 91 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(28.57; 40; 16) = 16 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

**D'après le RPA99V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimale est de :

$$A_t \geq 0.3\% S_t b$$

**Pour la zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(100/4; 12\phi_t) = 19.20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Pour la zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$

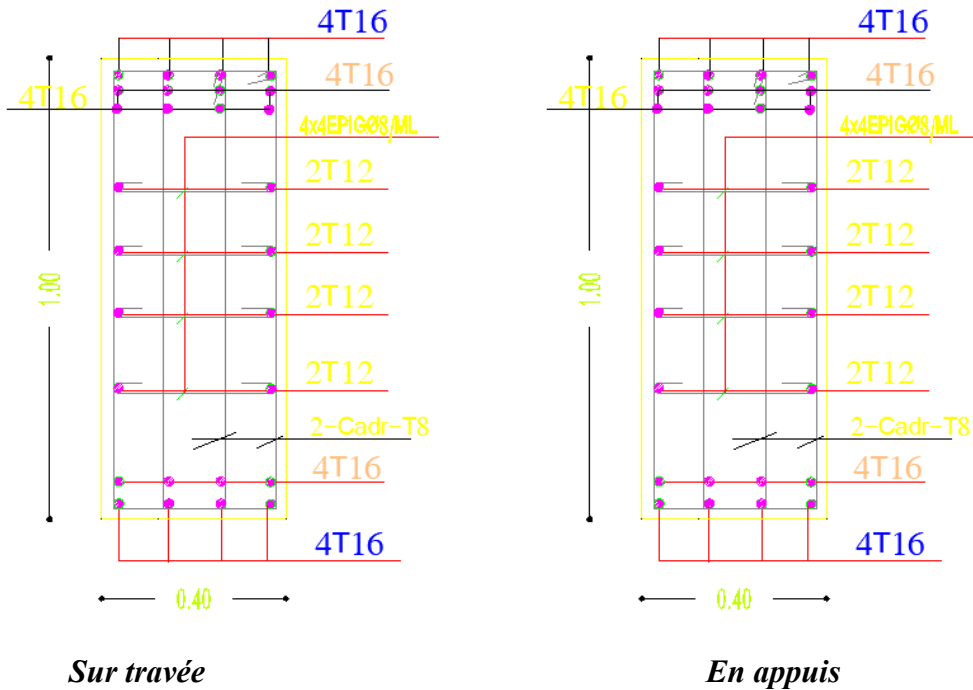
Ça nous donne :  $S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$  zone nodale:  $A_t \geq 0.3\%(15)(40) = 1.80 \text{ cm}^2$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante: } A_t \geq 0.3\%(15)(40) = 1.80 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement dans :

- Zone nodale  $S_t = 15 \text{ cm}$
- Zone courante  $S_t = 15 \text{ cm}$

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs



**Fig.47 Ferrailage des poutres principales(40x100)**

### 2.5.Poutres secondaires :

#### *Poutres secondaires (30 ,40)*

*On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée de BLOC D.*

#### **Ferrailage longitudinal :**

*On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée de BLOC D.*

#### **Calcul des armatures longitudinales :**

**Tableau.102 : Les sollicitation des poutres secondaires (30× 40)**

<b>Données</b>		
<b>Géométrie</b>	<i>Largeur de la poutre</i>	$b=0.30\ m$
	<i>Hauteur de la section</i>	$h=0.40\ m$
	<i>Hauteur utile des aciers tendus</i>	$d=0.38\ m$
	<i>Hauteur utile des aciers comprimés</i>	$c=0.02\ m$
<b>Matériau</b>	<i>Contrainte de l'acier utilisé</i>	$f_e=400\ MPa$
	<i>Contrainte du béton à 28 jours</i>	$f_{c28}=25\ MPa$
	<i>Conditions de fissuration</i>	<i>Peu préjudiciable</i>

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

**Tableau.103 : Les sollicitation des poutres secondaires (30× 40)**

Cas de Sollicitation	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
<b>1.35G+1.5Q</b>	139.47	262.52
<b>G+Q</b>	97.91	183.23
<b>0.8G ± E</b>	39.39	76.53
<b>G+Q ± E</b>	49.22	95.94
<b>M max (1.35G+1.5Q)</b>	139.47	262.52

### Calcul du moment réduit :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$$

### Condition de non fragilité

$$A_{smin} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	139.47	0.227	0.326	0.995	8.87		<b>6T14=9.24</b>
Appuis	262.52	0.427	0.772	0.950	12.02		<b>6T16=12.06</b>

On adopte  $A_s = 13.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{6T16=12.06 \text{ cm}^2}$

### Vérifications :

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

$$4\% b h \text{ en zone courante } (A_{max} = 48 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b h \text{ en zone de recouvrement } (A_{max} = 72 \text{ cm}^2)$$

### Vérification de la contrainte de cisaillement :

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

---

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} = \frac{270.85 \times 10^3}{300 \times 400} = 0.629 \text{ MPa}$$

Armature droite  $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_u = 0.629 \text{ MPa} = \tau_{lim} = 3.33 \text{ MPa}$$

**Armatures transversales :**

**D'après le BAEL 91 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(11.42; 30; 16) = 11.42 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

**D'après le RPA99V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimale est de :

$$A_t \geq 0.3\% S_t b$$

**Pour la zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(40/4; 12\phi_t) = 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Pour la zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$

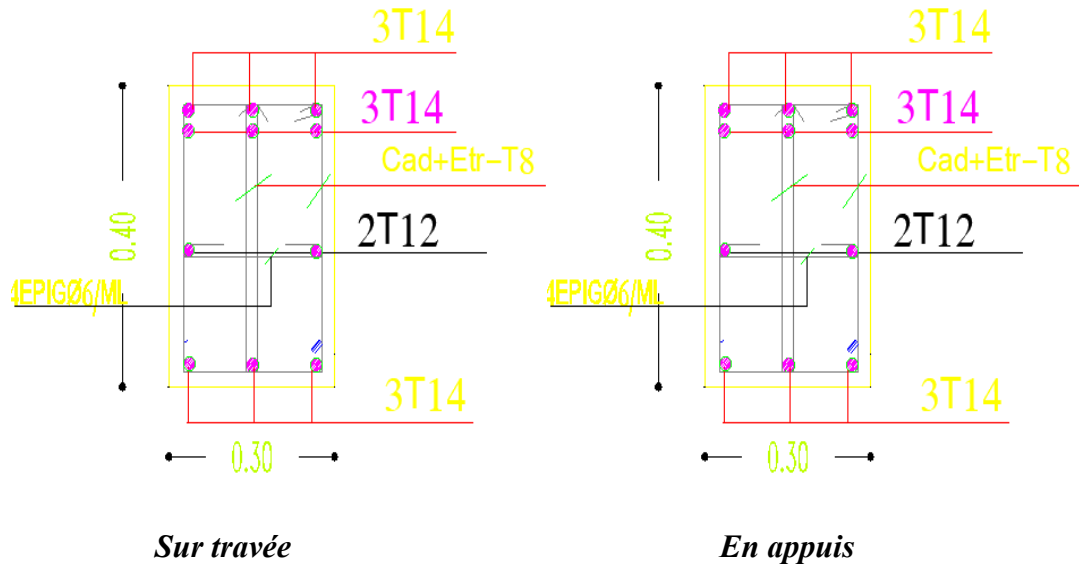
Ça nous donne :  $S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow$  zone nodale:  $A_t \geq 0.3\%(10)(30) = 0.9 \text{ cm}^2$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante: } A_t \geq 0.3\%(15)(30) = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement dans :

- Zone nodale  $S_t = 10 \text{ cm}$
- Zone courante  $S_t = 15 \text{ cm}$

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs



**Fig.48 Ferrailage des poutres secondaire**

### 2.6. Vérification des contraintes :

**Poutre principale (35x65):**

Données		
<b>Matériaux</b>	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 14.32 \text{ cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour les HA $\eta = 1$ pour les rond lisses	$\eta = 1.6$
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	$b = 35 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 65 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 63 \text{ cm}$

Vérification des contraintes		
<b>Moment service</b>	$M_{ser}$	$210.30 \text{ KN.m}$
<b>Position de l'axe neutre</b>	$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	$y = 49.81 \text{ cm}$
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	$I = 1479141.49 \text{ cm}^4$
<b>Coefficient</b>	$K = M_{ser}/I$	$K = 1.42 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot y$	$\sigma_b = 7.07 \text{ MPa}$
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - y)$	$\sigma_s = 280.94 \text{ MPa}$
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	$7.07 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
<b>Vérification de contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = (f_e)$	$280.94 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$ Vérifiée

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

**Poutre principale (40x100):**

Données		
<b>Matériaux</b>	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = \text{cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour les HA $\eta = 1$ pour les rond lisses	$\eta = 1.6$
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	$b = 40 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 100 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 98 \text{ cm}$

Vérification des contraintes		
<b>Moment service</b>	$M_{ser}$	$866.43 \text{ KN.m}$
<b>Position de l'axe neutre</b>	$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	$y = \text{cm}$
<b>Moment d'inertie</b>	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	$I = \text{cm}^4$
<b>Coefficient</b>	$K = M_{ser}/I$	$K = 5.95 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b = K \cdot y$	$\sigma_b = \text{MPa}$
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s = 15K(d - y)$	$\sigma_s = 184.84 \text{ MPa}$
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	$6.72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
<b>Vérification de contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = (f_e)$	$184.84 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$ Vérifiée

**Poutre secondaire (30x40) :**

Données		
<b>Matériaux</b>	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 12.06 \text{ cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour les HA $\eta = 1$ pour les rond lisses	$\eta = 1.6$
<b>Géométrie</b>	Largeur de la poutre	$b = 30 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 40 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 38 \text{ cm}$



## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

Vérification des contraintes		
Moment service	$M_{ser}$	183.23 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	$y = 16.21 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	$I = 149783.15 \text{ cm}^4$
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	$K = 1.22 \times 10^{-3} \text{ KN/m}^3$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	$\sigma_b = 1.97 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	$\sigma_s = 398.75 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	$1.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = (f_e)$	$398.75 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$ Vérifiée

### 3. Ferrailage des poteaux :

#### La flexion composée :

**3.1. Définition :** Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent et distribuent les charges vers les fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux de compression et à des moments fléchissant, donc ils sont sollicités à la flexion composée dans les deux sens. Les armatures sont déterminées avec les couples de sollicitations qui correspondent à l'excentricité maximale :

- 1)  $M^{\max}, N^{\text{corr}}$
- 2)  $N^{\min}, M^{\text{corr}}$
- 3)  $M, N$  qui donnent une excentricité max.

Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement tendue.
- Section entièrement comprimée.
- Section partiellement comprimée.

$$A = (d - c)N_u - M_u \leq B = \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \sigma_b ; M_u = M_G + N_u \cdot e$$

$e$  : distance de CDG et les armatures inférieures.

Nous avons 3 cas possibles :

- Si  $A \leq B$ , la section est partiellement comprimée (dans le cas où nous avons un effort normal de compression)
- Si  $A \geq B$ , la section est entièrement comprimée.
- Si nous avons un effort normal de traction :
  - $e_G > (d - c)$  la section est partiellement comprimée
  - $e_G < (d - c)$  la section est entièrement tendue.

### 3.2. Combinaison des charges :

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93 et RPA99).

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓  $1.35G+1.5Q$ .....CBA93.
- ✓  $G+Q \pm E$ .....RPA99.
- ✓  $0.8G \pm E$ .....RPA99.

### 3.3.Recommandation du RPA99V2003 :

D'après le RPA99V2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$\text{avec: } A_s > A_{min} = 0.7\% b \times h .$$

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi_1$ .

La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.

### 3.4.Calcul de ferrailage :

**Poteau (35 x 60) :**

On prend comme un exemple de calcul le poteau le plus sollicité (RDC et 6 étages ) de BLOC D.

**ELU:**

$$\begin{cases} N = 209.26 \text{ KN} \\ M = 268.66 \text{ KN.m} \\ V = 169.20 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 1.22 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha . \emptyset) \text{ comme: } \alpha = 0.5 ; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3.(0.7 \times 3.06)^2}{10000 \times 0.40} . (2 + 1) = 0.6 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N} = 1.28 \text{ m}$$

$$e_T = 1.28 + 0.02 + 0.006 = 1.30 \text{ m}$$

$$(d - c)N_u - M_u = -58.81 \text{ KN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \sigma_b = 156.24 \text{ KN.m}$$

**$A \leq B$  (La section est partiellement comprimée).**

**Le moment fictif :**

$$M_{fic} = N \left( e + d - \frac{h}{2} \right) = 78.89 (0.5 + 0.37 - 0.2) = 330.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a: } \mu_c = \frac{M_{Uf}}{bd^2 \sigma_b} = \frac{330.6 \times 10^3}{35 \times 58^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu_c = 0.180 < \mu_{AB} = 0.186$$

Alors la section est simplement armée (On ne dépose pas d'armatures comprimées)

$$\text{Donc : } A'_s = 0$$

$$\text{Et : } A_f = \frac{M_{Uf}}{\beta d \sigma_s} \text{ avec :}$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,250$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } A_f = \frac{330.6 \times 10^3}{0,952 \times 37 \times 347,83} \Rightarrow A_f = 18.20 \text{ cm}^2$$

Les armatures de la section réelle auront pour valeur :

$$A_s = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} \text{ (} N_U \text{ effort de compression).}$$

$$A_s = 18.20 - \frac{209.56 \times 10^3}{347,83} \Rightarrow A_s = 12.17 \text{ cm}^2$$

D'après BAEL91 :

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

$$A_{smin} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 58 \times \frac{2.1}{400} = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin}(RPA) = 0.9\%b \times h = 0.9\% 35 \times 60 = 18.50 \text{ cm}^2$$

**On adopte :**  $A = 18.50 \text{ cm}^2$       **Donc**    $6HA20 = 18.58 \text{ cm}^2$

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} = \frac{18.58}{2100} = 0.88\% < 4\% \text{ (zone courante)}$$

**Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Où :

$V_u$  : L'effort tranchant.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$D$  ou  $S_t$  : espacement des armatures transversales, dont la valeur maximale est fixée comme suit :

**N.B :**

$\emptyset_l$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, en fonction de l'élançement géométrique.

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{On a : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \Rightarrow \begin{cases} \lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 \\ \lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.60} = 3.57 \end{cases} \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 169.20 \times 10^3 \times 150}{600 \times 400} = 2.64 \text{ cm}^2$$

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

$$A_{tmin}(RPA) \geq 0.3\% t \times b = 1.57 \text{ cm}^2$$

**On adopte 4T8=2.01cm<sup>2</sup>**

**Vérification de l'effort tranchant :**

**La contrainte tangentielle est égale à :**

**Selon BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{169.20}{0.35 \times 0.60} = 0.805 \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (C.V)}$$

**Selon le RPA99V2003 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

$$\rho_d = 0.075 ; \lambda_g > 5$$

**Ce qui donne :**

$$\overline{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} > 0.136 \text{ MPa (C.V)}$$

➤ **Section maximale :**

$$A_{max} = 4\%bh = 4\% 30 \times 40 = 84\text{cm}^2 > A_{totale}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

▪ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_{lmin}; 15\text{cm}) = (20\text{cm}; 15\text{cm})$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

▪ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min(b/2; h/2 ; 10\phi_l) = \min(17.50; 30; 20) = 17.50 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$l_r = 50\phi = 50 \times 1.4 = 100\text{cm}$$

**ELS:**

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

$$\begin{cases} M_{ser} = 19.13 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = 46.82 \text{ KN} \end{cases}$$

Il faut vérifier que :

- Contraintes maximale de compression de béton :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
- Contraintes maximale de traction des aciers :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

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

**Fissuration peu préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.408 \text{ m}$$

$$y_{ser} \Leftrightarrow z^3 + pz + q$$

$$C = \frac{h}{2} - e_{ser} = \frac{60}{2} - 40.8 = -10.8 \text{ cm}$$

$$p = -3c^2 + (d - c)6n A_s/b = -3(-10.8)^2(37 - 3) \times 6 \times 15 \times 10.70/30 = -206.52 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 6n A_s/b = -2(-10.8)^3 - (37 - 3)^2 6 \times 15 \times 10.70/30 = -19109.78 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = (-19109.78)^2 + \left(\frac{4(-206.52)^3}{27}\right) = 363878622.7 \text{ cm}^6 > 0$$

$$t = \frac{-q + \sqrt{\Delta}}{2} = \frac{19109.78 + \sqrt{363878622.7}}{2} = 19092.69 \text{ cm}^3$$

$$z = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{19092.69} = 26.73 \text{ cm}$$

$$y_c = z - \frac{p}{3z} = 26.73 + \frac{206.52}{3 \times 26.73} = 29.30 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + C = 8.50 \text{ cm}$$

**Calcul des contraintes :**

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

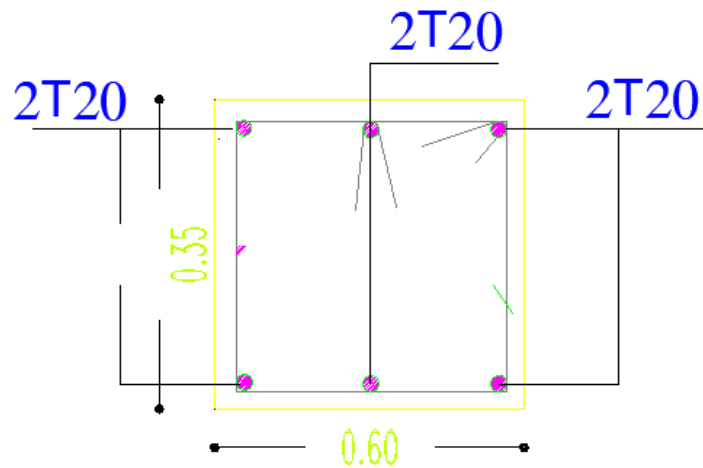
$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2 = 30 \times \frac{8.50^3}{3} + 15 \times 10.70(37 - 8.50)^2 = 136507.37 \text{ cm}^4$$

**Contrainte du béton :**

$$\sigma_b = N_{ser} \cdot y_c \cdot \frac{y_{ser}}{I} = 46.82 \times 29.30 \times \frac{8.50}{136507.37} = 0.854 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifiée}$$

**Contrainte d'acier :**

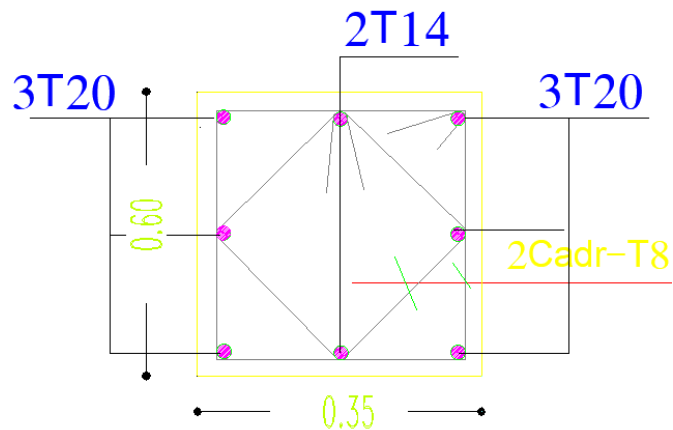
$$\sigma_s = 15\sigma_b \frac{d - y_{ser}}{y_{ser}} = 15 \times 0.85 \frac{58 - 8.50}{8.50} = 42.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \text{vérifiée}$$



**Fig.49 Ferrailage des poteaux (35x60)**

*La même étape pour calculer le ferrailage de poteaux de sous-sol :*

Poteau	H	$A_{min}$	$A_{min RPA}$	$A_l$	Barres	$A_t$	Barres	$S_T$	
								Zone nodal	Zone cour
(35x60)	4.08 sous sol	1.83	18.90	20.01	6T20+2T14 =21.93	2.01	4T8	10	15



**Fig.50 Ferrailage des poteaux (35x60)sous-sol**

**3.5.Calcul de ferrailage :**

**Poteau (40 x 90) :**

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

On prend comme un exemple de calcul le poteau la plus sollicitée de BLOC E.

$$\begin{cases} N = 4935,98 \text{ KN} \\ M = 537,86 \text{ KN.m} \\ V = 1286,36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 1.22 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha. \emptyset) \text{ comme: } \alpha = 0.5; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3.(0.7 \times 3.06)^2}{10000 \times 0.9} \cdot (2 + 1) = 0.4 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N} = 0.10 \text{ m}$$

$$e_T = 0.10 + 0.02 + 0.004 = 0.124 \text{ m}$$

$$(d - c)N_u - M_u = 420 \text{ KN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b h^2 \sigma_b = 192.48 \text{ KN.m}$$

**$A \leq B$  (La section est partiellement comprimée).**

**Le moment fictif :**

$$M_{fic} = N \left( e + d - \frac{h}{2} \right) = 4935,98 (0.124 + 0.2 - 0.45) = 2862.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } \mu_c = \frac{M_{Uf}}{bd^2\sigma_b} = \frac{2862.86 \times 10^3}{40 \times 88^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_c = 0.174 < \mu_{AB} = 0.186$$

Alors la section est simplement armée (On ne dépose pas d'armatures comprimées)

$$\text{Donc : } A'_s = 0$$

$$\text{Et : } A_f = \frac{M_{Uf}}{\beta d \sigma_s} \text{ avec :}$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,250$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } A_f = \frac{2862.86 \times 10^3}{0,900 \times 88 \times 347,83} \Rightarrow A_f = 18.20 \text{ cm}^2$$



## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

Les armatures de la section réelle auront pour valeur :

$$A_S = A_f - \frac{N_U}{\sigma_S} \quad (N_U \text{ effort de compression}).$$

$$A_S = 18.20 - \frac{4935,98 \times 10^3}{347,83} \Rightarrow A_S = 14.19 \text{ cm}^2$$

D'après BAEL91 :

$$A_{Smin} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 88 \times \frac{2.1}{400} = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin}(RPA) = 0.9\%b \times h = 0.9\% 40 \times 90 = 32.40 \text{ cm}^2$$

**On adopte :  $A = 38.65 \text{ cm}^2$       Donc 8HA16 + 8HA20 = 41.21 cm<sup>2</sup>**

$$A_{max} = \frac{A_S}{bh} = \frac{41.21}{3600} = 0.12\% < 4\% \quad (\text{zone courante})$$

**Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Où :

$V_u$  : l'effort tranchant.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$D$  ou  $S_t$  : espacement des armatures transversales, dont la valeur maximale est fixée comme suit :

**N.B :**

$\emptyset_l$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, en fonction de l'élançement géométrique.

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{On a : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \Rightarrow \begin{cases} \lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.35 \\ \lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.90} = 2.38 \end{cases} \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 1286,36 \times 10^3 \times 150}{900 \times 400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin}(RPA) \geq 0.3\% t \times b = 1.89 \text{ cm}^2$$

**On adopte 4T8=2.01cm<sup>2</sup>**

**Vérification de l'effort tranchant :**

**La contrainte tangentielle est égale à :**

**Selon BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1286,36}{0.40 \times 0.90} = 0.357 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (C.V)}$$

**Selon le RPA99V2003 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_a \cdot f_{c28}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

$$\rho_a = 0.075 ; \lambda_g > 5$$

Ce qui donne :

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} > 0.136 \text{ MPa (C.V)}$$

➤ **Section maximale :**

$$A_{max} = 4\% bh = 4\% 40 \times 90 = 144 \text{ cm}^2 > A_{totale}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

▪ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_{lmin}; 15\text{cm}) = (16\text{cm}; 15\text{cm})$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

- En zone courante :

$$S_t \leq \min(b/2; h/2; 10\phi_l) = \min(20; 45; 16) = 16 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$l_r = 50\phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

Etat limite de service :

$$\begin{cases} M_{ser} = 157.26 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = 2174.5 \text{ KN} \end{cases}$$

Il faut vérifier que :

- Contraintes maximale de compression de béton :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
- Contraintes maximale de traction des aciers :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

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

**Fissuration peu préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.84 \text{ m}$$

$$y_{ser} \Leftrightarrow z^3 + pz + q$$

$$C = \frac{h}{2} - e_{ser} = \frac{60}{2} - 40.8 = -12.5 \text{ cm}$$

$$p = -3c^2 + (d - c)6n A_s/b = -3(-10.8)^2(37 - 3) \times 6 \times 15 \times 10.70/30 = -206.52 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 6n A_s/b = -2(-10.8)^3 - (37 - 3)^2 6 \times 15 \times 10.70/30 = -19109.78 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = (-19109.78)^2 + \left(\frac{4(-206.52)^3}{27}\right) = 363878622.7 \text{ cm}^6 > 0$$

$$t = \frac{-q + \sqrt{\Delta}}{2} = \frac{19109.78 + \sqrt{363878622.7}}{2} = 19092.69 \text{ cm}^3$$

$$z = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{19092.69} = 26.73 \text{ cm}$$

$$y_c = z - \frac{p}{3z} = 26.73 + \frac{206.52}{3 \times 26.73} = 29.30 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + C = 8.50 \text{ cm}$$

**Calcul des contraintes :**

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2 = 30 \times \frac{8.50^3}{3} + 15 \times 10.70(37 - 8.50)^2 =$$

$$136507.37 \text{ cm}^4$$

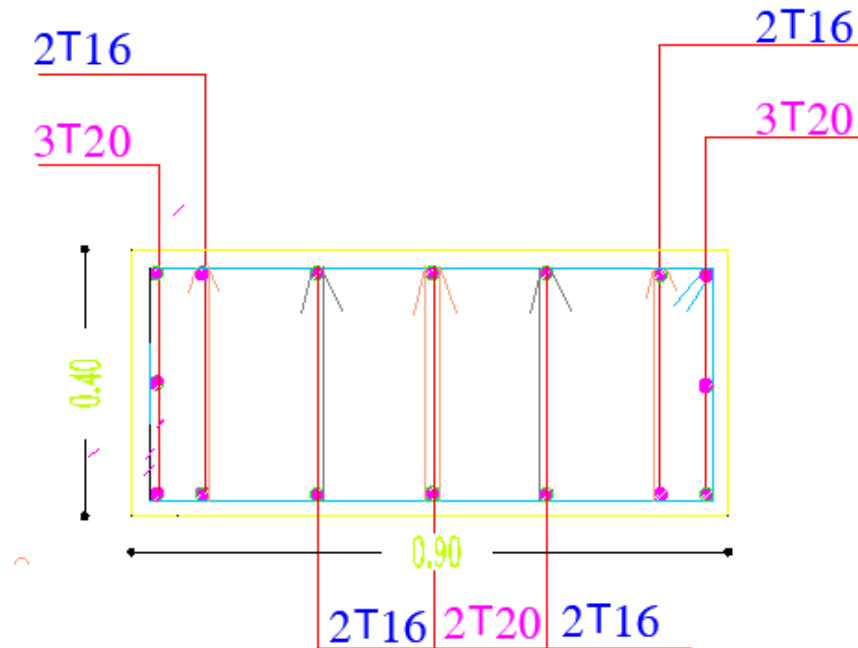
**Contrainte du béton :**

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

$$\sigma_b = N_{ser} \cdot y_c \cdot \frac{y_{ser}}{I} = 46.82 \times 29.30 \times \frac{8.50}{136507.37} = 0.854 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifiée}$$

**Contrainte d'acier :**

$$\sigma_s = 15\sigma_b \frac{d - y_{ser}}{y_{ser}} = 15 \times 0.85 \frac{58 - 8.50}{8.50} = 42.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \text{vérifiée}$$

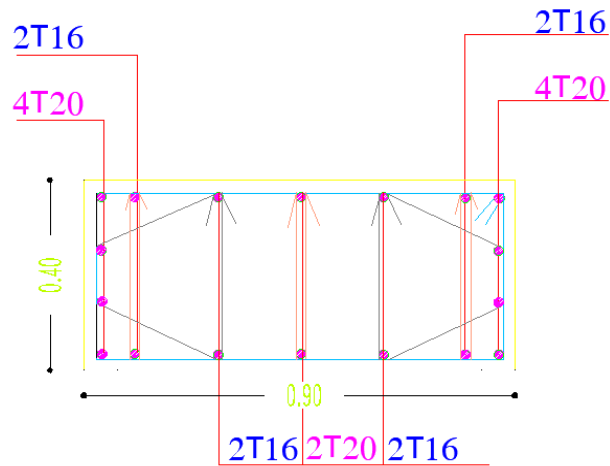


**Fig.50 Ferrailage des poteaux (40x90)**

La même étape pour calculer le ferrailage de poteaux de sous-sol :

Poteau	H	A <sub>min</sub>	A <sub>min RPA</sub>	A <sub>l</sub>	Barres	A <sub>t</sub>	Barres	S <sub>T</sub>	
								Zone nodal	Zone cour
(40x90)	4.08 sous sol	1.83	32.40	45.85	8T16+10T20 =47.50	2.01	4T8	10	15

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs



**Fig.50 Ferrailage des poteaux (40x90)**

La même étape pour calculer le ferrailage des autres types des poteaux:

**Tableau.103 : le ferrailage des autres poteaux**

Poteau	H	$A_{min}$	$A_{min RPA}$	$A_l$	Barres	$A_t$	Barres	$S_T$	
								Zone nodal	Zone cour
40x40	3.06	1.83	14.40	12.32	6T16+2T14	2.01	4T8	10	15
	4.08								
35x35	3.06	1.39	11.02	15.14	6T16+2T14	2.01	4T8	10	15
	4.08								
35x50	3.06	2.02	15.75	21.30	6T16+6T14	2.01	4T8	10	15
	4.08								
30x30	3.06	1.01	8.10	12.31	8T14	2.01	4T8	10	15
	4.08								
35x30	3.06	1.19	9.45	12.31	8T14	2.01	4T8	10	15
	4.08								
80x80	3.06	7,53	22.60	20.11	10HA16	2.01	4T8	10	15
	4.08								

**Tableau.104 : le ferrailage des autres poteaux**

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

<i>Poteaux</i>	<i>H</i>	<i>Ferrailage</i>
<b>40x40</b>	3.06	
	4.08	
<b>35x35</b>	3.06	
	4.08	
<b>35x50</b>	3.06	
	4.08	

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

30x30	3.06	
	4.08	
35x30	3.06	
	4.08	
$\emptyset 80$	3.06	
	4.08	

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

### 4. Calcul des voiles :

#### 4.1. Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

#### 4.2. Calcul de ferrailage :

##### 4.2.1. Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

-les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

-Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

-Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les armatures verticales sont déterminées suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

1- On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

- $A$ : section du béton.
- $V, V'$  : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).



## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

- $I$ : moment d'inertie du trumeau.

2- On détermine les efforts agissant dans chaque bande et la section d'armatures pour chaque section et cela suivant les cas :

**1ere cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)**

**2eme cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)**

**3eme cas : Section entièrement tendue (S.E.T)**

### 4.2.2. Aciers horizontaux :

-les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

-Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

–  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

–  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être reprise par les aciers de coutures dont la section est calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = \frac{1.1\bar{V}}{f_e} \text{ avec: } \bar{V} = 1.4V$$

Cette quantité d'armatures doit être ajoutée à la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction.

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales dont la section doit être supérieure ou égale à  $4T10$ .

### 4.3. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91 : } \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA99V2003 : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$$

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «Autodesk Robot Structural Analyses».

❖ **Ferrailage minimale :**

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

Selon le RPA99 / version 2003 :

-Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section du béton tendu (Art7.7.4.1).

-Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile égale à 0.15%. (Art7.7.4.3)
  - En zone courante égale à 0.10%.
- ❖ **Espacement : RPA99 (Art7.7.4.3)**

L'espacement horizontal et vertical des barres doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs :

- $St \leq 1.5 e$
- $St \leq 30cm$ .

❖ **Vérification des contraintes :**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.28 f_{c28}$$

**Vérification de la contrainte de compression du béton:**

Selon les règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banche (DTR B-C 2.42) art .2.3.3.

La contrainte de compression admissible est :  $\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28}$

La valeur de fraction  $\rho'_b$  est au plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 0.45 \delta \alpha \gamma \\ 0.50 \alpha \beta \gamma \delta \end{cases}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{(B+15A)} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$B$  : section du béton     $A$  : section d'armatures adoptée.

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

*Voile épaisseur 20 cm (Exemple de calcul bloc D)*

<b>Données</b>		
<b>Géométrie</b>	<i>Largeur du voile</i>	$b = 1 \text{ m}$
	<i>Longueur du voile</i>	$L = 2.46 \text{ m}$
	<i>Moment d'inertie</i>	$I = 1.24 \text{ m}^4$
	<i>Surface</i>	$A = 2.26 \text{ m}^2$
<b>Matériau</b>	<i>Contrainte de l'acier utilisé</i>	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	<i>Contrainte du béton à 28 jours</i>	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	<i>Conditions de fissuration</i>	<i>Peu préjudiciable</i>
<b>Sollicitation</b>	<i>Moment</i>	$M = 525,29 \text{ KN.m}$
	<i>Effort normal</i>	$N = 5214,14 \text{ KN}$
	<i>Effort tranchant calculée</i>	$V = 2548,58 \text{ KN}$
	<i>Effort tranchant <math>\bar{V} = 1.4V</math></i>	$\bar{V} = 3568.012 \text{ KN}$

<b>Calcul des contraintes</b>	
$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I}$	$\sigma_1 = 18.50 \text{ MPa}$
$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{MV'}{I}$	$\sigma_2 = 27.54 \text{ MPa}$

<b>Volume des contraintes pour la zone tendue</b>		
<b>Volume des contraintes</b>	$T = (\sigma_1 + \sigma_2) \times L \times e/2$	$T = 90.96 \text{ KN}$
<b>Détermination de la section des aciers</b>		
<b>Section théorique d'acier de traction</b>	$A_s = T \times \gamma_s / f_e$	$A_s = 2.28 \text{ cm}^2$
<b>Section des armatures de couture</b>	$A_{vj} = 1.1\bar{V} / f_e$	$A_{vj} = 2.43 \text{ cm}^2$
<b>Section des armatures totale</b>	$A = A_s + A_{vj}$	$A = 4.71 \text{ cm}^2$
<b>Section minimale</b>	$A_{min} = 0.2\% \times L \times e$	$A_{min} = 7.94 \text{ cm}^2$

<b>Détermination de la section des armatures horizontales</b>		
<b>Section minimale globale</b>	$A_{min} = 0.15\% \times L \times e$	$A_{min} = 5.94 \text{ cm}^2$
<b>En zone courante</b>	$A_{min} = 0.10\% \times L \times e$	$A_{min} = 3.96 \text{ cm}^2$

## Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

On adopte donc  $7T12 = 7.96 \text{ cm}^2$

**Espacement :**

Selon l'Art 7.7.4.3.RPA99/V2003:

$$St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (1,5(20) ; 30\text{cm})$$

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

**Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = 3693,82 \text{ KN}$$

<b>Vérification à l'ELS</b>		
<b>Contrainte du béton</b>	$N_{ser}/(B + 15A)$	$\sigma_b = 2.71 \text{ MPa}$
<b>Contrainte du béton admissible</b>	$0.6f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
<b>Vérification de la contrainte</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Condition Vérifiée

# *Chapitre 8*

## *Etude de L'infrastructure*

### 1. Introduction :

*On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage au sol dans les meilleures conditions et sans moindre risque d'instabilité ou de fissures probables, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.*

*Les éléments de fondation transmettant les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaires d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).*

*Ils existent plusieurs types de fondations et le choix se fait selon des différents critères :*

- *La nature de l'ouvrage à fonder (pont, bâtiment industrielle, ...)*
- *La nature du terrain : connaissance de terrain par sondage et définition des caractéristiques.*
- *Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer.*
- *La mise en œuvre de fondation : terrain sec, présence d'eau...*
- *Le cout des fondations : facteur important mais non décisif.*

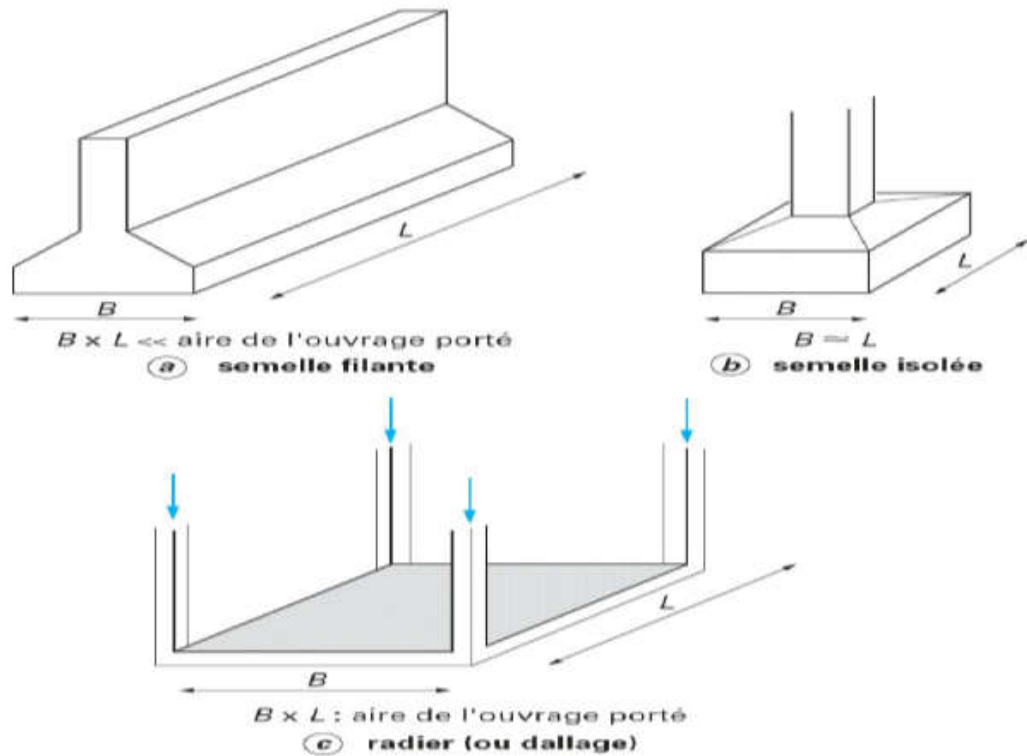
### 2. Fonction des fondations :

*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.*

### 3. Différents types des fondations : il existe quatre catégories de fondations :

- 1) **Les fondations superficielles** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.
- 2) **Les fondations profondes** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.
- 3) **Les fondations spéciales** : colonnes ballastées : il s'agit de colonnes de pierres ou de graves ciments que l'on intègre dans le sol et sous semelles isolées par exemple.
- 4) **Les fondations surfaciques ou radiers** : L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

*Types de fondations superficielles courants, On distingue :*



**Fig51 : Types de fondations superficielles**

- a) Les semelles filantes :** généralement de largeur  $B$  modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur  $L$  ( $L/B > 10$  pour fixer les idées).
- b) Les semelles isolées :** dont les dimensions en plan  $B$  et  $L$  sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L=1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre  $B$ ).
- c) Les radiers ou dallages :** de dimensions  $B$  et  $L$  importantes, cette catégorie inclut les radiers généraux.

#### 4. Choix du type de fondations :

Notre ouvrage étant un hôtel à structure mixte (portiques/voiles). On aura à opter soit pour :

- **Des semelles isolées et filantes.**
- **Ou un radier général.**

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

Soit :

a) Si  $\frac{S_{tot}}{S_B} < 50\%$  La solution est des semelles isolées sous poteau et filantes sous voile.

b) Si  $\frac{S_{tot}}{S_B} > 50\%$  La solution est radier général.

Avec :

$S_{tot}$  : Surface totale minimal d'assise de fondation.

$S_B$  : surface totale de l'hôtel

## Chapitre8 : Étude de l'infrastructure

$$S = \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :  $N_{ser}$  : effort de la structure.

$\bar{\sigma}_s$  : contrainte admissible du sol, dans notre cas  $\bar{\sigma}_s = 1 \text{ bar}$ .

**Tableau.105 : Type de fondation**

<b>Bloc</b>	<b>N (KN.m)</b>	<b><math>\bar{\sigma}_s(\text{bar})</math></b>	<b><math>S_B(\text{m}^2)</math></b>	<b><math>S(\text{m}^2)</math></b>	<b><math>\frac{S_{tot}}{S_B}</math></b>	<b>Type de fondation</b>
<b>A</b>	389.86	1	129.20	3.89	> 50%	La solution est radier général
<b>B</b>	1228,49	1	515.328	12.28	> 50%	La solution est radier général
<b>C</b>	1354.64	1	526.73	13.54	> 50%	La solution est radier général
<b>D</b>	1443,55	1	696.754	6.96	> 50%	La solution est radier général
<b>E</b>	1398.75	1	512.95	13.98	> 50%	La solution est radier général
<b>F</b>	205.89	1	156.53	2.05	> 50%	La solution est radier général

### 5. Étude du radier général :

#### 5.1.Introduction :

C'est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction ou débordant largement l'emprise de l'hôtel par console et dalle extérieur.

Le radier permet d'avoir une surface maximale de répartition des charges, ce qui entraîne une pression de contact minimale, il peut être utilisé pour enjamber des zones faibles et compressibles, qui aurait été dangereuse pour les semelles isolées. la solution d'un radier permet de réduire certains désordres ultérieure à craindre en raison des tassements éventuels.

#### 5.2.Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit vérifier les conditions suivantes :

##### a) La condition forfaitaire :

En premier approche on peut prendre pour :

- Les nervures :



## Chapitre8 : Étude de l'infrastructure

- ✓  $h_1 \geq \frac{L_{max}}{10}$  avec :  $L_{max}$  : entre axes des deux poteaux parallèlement aux nervures.
- ✓  $h_2 \geq \frac{L_{max}}{20}$  avec :  $L_{max}$  : entre axes des deux poteaux perpendiculairement aux nervures.

Donc on a :

Bloc	$h_1$ (cm)	$h_2$ (cm)
<b>A</b>	42	41
<b>B</b>	44	41
<b>C</b>	44	41
<b>D</b>	44	41
<b>E</b>	44	56
<b>F</b>	43	29.6

**a) La condition de cisaillement :**

On dimensionne le radier de telle façon qu'on n'ait pas besoin d'armature due à l'effort tranchant.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur ( $b=1m$ )

$$V_u = P_N \frac{L_{max}}{2}$$

Avec :

$P_N$  : Réaction du sol radier à l'ELU.

$L_{max}$  : Portée maximale entre deux poteaux consécutifs.

$$P_N = \frac{N_u}{S_r} \leftrightarrow V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L_{max}}{2}$$

Comme :

$N_u$  : Effort normale revenant au radier général.

$S_r$  : Surface d radier.

De la relation (1) on déduit :

$$d \geq \frac{N_u \times L}{2 \times S_r \times \bar{\tau}_u} = \frac{26678.31 \times 5.4 \times 10^{-3}}{2 \times 277.29 \times 1.16 \times 1} = 0.223m = 22.3 \text{ cm}$$

On prend  $d= 30 \text{ cm}$ .

$$d = 0.9h \rightarrow h = \frac{30}{0.9} = 33.33$$

On prend  $h= 40 \text{ cm}$ .

## Chapitre8 : Étude de l'infrastructure

Bloc	$N_u$ (KN.m)	$L_{max}$ (m)	$S_r$ (m <sup>2</sup> )	$B$ (m)	$\bar{\tau}_u$	$D$	$h$
A	389.86	8.2	129.20	1	1.16	30	40
B	1228,49	8.2	515.328	1	1.16	30	40
C	1354.64	8.2	526.73	1	1.16	30	40
D	1443,55	8.2	696.75	1	1.16	30	40
E	1398.75	11.32	512.95	1	1.16	30	40
F	205.89	5.92	156.53	1	1.16	30	40

**b) Condition de rigidité :**

Pour que radier soit considéré comme étant rigide il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} Le$

- $L$  : distance entre axes de deux voiles consécutifs.  $L = 3.35m$ .
- $Le$  : longueur élastique du radier donnée par la formule :  $Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}}$
- $E$  : module d'élasticité sol est pris égal à :  $E = 3.21 \times 10^7 KN/m^2$
- $I$  : inertie d'une bande de 1m de largeur.  $I = \frac{bh^3}{12}$
- $K$  : coefficient de raideur du sol, pour le sol de moyenne résistance ; il est pris égale à  $k = 4 \times 10^3 KN/m^3$
- $B$  : largeur de section (bande de 1m).

$$L \leq \frac{\pi}{2} \times \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}} \leftrightarrow L \leq \frac{\pi}{2} \times \sqrt[4]{\frac{4Eh^3}{12k}}$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.21 \times 10^7 \times 0.4^3}{12 \times 4 \times 10^3}} = 3.62m$$

$$L = 3.35m \leq \frac{3.14}{2} \times Le = 5.68m \dots \dots \dots (CV)$$

Donc la semelle est considérée comme infiniment rigide.

**c) Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons adopté pour un radier général :

- ✓ Calcul de la surface nécessaire du radier et débordement :

$$S_r = S_b + P \times D$$

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right)$$

## Chapitre8 : Étude de l'infrastructure

Avec :

$S_b$  : La surface du bâtiment.

$P$  : Le périmètre du bâtiment

<b>BLOC</b>	<b>H(cm)</b>	<b>D(cm)</b>	<b><math>S_r</math>( m<sup>2</sup>)</b>
<b>A</b>	40	30	142.95
<b>B</b>	40	30	542.87
<b>C</b>	40	3	553.59
<b>D</b>	40	30	728.59
<b>E</b>	40	30	539.62
<b>F</b>	40	30	175

### 5.3. Vérification du poinçonnement :

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dues au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque :

On doit vérifier la condition suivant (Voir CBA93) :

$$Q_u \leq 0.045 U_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé.

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$  : épaisseur totale du radier.

La vérification se fait pour le point le plus sollicité du radier en effort normal appliqué par voile le plus sollicité à savoir le voile V.

$$\begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2(a + b + 2h)$$

Vérification du poinçonnement sous poteau et le voile les plus sollicités :

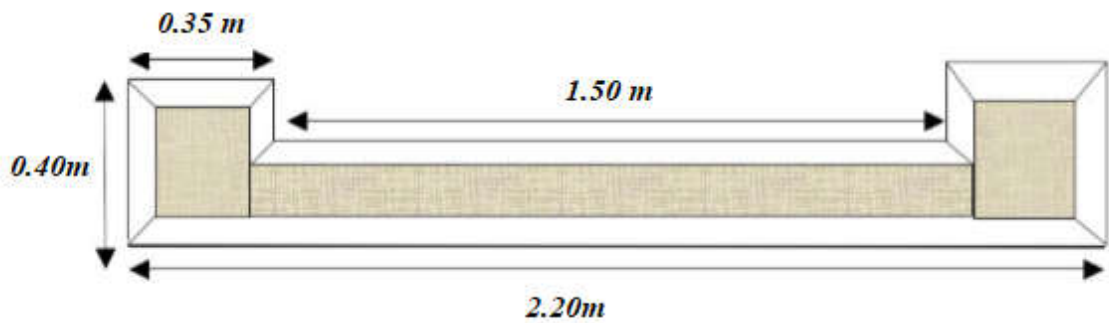
**1) Sous poteau** : Le poteau le plus sollicité dans chaque bloc

## Chapitre8 : Étude de l'infrastructure

$$\begin{cases} a' = 0.35 + 0.4 \\ b' = 0.40 + 0.4 \end{cases} \rightarrow U_c = 3.1m$$

Bloc	a (cm)	b (cm)	$U_c(m)$	$Q_u (KN)$	$0.045U_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition
A	35	60	3.5	997.56	1050	CV
B	35	60	3.5	937.48	1050	CV
C	35	60	3.5	1035.5	1050	CV
D	35	60	3.5	1387.9	1050	CV
E	40	90	4.2	1228.8	1260	CV
F	40	50	3.4	693.4	1020	CV

2) Sous Voile : le voile le plus sollicité dans chaque bloc



Bloc	a (cm)	b (cm)	U	$U_c(m)$	$Q_u (KN)$	$0.045U_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition
A	35	60	5.60	12.72	1304.32	3816	CV
B	35	60	5.60	12.72	1064.5	3816	CV
C	35	60	5.60	12.72	1596.4	3816	CV
D	35	60	5.60	12.72	1364.8	3816	CV
E	40	90	6.30	15.32	1286.4	4596	CV
F	40	50	5.5	12.12	906.6	3636	CV

### 5.4. Ferrailage du radier :

#### 5.4.1. Ferrailages des dalles :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL91.

Le radier est ancré dans le sol considéré comme un milieu agressif, la fissuration est préjudiciable, l'enrobage est pris égale à 5 cm.

#### 5.4.2. Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité.

On a le panneau le plus sollicité de dimensions

<b>BLOC</b>	$L_x$	$L_y$	$\frac{L_x}{L_y}$	
<b>A</b>	4.2	8.2	0.51	$> 0.4$ Le panneau travail dans les deux sens
<b>B</b>	4.4	8.2	0.53	
<b>C</b>	4.4	8.2	0.53	
<b>D</b>	4.4	8.2	0.53	
<b>E</b>	4.4	11.32	0.44	
<b>F</b>	4.34	5.92	0.73	

**Calcul des moments fléchissant développés au centre du panneau :**

- Le moment fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q L_x^2$

Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  donne le tableau (Annexe II)

**a) Panneaux de rive :**

## Chapitre8 : Étude de l'infrastructure

Moment sur appuis :  $M_a = 0.40M_0$

Moment en travée :  $M_t = 0.85M_0$

**b) Panneaux intermédiaires :**

Moment sur appuis :  $M_a = 0.50M_0$

Moment en travée :  $M_t = 0.75M_0$

**Calcul des moments :**

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

**Tableau.106 :Les moments des Panneaux**

BLOC	ELU (KN.m)						ELS (KN.m)					
	$M_{x0}$	$M_{y0}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax}$	$M_{ay}$	$M_{x0}$	$M_{y0}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax}$	$M_{ay}$
<b>A</b>	41.01	54.13	30.76	40.6	20.50	25.06	63.40	45.13	47.55	33.85	31.70	22.56
<b>B</b>	45.6	63.68	34.2	47.76	22.80	31.84	45.04	35.98	33.78	26,99	17.99	16.89
<b>C</b>	80.86	74.48	60.65	55.86	40.43	37.42	27.82	29.94	20.87	22.46	14.97	10.43
<b>D</b>	43.73	43.56	32,8	32.67	21.86	21.78	58.36	32.73	43.77	24,55	16.36	21.88
<b>E</b>	57.45	59.66	43,09	44.75	28.72	29.83	54.20	35.53	40,65	26,65	17.76	20.32
<b>F</b>	37.54	34.57	28,16	25.93	18.77	17.28	59.69	45.25	44.77	33,94	22.38	16.97

**Calcul des sections d'armatures des panneaux du radier :**

Le ferrailage est calculé comme pour une poutre, en considérant une largeur de dalle de 1ml dans les directions x et y :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$B = 1 - 0.4\alpha$$

## Chapitre8 : Étude de l'infrastructure

$$A_{scal} = \frac{M_u}{B.d \times \sigma_s} (cm^2)$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} (cm^2)$$

**Section minimale : (CBA.Art.7.4.Pg143)**

- ✓ Sens (y) :  $A_{ymin} = 8\%h = 3.2cm^2$
- ✓ Sens (x) : les armatures parallèles au petit côté doivent présenter un pourcentage plus ou moins égale à :  $A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin} = \frac{3-0.65}{2} 3.2 = 3.76 cm^2$

**Le ferrailage se fera comme suit :**

**Tableau.107 :Le ferrailage du radier en travée**

<b>Bloc</b>	<b>Sens</b>	<b>b(m)</b>	<b>d(m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b><math>A_{scal}</math></b>	<b><math>A_{smin}</math></b>	<b>choix</b>	<b><math>A_{sadop}</math></b>
<b>A</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.043	0.054	0.978	2.47	3.76	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.054	0.069	0.972	3.26	3.20	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
<b>B</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.073	0.094	0.962	2.75	3.76	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.080	0.104	0.958	3.84	3.20	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
<b>C</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.107	0.141	0.943	4.87	3.76	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.139	0.187	0.925	4.49	3.20	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
<b>D</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.181	0.251	0.900	2.63	3.76	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.126	0.168	0.932	2.62	3.20	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
<b>E</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.132	0.177	0.929	3.46	3.76	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.078	0.101	0.959	3.60	3.20	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
<b>F</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.053	0.068	0.972	2.26	3.76	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.042	0.053	0.978	2.08	3.20	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>

**Tableau.108 :Le ferrailage du radier en appuis**

<b>Bloc</b>	<b>Sens</b>	<b>b(m)</b>	<b>d(m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b><math>A_{scal}</math></b>	<b><math>A_{smin}</math></b>	<b>choix</b>	<b><math>A_{sadop}</math></b>
<b>A</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.022	0.027	0.989	3.29	3.76	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.041	0.052	0.979	4.14	3.20	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
<b>B</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.092	0.120	0.952	5.11	3.76	<b>5HA12</b>	<b>5.65</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.059	0.076	0.969	3.77	3.20	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
<b>C</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.067	0.086	0.965	2.04	3.76	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.065	0.084	0.966	1.71	3.20	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
<b>D</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.146	0.198	0.920	2.30	3.76	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.089	0.116	0.953	3.41	3.20	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
<b>E</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.083	0.108	0.956	4.46	3.76	<b>4HA12</b>	<b>4.52</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.102	0.134	0.946	2.90	3.20	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
<b>F</b>	<b>x-x</b>	1.00	0.36	0.067	0.086	0.965	1.97	3.76	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
	<b>y-y</b>	1.00	0.36	0.107	0.141	0.943	3.16	3.20	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>

### 5.5.Vérification du cisaillement :

On n'aura pas besoin d'armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangentielle dans le béton doit être vérifiée.

$$V_u = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + (\frac{\alpha}{2})}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0.007 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{MPa}$$

$$\text{Sens } x : \tau_{u-x} = \frac{V_x}{bd}$$

$$\text{Sens } y : \tau_{u-y} = \frac{V_y}{bd}$$



## Chapitre8 : Étude de l'infrastructure

**Tableau.108 : Vérification du cisaillement**

<i>Bloc</i>	<i>Sense</i>	$V_u(KN)$	$b(m)$	$d (m)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u$	<i>Condition</i>
<b>A</b>	<i>x-x</i>	25.64	1	0.36	0.071	1.167	<i>CV</i>
	<i>y-y</i>	25.64	1	0.36	0.071		<i>CV</i>
<b>B</b>	<i>x-x</i>	35.43	1	0.36	0.098	1.167	<i>CV</i>
	<i>y-y</i>	35.43	1	0.36	0.098		<i>CV</i>
<b>C</b>	<i>x-x</i>	42.65	1	0.36	0.118	1.167	<i>CV</i>
	<i>y-y</i>	42.65	1	0.36	0.118		<i>CV</i>
<b>D</b>	<i>x-x</i>	46.92	1	0.36	0.13	1.167	<i>CV</i>
	<i>y-y</i>	46.92	1	0.36	0.13		<i>CV</i>
<b>E</b>	<i>x-x</i>	56.37	1	0.36	0.156	1.167	<i>CV</i>
	<i>y-y</i>	56.37	1	0.36	0.156		<i>CV</i>
<b>F</b>	<i>x-x</i>	23.98	1	0.36	0.066	1.167	<i>CV</i>
	<i>y-y</i>	23.98	1	0.36	0.066		<i>CV</i>

**Calcul de l'espacement :**

*Dans le cas des charges réparties, la fissuration peu préjudiciable on a :*

**(Pratique de BAEL91)**

*Armatures dans le sens x :  $S_t \leq \min(3h; 33cm)$*

*Armatures dans le sens y :  $S_t \leq \min(4h; 45cm)$*

## Chapitre8 : Étude de l'infrastructure

---

<i>Bloc</i>	<i>Sens</i>	<i>St(cm)</i>
<i>A</i>	<i>x-x</i>	<i>20</i>
	<i>y-y</i>	<i>20</i>
<i>B</i>	<i>x-x</i>	<i>20</i>
	<i>y-y</i>	<i>20</i>
<i>C</i>	<i>x-x</i>	<i>20</i>
	<i>y-y</i>	<i>20</i>
<i>D</i>	<i>x-x</i>	<i>20</i>
	<i>y-y</i>	<i>20</i>
<i>E</i>	<i>x-x</i>	<i>20</i>
	<i>y-y</i>	<i>20</i>
<i>F</i>	<i>x-x</i>	<i>20</i>
	<i>y-y</i>	<i>20</i>

## **Conclusion**

*La réalisation de cette étude représente en quelque sorte la concrétisation de l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout de mettre en application les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. Elle nous a permis aussi de développer l'esprit de recherche, et le savoir de se documenter.*

*Nous avons constaté par ailleurs que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théoriques mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise sur terrain.*

*A noter aussi que lors de la conception d'ouvrages, la prise en compte de la notion de durabilité devient une importance croissante et tend à devenir primordiale ; elle repose d'abords sur un choix pertinent des matériaux de construction.*

*Enfin pour l'utilisation de l'outil informatique, dans un domaine aussi présent et diversifié qui est le génie civil et la construction en générale, il est de nos jours un outil de travail indispensable.*

*Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.*

*Enfin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.*

# *Annexes*

# *Annexe I*

## *Sections réelles d'armatures*

Diamètres	Masse kg/m	Sections totale d'acier en cm <sup>2</sup>									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

## *Annexe II*

### Dalles rectangulaires uniformément chargées Articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{a}{b}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{b}{a}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ***Bibliographie***

- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

***CBA93***

- Béton armé aux états limites

***BAEL 91***

- Règles parasismiques Algériennes

***RPA 99 version 2003***

- Charges permanentes et charges d'exploitations

***DTR8.C.22***

- Cours de béton armé, 3ème li et 1ère année master de génie civil

- ***Anciens mémoires de fin d'étude.***

*Etude d'un bâtiment en béton arme (R+11+Duplex+Enter sol) a usage d'habitation implante a BEJAJIA (réaliser par Ait Mansour Zaid et Ait Braham Noureddine) Juin 2017*

*Etude d'un bâtiment(R+8+comble avec sous-sol et enter sol) ) à usage d'habitation et commercial contreventé par un system mix(voiles-portiques) (réaliser par Mehdooui Ali et Atmaoui Matouk)2015/2016*

- Les logiciels de calcul et dessin

***Autodesk Robot Structural Analysis Professionnel 2022***

***AutoCAD 2022***

## ***Résumé***

*L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de forme irrégulière, constituée de R+6+2SS , réalisée dans le cadre d'une promotion immobilière.*

*Le bâtiment situé à la wilaya de TEBESSA qui fait partie de la zone sismique I, C'est une structure contreventée par un système mixte voiles-portiques avec justification d'interaction voiles-portiques, sa conception est faite conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les codes du béton armé (CBA 93, BAEL 91).*

*L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis***

*L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.*

## ***Mots clés***

*Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique, la résistance à la compression,*



## ***Abstract***

*The objective of this work is the study of a concrete reinforced structure with an irregular shape, consisting of R+6+2SS, made in the context of a real estate development.*

*The building located in the Wilaya of TEBESSA which is part of the seismic zone I. It is braced by a wall-portal mixed system with wall-portal structure interaction justification, its design is made in accordance with Algerian Earthquake Resistant Rules (RPA99 2003 version) and codes of reinforced concrete (CBA93 BAEL 91)*

*The dynamic study was performed using the software Autodesk Robot Structural Analysis The study of the building's infrastructure has led to a general type Raft foundation on the importance of loads transmitted to the sub grade.*

## ***Key words***

*Reinforced concrete, mixed brace system, modeling, dynamic analysis*

## ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة هيكل خرساني مقوى غير منتظم الشكل، يتكون من  $R+6+2SS$  يتم تنفيذه في إطار الترويج العقاري، البناء واقع في ولاية تبسة وهي جزء من المنطقة الزلزالية الأولى، وهو هيكل مدعم بنظام مختلط (عمود و رافدة - جدار مسلح)، تصميمه مصنوع وفق قواعد الزلازل في الجزائر (RPA99 v2003) و (CBA93 BAEL 91)

تم إجراء الدراسة الديناميكية باستخدام برنامج *Autodesk Robot Structural Analysis* الكلمات المفتاحية:

خرسانة مسلحة، دعم مختلط، دراسة ديناميكية، قوة الضغط

*Plan de  
la structure*

