



Université Mohamed Khider de Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies  
Génie civil  
Structures

Réf. : 66

---

Présenté et soutenu par :  
**MEHENNI Hadda**

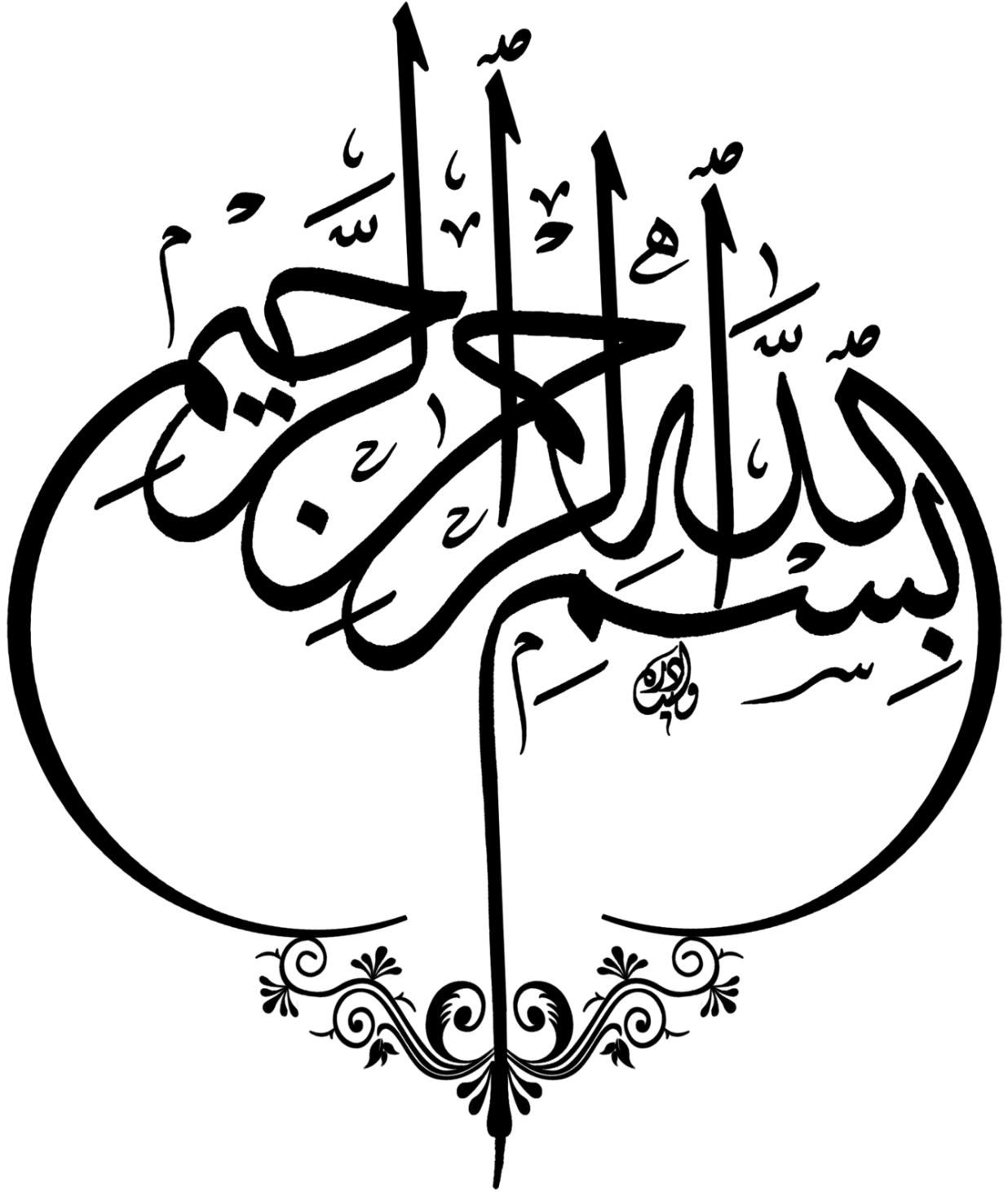
Le : lundi 25 juin 2018

## **Etude d'un Bâtiment (R+9) à usage d'habitation Contreventement Mixte implanté à AIN DEFLA**

---

### **Jury :**

Mr. ABDELAZIZ Salim	MAA	Université de Biskra	Président
Mr. MEGHKOURI Mohamed	MAA	Université de Biskra	Examineur
Mr. MEGHAZZI .Larafi .Ismail	MAA	Université de Biskra	Rapporteur



## **Remerciements :**

-Toute notre parfaite gratitude et remerciement à **Allah** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

-Ainsi nous remercions tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

-C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous

Remercions notre promoteur :

**Mr .MEGHAZZI .L. Ismail**

pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

-Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.

-Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

## Dédicace :

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, **ma mère Fatima** qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et **mon père Elaid** qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents. A mes très chers sœurs *Rabiasa, Fatna, Habiba, Khalisa, Akila, Saida, Rokaya, Aziza* et leur maris.

A mes très chers frères : *Mohamed, Abdlgader, Abdelkberrezak, Zohir, Salah, Moussa, Oussama* et leurs femmes et leurs enfants.

A toute ma famille " *MEHENNT* ".

A mes meilleurs amis en particuliers, *Halima, Farida, Zineb, Hiba, Lobna, Ismahane, Hadda, Saadia, Saadoune, Madiha, Kaouthar, Imene, Razika, Souhir, Nassima, Djlal, Karim,*

A mon encadreur bien sur : **Mr .MEGHAZZI .L. Ismail** qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A tout la promotion de Génie Civil 2018.

# Sommaire

Introduction .....	1
--------------------	---

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction .....	2
I.2. Présentation du projet.....	2
I.3.Règlements et normes utilisés .....	3
I.4.Caractéristique mécanique des matériaux.....	3
I.5.Les aciers.....	8
I.6. Les actions et sollicitations .....	10
I.7. Sollicitations .....	11
I.8. Hypothèse de calcul .....	11
I.9.Etat limite ultime.....	12
I.10.Etat limite de service.....	12

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Introduction .....	13
II.2.pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	13
II.2.1.les planchers .....	14
II.2.2 .dalles pleines .....	14
II.2.3Les escaliers.....	15
II.2.4. L'acrotère .....	17
II.3.Pré-Dimensionnement Des Eléments.....	18
II.3.1.Generalite .....	18
II.3.2. Pré-dimensionnement des poteaux .....	18
II.3.3.Pré-dimensionnement des poutres.....	18

<b>b.1.poutres principales (longitudinale).....</b>	<b>18</b>
<b>b.2.poutres secondaires (transversales) .....</b>	<b>19</b>
<b>c.Les voiles .....</b>	<b>19</b>
<b>II.4. Descente de charge .....</b>	<b>21</b>
<b>II.4.1. Introduction.....</b>	<b>21</b>
<b>II.4.2.Rôle de descente des charges.....</b>	<b>21</b>
<b>II.4.3.Les types des charges.....</b>	<b>21</b>
<b>II.4.4.Evaluation des charges appliquées.....</b>	<b>22</b>
<b>II.4.5.Décent de charge Poteau interidiaire.....</b>	<b>25</b>
<b>II.4 .6.Vérification des sections adoptées pour les poteaux.....</b>	<b>30</b>
<b>II.4.7.Vérification vis-à-vis .....</b>	<b>32</b>
<b>II.4.8.Condition.....</b>	<b>32</b>

## **Chapitre III: Eléments secondaires**

<b>III. 1. Les planchers .....</b>	<b>33</b>
<b>III.1.2. Justification du choix des planchers d corps creux.....</b>	<b>33</b>
<b>III.1.3. Méthode de calcul .....</b>	<b>33</b>
<b>III.1.4. Les méthodes approchées et les méthodes exactes.....</b>	<b>33</b>
<b>III.1.5. Evaluation des charges.....</b>	<b>33</b>
<b>III.1.6 . Plancher terrasse in accessible.....</b>	<b>34</b>
<b>III.1.7. Vérifications.....</b>	<b>34</b>
<b>III.1.8. Types 1.....</b>	<b>35</b>
<b>III.1.9. Types 2.....</b>	<b>39</b>
<b>III.1.10. Calcul du ferrailage.....</b>	<b>42</b>
<b>III.1.11. Plancher étage courant.....</b>	<b>46</b>
<b>III.1.12. Travée1.....</b>	<b>47</b>

<b>III. 1.13.Types2 .....</b>	<b>51</b>
<b>III.1.14. Calcul du ferrailage.....</b>	<b>54</b>
<b>III.2.L'escalier .....</b>	<b>58</b>
<b>III.2.1.Introduction.....</b>	<b>58</b>
<b>III.2.2.Methode de calcul .....</b>	<b>58</b>
<b>III.2.3.Combinaisons d'action .....</b>	<b>59</b>
<b>III .2 .4.Determination des sollitations .....</b>	<b>60</b>
<b>III.2.5.Calcul de ferrailage .....</b>	<b>63</b>
<b>III.3.Calcul de la poutre palière.....</b>	<b>80</b>
<b>III.3.1.Introduction.....</b>	<b>80</b>
<b>III.3.2. Dimensionnement .....</b>	<b>81</b>
<b>III.3.3.Condition de la flèche.....</b>	<b>81</b>
<b>III.3.4. Méthode de calcul.....</b>	<b>81</b>
<b>III.3.5.Évaluation des charges .....</b>	<b>81</b>
<b>III.3.6. Calcul de la poutre à la flexion.....</b>	<b>81</b>
<b>III.3.7.Calcul de ferrailage .....</b>	<b>82</b>
<b>III.4.L'acrotère .....</b>	<b>87</b>
<b>III. 4.1.Introduction.....</b>	<b>87</b>
<b>III.4.2.Hypothèse de calcul.....</b>	<b>88</b>
<b>III.4.3.Evaluation des charges .....</b>	<b>88</b>
<b>III.4.5.Calcul des efforts.....</b>	<b>89</b>
<b>III.4.6.Calcul Ferrailage.....</b>	<b>90</b>
<b>III .5 .Les balcons .....</b>	<b>94</b>

<b>III. 5.1.Introduction.....</b>	<b>94</b>
<b>III.5.2.Epaisseur de balcon.....</b>	<b>94</b>
<b>III.5.3.Combinaison des charges.....</b>	<b>95</b>
<b>III.5.4.Calcul de ferrailage .....</b>	<b>95</b>

## **Chapitre IV: Etude dynamique**

<b>IV.Etude au vent .....</b>	<b>99</b>
<b>IV.1.Introduction .....</b>	<b>99</b>
<b>IV.2.domaine d'application .....</b>	<b>99</b>
<b>IV.3. Application de R N V 99 .....</b>	<b>99</b>
<b>IV. 4.Notre calcul doit être passé par les étapes suivantes .....</b>	<b>99</b>
<b>IV.5. Détermination des coefficients de pression.....</b>	<b>106</b>
<b>IV.6. Calcul de la pression due au vent .....</b>	<b>109</b>
<b>IV.7. Calcul des forces de frottement.....</b>	<b>110</b>
<b>IV.8. Détermination de la force résultante.....</b>	<b>111</b>
<b>IV .9. Commentaire.....</b>	<b>112</b>
<b>IV.10.Vérification de la stabilité.....</b>	<b>113</b>
<b>IV.11.Conclusion.....</b>	<b>113</b>
<b>IV.12. Etude sismique .....</b>	<b>113</b>
<b>IV.12.1.Introduction .....</b>	<b>113</b>
<b>IV.12.2.But de l'étude parasismique.....</b>	<b>113</b>
<b>IV.12.3.Méthode de calcul.....</b>	<b>113</b>



IV.12.4.Méthode statique équivalente.....	113
IV.12.5.La méthode dynamique.....	114
IV.12.6.Méthode d'analyse modale spectrale.....	115
IV .12.7.Modélisatio.....	117
IV.12.8.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.....	123
IV.12.9.Distribution de la resultante des forces sismique selon la hauteur.....	126
IV.12.10.Caractiristique geomitrique et massique.....	127
IV.12.11.Justification de l'effort P- $\Delta$ .....	129
IV.12.12.Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble.....	131
IV.12.13.Conclusion.....	132

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

V . 1.Introdction.....	133
V.2.Ferraillage des poteaux.....	133
V.3. Le ferraillage .....	133
V.4.Le moment fictif .....	133
V .5.Combinaisons des charges .....	134
V .6 .Selon le R.P.A 99/version 2003.....	134
V.7.Recommandation de l'RPA 99/Version 2003.....	134
V.8.Exemple de calcul.....	136
V .9.Les poutres .....	147
V.9.1.Introduction.....	147

<b>V.9.2.Hypothèses.....</b>	<b>147</b>
<b>V .9.3.Calcul des poutres .....</b>	<b>148</b>
<b>V.9.4.Etapes à suivre .....</b>	<b>148</b>
<b>V.9.5.Vérification .....</b>	<b>149</b>
<b>V.9.6. Les poutres principales.....</b>	<b>150</b>
<b>V.10.7.Les poutres secondaires .....</b>	<b>154</b>
<b>V.11.Les voiles .....</b>	<b>159</b>
<b>V.11.1.Introduction .....</b>	<b>159</b>
<b>V.11.2.Types d'armatures.....</b>	<b>159</b>
<b>V.11.3.Règles communes .....</b>	<b>160</b>
<b>V.11.4. Ferrailage vertical .....</b>	<b>161</b>
<b>V.11 .5 .Etapes de calcul .....</b>	<b>161</b>
<b>V.11.6 .Calcul de la section d'armature .....</b>	<b>164</b>

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

<b>VI.1.Introduction .....</b>	<b>170</b>
<b>VI.2.Étude de sol.....</b>	<b>170</b>
<b>VI.3.L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant .....</b>	<b>170</b>
<b>VI.4 . Etude des fondations.....</b>	<b>171</b>
<b>VI.5. Choix du type de fondation.....</b>	<b>171</b>
<b>VI.6.Choix de type de fondation.....</b>	<b>171</b>
<b>VI.7.mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser .....</b>	<b>172</b>

<b>VI.8 . Calcul le Radier.....</b>	<b>174</b>
<b>VI.9.Vérifications de radier.....</b>	<b>177</b>
<b>VI.10. Ferrailage du radier.....</b>	<b>180</b>
<b>10.1. Méthodes de calcul.....</b>	<b>181</b>

# **Laste des figures**

## **Chapitre I : Présentation du projet**

Fig I.1 Diagramme des contraintes - déformations pour le béton. ....	5
Fig I.2. Diagramme des contraintes du béton à L'ELU (compression-flexion).....	6
Figure 1.3.Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS. ....	7
Figure 1.4. Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier.....	9

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement**

Fig. II.1 : Coupe du plancher à corps creux.13	
Fig.II.2.é.schéma d'Escalier.....	15
Fig.II.3.L'acrotère.....	17
Fig. II.4. les voiles.....	20
II.5. La surface afférente.....	25
Fig.II.6.Coupe vertical du poteau.....	25

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

Fig.III.1.Moments sur une poutre 4 travées.....	35
Fig. III.2.Moments sur ne poutre 4 travées.....	37
Fig.III.3.Effort tranchant d'une poutre de4 travées.....	37
Fig.III.4. Moments sur une poutre de 4 travées.....	38
Fig.III.5 .Effort tranchant d'une poutre de 4 travées.....	38
Fig.III.6. Moments sur une poutre à deux.....	39
Fig.III.7.Moments sur une poutre à deux.....	41
Fig.III.8. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	41
Fig.III.9.Moments sur une poutre à deux.....	41
Fig.III.10.Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	41
Fig.III.11 . Section de ferrailage de poutrelle.....	42
Fig. III.12. Ferrailage de la Poutrelle .....	46
Fig. III.13. Ferrailage de la dalle de compression.....	46
Fig.III.14. sur une poutre à 4 travées.....	47
Fig.III.15. Moments sur une poutre à 4 travées.....	49

Fig.III.16.Effort tranchant d'une poutre à 4 travées.....	49
Fig.III.17.Moments sur une poutre à 4 travées.....	50
Fig.III.18.Effort tranchant d'une poutre à 4 travées.....	51
Fig.III.19.Moments sur une poutre à deux travées.....	51
Fig.III.20.Moments sur une poutre à deux travées.....	52
Fig.III.21.Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	53
Fig.III.22.Moments sur une poutre à deux travées.....	53
Fig.III.23.Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	53
Fig. III.24. Ferrailage de la Poutrelle.....	57
Fig III.25.Diagramme de moment et l'effort tranchant.....	60
Fig III.26.Diagramme de moment.....	61
Fig III.27.Diagramme de moment et l'effort tranchant.....	62
Fig. III.29 . Disposition du ferrailage.....	78
Fig. III.30. Schéma statique de la poutre palier.....	79
Fig.III.31.Diagramme de moment.....	80
Fig. III.32. Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	85
Fig.III.33. schéma d'accrotère .....	86
Fig III.34. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	92
Fig.III.35.schéma statique de la dalle .....	93
Fig.III.36.schéma de ferrailage.....	96

## Chapitre IV : Etude dynamique

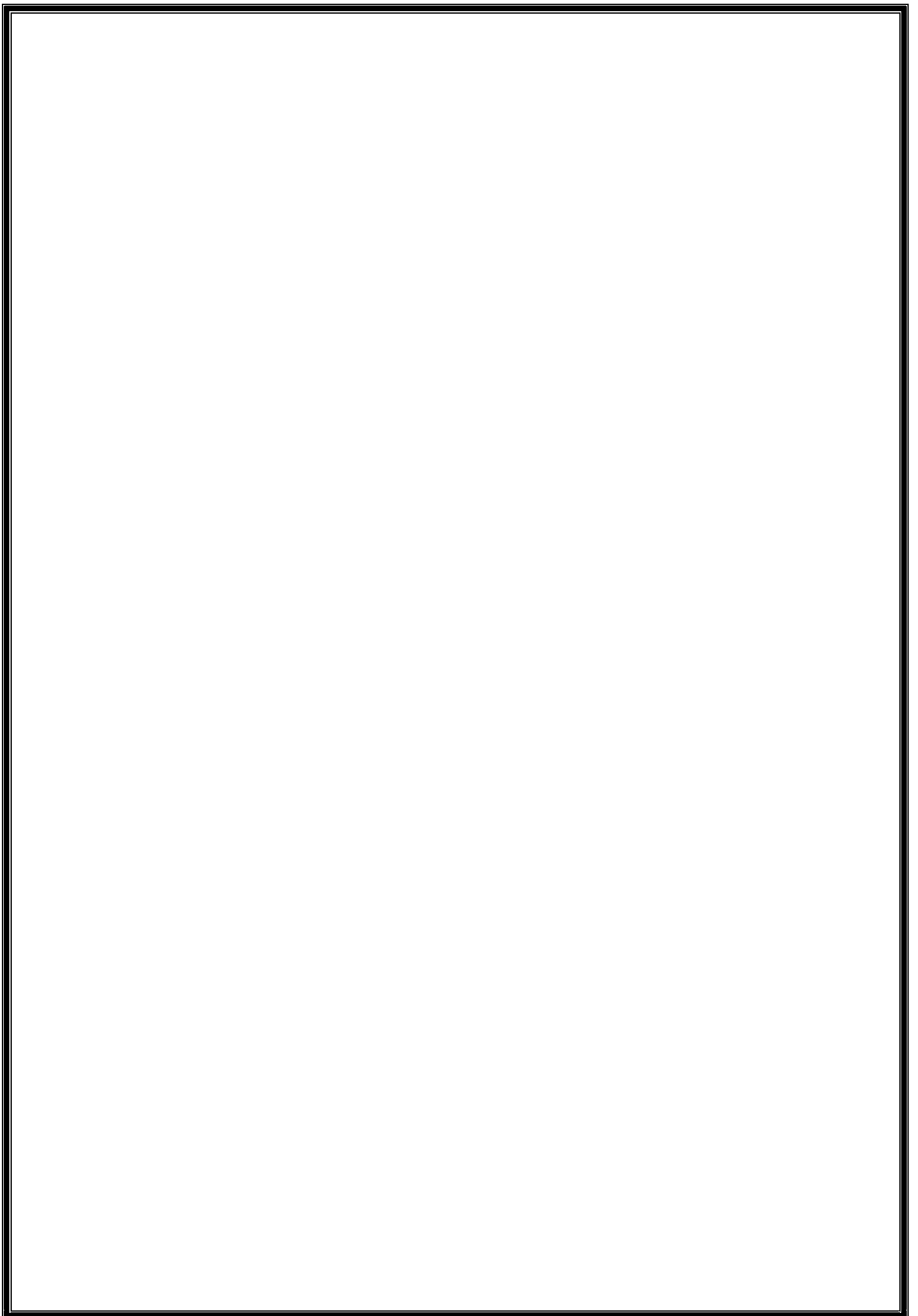
Fig. IV.1 . Modèle en 3D.....	97
Fig.I V.2. disposition 2.....	116
Fig. IV.3 .dispositon 3.....	117
Fig .IV.4 . disposition 4.....	118
Fig.IV.5 : disposition5.....	118
Fig .IV.5.vu au plane 3d.....	119
Fig .IV.6. vu au plane fondation.....	119
Fig.IV.7. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T1=0,81 s).....	121
Fig.IV.8.Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=0,78s).....	122
Fig.IV.9. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T3=0,56s).....	122

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

<b>Fig.V.1.section de poteau.....</b>	<b>144</b>
<b>Fig. V.2.Ferraillage du poteau.....</b>	<b>148</b>
<b>Fig.V.3. Ferraillage de la poutre principale.....</b>	<b>159</b>
<b>Fig.V.4. Ferraillage de la poutre secondaire.....</b>	<b>159</b>
<b>Fig.V.5.disposition des voiles.....</b>	<b>165</b>
<b>Fig. V.6 . Diagramme de contrainte.....</b>	<b>167</b>
<b>Fig. V .7.Ferraillage du voile.....</b>	<b>169</b>

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

<b>Fig.VI.1.schéma de radier.....</b>	<b>179</b>
<b>Fig.VI.2.schéma isostatique et sollicitations de les débords.....</b>	<b>185</b>
<b>Fig.VI.4.sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).....</b>	<b>188</b>
<b>Fig.VI.5.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).....</b>	<b>189</b>
<b>Fig.VI.6.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS).....</b>	<b>190</b>
<b>Fig.VI.7.ferraillage appui de nervure.....</b>	<b>193</b>
<b>Fig.VI.8.ferraillage travée de nervure.....</b>	<b>193</b>



# **Laste des tableaux**

## **Chapitre I : Présentation du projet**

<b>Tab I.1 : Caractéristique géométrique de Bâtiment.....</b>	<b>2</b>
<b>Tab I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....</b>	<b>5</b>
<b>Tab I.3 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....</b>	<b>10</b>

## **Chapitre II :Pré-dimensionnement**

<b>Tab.1.II. charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.....</b>	<b>22</b>
<b>Tab.2. II .charges permanents due la dalle de niveau étage courant.....</b>	<b>22</b>
<b>Tab.3. II. Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d’escalier.....</b>	<b>23</b>
<b>Tab.4.II. Evaluation des charges permanentes dans le palier d’escalier.....</b>	<b>23</b>
<b>Tab.5.II. Evaluation des charges permanentes dans le balcon.....</b>	<b>24</b>
<b>Tab.6.II. Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs.....</b>	<b>24</b>

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

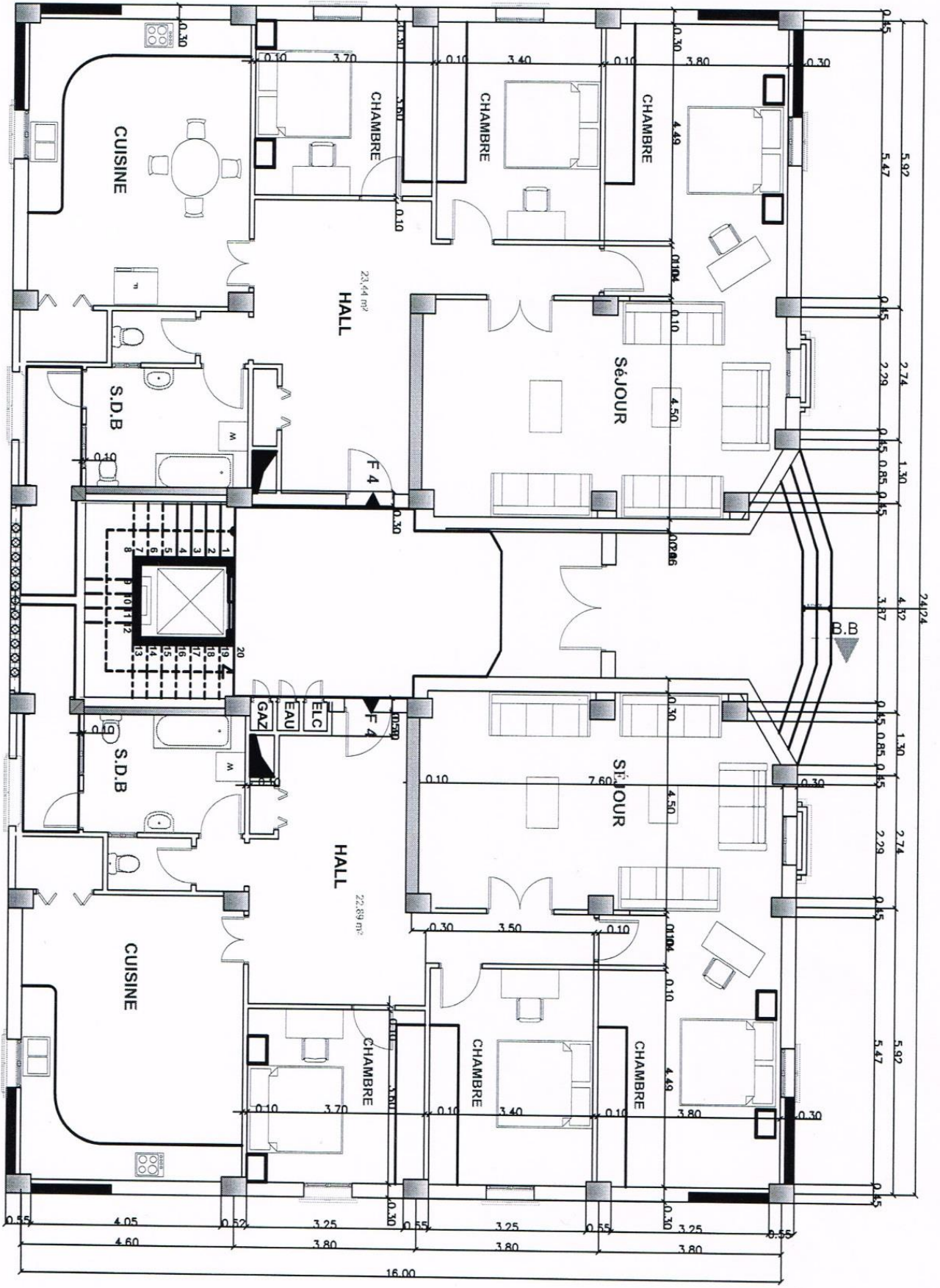
<b>Tableau.III. 1. récapitulatif du ferrailage .....</b>	<b>44</b>
<b>Tableau. III.2.récapitulatif du ferrailage .....</b>	<b>55</b>
<b>Tableau.III.3. récapitulatif des charges .....</b>	<b>88</b>
<b>Tab.III.4. récapitulatif des résultats.....</b>	<b>94</b>



## **Chapitre IV : Etude dynamique**

<b>Tableau.IV.1 . pression dynamique de référence (tab 2.3 du R.N.V99 p46).....</b>	<b>99</b>
<b>Tableau .IV.2 .coefficient de topographie :(tab 2.5RNV 99 p48).....</b>	<b>100</b>
<b>Tableau .IV.3 . catégories de terrain (tab 2.4du RNV99 p47.....</b>	<b>100</b>
<b>Tableau.IV.4. suivant résumé les coefficients cités ci avant.....</b>	<b>101</b>
<b>Tableau .IV .5.(RNV P.65).....</b>	<b>102</b>
<b>Tableau.IV. 6. (RNV P.65).....</b>	<b>102</b>
<b>Tableau.IV. 7. (RNV P.66).....</b>	<b>104</b>
<b>Tableau.IV.8. coefficient de pression extérieure.....</b>	<b>104</b>
<b>Tableau.IV .9 .suivant .....</b>	<b>106</b>
<b>Pour Cpi =-0.5 Tableau.IV.10. suivant.....</b>	<b>106</b>
<b>Tableau .IV.11. : valeurs du coefficient C<sub>T</sub>.....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau.IV.12. suivant résumé les résultats.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau.IV.13. suivant résumé les résultats.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau.IV.14. suivant résumé les résultats.....</b>	<b>118</b>
<b>Tableau.IV.15. suivant résumé les résultats.....</b>	<b>119</b>
<b>Tableau .IV.16. Périodes et facteurs de participation massique du modèle .....</b>	<b>120</b>
<b>Tableau. IV.17. les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....</b>	<b>122</b>
<b>Tableau.IV .18.Coefficient d'accélération de zone A.....</b>	<b>123</b>
<b>Tableau.IV .19 : Valeurs des pénalités P.....</b>	<b>125</b>
<b>Tableau. IV.20.les résultats des forces sismiques.....</b>	<b>126</b>
<b>Tableau .IV.21.Déplacements absolus pour les deux directions principales.....</b>	<b>127</b>

<b>Tableau .IV.22.Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....</b>	<b>129</b>
<b>Tableau.IV.23. suivant résumé les résultats .....</b>	<b>129</b>
<b>Tableau. IV.24. Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math> pour le sens longitudinal.....</b>	<b>130</b>
<b>Tableau IV.25. Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math> pour le sens transversal.....</b>	<b>131</b>
<b>Tableau. IV.26 . moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X).....</b>	<b>132</b>
<b>Tableau.IV.27.moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y).....</b>	<b>132</b>
 <b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</b>	
<b>Tableau .V.1. : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....</b>	<b>149</b>
<b>Tableau.V.2.Récapitulatif.....</b>	<b>153</b>
<b>Tableau .V.3. Récapitulatif.....</b>	<b>156</b>



**PLAN R.D.C ECH 1/50**

B.B

B.B

## Introduction générale :

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

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

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec entre sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

# *Chapitre I*

## *Présentation du projet*

**I.1. Introduction :**

L'objet de la première partie de ma mémoire est consisté à suivre les travaux de construction d'un bâtiment R+9, pour but de connaître les méthodes, les techniques ainsi que les engins utilisé pendant la réalisation d'un certain ouvrage, on plus il de exploré de nouveaux défauts de la réalisation.

**I.2. Présentation du projet:**

**I.2.1.Présentation de l'ouvrage :** Le présent projet est un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation. Les ossatures constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement est mixte. Le bâtiment est implanté à AIN DEFLA, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyen sismicité (zone IIb).

Longueur totale du bâtiment	24.24m
Largeur totale du bâtiment	16m
Hauteur totale du bâtiment	34.60m
Hauteur du sous sols	3.40m
Hauteur du RDC	3.40m
Hauteur des étages courants	3.40m

**Tab I.1 : Caractéristique géométrique de Bâtiment**

**I.2.2. Description structurale :****a-Planchers :**

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

**b-Escaliers:**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

**c- Les murs de façades et les cloisons :**

les murs extérieurs seront réalisés en double cloisons de briques creuses de 20 cm éparées par une âme d'air de 5cm.(16.+4)cm

les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm

**d-L'acrotère :**

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde de corps.

acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

**e-L'infrastructure :**

**Elle assure les fonctions suivantes :**

-transmission des charges verticales et horizontales au sol.

-limitation des tassements différentiels

**-Classification du bâtiment selon (RPA 99version 2003)**

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 » car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

**f- Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

**h- Cage d'ascenseur :**

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

**I.3.Règlements et normes utilisés :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).

-CBA 93 (Code du béton armé).

- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

-DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).

-BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

**I.4.Caractéristique mécanique des matériaux :****I.4.1. Le béton :**

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

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5

- 400 L de sable  $C_g \leq 5$  mm

- 800 L de gravillons  $C_g \leq 25$  mm

- 175 L d'eau de gâchage

**Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :**

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).
- Il est influencé par les grandeurs suivantes :
- Le malaxage (type et la durée).
- Le transport (type et le temps écoulé).
- La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- Le Cure du béton.

#### **I.4.2. Résistance mécanique à la compression $f_{cj}$ :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour  $j \leq 28$  jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (} j \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (} j > 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de  $j$ , on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ .

#### **I.4.3. Résistance à la traction $f_{tj}$ :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$  donc  $f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$



## a) Valeurs de calcul à la compression :

## -Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

BAEL91 (Article A.4.3.4)

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$\theta$	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

Tab I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

## a) Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (fig I.6).

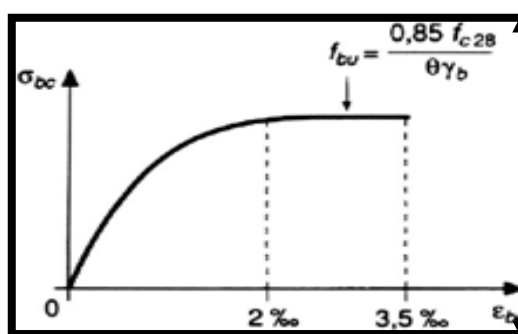


Fig I.1 Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$   $f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} (4 * 10^3 * \epsilon_{bc})$ .

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$   $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

**Contrainte limite à l'ELS :**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

**I.4.4. Module de déformation longitudinale du béton :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  **CBA93 (Article A.2.1.2.1)**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

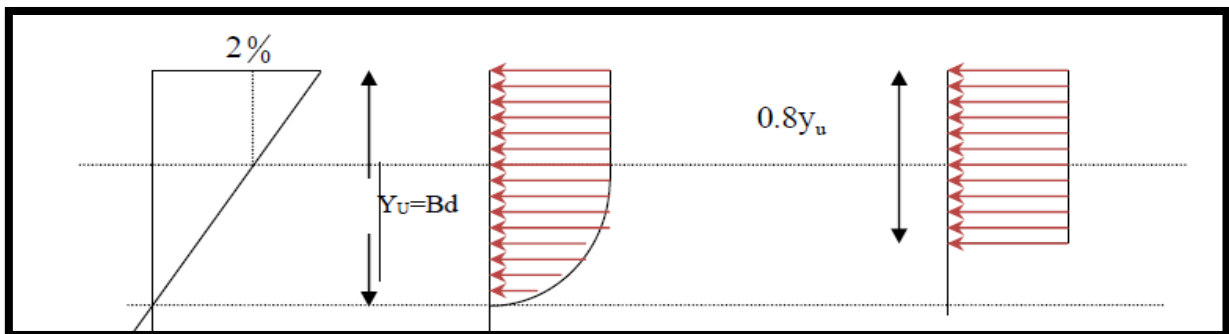
$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$F_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} F_{c28}$$



**Fig I.2. Diagramme des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion)**

**I.4.5. La contrainte de cisaillement : (article A.5.1.2 du BAEL91).**

La contrainte de cisaillement ultime ( $\tau_u$ ) pour les armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ), est donnée par les expressions suivantes :

1- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}, 5 \text{ MPa}). \Rightarrow \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa.}$$

2- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}, 4 \text{ MPa}). \Rightarrow \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa.}$$

**-Etat limite de service (ELS)**

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad [4] \text{ (Article A.4.5.2).}$$

pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$        $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$  .

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

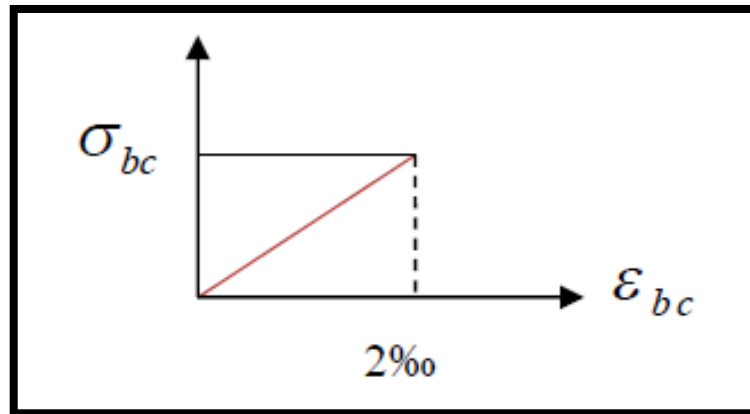


Figure 1.3. Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

**I.4.6 .Autres caractéristiques****-Module de déformation longitudinale du béton A court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} \quad [4] \text{ (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$        $\longrightarrow$        $E_{ij} = 3214.2 \text{ Mpa}$

A long terme

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

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé ( $E_{vj}$ ) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} \quad [4] \text{ (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$        $\longrightarrow$        $E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa}$

**I.4.7. Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0$   $\longrightarrow$  pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2$   $\longrightarrow$  pour le calcul des déformations à l'ELS.

**-Module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

**I.5. Les aciers****I.5.1. Définition**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

-Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

-Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

-Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon [7] (Art.7.2.2) de les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPa et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5 %

**I.5.2. Nuances des aciers utilisés**

-Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.

-Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

**I.5.3. Contraintes de calcul aux états limites****a) Etat limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s & \text{pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \end{cases} \text{ avec } \epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\text{Telle que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle.} \\ \epsilon_s: \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2 \times 10^2 \text{ MPa Modul d'elasticité longitudinale de l'acier} \end{cases}$$

$$\text{Pour notre cas } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa situation accidentelle.} \end{cases}$$

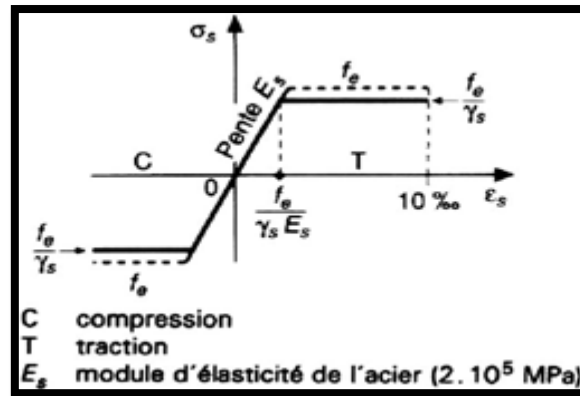


Figure 1.4. Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier

### b) Etat limite de service (ELS) : Selon [3]

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la

valeur de ( $\sigma_s$ ) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

#### -Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min$$

$$[(2/3) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}] \quad [4] \quad (A.4.5.3.3).$$

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min [0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}] \quad [4] \quad (A4.5.3.4).$$

Avec  $\eta$  coefficient de fissuration :

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

$\eta=1.6$ .....Pour les HA.

**-Matériaux utilisés :**

Matériaux	Caractéristique mécanique	
Béton	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25 MPa
	Contrainte limite à l'ELU : situation durable	14,2 MPa
	situation accidentelle	18,45 MPa
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15 MPa
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19 MPa
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39 MPa
Acier	Limite d'élasticité $f_e$	400 MPa
	Module d'élasticité	$2 \times 10^5$ MPa
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle	400 MPa
	situation courante	
	Contrainte à l'ELS : FPN	348 MPa
	Fissuration nuisible	/
	Fissuration très nuisible	240 MPa 176 MPa

**Tab I.3 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser****I.6. Les actions et sollicitations :****I.6.1. Actions**

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences

des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui

entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

-Des charges permanentes.

-Des charges d'exploitation.

-Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

**I.6.2. Les actions permanentes (G)**

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

**I.6.3. Les actions variables (Qi)**

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

**I.6.3. Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

**I.7. Sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux outranchants), de moments (de flexion, de torsion).

**I.8. Hypothèse de calcul :**

- Les sections droites restent planes
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc} ; \sigma_S = E_S \cdot \varepsilon_S$$

- Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_S / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}$$

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

### **I.9. Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

### **I.10. Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$  S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes

$$G+Q+E \quad \quad \quad G : \text{charge permanente}$$

$$G+Q \pm 1,2 E \quad \quad \text{avec} \quad Q : \text{charge d'exploitation}$$

$$0,8 G+E \quad \quad \quad E : \text{effort de séisme}$$



# *Chapitre II*

*Pré dimensionnement des  
éléments porteurs*

## II.1 .Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments la structure .et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et CBA93.et afin d'arriver a déterminer des section économique pour éviter un sur cout d'acier et du béton.

### -La transmission des charges se fait comme suit :

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

## II.2.pré-dimensionnement des éléments secondaires:

### II.2.1.les planchers :

Définition : Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$ht/ L_{\max} \geq 1/22.5$$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

ht: hauteur du plancher

$$L_{\max}=460\text{cm}$$

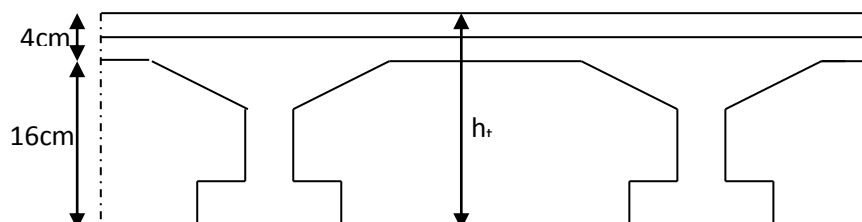
$$ht \geq 460/22,5= 20.44\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur total ht= (16+4)=**20cm**.

Avec :

-**h = 16 cm** : hauteur du corps creux.

-**h<sub>0</sub>= 4cm** : hauteur de la dalle de compression.



**Fig. II.1 : Coupe du plancher à corps creux**

**- Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

**-Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

**-Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 25+5cm.

$L_x$  : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$b_0 = (ht/3 ; ht/2) \rightarrow b_0 = (20/3 ; 20/2) \rightarrow (6 ; 10)$  Soit :  $b_0 = 12\text{cm}$

**CBA93 (article A.4.1.3)**

le section en travée à considères est une section (T) tel que la longueur de la table est donné par les condition suivant :

$L_n = b - b_0 \quad 60 - 12 = 48$

$b_1 \leq \min (L_{max}/10; 460/10) = 46\text{cm}$

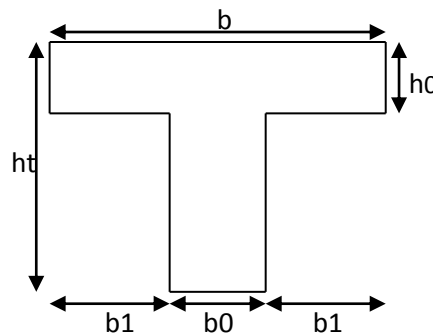
$b_1 \leq \min (L_n/2 = 48/2 = 24\text{cm})$

$b_1 = 24\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = 2 \times 24 + 12 = 60$

Soit :  $b = 60\text{cm}$  .



ht(cm)	h0(cm)	b (cm)	b1(cm)	b0(cm)
20	4	60	24	12

**II.2.2 .dalles pleines :**

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus .ce type d'élément travaille essentiellement en flexion( poutrelles ou murs)

Son prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a) Critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

b) Critère de coupe feu :

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad \text{pour une heure de coupe feu.}$$

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

$$e \geq 17.5 \text{ cm} \quad \text{pour quatre heures de coupe feu.}$$

c) Isolation phonique:

selon les règles techniques (CBA93) en vigueur, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à obtenir une bonne isolation acoustique ou limite de...

- Résistance à la flexion :

- dalles pleines des balcons :

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe feu est la plus défavorable. On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

### II.2.3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place. Pour le dimensionnement, on utilise généralement la formule de **BLONDEL**.

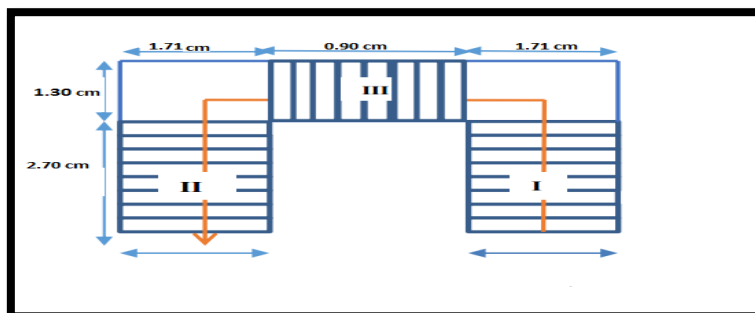


Fig.II.2.é.schéma d'Escalier

$h$  : hauteur de contre marche.

$g$  : largeur de marche.

Pratiquement : la hauteur  $h$  :  $14 \leq h \leq 20$  cm .

La largeur  $g$  :  $24 \leq g \leq 32$  cm . On prend :  $h = 17$  cm et  $g = 30$  cm.

Formule de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 66 \quad 2.h+g = (2 \times 17) + 30 \Rightarrow 64 \text{ cm} \quad 59 \leq 66 \leq 66$$

- Nombre de contre marche :

$$N = H/2/h = 340/2/17 = 10 \text{ contre marche}$$

$N$  : nombre de contre marche.  $H$  : hauteur d'étage.

$h$  : hauteur de la contre marche.

**Nombre de marche :**

$$n = N - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marche} \quad n = L/g \quad L = n \times g = 9 \times 30 = 270 \text{ cm.}$$

Inclination de la paillasse :

$$\text{Pour l'étage : } \tan \alpha = H/2/l = 340/2/270 = 0.63 \quad \alpha = 32.20$$

Epaisseur de L'escalier:

$$L/40 \leq e \leq L/30$$

Longueur de L'escalier:

$$L = L \text{ paillasse} + L \text{ palier}$$

$$340/30 \leq e \leq 340/40 \quad 11.33 \leq e \leq 8.5 \text{ on prendre } e = 14 \text{ cm}$$

### II.2.4. L'acrotère :

#### Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal NG dû au Poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

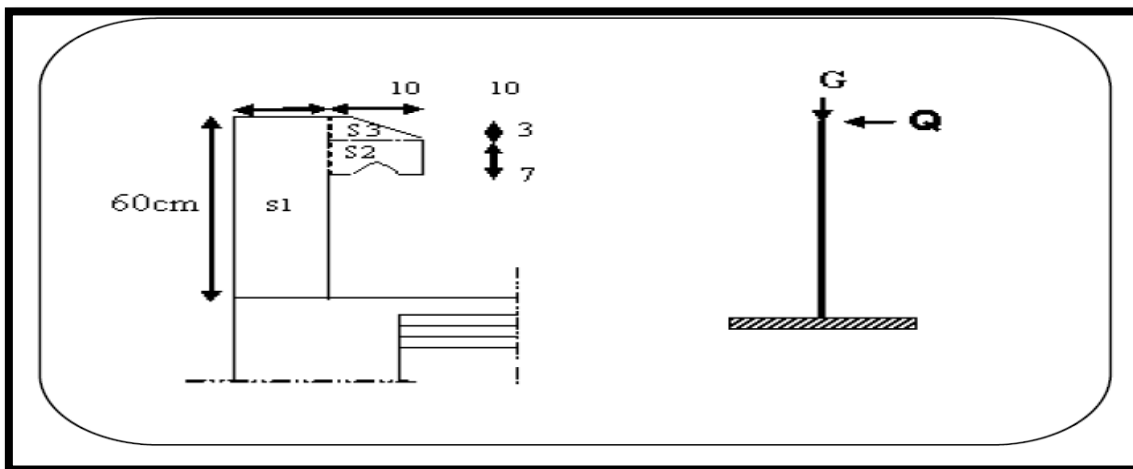


Fig.II.3.L'acrotère.

#### -Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

Calcul des armatures se fait une bande de 1 m de

largeur  $S1+S2+S3=(0.1 \times 0.6)+(0.07 \times 0.1)+(0.03 \times 0.1 \times 0.5)=0.0685$  m

G1 : Poids de l'acrotère par mètre.

G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre

#### Evaluation des charges :

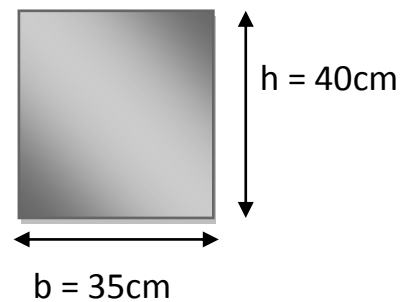
$G1=0.0685 \times 2500 \times 1=171.25$  daN/ml       $G2=0.1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000=12$  daN/ml

**Poids propre :**

$$G=G_1+G_2=12+171.25=183.25\text{daN/ml}$$

**II.3.Pré-Dimensionnement des éléments****II.3.1.Generalites :**

Le pré-dimensionnement a pour objet le calcul préliminaire des sections des différents éléments résistants donnés dans le plan d'architecture. Les sections prédéfinies pourraient être modifiées en cas de non vérification des conditions préconisées par les règlements en vigueur RPA 99 et BAEL 91.

**II.3.2. Pré-dimensionnement des poteaux :**

Spécifications des règles (RPA99) : Pour la zone II

$$\checkmark \text{ Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifier}$$

$$\checkmark \text{ Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow 40\text{cm} > \frac{340}{20} = 17 \leq 35\text{cm} \text{ condition vérifier}$$

$$\checkmark 1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < \frac{35}{40} = 0.875 < 4 \text{ condition vérifier}$$

On poteaux une section de  $(35 \times 40)\text{ cm}^2$  pour tous les poteaux

Tout les condition sont vérifiées; alors on adopte pour des poteaux de dimensions  $(40 \times 35)$ .  
pour RDC et les 9 etages

**II.3.3.Pré-dimensionnement des poutres:****b.1.poutres principales :**

**Condition Flèche (BAEL91) :**

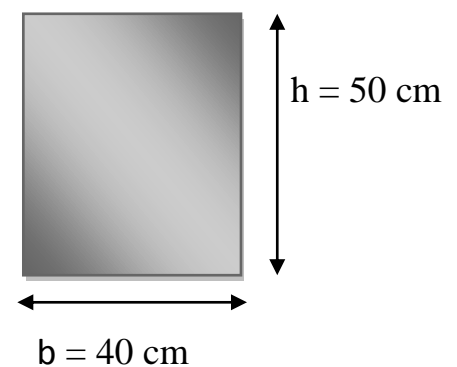
$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{max}}$$

$$L_{\text{max}} : \text{la plus grande portée.} \Rightarrow L_{\text{max}} = 5.92\text{ cm}$$

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 5.92 \Rightarrow h = (39.46 \div 59.2) \quad \text{On prend donc : } h = 50\text{ cm.}$$

$$b = (0.30 \div 0.60).h \Rightarrow b = (0.30 \div 0.60) 50 \Rightarrow b = (15 \div 30)$$

On prend donc :  $b = 40\text{cm}$  donc On une section de  $(40 \times 50)\text{ cm}^2$



Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow 40\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$h \geq 30\text{ cm} \quad 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} < 4\text{cm} \quad \frac{50}{40} \leq 1.25 \leq 4\text{cm} \quad \text{condition vérifier}$$

### b .2.poutres secondaires :

#### Condition de flèche (BAEL91) :

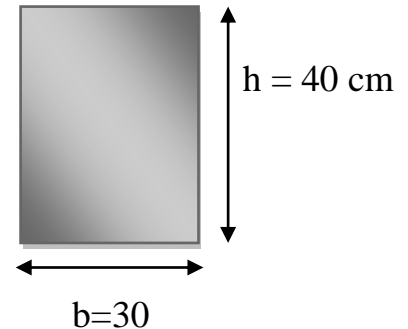
$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée.  $\Rightarrow L_{\max} = 460\text{ cm}$

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 460 \Rightarrow h = (30.66 \div 46) \quad \text{On prend donc : } h = 40\text{ cm}$$

$$b = (0.30 \div 0.60).h \Rightarrow b = (0.30 \div 0.60) 40 \Rightarrow b = (12 \div 24)$$

On prend donc :  $b = 30\text{ cm}$  donc on adopte  $(30 \times 40)\text{ cm}^2$



Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$h \geq 30\text{ cm} \quad 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} < 4\text{cm} \quad \frac{40}{30} \leq 1.33 \leq 4\text{cm}$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales :  $b \times h = (40 \times 50)\text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $b \times h = (30 \times 40)\text{ cm}^2$

### II.3.4.Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé sera faite selon l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.



-Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

-Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

-Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition

$(L \geq 4 e)$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

-L : porté du voile.

-e : épaisseur du voile.

d après L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_{eu}$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la Fig (II.5).sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.) Donc :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de l' RPA 99 :

L'épaisseur minimale ( $e_{min}$ ) est de 15cm .

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.40 - 0.20 = 3.20$  m et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes

$$e \geq \frac{h_e}{25} \quad \rightarrow e \geq \frac{320}{25} \quad \rightarrow e \geq 12.8 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \quad \rightarrow e \geq \frac{320}{22} \quad \rightarrow e \geq 14.54 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow e \geq \frac{320}{20} \quad \rightarrow e \geq 16$$

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

$$e \geq \max(15; 12.8; 14.54; 16)$$

$$e \geq 16 \text{ cm} \quad \text{on adopte } a = 16 \text{ cm}$$

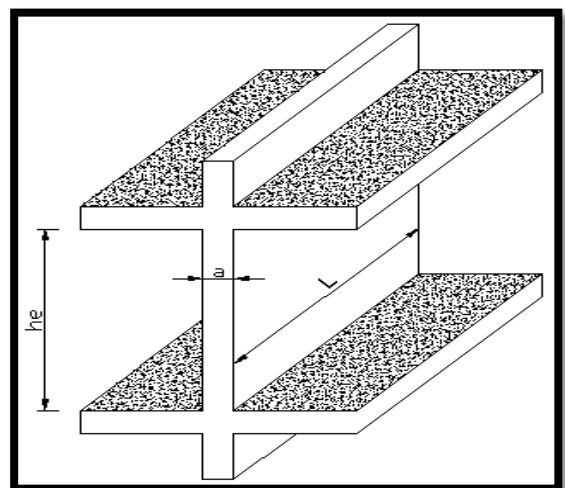


Fig. II.4. les voiles.

**II.4. Descente de charge :****II.4.1. Introduction :**

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades ..... etc.) et les charges d'exploitations.

**II.4.2. Rôle de descente des charges :**

Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

**II.4.3. Les types des charges :****-Charges permanentes :**

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs Elles sont déterminées à partir :

Poids volumique des matériaux exprimé en KN/m<sup>3</sup>

Poids spécifique des éléments exprimé en KN/m<sup>2</sup>

**-Charge variable :**

On distingue deux familles principales :

Les charges d'exploitation et les charge climatiq

**II.4.4.Evaluation des charges appliquées : a.Plancher terrasse inaccessible :**

N°	Couche	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	0.05	17	0.85
2	Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Corps creux	0.16+0.04	/	2.80
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Enduit en platre	0.02	10	0.2
				$\Sigma G=6.33KN$ /m <sup>2</sup>

**Tab.1.II. charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.**

$$G=6.33 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1 \text{ KN/m}^2$$

**b .Plancher etage courant : Charge permanente :**

N°	Couche	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Corps creux	0.16+0.04	/	2.80
4	Isolation phonique	0.02	18	0.36
5	Enduit en platre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation	/	/	1
				$\Sigma G=5.2KN/m^2$

$$Gt=5.2KN/m^2 \quad Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

**Tab.2. II .charges permanents due la dalle de niveau étage courant.**

**c. L'escalier :**

**-Paillasse :**

N°	Couche	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Marche	0.17/2	25	2.125
4	Paillasse	0.14/cos32.20	25	4.503
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Gard-corps			900
				$\Sigma G=8.728 \text{ KN/m}^2$

**Tab.3. II. Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.**

$G=8.728\text{KN/m}^2$

$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

**-Palier :**

N°	Couche	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Dalle en B.A	0.14	25	3.5
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
				$\Sigma G=4.70 \text{ KN/m}^2$

$G=4.7\text{KN/m}^2$

$Q =2.50 \text{ KN/m}^2$

**Tab.4.II. Evaluation des charges permanentes dans le palier d'escalier.**

**d. Balcon :****- balcon accessible (dalle pleine) -Charge permanente :**

N°	Couche	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Dalle pleine	0.15	25	3.75
4	Enduit en ciment	0.02	10	0.2
5	Lite de sable	0.02	18	0.36
				$\Sigma G=5.11 \text{ KN/ m}^2$

**Tab.5.II. Evaluation des charges permanentes dans le balcon.**

$G=5.11\text{KN/ m}^2$

$Q=3.5\text{KN/m}^2$

**e .Mur extérieure :-Charge permanente :**

N°	Couche	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creux	0.15	13	1.95
3	Brique creux	0.10	9000	0.9
4	Enduit en plâtre	0.01	10000	0.1
				$\Sigma G=3.310\text{KN/m}^2$

**Tab.6.II. Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs**

$G=3.310\text{KN/m}^2$

On suppose que la surface des vides est de 25 donc

$G=G1-0.25\times G1=3.310\times 0.25=2.4825\text{KN/m}^2$

**II.4.5. Décent de charge Poteau intermédiaire :**

**-Poteau intermédiaire Calcule la surface afférente**

**-Terrasse**

$$SG = (2.1+1.7)(2.81+1.87)$$

$$SG = 17.784m^2$$

$$SQ = (1.9+2.3)(2.96+2.02)$$

$$SQ = 20.916 m^2$$

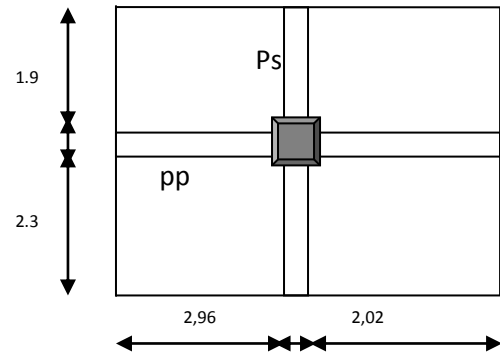
**- Etage**

$$SG = (2.1+1.7)(2.81+1.87)$$

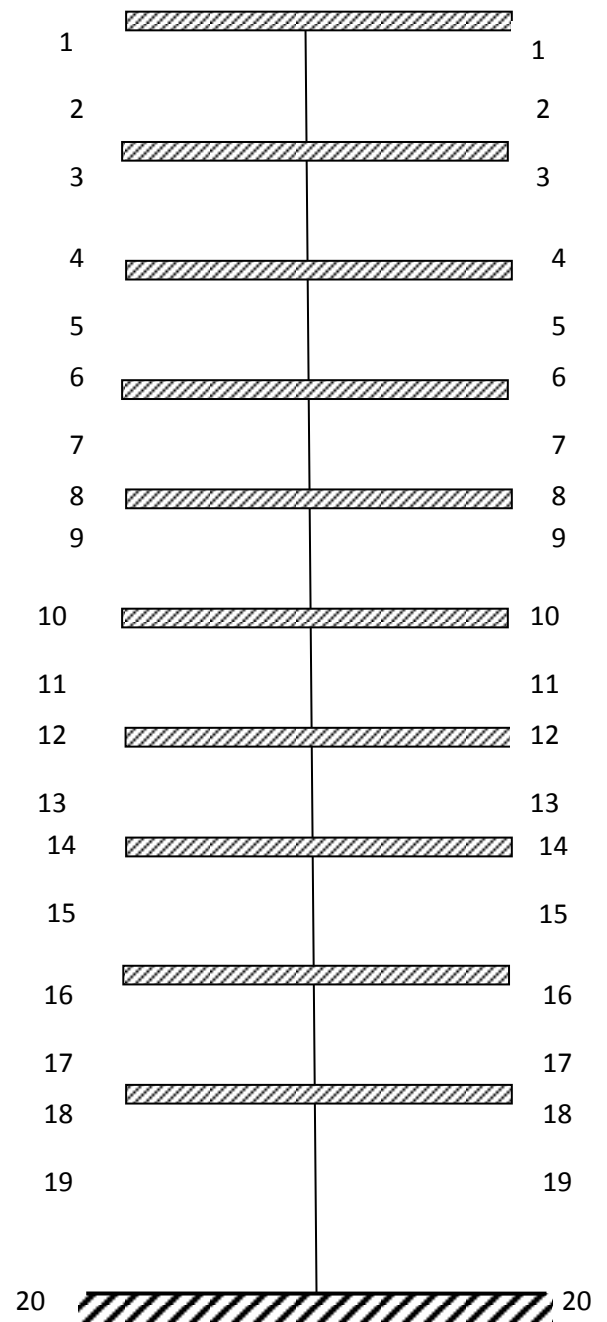
$$SG = 17.784m^2$$

$$SQ = ((4.60+3.80)/2) = ((5.92+4.04)/2)$$

$$SQ = 20.916 m^2$$



**Fig . II.5. La surface afférente**



**Fig.II.6.Coupe vertical du poteau**

N	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : (17.784 × 7.33)= Poutre p : (0.40×0.50×25×4.98)= Poutre s : (0.30×0.40×25×4.2)= Poteau : (0.35×0.40×25×(3.40-3.0.40)=	130.32  24.9  12.6  10.5	20.916
	Σ	178.32	20.916
2-2	Venant 1-1 Plancier étage courant : (17.78×6.20)= Poutre p : (0.40×0.50×25×4.98)= Poutre s : (0.30×0.40×25×4.2)= Poteau : (0.35×0.40×25×(3.40-3.0.40)=	178.32  110.23  24.9  12.6  10.5	1.5*20.916
	Σ	336.55	52.286
3-3	Venant 2-2 Plancier étage courant : (17.78×6.20)= Poutre p : (0.40×0.50×25×4.98)= Poutre s : (0.30×0.40×25×4.2)= Poteau : (0.35×0.40×25×(3.40-3.0.40)=	336.55  110.23  24.9  12.6  10.5	1.5*0.9*20.916

	$\Sigma$	494.78	80.516
4-4	Venant 3-3 Plancier étage courant : (17.78×6.20)= Poutre p : (0.40×0.50×25×4.98)= Poutre s : (0.30×0.40×25×4.2)= Poteau : (0.35×0.40×25×(3.40-3.0.40)=	494.78 110.23 24.9 12.6 10.5	1.5*0.8*20.916
	$\Sigma$	653.01	105.625
5-5	Venant 4-4 Plancier étage courant : (17.78×6.20)= Poutre p : (0.40×0.50×25×4.98)= Poutre s : (0.30×0.40×25×4.2)= Poteau : (0.35×0.40×25×(3.40-3.0.40)=	653.01 110.23 24.9 12.6 10.5	1.5*0.7*20.916
	$\Sigma$	811.24	127.585
6-6	Venant 5-5 Plancier étage courant : (17.78×6.20)= Poutre p : (0.40×0.50×25×4.98)= Poutre s : (0.30×0.40×25×4.2)=	811.24 110.23 24.9 12.6	1.5*0.6*20.916



	Poteau : $(0.35 \times 0.40 \times 25 \times (3.40 - 3.0.40)) =$	10.5	
	$\Sigma$	969.47	146.409
7-7	Venant 6-6 Plancier étage courant : $(17.78 \times 6.20) =$ Poutre p : $(0.40 \times 0.50 \times 25 \times 4.98) =$ Poutre s : $(0.30 \times 0.40 \times 25 \times 4.2) =$ Poteau : $(0.35 \times 0.40 \times 25 \times (3.40 - 3.0.40)) =$	969.47 110.23 24.9 12.6 10.5	1.5*0.5*20.916
	$\Sigma$	1127.7	162.096
8-8	Venant 7-7 Plancier étage courant : $(17.78 \times 6.20) =$ Poutre p : $(0.40 \times 0.50 \times 25 \times 4.98) =$ Poutre s : $(0.30 \times 0.40 \times 25 \times 4.2) =$ Poteau : $(0.35 \times 0.40 \times 25 \times (3.40 - 3.0.40)) =$	1127.7 110.23 24.9 12.6 10.5	1.5*0.5*20.916
	$\Sigma$	1285.93	177.783
9-9	Venant 8-8  Plancier étage courant :	1285.93  110.23	1.5*0.5*20.916

	$\Sigma$	1444.16	193.47
10-10	Venant 9-9	1285.93	1.5*0.5*20.916
	Plancier étage courant : (17.78×6.20)=	110.23	
	Poutre p : (0.40×0.50×25×4.98)=	24.9	
	Poutre s : (0.30×0.40×25×4.2)=	12.6	
	Poteau : (0.35×0.40×25×(3.40-3.0.40))=	10.5	
	$\Sigma$	1602.39	209.157
	(17.78×6.20)=		
	Poutre p : (0.40×0.50×25×4.98)=	24.9	
	Poutre s : (0.30×0.40×25×4.2)=	12.6	
	Poteau : (0.35×0.40×25×(3.40-3.0.40))=	10.5	

Donc :

La charge permanent  $G=1602.39$  KN

La charge d'exploitation  $Q =209.15$  KN

#### II.4 .6.Vérification des sections adoptées pour les poteaux :

La charge permanent  $G =1602.39$  KN

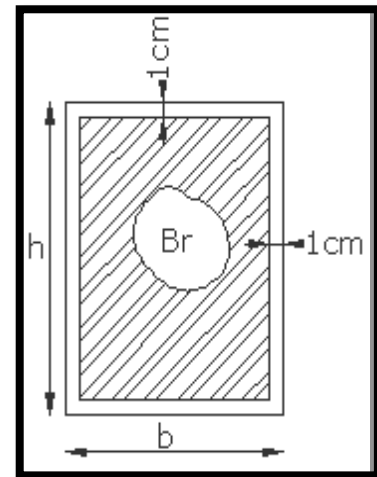
La charge d'exploitation  $Q =209.15$  KN

$N_u$  ( effort normale)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow N_u = 1.35 \times 1602390N + 1.5 \times 209157 N$$

$$N_u = 2476962 \text{ N}$$

$$N_{ser}=1602390+209157=1811547N$$



#### Article BAEL91 :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} Br + \frac{A_{fe}}{\gamma_s} \right]$$

$Br$ : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle

1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique .

$$Br = (h - 2)(b - 2) \rightarrow Br = (35 - 2)(40 - 2)$$

$$Br = 1254 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 \text{ ( dans le ca général)}$$

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

$$A = \max ( A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPA} )$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 350 \times 400}{100} = 280 \text{mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(350+400)}{100} = 60 \text{mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$ARPA = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.9 \% B \quad (\text{zone IIb})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.9}{100} (400 \times 350) = 1260 \text{ mm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}) = 1260 \text{ mm}^2 = 12.60$$

$\alpha$ : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique qui prend les valeurs.

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2) \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

l'élanement mécanique est égale à :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$i$ : rayon de giration de la section droite du béton seul calculé dans le plan de flambement:

$l_f$  : la longueur de flambement:

$$\text{On a : } l_f = 0.7 \times 3.40 = 2.38 \text{ m}$$

Alors :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{l_f}{b} = 2.38 \times \frac{\sqrt{12}}{0.35} = 23.55 < 50$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} = 2.38 \times \frac{\sqrt{12}}{0.40} = 20.61 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{23.55}{35}\right)^2} = 0.779$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{20.61}{35}\right)^2} = 0.794$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} Br + \frac{A_{fe}}{\gamma_s} \right] \leq 0.794 \left[ \frac{25 \times 10^2 \times 1254}{0.9 \times 1.5} + 1260 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2191823 \text{ N}$$

2191823 > ... 2476962N ... condition non vérifier

**II.4.7.Vérification vis-à-vis RPA99(ART 7.4.3.1p50) :**

**Condition de l'effort tranchant de compression :**

$$\nabla = \frac{Nd}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$\nabla = \frac{1811547}{350 \times 400 \times 25} \leq 0.3$$

$\nabla = 0.517 \leq 0.3$  condition non vérifier

**II.4.8.Condition de RPA2003(7.4.3) :**

$$B \geq \frac{NT}{0.3 \times f_{c28}} = \frac{247.6962 \times 10^{-6}}{0.3 \times 25} = 0.33 \text{ m}^2$$

$$B \geq B = a \times b = 0.35 \times 0.40 = 0.14 \text{ m}^2$$

Si on prends : (55×60) = 0.330 m<sup>2</sup>

ou (50×70) = 0.35m<sup>2</sup>

# *Chapitre III*

*Calcul des éléments*

*secondaires*

**III. 1. Les planchers :**

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs.
- De plateforme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on utilise : Les planchers à corps creux.

**III.1.2. Justification du choix des planchers corps creux :**

- Absence de charges concentrées importantes sur les planchers.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

**III.1.3. Méthode de calcul :**

Il y a plusieurs méthodes qui peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes :

**III.1.4. Les méthodes approchées et les méthodes exactes :**

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir aux bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire pour chaque élément secondaire.

**-Méthode forfaitaire :****-Condition d'application :**

- ❖  $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$ .
- ❖ Inertie constante.
- ❖  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ .
- ❖ Fissuration peu nuisible.

**III.1.5. Evaluation des charges :****- P plancher terrasse inaccessible:****a-Charge permanente :**

$$G=7330\text{N/m}^2$$

**b-Surcharge d'exploitation :**

$$Q=100\text{0N/m}^2$$

**-Plancher étage courant****a-Charge permanente :**

$$G=6200\text{N/m}^2$$

**b-Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1500\text{N/m}^2$$

**D'après les règles B.A.E.L83 Page 298**

On va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies.

**Condition :**

**Condition x-x est le sens porteur :**

dans ce cas : la méthode forfaitaire applicable

$$1) 0.8 \leq l_i / l_i + 1 \leq 1.25$$

$$2) I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = \text{cte}$$

3) fissuration peu nuisible pour le plancher terrasse

$$L_{\max} = 4.6\text{m} \rightarrow 4.60 / 22.5 = 20\text{cm}$$

$$\text{entr axes } L = 4.30 \text{ cm on prend } (16+4) \text{ cm}^2$$

dans votre cas : le poids de plancher est augmenté de  
 $(620/520) \times 100 = 1.2$

**III.1.6 . Plancher terrasse inaccessible :**

**-Poutrelle de 04 travées :**

**-Combinaisons d'Actions :**

**-1 E. L. U :**

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.60 \quad P_u = (1.35 \times 6330 + 1.5 \times 1000) \times 0.60$$

$$P_u = 60273 \text{ N/m}^2$$

**-2 E. L. S :**

$$P_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0.60 \quad P_{\text{ser}} = (1000 + 6330) \times 0.60 \quad P_{\text{ser}} = 4398 \text{ N/m}^2$$

**III.1.7. Vérifications :**

$$1 / Q \leq 2G \rightarrow Q = 1000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} < 2 \times 6330 = \frac{12660\text{N}}{\text{m}^2} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$Q \leq 5000 \text{ N/m}^2 \rightarrow 1000 \leq 5000 \text{ (condition vérifiée)}$$

2/ le moment d'inertie est constant dans les différentes travées (condition vérifiée)



$$3/0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < \frac{4.6}{3.8} = 1.21 < 1.25 \text{ (condition virifiée)}$$

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < \frac{3.8}{3.8} = 1.21 < 1.25 \text{ (condition virifiée)}$$

4/ La fissuration est peu nuisible puisque les planchers sont protégés. Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$$\alpha_{p.t} = \frac{q}{g+q} = \frac{1000}{1000+6330} = 0.13$$

$$\alpha_{p.ec} = \frac{q}{g+q} = \frac{1500}{1500+5200} = 0.22$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.039$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.519$$

-  $M_0$  : Moment isostatique d'une travée.

-  $M_t$ : Moment d'une travée.

-  $M_w$ : Moment gauche.

-  $M_e$  : Moment droite.

**Travée :**

$$M_t \geq M_{\max}(1.5(1+0.3\alpha))M_0 - (M_w + M_e / 2)$$

$$M_t \geq ((1.2+0.3\alpha)/2)M_0 \quad \text{Rive}$$

$$M_t \geq ((1+0.3\alpha)/2)M_0 \quad \text{Inter}$$

### III.1.8. Types 1

-1 E.L.U:

- Le moment isostatiques :

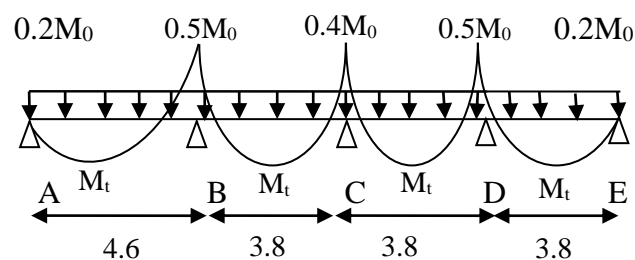


Fig.III.1.Moments sur une poutre 4 travées

$$L = 4.6 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{60273 \times (4.6)^2}{8} = 159422 \text{ N.m}$$

$$L = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{60273 \times (3.8)^2}{8} = 108792 \text{ N.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Coficients	0.2	0.5	0.4	0.5	0.2
M0(N.m)	159422	159422	108792	108792	108792
Ma(N.m)	31884	79711	43516	54396	21758
Mt(N.m)	111595	105779	89775		76154

**- La moment en travée**

**Dans La Travée AB de rive :**

$$M_t \geq M_{\max}(1.05 ; (1+0.3 \times \alpha)) M_0 - ((M_w + M_e) / 2)$$

$$M_t \geq (1.05 \times 159422) - ((31884 + 79711) / 2) = 111595 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1.2 + 0.3 \alpha) / 2) \times M_0 = ((1.2 + 0.3 \times 0.13) / 2) \times 159422 = 98761 \text{ N.m}$$

$$M_t(AB) = \text{Max}(111595 ; 98761) = 111595 \text{ N.m}$$

**Travée BC de intermédiaire :**

$$M_t \geq M_{\max}(1.05 \times 159422) - ((79711 + 43516) / 2) = 105779 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1 + 0.3 \alpha) / 2) \times M_0 = ((1 + 0.3 \times 0.13) / 2) \times 159422 = 82819 \text{ N.m}$$

$$M_t(BC) = \text{Max}(105779 ; 82819) = 105779 \text{ N.m}$$

**- Effort Tranchants**

**E.L.U:**

Travée AB

$$T^d = -(q_l / 2) + (M_d - M_g / l) \quad T^g = (q_l / 2) + (M_d - M_g / l)$$

$$T^d = -60273 \times 4.6 / 2 + 79711 - 31884 / 4.6 = -114714 \text{ N}$$

$$T^g = 60273 \times 4.6 / 2 + 79711 - 31884 / 4.6 = 149025 \text{ N}$$

**- E.L.S:**

**- Le moment isostasie :**

$$L = 4.6 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{4398 \times (4.6)^2}{8} = 11632.71 \text{ N.m}$$

$$L = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{4398 \times (3.8)^2}{8} = 7938.39 \text{ N.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Confidents	0.2	0.5	0.4	0.5	0.2
M0(N.m)	11632.71	11632.71	7938.39	7938.39	7938.39
Ma(N.m)	2326.54	5816.36	3175.36	3969.20	1587.68
Mt(N.m)	8642.90	7718.49	4763.02	5556.86	

**- La moment en travée :**

**Dans La Travée AB de rive :**

$$M_t \geq M \max(1.05 ; (1+0.3 \times \alpha)) M_0 - ((M_w + M_e) / 2)$$

$$M_t \geq (1.05 \times 11632.71) - ((1326.54 + 5816.36) / 2) = 8642.90 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1.2 + 0.3 \alpha) / 2) \times M_0 = ((1.2 + 0.3 \times 0.130) / 2) \times 11632.71 = 272.21 \text{ N.m}$$

$$M_t(AB) = \text{Max}(8642.90; 272.21 \text{ N}) = 8642.90 \text{ N.m}$$

**Travée BC intermédiaire :**

$$M_t \geq M \max(1.05 \times 11632.71) - ((5816.36 + 3175.36) / 2) = 7718.49 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1 + 0.3 \alpha) / 2) \times M_0 = ((1 + 0.3 \times 0.130) / 2) \times 11632.71 = 6043.19 \text{ N.m}$$

$$M_t(BC) = \text{Max}(7718.49; 6043.19 \text{ N}) = 7718.49 \text{ N.m}$$

**- Effort Tranchants**

**-E.L.S:**

**Travée AB**

$$T^d = -(ql/2) + (M_d - M_g/l) \quad T^g = (ql/2) + (M_d - M_g/l)$$

$$T^d = -4398 \times 4.6/2 + 7160.67 - 2864.27/4.6 = -11519.35 \text{ N}$$

$$T^g = 4398 \times 4.6/2 + 7160.67 - 2864.27/4.6 = 13387.35 \text{ N}$$

7-10 ELU

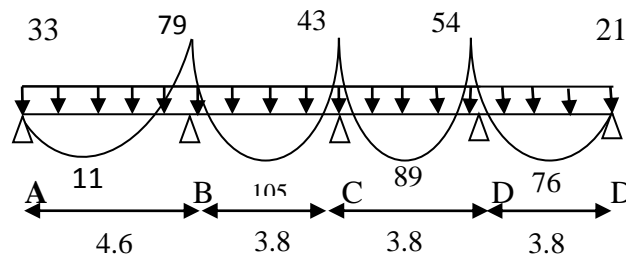


Fig. III.2. Moments sur ne poutre 4 travées

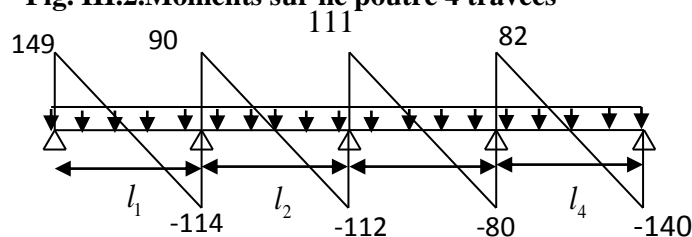
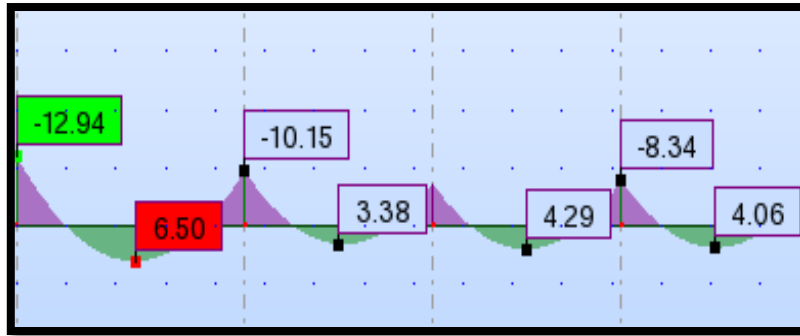
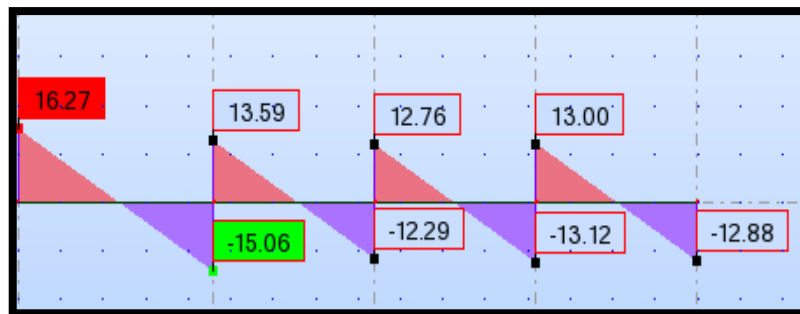


Fig.III.3.Effort tranchant d'une poutre de 4 travées



Moment à l'état limite ultime



Effort tranchant à l'ELU

- ELS

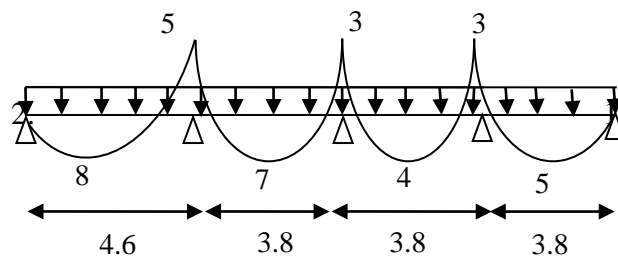


Fig.III.4. Moments sur une poutre de 4 travées

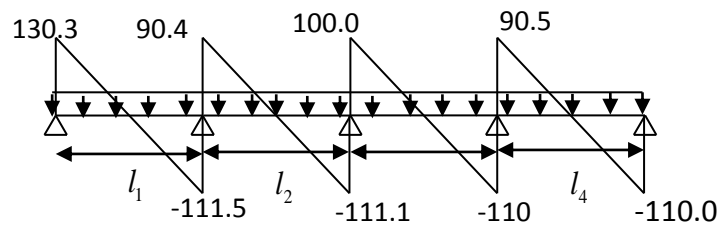
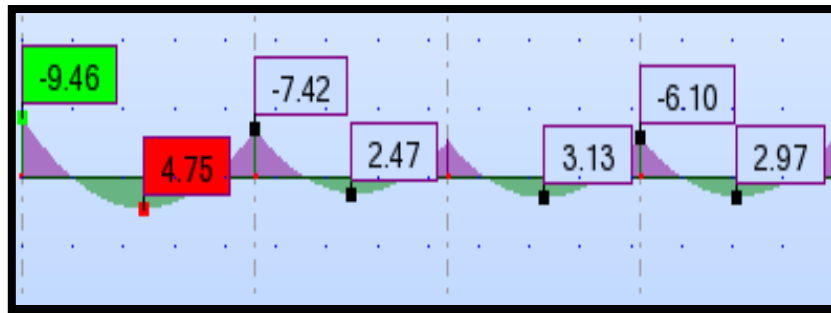
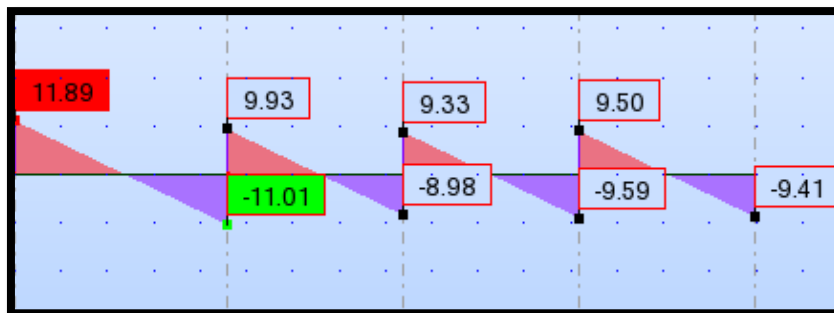


Fig.III.5 .Effort tranchant d'une poutre de 4 travées



Moment à l'état limite servi



Effort tranchant I E L S

III.1.9. Types 2

- E.L.U:

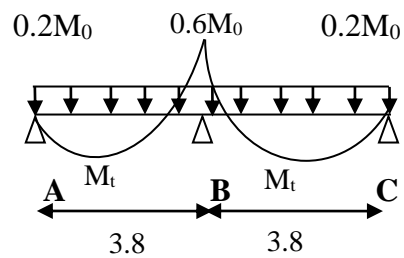


Fig.III.6. Moments sur une poutre à deux

- Le moment ixostatiques

$$L = 3.8\text{m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{60273 \times (3.8)^2}{8} = 108792 \text{ N.m}$$

Appuis	A	B	C
Confidents	0.2	0.6	0.2
M0(N.m)	108792	10879	108792
Ma(N.m)	21758	65275	21758
Mt(N.m)	70715	70715	

**-La moment en travée :**

**Dans La Travée AB=BC**

$$M_t \geq M \max(1.05 ; (1+0.3 \times \alpha)) M_0 - ((M_w + M_e) / 2)$$

$$M_t \geq (1.05 \times 108792) - ((21758 + 65275) / 2) = 70715 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1.2 + 0.3 \alpha) / 2) \times M_0 = ((1.2 + 0.3 \times 0.130) / 2) \times 108792 = 67396 \text{ N.m}$$

**-Effort Tranchants :**

**Travée BC**

$$T^d = -(ql/2) + (M_d - M_g/l) \quad T^s = (ql/2) + (M_d - M_g/l)$$

$$T^d = -60273 \times 3.8 / 2 + 65275 - 21758 / 3.8 = -123338 \text{ N}$$

$$T^s = 60273 \times 3.8 / 2 + 65275 - 21758 / 3.8 = 125970 \text{ N}$$

**- E.L.S:**

**- Le moment ixostatiques**

$$L = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{4398 \times (3.8)^2}{8} = 7938.39 \text{ N.m}$$

Appuis	A	B	C
Confidents	0.2	0.6	0.2
M0(N.m)	7938.39	7938.39	7938.39
Ma(N.m)	1587	4763	1587
Mt(N.m)	5159	5159	

**- La moment en travée**

**Dans La Travée AB=BC**

$$M_t \geq M \max(1.05 ; (1+0.3 \times \alpha)) M_0 - ((M_w + M_e) / 2)$$

$$M_t \geq (1.05 \times 7938.39 + 1587 + 4763) / 2 = 5159 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1.2 + 0.3 \alpha) / 2) \times M_0 = ((1.2 + 0.3 \times 0.130) / 2) \times 7938.39 = 4917 \text{ N.m}$$

**Travée BC**

$$T^d = -(ql/2) + (Md - Mg/l) \quad T^g = (ql/2) + (Md - Mg/l)$$

$$T^d = -4398 \times 3.8/2 + 4763 - 1587/3.8 = -7520 \text{ N}$$

$$T^g = 4398 \times 3.8/2 + 4763 - 1587/3.8 = 9191 \text{ N}$$

- ELU

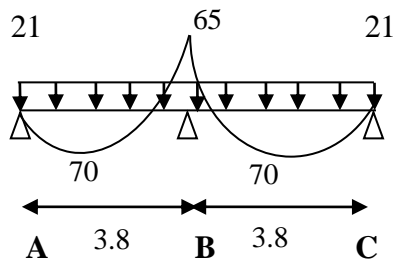


Fig.III.7. Moments sur une poutre à deux

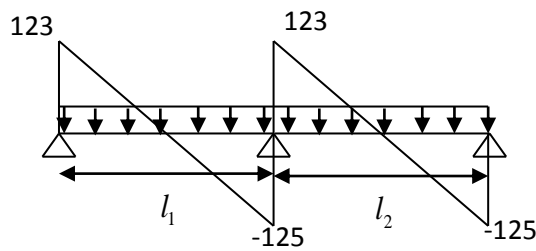


Fig.III.8. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

- ELS

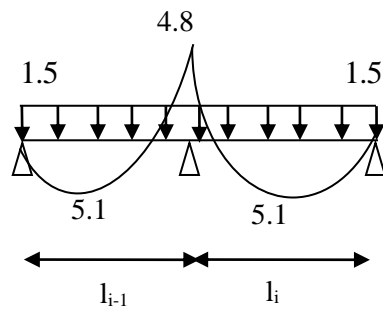


Fig.III.9. Moments sur une poutre à deux travées

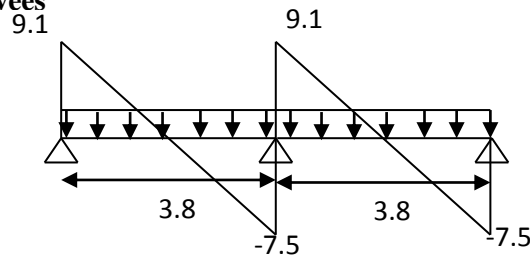


Fig.III.10. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

## III.1.10. Calcul du ferrailage:

	Ma max(N.m)	Mt max(N.m)	T max
E.L.U	79711	111595	149025
EL.S	5816	8642.90	13387

## - L'enrobage

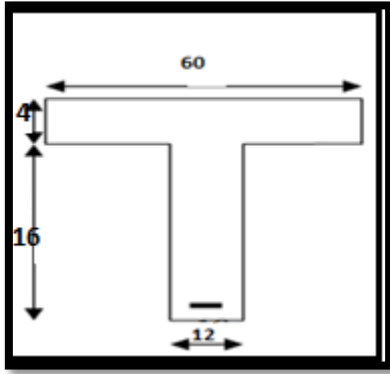


Fig.III.11 . Section de ferrailage de poutrelle.

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \phi \geq \frac{h_t}{10} = \frac{20}{10} = 2$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Alors on adopte  $c = 2 \text{ cm}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

**E.L.U :**

$$M_t^{\max} = 111595 \text{ N.m}$$

## - Calcul des armatures longitudinales:

**En Travée:**

Le moment fléchissant  $M_{\text{Table}}$  équilibré par la table est:

$$M_{\text{Table}} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 88608 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 111595 \text{ N.m} < M_{\text{tab}} 88608 \text{ Nm}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur  $b$ .

**En Appuis :**

$$M_a = 79711 \text{ N.m}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu \ell = 0.392 \quad ; \quad \text{avec} \quad : \quad \mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2}$$



$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \quad ; \quad A = \frac{M}{\sigma_s d \beta}$$

Élément	M(N.m)	b0(cm)	$\mu$	$\mu l$	A	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )
Appuis	79711	12	0.046	0.392	0.0588	0.976	2.34
Travée	111595	60	0.013	0.392	0.0163	0.993	3.22

**- Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2,)page29**

$$A_{min} \geq 0.23b. d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

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

**- En travée :**  $A_{min} \geq 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.956\text{cm}^2$

**- En appuis :**  $A_{min} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.391\text{cm}^2$

**- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)page153**

**En travée :**  $A'm \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 60 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$

**En appuis :**  $A'm \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 12 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2$

**-Vérification de contrainte à l'ELS :**

$$\alpha \leq \alpha 1 = \frac{y-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \quad \quad y = \frac{M_u}{M_s}$$

Élément	A	Mu	Ms	Y	$f_{t28}$	$\alpha 1$	Condition
Appuis	0.13250	9795.85	7160.67	1.36	25	0.435	C.V
Travée	0.0262	13714.20	10024.94	1.36	25	0.435	C.V

**- Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1)page29**

$$A_{min} \geq 0.23b. d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

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

**- En travée :**  $A_{min} \geq 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.3\text{cm}^2$

**- En appuis :**  $A_{min} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.60\text{cm}^2$

**- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)page153**

**En travée :**  $A'm \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 60 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$

**En appuis :**  $A'm \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 12 \times 20 = 0.24\text{cm}^2$

Elements	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A'min (cm <sup>2</sup> )	Amax(cm <sup>2</sup> )	Aadp(cm <sup>2</sup> )	Choix
Appui	2.34	0.391	0.36	1.10	2.26	2 HA 12
Travée	3.22	1.956	1.8	1.956	3.39	3 HA 12

Tableau.III. 1. récapitulatif du ferrailage

**-Vérification de La contrainte de cisaillement: BAEL91 (A.5.1,21)page51**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \text{ BAEL91 (A.5.1, 1)}$$

$v_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U

$d$  : L'hauteur utile de la nervure.

$$v_u^{\max} = 18313.99 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{149025}{120 \times 280} = 0.562 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc " $\tau_u$ " doit être au plus égale à la plus basse des deux valeur :

**-Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.A.1.211).**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.562 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié)}$$

**-Diamètre minimale  $\phi_t$  : B.A.E.L91 (A.7.2.2)page87**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 10, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 8, 10)$$

Soit  $\phi_t = 7 \text{ mm}$ .

Donc on adopte des cadres  $\phi_6$  d'où :

$$A_t = 6\phi_7 = 1.98 \text{ cm}^2$$

**- L'espacement des cadres "St" :**

**B.A.E.L91 (A.5.1.22) page53 et (A.5.1, 23) page55.**

$$St1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = (24.3, 40) \text{ cm} = 24.3 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4b_0} = \frac{1.98 \times 235}{0.4 \times 12} = 96.93 \text{ cm}$$

$$St3 \leq \frac{0.9f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 \times 235 \times 1.98}{12 \times 1.15 (0.562 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = -446.25 \text{ cm}$$

Soit  $St \leq \min(St1, St2, St3) \Rightarrow St \leq 22 \text{ cm}$

On prend :  $St = 22 \text{ cm}$ .

$\Phi l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

Soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  Donc on adopte des cadre  $2 \phi 6$

$A_t = 6 \phi 6 = 1.70 \text{ cm}^2$  de nuances FeE 235

$$A \geq \delta_s \times \frac{Vu}{F_e} \quad A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$226 \geq 1.15 \times \frac{21470}{400} \quad 226 \geq 61.72 \quad A = 226 \text{ condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{22.5} = \frac{24}{530} > \frac{1}{22.5} \quad 0.046 > 0.044 \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{15M_0} = \frac{0.7M_0}{15M_0} < \frac{4.2}{400} \quad 0.046 \geq 0.046 \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{F_e} = \frac{2.26}{60 \times 21} \leq \frac{3.6}{F_e} \quad 0.00179 \leq 0.009 \text{ condition vérifiée}$$

**-La dalle mince (table de compression)BAEL91(B ,6,8,423) :**

l'hourdis doit avoir un quadrillage de barre dont les dimension de mailles sont définie comme suit :

-20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

-30 cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

L'écartement L entre axe des nervures égale à 65cm donc

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A = \frac{4 \times 60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte :  $3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte un treillis soudé TS  $\emptyset 5$  mailles (200×200) mm<sup>2</sup>.

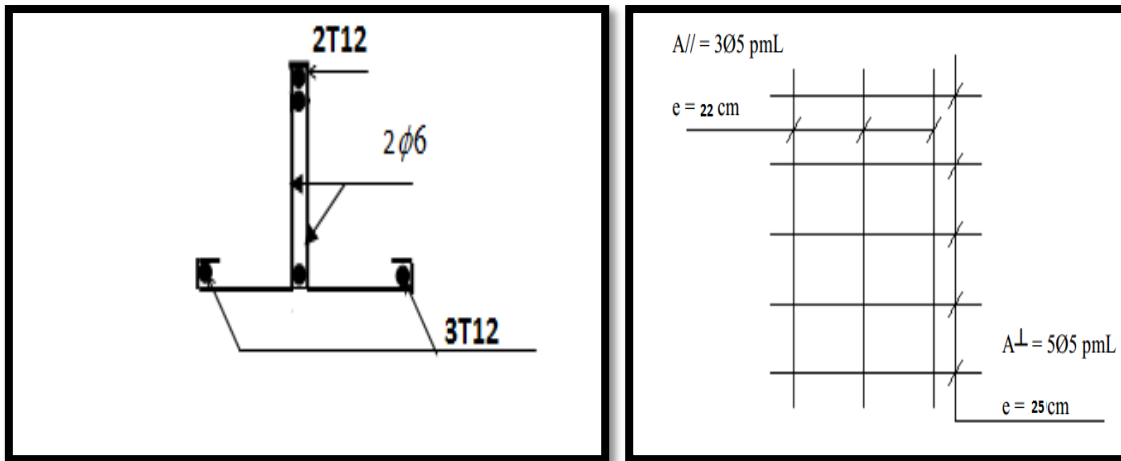


Fig. III.12. Ferrailage de la Poutrelle Fig. III.13. Ferrailage de la dalle de compression.

### III.1.11. Plancher étage courant:

#### a-Charge permanente :

$$G=6200\text{N/m}^2$$

#### b-Surcharge d'exploitation :

$$Q=1500\text{N/m}^2$$

-Avec 4 travée

#### -Combinaisons d'Actions :

##### -E. L. U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5Q) \times 0.60 \quad P_u = (1.35 \times 5200 + 1.5 \times 1500) \times 0.60$$

$$P_u = 5562 \text{ N/m}^2$$

##### - E. L. S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.60 \quad P_{ser} = (1500 + 5200)0.60$$

$$P_{ser} = 4020\text{N/m}^2$$

#### - Vérifications :

$$1 / Q \leq 2G \rightarrow Q = 1500 \text{ N/m}^2 < 2 \times 5200 = 10400\text{N/m}^2 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$Q \leq 5000 \text{ N/m}^2 \rightarrow 1500 \leq 5000 \quad \text{condition vérifier}$$

2/ le moment d'inertie est constant dans les différentes travées (condition vérifier)

$$3/0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < \frac{4.6}{3.8} = 1.21 < 1.25 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < \frac{3.8}{3.8} = 1.21 < 1.25 \quad (\text{condition vérifier})$$

4/ La fissuration est peu nuisible puisque les- planchers sont protégés. Toutes les conditions

sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

**On a :**

$$1 + 0.3\alpha = 1.066$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.628$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.528$$

-  $M_0$  : Moment isostatique d'une travée.

-  $M_t$ : Moment d'une travée.

-  $M_w$ : Moment gauche.

-  $M_e$  : Moment droite.

**-Travée :**

$$M_t \geq M_{\max}(1.5(1+0.3\alpha))M_0 - (M_w + M_e / 2)$$

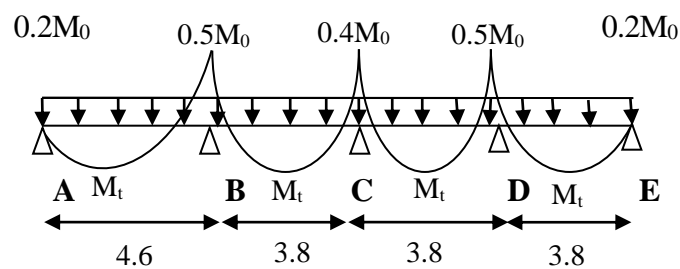
$$M_t \geq ((1.2+0.3\alpha)/2)M_0 \quad \text{Rive}$$

$$M_t \geq ((1+0.3\alpha)/2)M_0 \quad \text{Inter}$$

### III.1.12. Travée1

- **E.L.U:**

- **Le moment isostatiques**



**Fig.III.14. sur une poutre à 4 travées**

$$L = 4.6 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{5562 \times (4.6)^2}{8} = 14711 \text{ N.m}$$

$$L = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{5562 \times (3.8)^2}{8} = 10039 \text{ N.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Coficients	0.2	0.5	0.4	0.5	0.2
M0(N.m)	14711	14711	10039	10039	10039
Ma(N.m)	2942	7355	4015	5019	2007
Mt(N.m)	10298	9761	6023	7027	

**- Le moment en travée**

**Dans le travée de rive AB :**

$$M_t \geq M_{\max}(1.05 ; (1+0.3 \times \alpha))M_0 - ((M_w + M_e)/2)$$

$$M_t \geq (1.05 \times 14711) - ((2942 + 7355) / 2) = 10298 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1.2 + 0.3\alpha)/2) \times M_0 = ((1.2 + 0.3 \times 0.22)/2) \times 14711 = 9312 \text{ N.m}$$

$$M_t(AB) = \text{Max} ( 10298; 9312) = 10445 \text{ N.m}$$

**Travée BC d'intermédiaire :**

$$M_t \geq M_{\max} (1.05 \times 14711) - ((7355 + 4015)/2) = 9761 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1 + 0.3\alpha)/2) \times M_0 = ((1 + 0.3 \times 0.22)/2) \times 14711 = 7840 \text{ N.m}$$

$$M_t(BC) = \text{Max} (9761 ; 7840) = 9908 \text{ N.m}$$

**- Effort Tranchants**

**- E.L.U:**

**- Travée AB**

$$T^d = - (ql/2) + (M_d - M_g/l) \quad T^g = (ql/2) + (M_d - M_g/l)$$

$$T^d = - (5562 \times 4.6/2) + (2942 - 7355/4.6) = - 11449 \text{ N}$$

$$T^g = (5562 \times 4.6/2) + (7355 - 3651.68/4.6) = 19353 \text{ N}$$

**-Le moment ixostatiques**

**-E.L.S**

$$L = 4.6 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_s L^2}{8} = \frac{4020 \times (4.6)^2}{8} = 10632 \text{ N.m}$$

$$L = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_s L^2}{8} = \frac{4020 \times (3.8)^2}{8} = 7256 \text{ N}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Confidents	0.2	0.5	0.4	0.5	0.2
M0(N.m)	10632	10632	7256	7256	7256
Ma(N.m)	2126	5316	2902	3628	1451
Mt(N.m)	14884	7054	4353	5079	

**-La moment en travée :**

**Dans La Travée AB de rive :**

$$M_t \geq M \max(1.05 ; (1+0.3 \times \alpha)) M_0 - ((M_w + M_e) / 2)$$

$$M_t \geq (1.05 \times 10632) - ((2126 + 5316) / 2) = 14884 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1.2 + 0.3\alpha) / 2) \times M_0 = ((1.2 + 0.3 \times 0.22) / 2) \times 10632 = 6730 \text{ N.m}$$

$$M_t(AB) = \max(14884; 6730) = 14884 \text{ N.m}$$

**Travée BC intermédiaire :**

$$M_t \geq M \max(1.05 \times 10632) - ((5316 + 2902) / 2) = 7054 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1 + 0.3\alpha) / 2) \times M_0 = ((1 + 0.3 \times 0.22) / 2) \times 10632 = 5666 \text{ N.m}$$

$$M_t(BC) = \max(7054; 5666) = 7054 \text{ N.m}$$

**- Effort Tranchants**

**-E.L.S:**

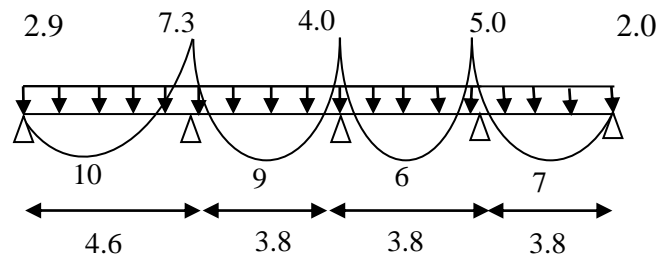
**-Travée AB**

$$T^d = -(ql/2) + (M_d - M_g/l) \quad T^g = (ql/2) + (M_d - M_g/l)$$

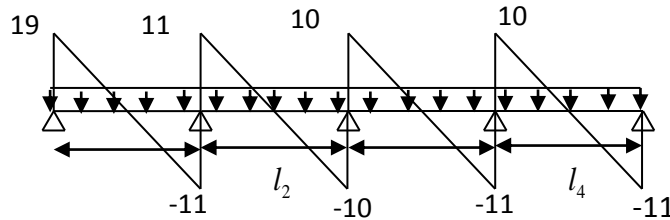
$$T^d = -4020 \times 4.6/2 + 5316 - 2126/4.6 = -8552 \text{ N}$$

$$T^g = 4020 \times 4.6/2 + 5316 - 2126/4.6 = 9939 \text{ N}$$

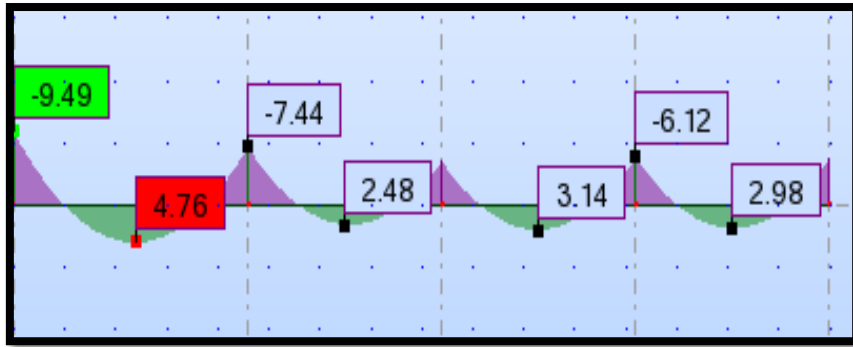
11 E.L.U



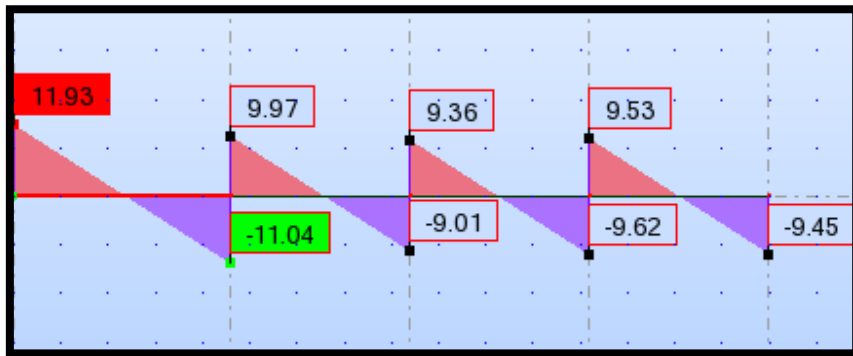
**Fig.III.15. Moments sur une poutre à 4 travées**



**Fig.III.16. Effort tranchant d'une poutre à 4 travées**



Moment à l'état limite ultime



Effort tranchant à l'E.L.U

- E.L.S

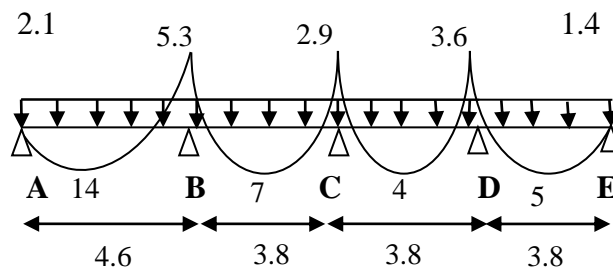


Fig.III.17.Moments sur une poutre à 4 travées

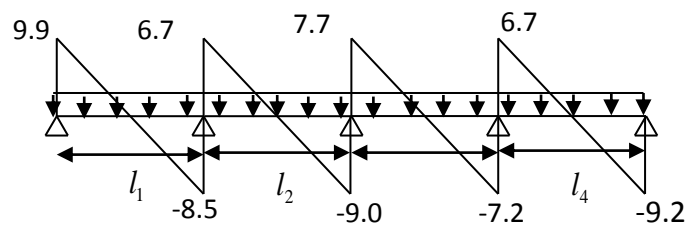
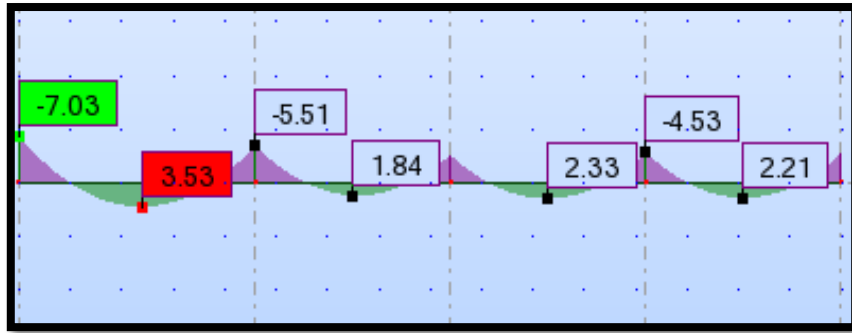
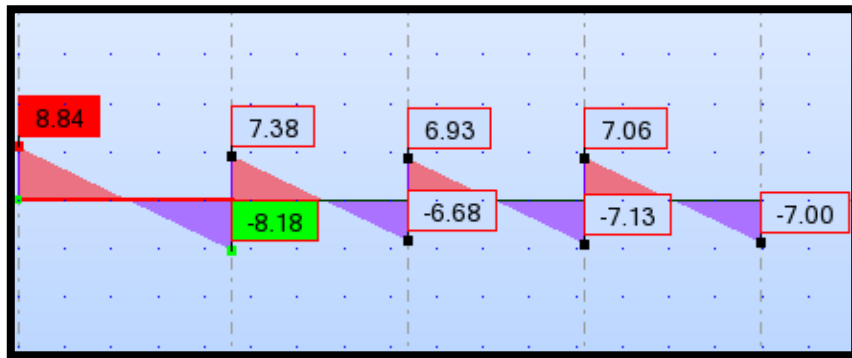


Fig.III.18.Effort tranchant d'une poutre à 4 travées





Moment à l'état limite servis



Effort tranchant à l'E L S

III. 1.13.Types2 :

- E.L.U:

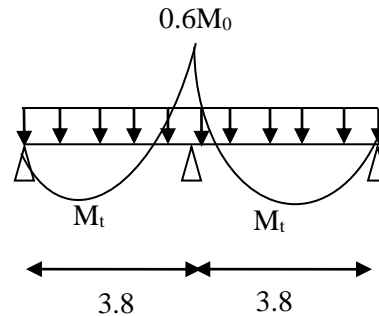


Fig.III.19.Moments sur une poutre à deux travées

- Le moment ixostatiques

$$L = 3.8m \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{5562 \times (3.8)^2}{8} = 10039 N.m$$

Appuis	A	B	C
Confidents	0.2	0.6	0.2
M0(N.m)	10039	10039	10039
Ma(N.m)	2007	6023	2007
Mt(N.m)	6626		6626

**- La moment en travée**

**-Dans La Travée AB=BC**

$$M_t \geq M \max(1.05 ; (1+0.3 \times \alpha)) M_0 - ((M_w + M_e) / 2)$$

$$M_t \geq (1.06 \times 10039) - ((2007 + 6023) / 2) = 6626 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq ((1.2 + 0.3 \alpha) / 2) \times M_0 = ((1.2 + 0.3 \times 0.22) / 2) \times 10039 = 6354 \text{ N.m}$$

**- Effort Tranchants**

**-Travée B**

$$T^d = -(ql/2) + (M_d - Mg/l) \quad T^g = (ql/2) + (M_d - Mg/l)$$

$$T^d = -5562 \times 3.8 / 2 + 6023 - 6626 / 3.8 = -10409 \text{ N}$$

$$T^g = 5562 \times 3.8 / 2 + 6023 - 6626 / 3.8 = 10409 \text{ N}$$

**- E.L.S:**

**- Le moment ixostatiques**

$$L = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_0^u = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{4020 \times (3.8)^2}{8} = 7256 \text{ N.m}$$

Appuis	A	B	C
Confidents	0.2	0.6	0.2
M0(N.m)	7256	7256	7256
Ma(N.m)	1451	4353	1451
Mt(N.m)	4716		4716

**- La moment en travée**

**-Dans La Travée AB=BC**

$$M_t \geq M \max(1.05 ; (1+0.3 \times \alpha)) M_0 - ((M_w + M_e) / 2)$$

$$M_t \geq (1.05 \times 7256) - ((1451 + 4353) / 2) = 4716 \text{ N.m}$$

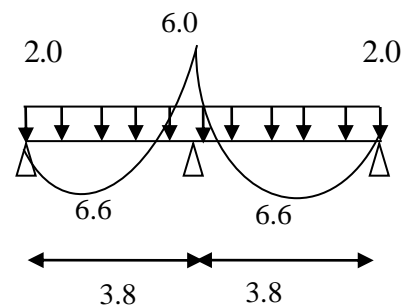
$$M_t \geq ((1.2 + 0.3 \alpha) / 2) \times M_0 = ((1.2 + 0.3 \times 0.22) / 2) \times 7256 = 4593 \text{ N.m}$$

**-Travée BC**

$$T^d = -(ql/2) + (M_d - Mg/l) \quad T^g = (ql/2) + (M_d - Mg/l)$$

$$T^d = -4020 \times 3.8 / 2 + 4353 - 1451 / 3.8 = -6874 \text{ N}$$

$$T^g = 4020 \times 3.8 / 2 + 4353 - 1451 / 3.8 = 8401 \text{ N}$$



**Fig.III.20.Moments sur une poutre à deux travées**

-E.L.U

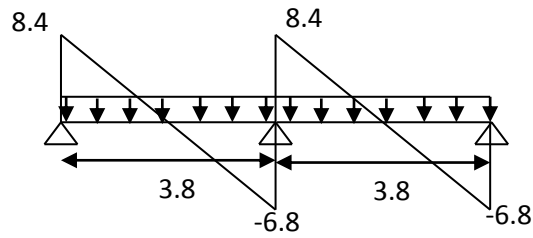


Fig.III.21.Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

-E.L.S

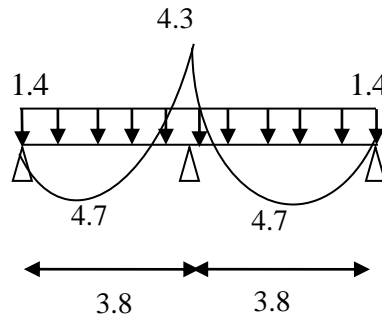


Fig.III.22.Moments sur une poutre à deux travées

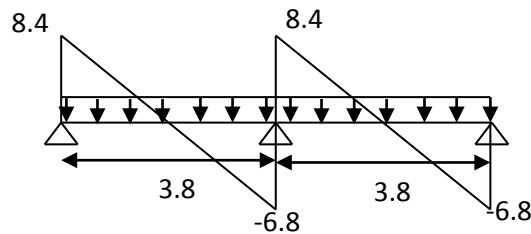


Fig.III.23.Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

III.1.14. Calcul du ferrailage:

	Ma max(N.m)	Mt max(N.m)	T max
E.L.U	7355	10298	19353
EL.S	5316	14884	9939

L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \phi \geq \frac{h_t}{10} = \frac{20}{10} = 2$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Alors on adopte  $c = 2 \text{ cm}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

**-E.L.U :**

$$M_t^{\max} = 10298 \text{ N.m}$$

**- Calcul des armatures longitudinales:**

**- En Travée:**

**-Le moment fléchissant M<sub>Table</sub> équilibré par la table est:**

$$M_{\text{Table}} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \mu M_{\text{Tab}} \right) = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 10298 \text{ N.m} < M_{\text{tab}} = 54528 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b.

**-En Appuis :**

$$M_a = 7355 \text{ N.m}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu \ell = 0.392 \quad ; \quad \text{avec} \quad : \quad \mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad A = \frac{M}{\sigma_s d \beta}$$

Élément	M(N.m)	b <sub>0</sub> (cm)	M	μ <sub>l</sub>	α	B	A(cm)
Appuis	7355	12	0.088	0.392	0.116	0.953	1.019
Travée	10298	60	0.019	0.392	0.025	0.990	1.393

**- Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1)page29**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

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

$$\text{- En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

**- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4) page153**

$$\text{En travée : } A'm \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 60 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A'm \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 12 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2$$

**4-5 Vérification de contrainte à l'ELS :**

$$\alpha \leq \alpha 1 = \frac{y-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100}$$

$$y = \frac{M_u}{M_s}$$

Élément	A	Mu	Ms	Y	f <sub>t28</sub>	α 1	Condition
Appuis	0.13250	9129.21	6619.11	1.38	25	0.435	C.V
Travée	0.0262	12963.49	9393.13	1.38	25	0.440	C.V

**-Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1) page29**

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

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

- En travée :  $A_{min} \geq 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A_{min} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$

**-Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4) page153**

En travée :  $A'm \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 60 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$

En appuis :  $A'm \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 12 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2$

Elements	Acal (cm2)	Amin (cm2)	A'min (cm2)	Amax(cm2)	Aadp(cm2)	Choix
Appui	1.019	0.26	0.24	1.01	2.26	2 HA 12
Travée	1.393	1.30	1.20	1.39	3.39	3 HA 12

**Tableau. III.2.récapitulatif du ferrailage**

**- Vérification de La contrainte de cisaillement: BAEL91 (A.5.1,21)page51**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \text{ BAEL91 (A.5.1, 1)}$$

v<sub>u</sub> : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U

d : L'hauteur utile de la nervure.

$$v_u^{\max} = 19353 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{19353}{120 \times 180} = 0.89 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc " $\tau_u$ " doit être au plus égale à la plus basse des deux valeur :

**-Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.A.1.211).**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié)}$$

**- Diamètre minimale  $\phi_t$  : B.A.E.L91 (A.7.2.2) page87**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 10, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 8, 10)$$

Soit  $\phi_t = 7 \text{ mm}$ .

Donc on adopte des cadres  $\phi_6$  d'où :

$$A_t = 6\phi_7 = 1.98 \text{ cm}^2$$

**4-12 L'espacement des cadres "St" :**

**B.A.E.L91 (A.5.1.22) page53 et (A.5.1, 23) page55.**

$$St1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = (24.3, 40) \text{ cm} = 24.3 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.90 \text{ cm}$$

$$St3 \leq \frac{0.9f_c A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 \times 235 \times 0.57}{12 \times 1.15 (0.526 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = -83.99 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St \leq \text{Min}(St1, St2, St3) \Rightarrow (83.99; 27.90; 24.3) \rightarrow St \leq 22 \text{ cm}$$

On prend :  $St = 22 \text{ cm}$ .

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

Soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  Donc on adopte des cadre  $2\phi$

$$A_t = 6\phi_6 = 1.70 \text{ cm}^2 \text{ de muances FeE 235}$$

$$A \geq \delta_s \times \frac{V_u}{F_e} \quad A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2. \quad 226 \geq 1.15 \times \frac{21470}{400} \quad 226 \geq 61.72$$

$A = 226$  condition vérifier.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{24}{530} \geq \frac{1}{22.5} \quad 0.046 > 0.044 \text{ condition vérifier}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{0.7M_0}{15M_0} \leq \frac{4.2}{400} \quad 0.046 \geq 0.046 \text{ condition vérifier}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{F_e} = \frac{2.26}{60 \times 21} \leq \frac{3.6}{F_e} \quad 0.00179 \leq 0.009 \text{ condition vérifier}$$

-La dalle mince (table de compression) BAEL91(B,6,8,423) :

l'hourdis doit avoir un quadrillage de barre dont les dimension de mailles sont définie comme suit :

-20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

-30 cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

L'écartement L entre axe des nervures égale à 65cm donc

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A = \frac{4 \times 60}{520} = 0.46 \text{cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 3Ø5 = 0.59cm<sup>2</sup>.

Donc on adopte un treillis soudé TS Ø5 mailles (200×200) mm<sup>2</sup>.

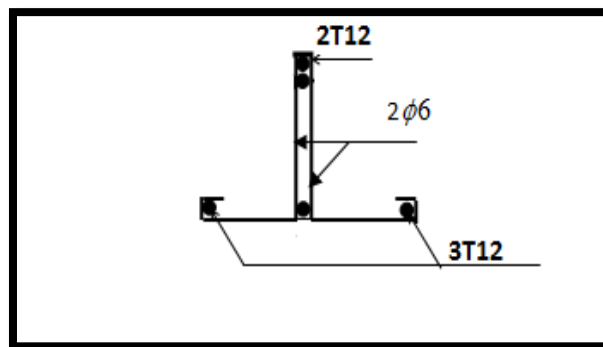


Fig. III.24. Ferrailage de la Poutrelle.

**III.2.LES ESCALIER :**

**III.2.1.Introduction :**

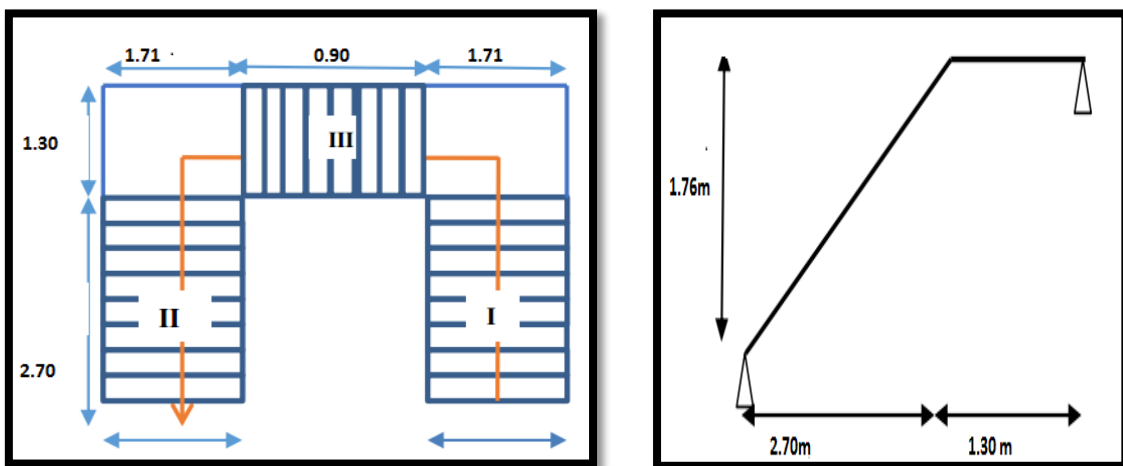
L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction

**III.2.2.Methode de calcul :**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur

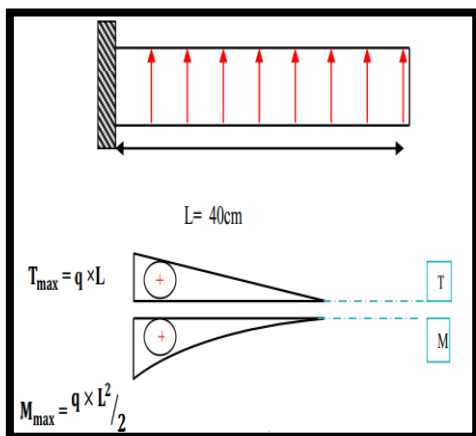
**Type (a)**



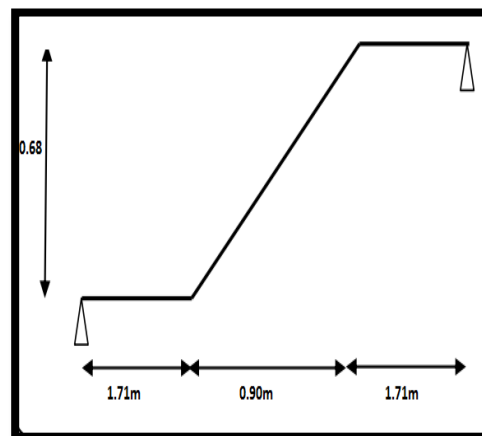
**Schema1**

**Type (c)**

**type(b)**



**Schema3**



**Schema2**



III.2.3. Combinaisons d'action :

- E.L.U :  $P_u = 1,35g + 1,5q$
- ELS :  $P_{ser} = g + q$

-Type (a) :

	G(N/m <sup>2</sup> )	Q(N/m <sup>2</sup> )	Pu	Ps
<b>Paillasse</b>	8728	2500	15532.8	11228
<b>Palier</b>	4700	2500	10095	7200

-Type (b) :

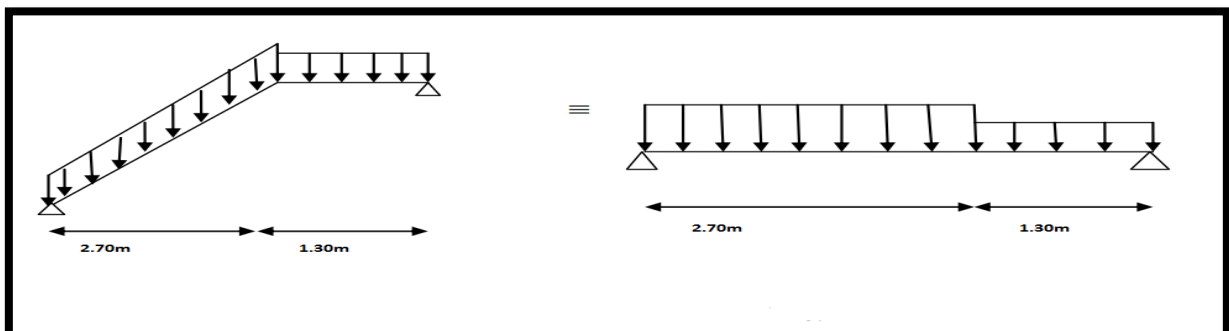
	G(N/m <sup>2</sup> )	Q(N/m <sup>2</sup> )	Pu	Ps
<b>Paillasse</b>	8728	2500	11227.87	6257.9
<b>Palier</b>	4700	2500	10095	7200

-Type (C) :

	G(N/m <sup>2</sup> )	Q(N/m <sup>2</sup> )	Pu	Ps
<b>Palier</b>	4700	2500	10095	7200

III .2 .4. Determinations des sollicitations :

-Type (a) :



- La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$       Le moment isostatique :  $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

	$q_{eq}$ (N/ml)	$M_o$ (N.m)	$M^a = 0.3 M_o$	$M^t = 0.85 M_o$	$T_u$ (N)
<b>ELU</b>	13453.64	19440.50	5832	16524	22865
<b>ELS</b>	9687.88	13999	4197	11891	1646

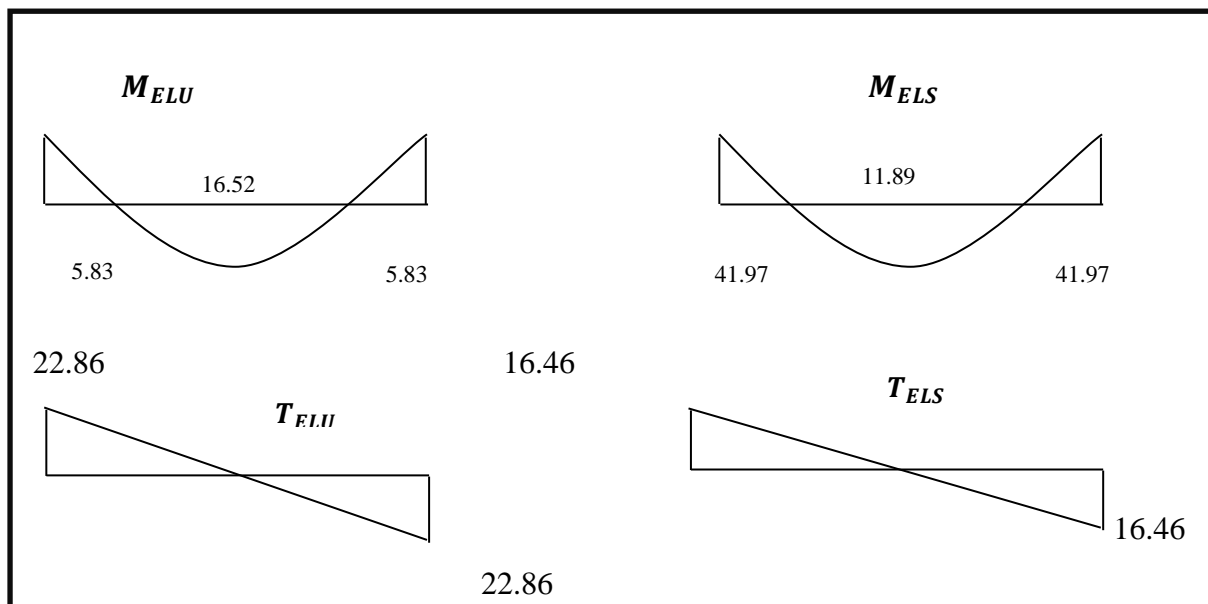
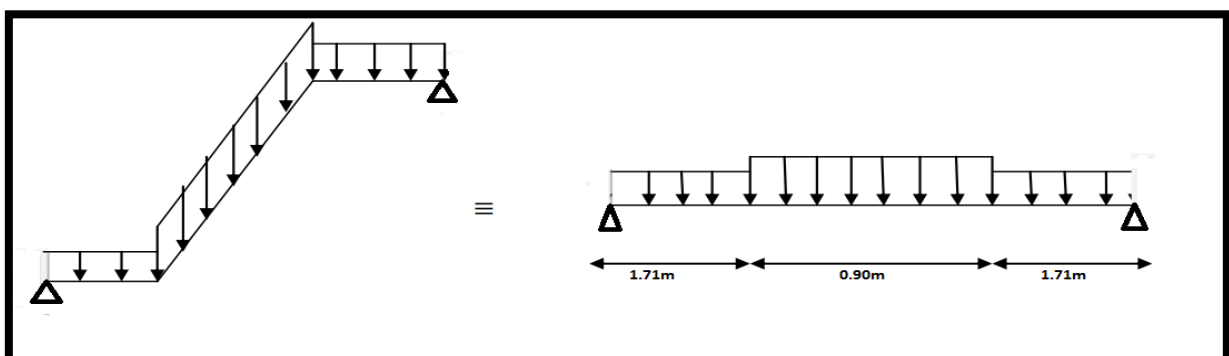


Fig III.25. Diagramme de moment et l'effort tranchant

-Type (b) :



- La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$       - Le moment isostatique :  $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

	$q_{eq}$ (N/mℓ)	$M_o$ (N.m)	$M^a$ (N.m)	$M^t$ (N.m)	$T_u$ (N)
<b>ELU</b>	11227.87	26192.37	7857.71	22263.5	24252.19
<b>ELS</b>	6257.91	14598.46	4379.53	12408.68	13517.08

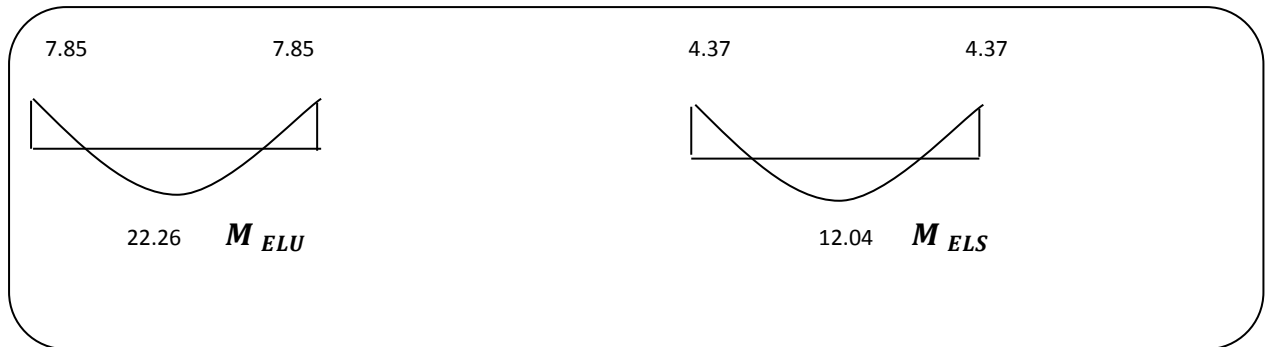
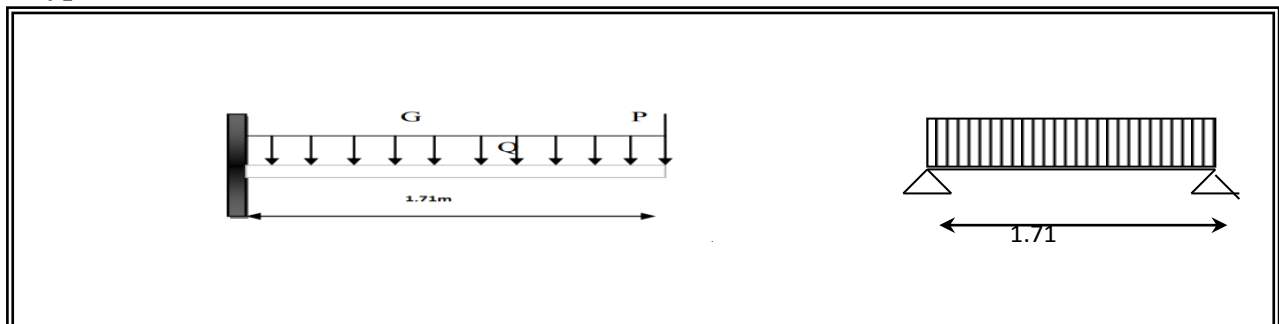


Fig III.26. Diagramme de moment

-Type (C)



- La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$  - Le moment isostatique :  $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{2}$

- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

	$P_{eq}$ (N/mℓ)	$M_o$ (N.m)	$M^a = 0.3 M_o$	$M^t = 0.85 M_o$	$T_u$ (N)
<b>ELU</b>	10095	14759.39	44257	12537	8631
<b>ELS</b>	7200	10526.76	3156	8942	

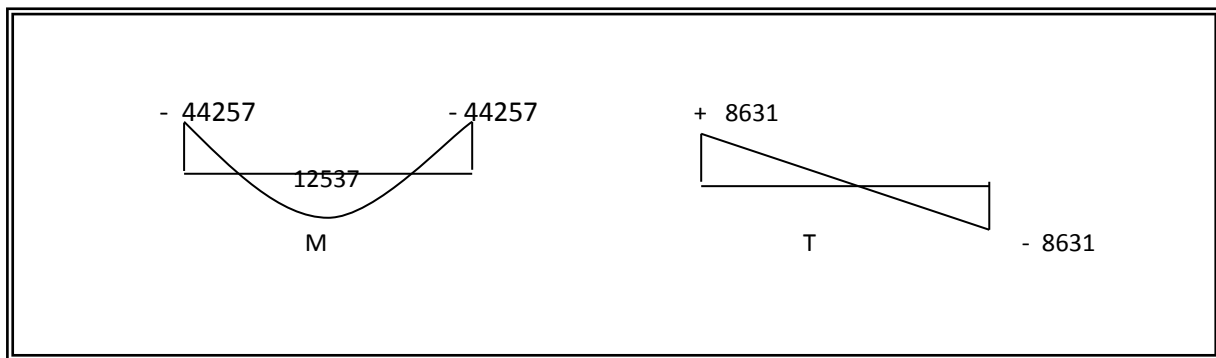


Fig III.27. Diagramme de moment et l'effort tranchant

### III.2.5. Calcul de ferrillage :

- Armatures longitudinales :

- Type (a) :

- E.L.U :

$$f_c = 400 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0,392, \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0; \text{ avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha), \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$$

	M (N.m)	M	A	B	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	16520	0.0800	0.105	0.958	4.12
<b>Appuis</b>	5832	0.028	0.036	0.985	1.42

- E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'égalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	A	M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	γ	f <sub>c28</sub> (MPa)	ᾱ	condition
<b>Travée</b>	0.105	16520	11890	1,38	25	0,44	C.V
<b>Appuis</b>	0.036	5832	4197	1,38	25	0,44	C.V

**Conditions de non fragilité :**

**- Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

**- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A^2_{\min} \geq 0,001.b. h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001.100.14 = 1,4 \text{ cm}$$

	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>2</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	1.42	1.44	1.4	1.44	2T12=2.26
<b>Travée</b>	4.12	1.44	1.4	4.12	6T12=6.79

**-Type (b) :**

**-E.L.U**

	M (N.m)	M	A	β	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	2226.35	0.108	0.143	0.942	5.66
<b>Appuis</b>	7857.71	0.038	0.048	0.980	1.92

**-E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ<sub>s</sub>.

la vérification de  $\sigma_b$  n'est pas nécessaire si :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ , avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	A	M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	γ	f <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
<b>Travée</b>	0.143	22263.5	12408.68	1.79	25	0.64	C.V
<b>Appuis</b>	0.048	7857.71	4379.53	1.79	25	0.64	C.V

- Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL 91 (art A.4.2,1)

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,449 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 \geq 0,001.b .h = 1,4 \text{ cm}^2$$

	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>2</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	1.92	1.449	1.4	1.92	2T12=2.26
<b>Travée</b>	5.66	1.449	1.4	5.66	6T12=6.79

-Type (C) :

-E.L.U :

	M (N.m)	M	A	β	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	4425	0.061	0.0787	0.968	3.101
<b>Appuis</b>	12537	0.021	0.0265	0.989	1.077

- E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

la vérification de  $\sigma_b$  n'est pas nécessaire si :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ , avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	A	M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	γ	f <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
<b>Travée</b>	0.0787	12537	8942	1.40	25	0.45	C.V
<b>Appuis</b>	0.0265	4424	3156	1.40	25	0.45	C.V

- Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL 91 (art A.4.2,1)

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,449 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 1,4 \text{ cm}^2$$

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^2$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	1.077	1.449	1.4	1.44	2T12=2.26
<b>Travée</b>	3.101	1.449	1.4	3.101	4T12=4.52

- Vérification de l'effort tranchant :

- Type (a) :

- La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{21810,96}{1000 \times 140} = 0,19 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Type (b) :

- La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{21810,96}{1000 \times 140} = 0,20 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifier})$$

**-Type (C) :**

**- La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (art A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{21810,96}{1000 \times 140} = 0.0719 \text{ MPa.}$$

**-Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifier})$$

**- Les armatures de répartition :  $A_t = A_L / 4$**

	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$		$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$		$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
	Type (a)	Type (b)	Type (a)	Type (b)	Type (c)	Type (c)
<b>Travée</b>	1.69	1.69	2T12 = 2.26cm <sup>2</sup>	2T12 = 2.26cm <sup>2</sup>	1.13	2T12=2.26
<b>Appuis</b>	0.56	0.785	1T12 = 1.13cm <sup>2</sup>	1T12 = 1.13 cm <sup>2</sup>	0.56	1T12=1.13

**-Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

**a- Armatures longitudinales :**

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

**- Type (a):** -Travée:  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$



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

$$\text{-Type (b): -Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

$$\text{-Type (c): -Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

### b-Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm} ) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{- Type (a): -Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Appui)}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Travée)}$$

$$\text{-Type (b): -Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Appui)}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Travée)}$$

$$\text{-Type (c): -Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Appui)}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Travée)}$$

### -Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1 )

#### -Type (a)

$$1/\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{14}{340} = 0.041 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \text{ (condition non vérifiée)}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{6.79}{100*12} = 0.00565 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ (condition vérifier)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{340} = 0.041 < 0,0625 \text{ (condition non vérifier)}$$

**-Type (b)**

$$1/ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{14}{432} = 0.032 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \text{ (condition non vérifier)}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{6.79}{100*12} = 0.00565 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ (condition vérifier)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{432} = 0.032 < 0,0625 \text{ . (condition non vérifier)}$$

**-Type (c)**

$$1/ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{14}{1.71} = 0.032 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \text{ . (condition non vérifier)}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{4.52}{100*12} = 0.0037 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ (condition vérifier)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{171} = 0.081 > 0,0625 \text{ (condition vérifier)}$$

**-Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,2)****-Type (a) :****-Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b.h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b.h + \eta \cdot A_s}$$

Avec :  $\eta$  = coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

$$Y_G = \frac{100 \times 14 \times \frac{14}{2} + 15 \times 6.79 \times 12}{100 \times 14 + 15 \times 6.79} = 7.30 \text{ cm}$$

Alors :  $y'_G = h - y_G = 14 - 7.30 = 6.7 \text{ cm}$ .

$$\delta = d - y_G = 12 - 7.30 = 4.70 \text{ cm}$$

**-Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_o = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times (h/2 - y_G)^2 + \eta \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_o = \frac{100 \times 14^3}{12} + 100 \times 14 \times (14/2 - 7.30)^2 + 15 \times 6.79 \times (12 - 7.30)^2 = 25240.35 \text{ cm}^4$$

**-Déformations instantanées :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6.79}{100 \times 12} = 5.13 \times 10^{-4}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 5.6 \times 10^{-4}} = 3.71$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 5.65 \times 10^{-4}} = 1.48$$

**- Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes .

**J:** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4700 \times 3,15) + (7368,24 \times 0,9)}{3,15 + 0,9} = 5292,94 \text{ N/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(4000 \times 3,15) + (6668,24 \times 0,9)}{3,15 + 0,9} = 4592,94 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 7187,88 + 2500 = 9687,88 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = M_g = \frac{7187,88 \times 3,40^2}{8} = 10386,48 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = M_j = \frac{6747,88 \times 3,40^2}{8} = 9750,68 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = M_p = \frac{9687,88 \times 3,40^2}{8} = 13998,98 \text{ N.m}$$

#### -Calcul des contraintes de traction effective de l'armature

$$K = A(d-y/3) = 6,79(12 - 7,30/3) = 64,88$$

#### -Contraintes ( $\sigma_s$ ) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{k} \rightarrow \sigma_{sj} = \frac{9750,68}{64,88} = 150,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{k} \rightarrow \sigma_{sg} = \frac{10386,48}{64,88} = 160,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{k} \rightarrow \sigma_{sp} = \frac{13998,98}{64,88} = 215,76 \text{ Mpa}$$

#### -Inerties fictives ( $I_f$ ) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 5,13 \times 10 \times 150,25 + 2,1} = 0,291$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 5,13 \times 10 \times 160,08 + 2,1} = 0,317$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5.13 \times 10 \times 215.76 + 2.1} = 0.436$$

$$I_{f_{vj}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \rightarrow I_{f_{vj}} = \frac{1.1 \times 25240.35}{1 + 1.48 \times 0.291} = 19406.24 \text{ cm}$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \rightarrow I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 25240.35}{1 + 3.71 \times 0.317} = 12758.95 \text{ cm}$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \rightarrow I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 25240.35}{1 + 3.71 \times 0.436} = 10606.97 \text{ cm}$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \rightarrow I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 25240.35}{1 + 1.48 \times 0.317} = 18898.13 \text{ cm}$$

#### -Calcul de la flèche

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.66 \text{ Mpa}$$

$$f_{vj} = \frac{9750.68 \times 3.40^2 \times 10000}{10 \times 10818.66 \times 19406.42} = 0.536 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{10386.48 \times 3.40^2 \times 10000}{10 \times 32164.2 \times 12758.95} = 0.292 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{13998.98 \times 3.40^2 \times 10000}{10 \times 32164.2 \times 10606.97} = 0.474 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{10386.48 \times 3.40^2 \times 10000}{10 \times 10818.66 \times 18898.13} = 0.587 \text{ m}$$

#### -Evaluation des flèches :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{jv} + f_{pi} - f_{gi} = 0.587 - 0.536 + 0.474 - 0.292 = 0.233 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.233 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.68 \text{ cm} \dots CV$$

#### - Type (b) :

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec :  $\eta$  = coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

$$Y_G = \frac{100 \times 14 \times \frac{14}{2} + 15 \times 6.79 \times 12}{100 \times 14 + 15 \times 6.79} = 7.3 \text{ cm}$$

Alors :  $y'_G = h - y_G = 14 - 7.30 = 6.7 \text{ cm}$ .

$$\delta = d - y_G = 12 - 7.30 = 4.70 \text{ cm}$$

**-Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_o = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times (h/2 - y_G)^2 + \eta \times A_s \times (d - y_G)^2$$

$$I_o = \frac{100 \times 14^3}{12} + 100 \times 14 \times (14/2 - 7.30)^2 + 15 \times 6.79 \times (12 - 7.30)^2 = 25240.35 \text{ cm}^4$$

**-Déformations instantanées :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6.79}{100 \times 12} = 5.66 \times 10^{-4}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 5.66 \times 10^{-4}} = 3.71$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 5.65 \times 10^{-4}} = 1.48$$

**- Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes .

**J:** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$g_{\text{eq}} = \frac{(4700 \times 3,15) + (7368,24 \times 0,9)}{3,15 + 0,9} = 5292,94 \text{ N/ml}$$

$$J_{\text{eq}} = \frac{(4000 \times 3,15) + (6668,24 \times 0,9)}{3,15 + 0,9} = 4592,94 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{\text{eq}} + q = 7187,88 + 2500 = 9687,88 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{\text{eq}} \cdot \ell^2}{8} = M_g = \frac{5539,16 \times 4,32^2}{8} = 12921,75 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{\text{eq}} \cdot \ell^2}{8} = M_j = \frac{5099,16 \times 4,32^2}{8} = 11895,32 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = M_P = \frac{8039,16 \times 4,32^2}{8} = 18753,75 \text{ N.m}$$

**-Calcul des contraintes de traction effective de l'armature**

$$K = A(d - y/3) = 6,79(12 - 7,30/3) = 64,88$$

**-Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{k} \rightarrow \sigma_{sj} = \frac{11895,32}{64,88} = 183,34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{k} \rightarrow \sigma_{sg} = \frac{12921,75}{64,88} = 199,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{k} \rightarrow \sigma_{sp} = \frac{18753,75}{64,88} = 289,05 \text{ Mpa}$$

**-Inerties fictives (  $I_f$  ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5.13 \times 10 \times 183.34 + 2.1} = 0.411$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5.13 \times 10 \times 199.16 + 2.1} = 0.444$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 5.13 \times 10 \times 289.05 + 2.1} = 0.574$$

$$I_{f_{vj}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \rightarrow I_{f_{vj}} = \frac{1.1 \times 25240.35}{1 + 1.48 \times 0.411} = 17263.40 \text{ cm}$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \rightarrow I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 25240.35}{1 + 3.71 \times 0.444} = 10488.04 \text{ cm}$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \rightarrow I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 25240.35}{1 + 3.71 \times 0.574} = 8871.71 \text{ cm}$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \rightarrow I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 25240.35}{1 + 1.48 \times 0.444} = 16754.60 \text{ cm}$$

**-Calcul de la flèche**

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.66 \text{ Mpa}$$

$$f_{vj} = \frac{11895.32 \times 4.32^2 \times 10000}{10 \times 10818.66 \times 17263.40} = 1.18 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{12921.75 \times 4.32^2 \times 10000}{10 \times 32164.2 \times 10488.04} = 0.714 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{18753.75 \times 4.32^2 \times 10000}{10 \times 32164.2 \times 8871.71} = 1.22 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{12921.75 \times 4.32^2 \times 10000}{10 \times 10818.66 \times 16754.60} = 1.33 \text{ m}$$



**-Evaluation des flèches :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{jv} + f_{pi} - f_{gi} = 1.33 - 1.18 + 1.22 - 0.714 = 0.656m$$

$$\Delta f = 0.656cm \leq f_{adm} = 0.864cm.CV$$

**- Type (c) :****-Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec :  $\eta$  = coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

$$Y_G = \frac{100 \times 14 \times \frac{14}{2} + 15 \times 4.52 \times 12}{100 \times 14 + 15 \times 4.52} = 7.23cm$$

Alors :  $y'_G = h - y_G = 14 - 7.23 = 6.77$  cm.

$$\delta = d - y_G = 12 - 7.30 = 4.77cm$$

**-Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times (h/2 - y_G)^2 + \eta \times A_s \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 14^3}{12} + 100 \times 14 \times (14/2 - 7.23)^2 + 15 \times 4.52 \times (12 - 7.23)^2 = 24483.36cm^4$$

**-Déformations instantanées :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 3.76 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 3.76 \times 10^{-3}} = 5.58$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 3.76 \times 10} = 2.23$$

**- Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes .

**J:** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillase} \times L_{paillase})}{L_{palier} + L_{paillase}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4700 \times 3,15) + (7368,24 \times 0,9)}{3,15 + 0,9} = 5292,94 \text{ N/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(4000 \times 3,15) + (6668,24 \times 0,9)}{3,15 + 0,9} = 4592,94 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 7187.88 + 2500 = 9687.88 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = M_g = \frac{4700 \times 1.71^2}{8} = 1717.90 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = M_j = \frac{4260 \times 1.71^2}{8} = 1557.08 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = M_P = \frac{7200 \times 1.71^2}{8} = 2631.69 \text{ N.m}$$

**-Calcul des contraintes de traction effective de l'armature**

$$K = A(d - y/3) = 4.52(12 - 7.23/3) = 43.34$$

**-Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{k} \rightarrow \sigma_{sj} = \frac{1557.08}{43.34} = 35.92 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{k} \rightarrow \sigma_{sg} = \frac{1717.90}{43.34} = 39.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{k} \rightarrow \sigma_{sp} = \frac{2631.69}{43.34} = 60.72 \text{Mpa}$$

**-Inerties fictives (  $I_f$  ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.76 \times 10 \times 35.92 + 2.1} = 0.391$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.76 \times 10 \times 39.63 + 2.1} = 0.363$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.76 \times 10 \times 60.72 + 2.1} = 0.219$$

$$I_{f_{vj}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \rightarrow I_{f_{vj}} = \frac{1.1 \times 24483.36}{1 + 2.23 \times 0.392} = 14387.12 \text{cm}$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \rightarrow I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 24483.36}{1 + 5.58 \times 0.363} = 8901.45 \text{cm}$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \rightarrow I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 24483.36}{1 + 5.58 \times 0.392} = 12120.36 \text{cm}$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \rightarrow I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 24483.36}{1 + 2.23 \times 0.363} = 14883.58 \text{cm}$$

**-Calcul de la flèche**

$$E_i = 32164.2 \text{Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.66 \text{Mpa}$$

$$f_{vj} = \frac{1557.08 \times 1.71^2 \times 10000}{10 \times 10818.66 \times 14387.12} = 0.029 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{1717.90 \times 1.71^2 \times 10000}{10 \times 32164.2 \times 8901.45} = 0.017m$$

$$f_{pi} = \frac{2631.69 \times 1.71^2 \times 10000}{10 \times 32164.2 \times 1212.036} = 0.0197m$$

$$f_{vg} = \frac{1717.90 \times 1.71^2 \times 10000}{10 \times 10818.66 \times 14883.58} = 0.031m$$

### -Evaluation des flèches :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{jv} + f_{pi} - f_{gi} = 0.031 - 0.029 + 0.0197 - 0.017 = 0.0004m$$

$$\Delta f = 0.0004cm \leq f_{adm} = 0.342cm.CV$$

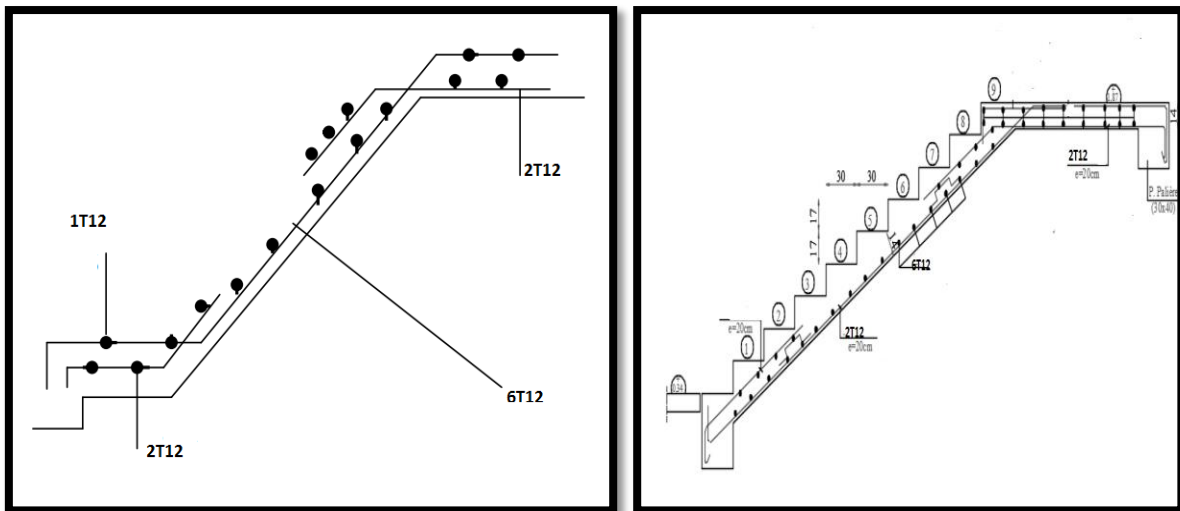


Fig. III.29 . Disposition du ferrailage

### III.3.Calcul de la poutre palière :

#### III.3.1.Introduction :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

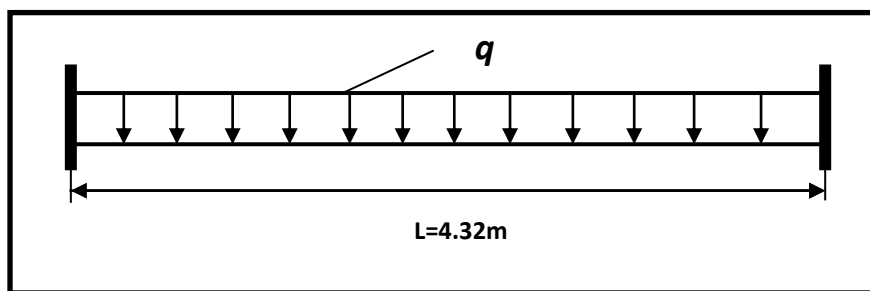


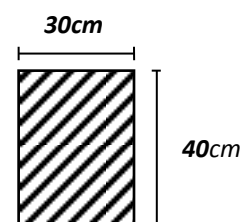
Fig. III.30. Schéma statique de la poutre palière

**III.3.2. Dimensionnement :****III.3.3. Condition de la flèche :**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \leftrightarrow \frac{432}{15} \leq h \leq \frac{432}{10} \rightarrow 28.8 \leq h \leq 43.2$$

Alors : on prend  $h=40$  cm

$B=(0.3 ; 0.6)h \rightarrow b=(12 ; 24)$  Alors : on prend  $b=30$  cm

Section (30x40) cm<sup>2</sup>

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

.  $b \geq 20$  cm  $\rightarrow 30 \geq 20$  (condition vérifier)

.  $b \geq 30$  cm  $\rightarrow 40 \geq 30$  (condition vérifier)

.  $h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30=1.33 \leq 4$  (condition vérifier)

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (40x30) cm<sup>2</sup>.

**III.3.4. Méthode de calcul:**

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

-Son poids propre  $g$

-La réaction de la volée

Poids du mur extérieur  $g_m$ .

**III.3.5.Évaluation des charges :**

-Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3\text{KN/ml}$$

Poids de palier :  $p_1 = 4.70 \text{ KN/ml}$

Poids de la paillasse :  $p_2 = 8.72\text{KN/ml}$

**III.3.6. Calcul de la poutre à la flexion :**

Les charges permanentes :  $G = g + p_1 + p_2 = 16.42 \text{ KN/ml}$

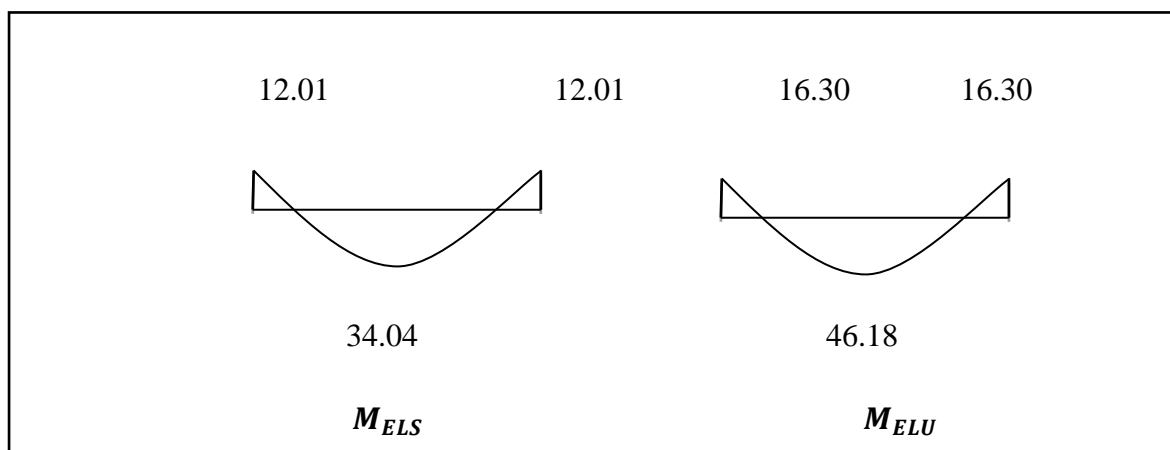
La surcharge :  $q = 2.5 \times 0.30 = 0.75 \text{ KN/ml}$

ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS :  $P_s = G + Q$

$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad l = 4.32 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	M <sub>0</sub> (KN. m)	M <sub>a</sub> (KN. m)	M <sub>t</sub> (KN. m)	Tu (KN)
ELU	23.29	54.33	16.30	46.18	50.30
ELS	17.17	40.05	12.01	34.04	37.08



**Fig.III.31.Diagramme de moment**

**III.3.7. Calcul de ferrailage :****-E.L.U :****-L'enrobage :**

$$c = 3\text{cm}$$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37\text{cm}$$

$$b = 30\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

**-Les armatures longitudinales :**

Elément	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	A	B	$A_{cal}$
Travée	46.18	0.079	0.102	0.959	3.76
Appui	16.30	0.027	0.034	0.986	1.28

**-E.L.S :**-La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .-Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; f_{c28} = 25\text{ MPa}$$

Elément	$M_U$	$M_S$	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	46.18	34.04	1.36	0.102	0.201	CV
Appui	16.30	12.01	1.36	0.034	0.201	CV

**- Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34\text{ MPa}$$

**9.3.3 Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

**- Pourcentage minimale : RPA99 /V2003**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% \text{ b. h}$$

Elément	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A'_{min}$	$A_{min}^{RPA}$	$A_{max}$
Travée	3.76	1.34	1.2	5.25	6
Appui	1.28	1.34	1.2	5.25	6

**- Choix des armatures :**

En travée :  $A=6 \text{ cm}^2$  soit : 4HA14= 6.16cm<sup>2</sup>

En appui :  $A=6 \text{ cm}^2$  soit : 4HA14= 6.16cm<sup>2</sup>

**- Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{50300}{300 \times 370} = 0.45 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad (\text{condition vérifier})$$

**-Exigence du RPA 2003:****-Armatures Transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) :  $A_t = 0,003 S b$

$$.S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$ , dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm<sup>2</sup>)



.  $S \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$  , Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm}^2$  , donc on adopte 4T8 ( $2,01\text{cm}^2$ ).

#### -Vérification De La Flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{432} = 0.092 \rightarrow \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ (condition vérifier)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{432} = 0.092 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \text{ (condition vérifier)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.16}{30 \times 37} = 0.0055 \leq 0.01 \text{ (condition vérifier)}$$

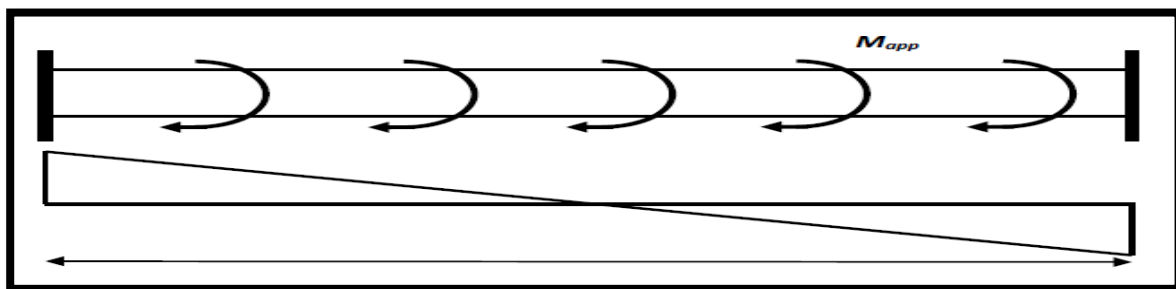
Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

#### - Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre paliere est provoquée par la flexion de la paillasse.

$M_{\text{tor}} = M_a$  (Escalier).



$$M_{\text{tor}} = M_{\text{app}} \times \frac{L}{2} = 16.30 \times \frac{4.32}{2} = 35.20 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion maximale.

#### - Vérification du béton :

#### - Contrainte tangente due à l'effort tranchant :BAEL (art A.5.4.21)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

$T_u$  : moment de torsion ( $T_u = 50300 \text{ N.m}$ )

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

$\Omega$  : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 875 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{50300}{2 \times 875 \times 5} = 5.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 = (5.75)^2 \times (0.45)^2 = 6.69$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.25)^2 = 10.56$$

$6.69 \leq 10.56 \dots \dots \dots$  (condition vérifier)

**-Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ;$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(40 - 5) + (30 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

Section	Flexion	TORSION	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	6	$\frac{6.96}{2} = 3.48$	6.17	6.16	6T12 = 6.70
Appuis	6	$\frac{6.96}{2} = 3.48$	6.17	6.16	6T12 = 6.70

$$A_t = \frac{120 \times 35200}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 6.93 \text{ cm}^2$$

-Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{35200}{2 \times 875 \times 348} = 0.057 \text{ cm}^2$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit :  $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

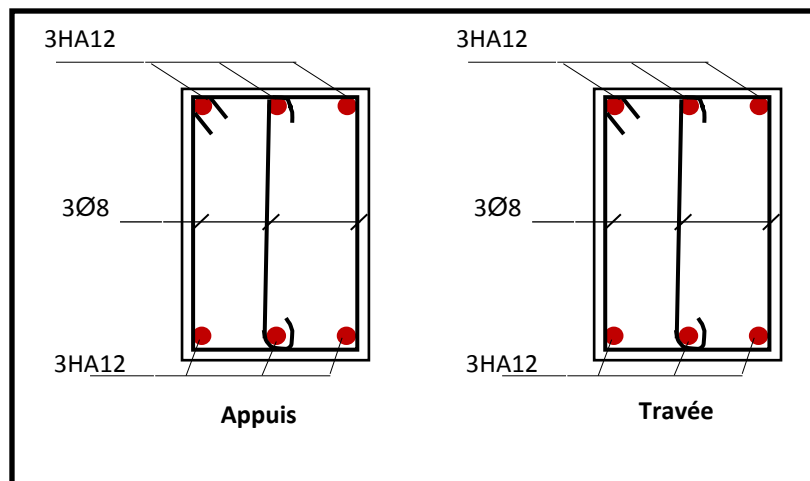
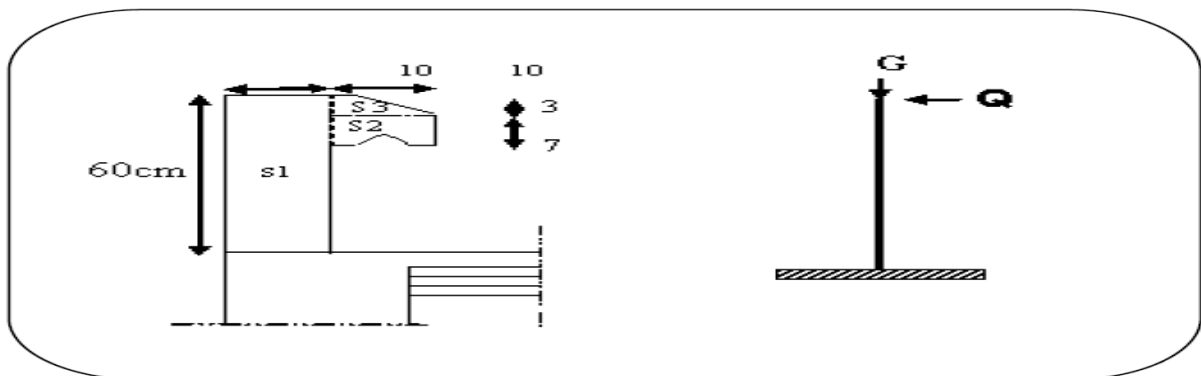


Fig. III.32. Schéma de ferrailage de la poutre palière

**III.4.L'acrotère :****III. 4.1.Introduction :**

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse  
Inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal NG dû au  
Poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à



**Fig.III.33. schéma d'acrotère**

**III.4.2.Hypothèse de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.
- Calcul des armatures se fait une bande de 1 m de largeur

$$S1+S2+S3=(0.1 \times 0.6)+(0.07 \times 0.1)+(0.03 \times 0.1 \times 0.5)=0.0685\text{m}^2$$

G1 : Poids de l'acrotère par mètre.

G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre

**III.4.3.Evaluation des charges :**

$$G1=0.0685 \times 2500 \times 1=171.25\text{daN/ml}$$

$$G2=0.1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000=12\text{ daN/ml}$$

**-Poids propre**

$$G=G_1+G_2=12+171.25=183.25\text{daN/ml}$$

**-Surcharge:D'après D.T.R.BC.2.2**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

**D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)**

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales

Suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

CP : facteur de force horizontale.

$W_p$  : Poids de l'acrotère. Donc :

$$F_p=4 \times 0.20 \times 183.25 \times 0.8=117.28\text{Kg}$$

$$F_p=117.28\text{kg/ml} > 100\text{kg/ml}$$

$$Q=\max(Q ; F_p)=\max(100 ; 117.28)\text{Kg}=117.28\text{Kg}$$

**III.4.5.Calcul des efforts :****-La sollicitation :**

$$.M=Q \times H=1172.8 \times 0.6=703.68\text{N/ml}$$

$$N_u=G=1832.5\text{N/ml}$$

$$T=Q=1172.8\text{N/ml}$$

**-Combinaison de charges :**

$$E.L.U=1.35G+1.5Q$$

**-Effort normal de compression**

$$Nu=1 \times NG=1 \times 1832.5=1832.25 \text{ N/ml}$$

-Moment de renversement du à Q

$$Mu=1.5 \times MQ=1.5 \times 703.68=1055.52 \text{ N.m}$$

$$Tu=1.5 \times T=1.5 \times 1172.8=1759.2 \text{ N/m}$$

E.L.S :la combinaison de charge est G+Q.

-Effort normal de combinaison de  $N_{ser}=G=1832.5 \text{ N/ml}$

-Moment de renversement  $M_{ser}= M=703.68 \text{ N.m}$

### Tableau.III.3. récapitulatif des charges

Désignation	E.L.U	E.L.S
M(N.m)	1055.52	703.68
N(N.m)	1832.5	1832.5
T( N.m)	1759.2	1759.2

### III.4.6.Calcul Ferrailage :

-Armatures longitudinales :

-ELU

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 7 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} > \frac{h}{2} \quad \frac{1055.52}{1832.5} = 0.576 > \frac{0.1}{2} = 0.05$$

$$eG = \max(e ; h/2) = 0.576 \text{ m}$$

-Détermination de la section des armatures a la flexion simple :

$$M1 = Mu + Nu((h/2 - c)) = 1055.52 + 1832.5(0.1/2 - 0.03) = 1092.17 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{1092.17}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.015$$

$$\mu = 0.392 \rightarrow 0.0156 < \mu l = 0.392$$

Donc  $A=0$

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

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0156}] = 0.019$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.019 = 0.992$$

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \quad \bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{1092.17}{348 \times 0.992 \times 7} = 0.4519$$

**-Détermination de la section des armatures a la flexion composée :**

N :est une effort de compression

$$A = A_1 - \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_s}\right) \quad A' = A'1 = 0$$

$$A = 0.4519 - (1832.5/100 \times 348) = 0.399 \text{ cm}^2$$

M(N.m)	M	$\alpha$	$\beta$	A1	A(cm)
1092.17	0.0156	0.019	0.992	0.4519	0.3992

**-E.L.S :**

**-détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{703.68}{1832.5} = 0.384$$

donc la section est partiellement comprimé

**-La contrainte de traction d armature :**

-la fissuration est préjudiciable

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(226.2; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

**-Détermination de la section a la flexion simple :**

$$M1 = M_s + N_s((h/2 - c)) = 703.68 + 1832.5(0.1/2 - 0.03) = 740.33 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{740.33}{201.63 \times 100 \times 7^2} = 0.000749$$

$$\mu = 0.392 \rightarrow 0.000749 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.125 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right]$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.000749}\right] = 1.25 \times 10^{-3}$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 1.25 \times 10^{-3} = 0.999$$

$$k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s = 0.0095 \times 201.63 = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow A' = 0$$

$$A_I = \frac{M_1^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A_I = \frac{740.33}{201.63 \times 0.999 \times 7} = 0.525 \text{ cm}^2$$

**-Détermination de la section a la flexion composée :**

$$A = A_I - (N_s / 100 \sigma_s) \quad A = A_I = 0$$

$$A = 0.525 - (1832.5 / 100 \times 201.63) = 0.434 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1) .page29



$$A \geq 0.23b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \quad A_{\min} \geq 0.84525 \text{ cm}^2$$

**-Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4) .page153**

$$A_m \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A^u; A^{ser}; A_l; A_{\min}) \rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_t = 5\phi 8 = 2.5 \text{ cm}^2$

Donc  $A = \max(A_u; A; A_l; A_{\min}) = A = 2.5 \text{ cm}^2$

$$A_t = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

**-Vérification de L'effort tranchant: BAEL91 (A.5.1,1)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$  BAEL91 (A.5.1, 1)

$v_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U

$b_0$  : Désigne de largeur .

d : L'hauteur utile de la nervure

$$\tau_u = \frac{1759.2}{1000 \times 70} = 0.025 \text{ MPa}$$

**-La Fissuration est préjudiciable alors :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.025 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$A^r = (1/4 ; 1/2) A^L = (0.35 ; 0.705)$$

On a adopté  $A^r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$

**-Espace des Armatures :**

$A_l = 5HA6 \rightarrow St = 100/6 = 16 \text{ cm}$

$A_r = 4HA6 \rightarrow St = 15 \text{ cm}$

**-Présentation du ferrailage :**

Donc les armature transversale ne sont pas nécessaire

**-Armatures de répartition :**

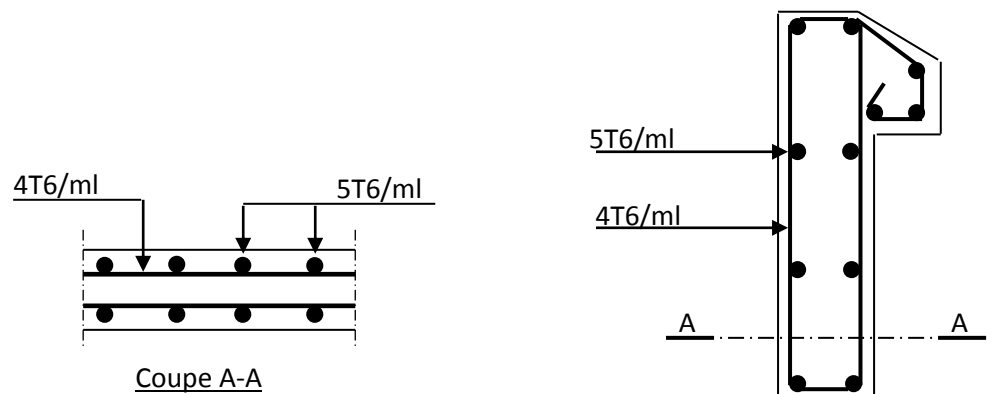
$A^r = (1/4 ; 1/2)A^L = (0.35 ; 0.705)$

On a adopté  $A^r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$

**-Espace des Armatures :**

$A_l = 6HA6 \rightarrow St = 100/6 = 16 \text{ cm}$

$A_r = 4HA6 \rightarrow St = 15$



**Fig III.34. Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

### III .5 .Les balcons :

#### III. 5.1.Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferraillee en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

#### III.5.2.Epaisseur de balcon:

Isolation acoustique :  $e = 12\text{ cm}$

$$e \geq \frac{l}{10} - \frac{100}{10} = 10\text{ cm}$$

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

Poids propre  $G = 5.11\text{ KN/m}^2$

Surcharge  $Q = 3,5\text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée)  $P = 1,71 \times 1 = 1,71\text{ KN}$

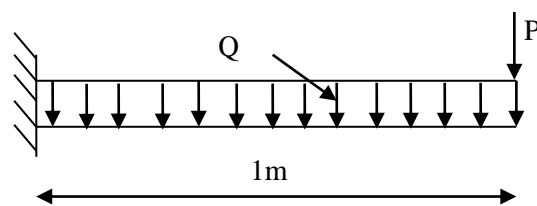


Fig.III.35.schéma statique de la dalle

#### III.5.3.Combinaison des charges :

-Le calcul se fera pour une bande de 1ml

-E.L.U :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 3.5 = 12.15\text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 1.71 = 2.31\text{ KN}$$

-E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q = 5.11 + 3.5 = 8.61\text{ kN/ml.}$$

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} + P_u = 12.15 \times \frac{1.00^2}{2} + 2.31 = 8.39\text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times 1 + P_u = 12.15 \times 1 + 2.31 = 14.46\text{ KN.m}$$

-E.L.S

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} + p_s = 8.61 \times \frac{1.00^2}{2} + 1.71 = 6.015 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \cdot l + p_s = 8.61 \times 1 + 1.71 = 10.32 \text{ KN.m}$$

### III.5.4. Calcul de ferrailage :

$$c \geq c_0 + \frac{\emptyset}{2} : \emptyset \geq \frac{h}{10} \rightarrow \frac{15}{10} = 1.5$$

alors on adopte  $c=3\text{cm}$

$$d = h - c ; d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

**-les armatures longitudinales :**

**-E.L.U :**

$$f_e = 400 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu \ell = 0.392 ; \quad \text{avec} : \mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) , \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \quad A = \frac{M}{\sigma_s B d}$$

Mu(N.m)	$\mu$	$\mu \ell$	A	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )
8390	0.041	0.392	0.052	0.979	2.052

**Tab.III.4. récapitulatif des résultats**

**- Condition non fragilité B.A.E.L 91(A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

**--Pourcentage minimal :B.A.E.L91(B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.001 b \cdot h$$

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc  $A = \max(A_{cal}; A_{min}; A'_{min})$

Soit  $A = 2.052 \text{ cm}^2$      $A = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

### -Espacement des armatures : B.A.E.L91(A.8.24)

$Stl \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33)$

$Stl \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = (60; 45) \text{ cm}$

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

### -Vérification de la contrainte de cisaillement

Selon le B.A.E.L91(A.5,11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{14460}{1000 \times 120} = 0.1205 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91.A.5.1.211})$$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\bar{\sigma}_b}, 4 \text{ MPa}\right)$  comme la fissuration peu nuisible (B.A.E.L.91.A.5.1.211).

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.1205 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ ..... (condition vérifier)

### -calcul des armatures de répartition : BAEL91

$St = 20 \text{ cm}; At = \frac{2.26}{4} = 0.565 \text{ cm}^2$      $At = 1.01 \text{ cm}^2 = 2HA8$

### -E.L.S

D'après le (B.A.E.L91)

Tant que la section est rectangulaires soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeE400

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \delta = \frac{M_u}{M_s} = 1.39$$

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

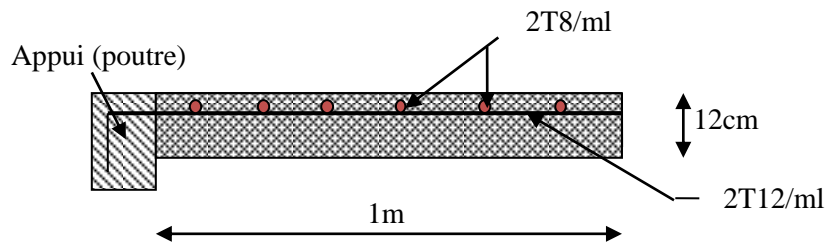
$\alpha = 0.052 < \alpha_1 = 0.445$  condition vérifié.

-Condition de flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{15}{1.00} \geq \frac{1}{16} = 0.15 > 0.0625 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15}{100} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.15 > 0.085 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{2.26}{100 \times 12} \leq \frac{3.6}{400} = 0.001883 < 0.009 \quad (\text{condition vérifier})$$



**Fig.III.36.schéma de ferrailage**

# *Chapitre IV*

*Etude dynamique*

## IV. Etude au vent :

### IV.1. Introduction :

Le présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties. Le document est fondé sur une approche probabiliste : les actions normales et extrêmes des anciennes Règles (NV65) sont remplacées par le concept unique d'action caractéristique définie par référence à un zonage territorial lié aux spécificités climatiques locales. Le règlement découle principalement du règlement européen unifié (Euro code) qui est cohérent avec les méthodes aux états limites.

### IV.2. domaine d'application :

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc.....
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....)
- Structures verticales en treillis

### IV.3. Application de R N V 99 :

#### a. Vérification à la stabilité d'ensemble:

Détermination de coefficient dynamique  $C_d$

Détermination de la pression dynamique du vent  $q_{dyn}$ .

Détermination du coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  et intérieur  $C_{pi}$  (si la construction de catégorie I)

- Détermination du coefficient de force  $C_f$  (si la construction de catégorie II)
- calcul de la pression de vent
- calcul des forces de frottement si la construction de catégorie I
- calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

### IV. 4. Notre calcul doit être passé par les étapes suivantes

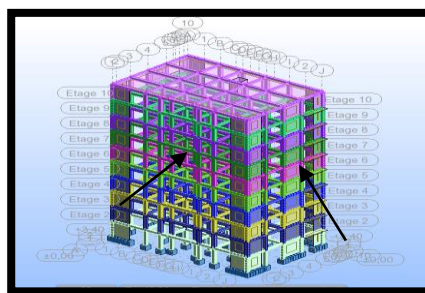


Fig. IV.1 . Modèle en 3D.



#### 4.1.détermination de coefficient dynamique $C_d$ :

le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

##### a .Valeur de $C_d$ :

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51); pour :

##### - Sens x:

$h= 34$  m;  $b= 24.24$ m.

Après l'interpolation :  $C_d =0.94$

##### -Sens-y:

$h= 34$  m;  $b= 16$  m.

Après l'interpolation :  $C_d =0.96$

$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

#### 4.2. calcul de la pression dynamique $q_h$ :

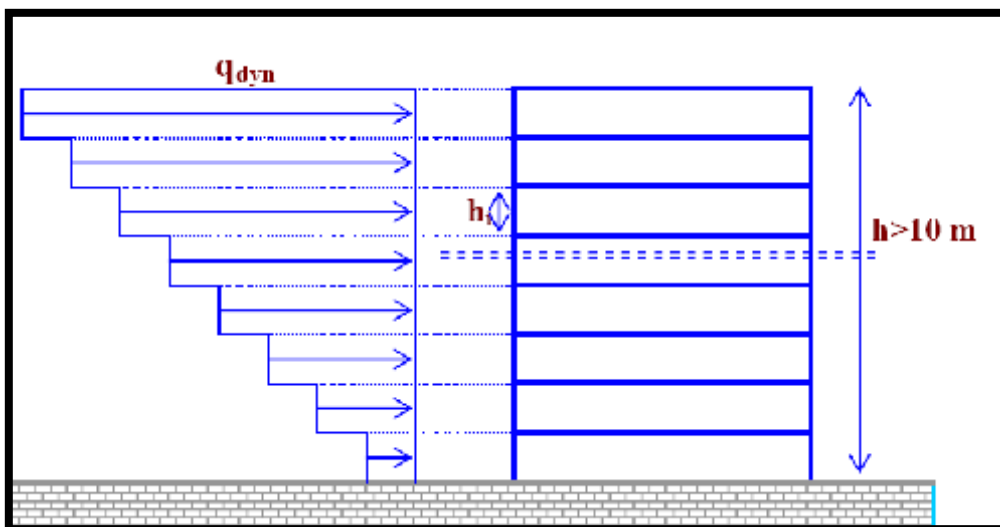
La pression dynamique  $q_h$  qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur  $h$  est donnée comme suit :

$$q_{\text{dyn}}(Z)=q_{\text{ref}} \times C_e(Z) \quad \text{da(N/m}^2\text{)}$$

Où :

$q_{\text{ref}}$  :est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent.

$C_{\text{ex}}$  :est le coefficient d'exposition au vent.



Répartition de la pression dynamique

### 4.3. valeur de la pression dynamique de référence :

La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau 1 ci-dessous en fonction de la zone du vent

**Tableau.IV.1 . pression dynamique de référence (tab 2.3 du R.N.V99 p46)**

<i>Zone</i>	$q_{ref}(daN/m^2)$
<i>I</i>	37.5
<i>II</i>	47.0
<i>III</i>	57.5

Notre bâtiment est situé à

qui est classé en zone **IIb** :  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ .

### 4.5. calcul du coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent  $C_{ex}$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur  $h$  au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

-Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right].$$

-cas de structures sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_{ex} = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + 2 \times g \times I_v(Z)]$$

**Avec :**

$C_r$  : coefficient de rugosité

$C_t$  : coefficient de topographie

$g$  : facteur de pointe

$I_v$  : l'intensité de la turbulence

$K_T$  : facteur du terrain

Notre structure peu sensible aux excitations dynamiques

$$C_e(Z_j) = C_t(Z_j)^2 \times C_r(Z_j)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right].$$

$C_T$  : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV99).

**Site plat**  $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$ .

Site	$C_t(Z)$
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

**Tableau .IV.2 .coefficient de topographie :(tab 2.5RNV 99 p48)**

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$K_T$  : Facteur de terrain.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.  $Z_{min}$  : Hauteur minimale.

$Z$  : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 RNV99) on a :

$$K_T = 0,24. \quad Z_0 = 1 \text{ m.} \quad Z_{min} = 16 \text{ m}$$

catégories de terrain	$K_T$	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	$E$
<b>I</b> En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5Km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>2</b>	<b>0.11</b>
<b>II</b> Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres	<b>0.19</b>	<b>0.05</b>	<b>4</b>	<b>0.26</b>
<b>III</b> Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	<b>0.22</b>	<b>0.3</b>	<b>8</b>	<b>0.37</b>
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m	<b>0.24</b>	<b>1</b>	<b>16</b>	<b>0.46</b>

**Tableau .IV.3 . catégories de terrain (tab 2.4du RNV99 p47)**

Z	$k_t$	$Z_0$	$Z_{min}$	$C_r$	$C_t$	$C_e$	$q_{ref}$	$q_{dyn}$ (N.m <sup>2</sup> )
1.7	0.24	1	16	0.1273	1	0.2300	375	86.25
5.1	0.24	1	16	0.3910	1	0.8097	375	303.64
8.5	0.24	1	16	0.5136	1	1.1266	375	422.48
11.9	0.24	1	16	0.5943	1	1.3516	375	506.85
15.3	0.24	1	16	0.6546	1	1.5282	375	573.08
18.7	0.24	1	16	0.7028	1	1.6746	375	627.98
22.1	0.24	1	16	0.7429	1	1.7999	375	674.96
25.5	0.24	1	16	0.7772	1	1.9097	375	716.14
28.9	0.24	1	16	0.8073	1	2.0079	375	752.96
32.3	0.24	1	16	0.8340	1	2.0966	375	786.22
$Z_j$ (m)								

Tableau.IV.4. suivant résume les coefficients cités ci avant

#### 4.6.Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ :

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

$C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe.10}$

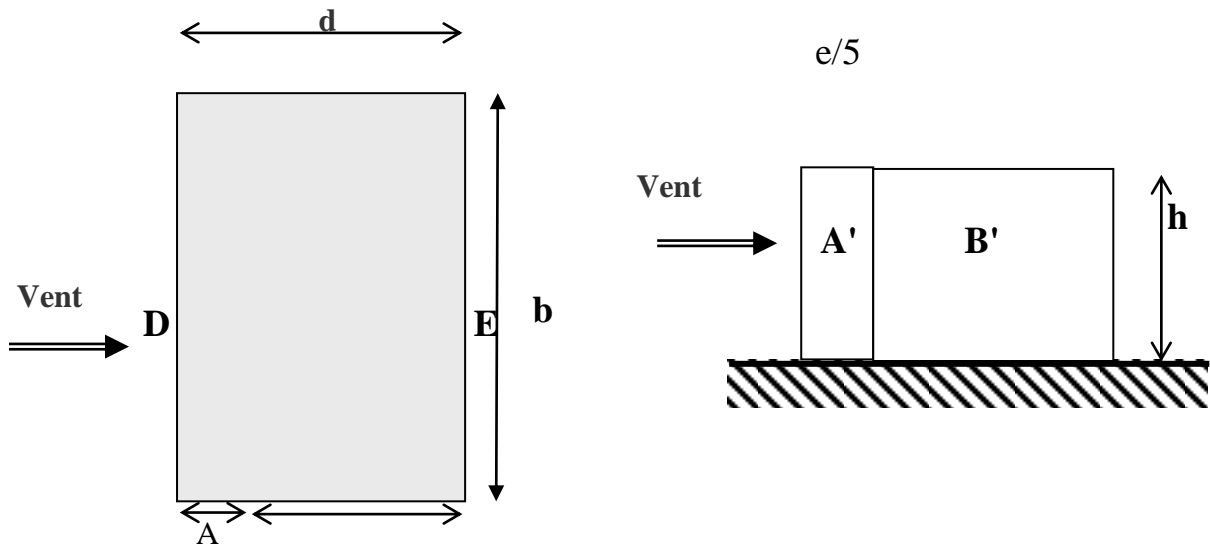
##### a- Parois verticales :

Sens x : h = 34 m; b = 24.24 m. e = Min (b, 2h).

=> e = Min (24.24, 2x34). e = 24.24m.

**b** : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. b = 24.24m

**h** : La hauteur total de la construction.



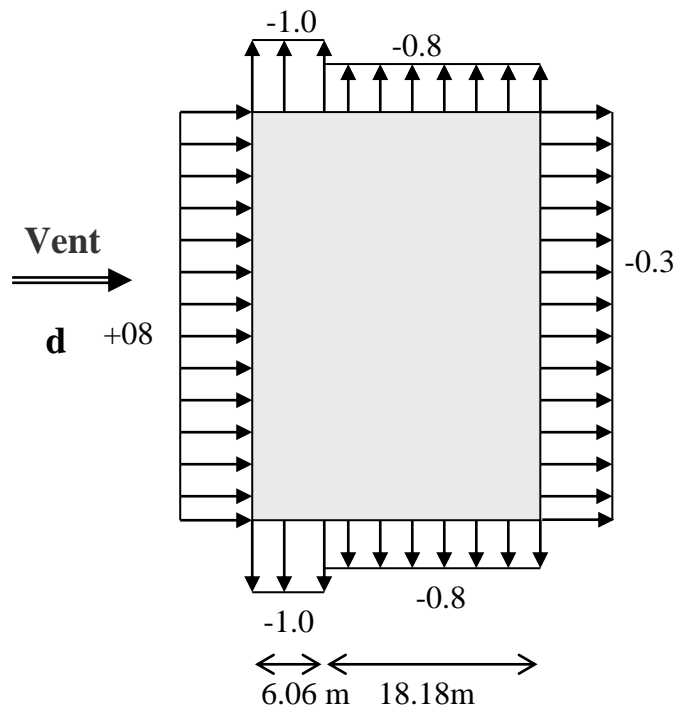
A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau .IV .5.(RNV P.65)

Sens y :  $h = 34m$ ;  $b = 16m$ .

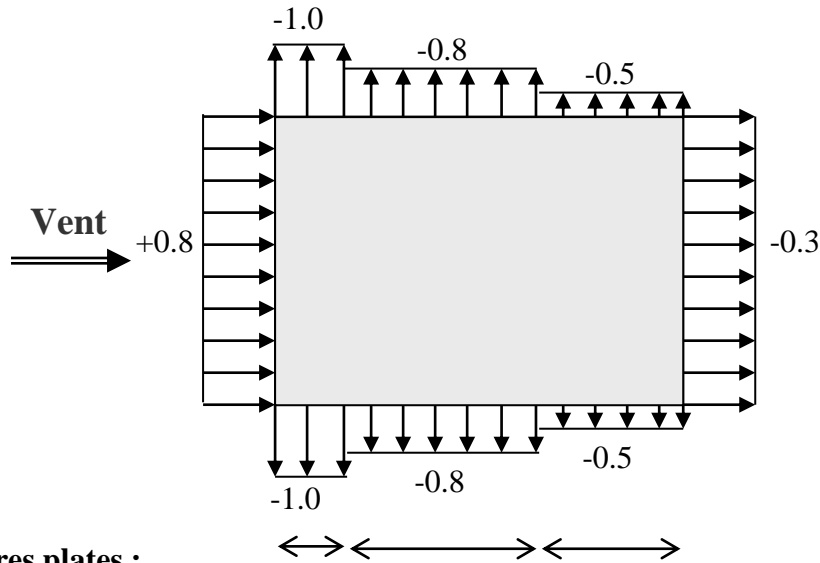
$e = \text{Min} (16 \times 2 \times 34)$ .

$e = 16 \text{ m}$ .



A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau.IV. 6. (RNV P.65)

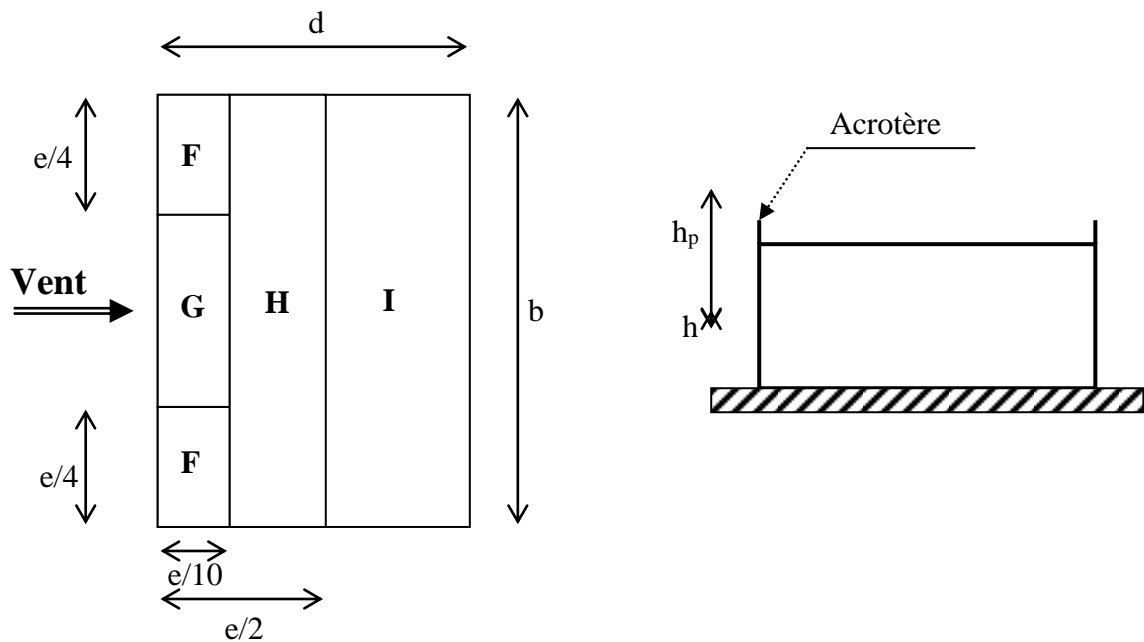


**b-Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient  $C_{pe,10}$  est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{min}[24.24 ; 2 \times 34] \Rightarrow e = 24.24$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent



		ZONE			
		F	G	H	I
		C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>
Avec acrotères	<b>h<sub>p</sub>/h = 0,025</b>	-1,6	-1,1	-0,7	± 0,2
	<b>h<sub>p</sub>/h = 0,050</b>	-1,4	-0,9	-0,7	± 0,2
	<b>h<sub>p</sub>/h = 0,100</b>	-1,2	-0,8	-0,7	± 0,2

Tableau.IV. 7. (RNV P.66)

Dans notre cas  $h_p/h = 0.6/24.24 = 0.0247$

On trouve :

Zone F : C<sub>pe, 10</sub>= -1,66

Zone G : C<sub>pe, 10</sub>= -1,16

Zone H : C<sub>pe, 10</sub>= -0,70

Zone I : C<sub>pe, 10</sub>= ±0,2

**IV.5. Détermination des coefficients de pression**

**5.1. Coefficient de pression extérieure**

-Les constructions à base rectangulaire :(RNV 99§1 p64) :

Les coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub> des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

Pour des surfaces chargées de 10m<sup>2</sup> et plus le coefficient C<sub>pe</sub> est donné par les tableaux ci-dessous :

Pour C<sub>pi</sub> = -0.5 Alors on a le tableau suivant :

Sens XX :

h=34m ; b=24.24m ; d=16.m

$e = \min(b ; 2h)$

Donc : e=24.24m

$e / 5 = 4.848m$

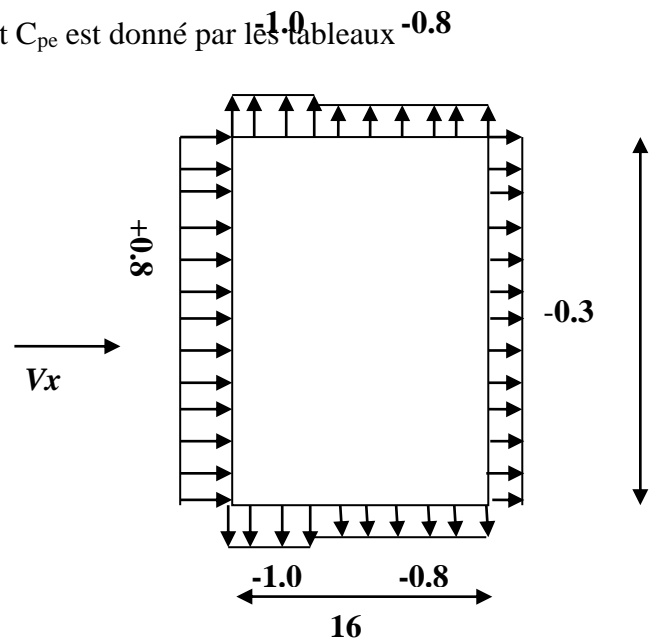
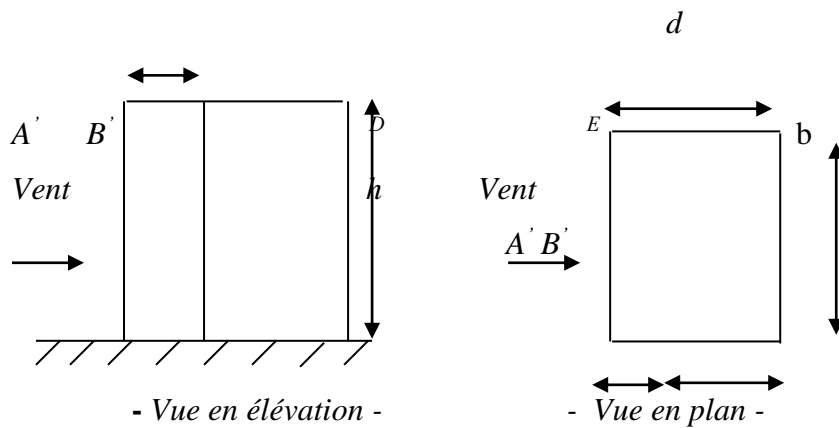


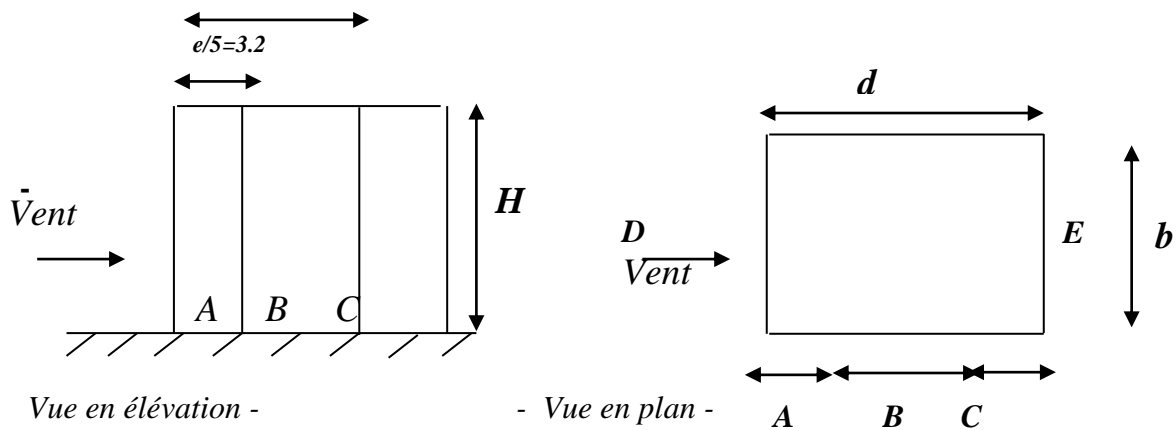
Tableau.IV.8. coefficient de pression extérieure

	A,A'	B,B'	C	D	E
C <sub>pe10</sub>	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

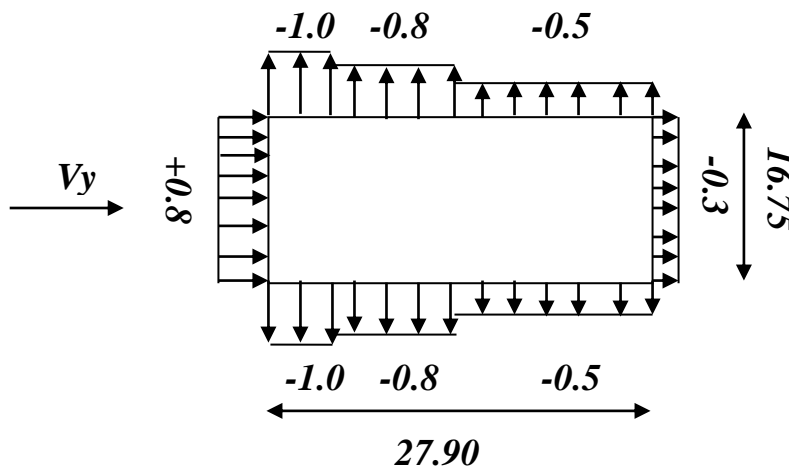


Sens YY :

$h=34\text{m}$  ;  $b=24.24\text{m}$  ;  $d=16\text{m}$       Donc  $e=16\text{m}$



Cas ou  $d > e$



### 5.2. Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ :

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$  (art 2.2 P78).

) Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$  :



Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a le tableau suivant :

Pour  $C_{pi} = 0,8$ .

**Tableau.IV .9 .suivant**

ZONE	$C_{PI}$	$C_{PE} = C_{P10}$	$C_P$
A A'	0.8	-1	-1.8
B B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	-0.2	-1
I	0.8	+0.2	-0.6

**Pour  $C_{pi} = -0.5$  Tableau.IV.10. suivant**

Zone	$C_{PI}$	$C_{PE} = C_{P10}$	$C_P$
A A'	-0.5	-1	-0.5
B B'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	-0.2	0.3
		+0.2	0.7

#### IV.6. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination

De la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la

Formule 2.1 (RNV.99. P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$W$  (N/m<sup>2</sup>) : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$

Relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$  : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

est valeurs de  $q_j$  sont données par le tableau suivant:

**-Sens X :**

$Z_j$ (m)	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_p$	$Q_j$
<b>1.7</b>	0.94	86.25	-1.1	-89.18
<b>5.1</b>	0.94	303.64	-1.1	-313.96
<b>8.5</b>	0.94	422.48	-1.1	-436.84
<b>11.9</b>	0.94	506.85	-1.1	-524.08
<b>15.3</b>	0.94	573.08	-1.1	-592.56
<b>18.7</b>	0.94	627.98	-1.1	-649.33
<b>22.1</b>	0.94	674.96	-1.1	-697.90
<b>25.5</b>	0.94	716.14	-1.1	-740.48
<b>28.9</b>	0.94	752.96	-1.1	-778.56
<b>32.3</b>	0.94	786.22	-2.4	-1773.71
<b>32.3</b>	0.94	786.22	-1.9	-1404.18
<b>32.3</b>	0.94	786.22	-1.5	-1108.57

-Sens Y :

Z <sub>J</sub> (m)	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub>	C <sub>P</sub>	Q <sub>J</sub>
1.7	0.96	86.25	-1.1	-91.08
5.1	0.96	303.64	-1.1	-320.64
8.5	0.96	422.48	-1.1	-446.19
11.9	0.96	506.85	-1.1	-535.23
15.3	0.96	573.08	-1.1	-605.17
18.7	0.96	627.98	-1.1	-663.14
22.1	0.96	674.96	-1.1	-712.75
25.5	0.96	716.14	-1.1	-756.24
28.9	0.96	752.96	-1.1	-795.12
32.3	0.96	786.22	-2.4	-1811.45
32.3	0.96	786.22	-1.9	-1434.06
32.3	0.96	786.22	-1.5	-1132.15

#### IV.7. Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I , pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

**J** : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

**Z<sub>j</sub>** : La hauteur du centre de l'élément j.

**S<sub>fr,j</sub>** : Aire de l'élément de surface j.

**C<sub>fr,j</sub>** : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $\frac{d}{b} \geq$

3, et le rapport  $\frac{d}{h} \geq 3$ , soient vérifiés ; ou b la dimension de la construction perpendiculaire au

direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

-Sens x: b = 24.24 m; d = 16m; h = 34 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{16}{24.24} = 0.66 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{16}{34} = 0.47 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

**-Sens y:**

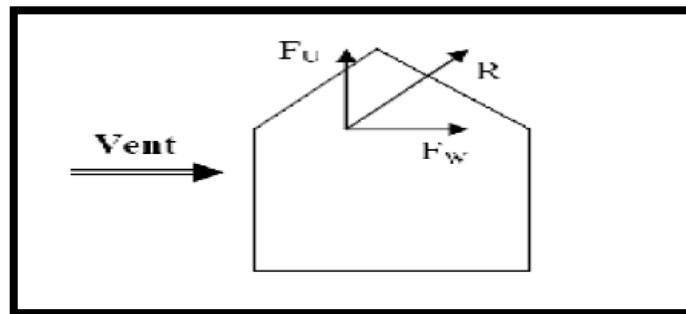
$b = 16\text{m}; d = 24.24\text{ m}; h = 34\text{ m}.$

$$\frac{d}{b} = \frac{24.24}{16} = 1.51 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24.24}{34} = 0.71 < 3 \quad \text{non vérifiée}$$

#### IV.8. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



**F<sub>W</sub>** : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

**F<sub>U</sub>** : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

$\sum$  : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

**q<sub>j</sub>** : Pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

**S<sub>j</sub>** : Aire de l'élément de surface j.

**F<sub>frj</sub>** : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Donc-

$$R_x = \sum x_i R = -457988.04\text{N} = -457.98\text{KN}$$

Z <sub>J</sub> (m)	Zone	S(x)m <sup>2</sup>	S(y)m <sup>2</sup>	Q <sub>DYN</sub>	Q <sub>J</sub> (x)	Q <sub>J</sub> (Y)	R(x)N	R(y)N
1.7	-1.1	82.416	54.4	86.25	-89.18	-91.08	-7349.85	-4954.75
5.1	-1.1	82.416	54.4	303.64	-313.96	-320.64	-	-
							25875.32	17442.81
8.5	-1.1	82.416	54.4	422.48	-436.84	-446.19	-	-
							36002.60	24272.73
11.9	-1.1	82.416	54.4	506.85	-524.08	-535.23	-	-
							43192.57	29116.51
15.3	-1.1	82.416	54.4	573.08	-592.56	-605.17	-	-
							48836.42	32921.24
18.7	-1.1	82.416	54.4	627.98	-649.33	-663.14	-	-
							53515.18	36074.81
22.1	-1.1	82.416	54.4	674.96	-697.90	-712.75	-	-
							57518.12	-38773.6
25.5	-2.4	82.416	54.4	716.14	-740.48	-756.24	-	-
							61027.39	41139.45
28.9	-1.9	82.416	54.4	752.96	-778.56	-795.12	-	-
							64165.80	43254.52
28.9	-1.5	82.416	54.4	786.22	-1773.71	-1811.45	-	-
							60504.79	98542.88
La somme $\sum R$								

$$R_y = \sum y_i R = -366493.3\text{N} = -366.49\text{KN}$$

#### IV .9. Commentaire

Le R N V 99 prise en compte bien le vent telles que:

- Diffusion de vent.
- Les zones plus excitées par le vent.
- La force du frottement.
- Les directions.

**IV.10.Vérification de la stabilité:**

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement

**IV.11.Conclusion**

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

**IV.12. Etude sismique :****IV.12.1.Introduction:**

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestres appelé aussi *la dérive des continents*. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principales plaques appelées *plaques tectoniques* et de plusieurs plaques secondaires.

**IV.12.2.But de l'étude parasismique:**

L'étude parasismique va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude de génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à différents niveaux de la structure.

**IV.12.3.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**IV.12.4.Méthode statique équivalente :RPA99 (Art. 4.1.2)****a- Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**b-Condition d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière 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 17 m.

-groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Zone IIb et III :**

-groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

-groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

-groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

**IV.12.5.La méthode dynamique:**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de calcul. ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

**5.1.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003**

-Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Annaba donc en Zone IIb.

-Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.

-Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme catégorie S2.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

-La hauteur du structure :  $h = 34.60 > 23$  m( zoneIIb )

**5.2. Choix de la méthode de calcul :**

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.

- la méthode d'analyse modale spectrale.



- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 02 groupe d'usage 02. Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale  $\Rightarrow$  spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures ROBOT.

#### IV.12.6.Méthode d'analyse modale spectrale:

##### 6.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### 6.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas

##### 6.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse

$\omega$  Coefficient d'accélération A :

Zone IIb, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya AINE DEFLA : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient :  $A=0,20$

**D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003 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 :  $R=5$

Sa valeur est déterminé par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve :  $Q= 1.15$

Sens longitudinal  $\rightarrow Q_x=1+0,15=1,15$

Sens transversal  $\rightarrow Q_y=1+0,15=1.15$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.8819$$

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :  $\xi = 7 \%$

D'où  $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,8819$

$\xi(\%)$  : **pourcentage d'amortissement critique**; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau (4.2)RPA2003** .

◆  $\xi = 7 \%$  pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T calculée par la Période T1 et T2 du site considérée S2 :

**6.4. Spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

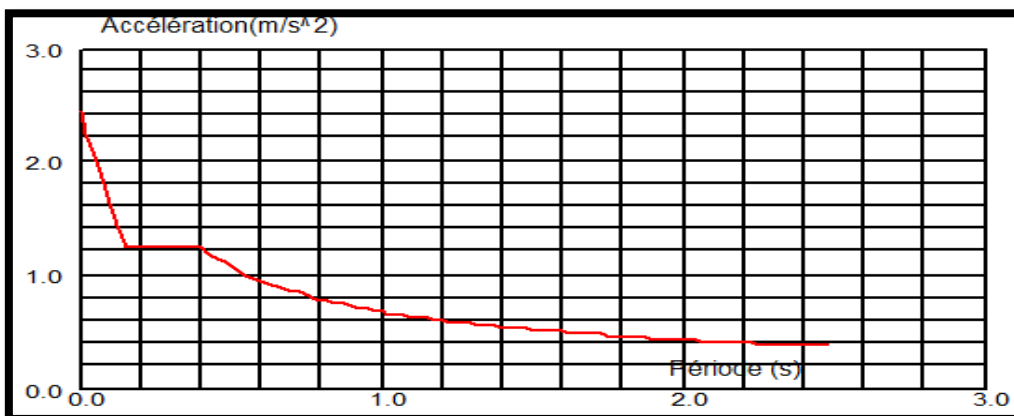
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.



1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \rightarrow = 0.05 \times 34.60^{3/4} = 0.71s \quad (4-6)$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau(N).

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

**Tableau .IV.11. : valeurs du coefficient  $C_T$**

**IV .12.7.Modélisatio :**

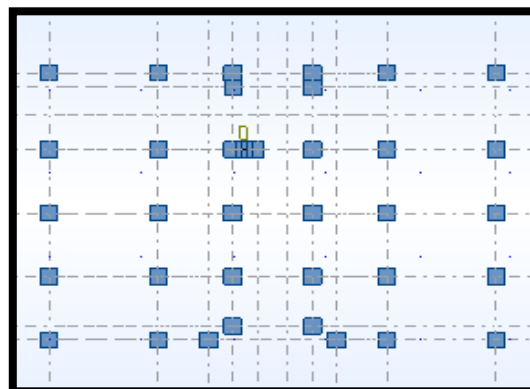
Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99V2 003, page 44, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (*notion de diaphragme*).

**7.1. Les dispositions des voiles :**

Les différentes variantes sont les suivants

$T = 1,66 \text{ s}$

$W = 4890086.39 \text{ kg}$



**Fig.I V.2. disposition 2.**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	0,60	1,66	0,14	73,65	0,05	0,14	73,65	0,05	4885876,62	4885876,62	4885876,62
3/ 2	0,75	1,34	12,09	78,89	0,10	11,94	5,24	0,05	4885876,62	4885876,62	4885876,62
3/ 3	0,84	1,19	79,84	79,23	0,20	67,75	0,34	0,10	4885876,62	4885876,62	4885876,62
3/ 4	1,86	0,54	79,84	88,88	0,28	0,00	9,65	0,08	4885876,62	4885876,62	4885876,62
3/ 5	2,26	0,44	81,41	89,41	0,36	1,57	0,53	0,08	4885876,62	4885876,62	4885876,62
3/ 6	2,55	0,39	89,84	89,52	0,51	8,43	0,10	0,15	4885876,62	4885876,62	4885876,62
3/ 7	3,27	0,31	89,84	93,03	0,57	0,00	3,51	0,06	4885876,62	4885876,62	4885876,62
3/ 8	3,89	0,26	90,66	93,20	0,64	0,82	0,17	0,07	4885876,62	4885876,62	4885876,62
3/ 9	4,47	0,22	93,40	93,30	0,76	2,74	0,09	0,12	4885876,62	4885876,62	4885876,62
3/ 10	4,82	0,21	93,40	95,22	1,02	0,01	1,92	0,26	4885876,62	4885876,62	4885876,62

Tableau.IV.12. suivant résume les résultats

T=1.05s

W=5498648..74kg

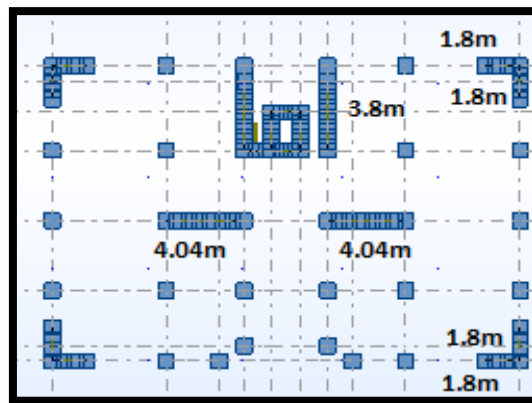


Fig. IV.3 .dispositon 3

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	0,96	1,05	0,17	61,18	0,09	0,17	61,18	0,09	5520446,84	5520446,84	5520446,84
3/ 2	1,14	0,88	7,29	68,86	0,17	7,12	7,69	0,08	5520446,84	5520446,84	5520446,84
3/ 3	1,27	0,79	71,53	69,15	0,35	64,24	0,29	0,17	5520446,84	5520446,84	5520446,84
3/ 4	3,63	0,28	71,71	77,65	0,41	0,17	8,50	0,07	5520446,84	5520446,84	5520446,84
3/ 5	4,09	0,24	72,92	85,33	0,74	1,22	7,68	0,32	5520446,84	5520446,84	5520446,84
3/ 6	4,54	0,22	85,88	85,61	1,10	12,96	0,28	0,36	5520446,84	5520446,84	5520446,84
3/ 7	7,64	0,13	86,02	86,80	1,13	0,14	1,20	0,04	5520446,84	5520446,84	5520446,84
3/ 8	8,45	0,12	86,21	91,11	2,76	0,19	4,30	1,63	5520446,84	5520446,84	5520446,84
3/ 9	9,13	0,11	88,62	91,24	22,29	2,41	0,13	19,53	5520446,84	5520446,84	5520446,84
3/ 10	9,35	0,11	90,74	91,24	28,00	2,12	0,00	5,71	5520446,84	5520446,84	5520446,84

Tableau.IV.13. suivant résume les résultats

W=5623560.33Kg

T= 0.95 s

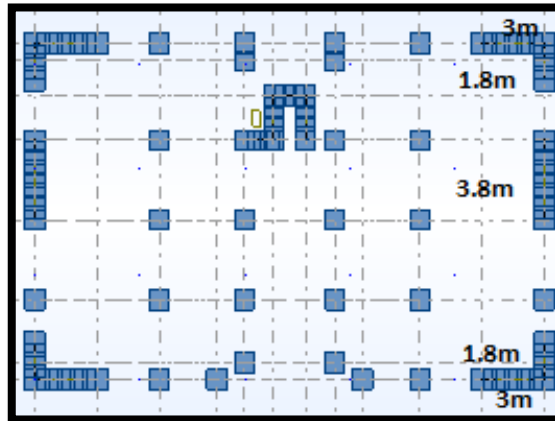


Fig .IV.4 . disposition 4.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,06	0,95	0,00	68,07	0,09	0,00	68,07	0,09	5623560,34	5623560,34	5623560,34
3/ 2	1,18	0,85	72,11	68,08	0,29	72,11	0,00	0,20	5623560,34	5623560,34	5623560,34
3/ 3	1,56	0,64	72,13	69,00	0,30	0,02	0,92	0,01	5623560,34	5623560,34	5623560,34
3/ 4	4,11	0,24	82,02	72,97	0,88	9,89	3,97	0,58	5623560,34	5623560,34	5623560,34
3/ 5	4,23	0,24	85,65	84,77	0,88	3,63	11,80	0,00	5623560,34	5623560,34	5623560,34
3/ 6	6,05	0,17	85,72	84,92	0,92	0,07	0,15	0,03	5623560,34	5623560,34	5623560,34
3/ 7	8,27	0,12	90,48	85,13	5,98	4,75	0,22	5,06	5623560,34	5623560,34	5623560,34
3/ 8	8,86	0,11	91,00	85,24	37,95	0,53	0,10	31,97	5623560,34	5623560,34	5623560,34
3/ 9	9,16	0,11	91,14	87,55	40,34	0,14	2,31	2,39	5623560,34	5623560,34	5623560,34
3/ 10	9,29	0,11	91,16	90,77	47,33	0,02	3,21	6,99	5623560,34	5623560,34	5623560,34

Tableau.IV.14. suivant résume les résultats

Il faut présenter chaque variante (disposition) avec ses résultats et interprétation

T= 0.81 s

W= 5400552.09kg

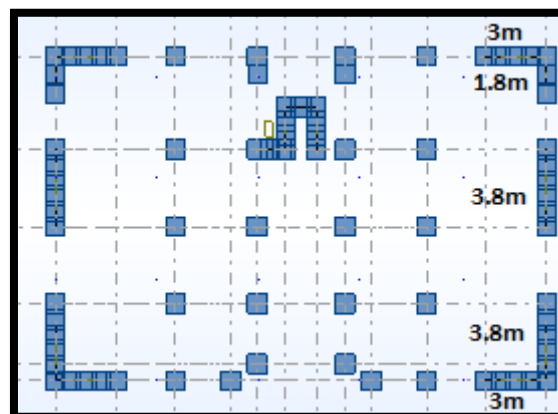


Fig.IV.5 : disposition5

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,24	0,81	0,05	69,15	0,00	0,05	69,15	0,00	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 2	1,29	0,78	72,63	69,19	0,00	72,58	0,05	0,00	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 3	1,79	0,56	72,64	69,19	0,00	0,01	0,00	0,00	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 4	4,64	0,22	86,77	69,20	0,00	14,13	0,01	0,00	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 5	4,99	0,20	86,77	86,11	0,00	0,01	16,91	0,00	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 6	7,12	0,14	86,79	86,11	0,00	0,02	0,00	0,00	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 7	9,57	0,10	92,47	86,11	0,00	5,68	0,00	0,00	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 8	10,16	0,10	92,47	86,11	37,24	0,00	0,01	37,24	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 9	10,74	0,09	92,48	86,59	45,30	0,00	0,48	8,06	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 10	10,94	0,09	92,48	92,14	45,98	0,00	5,55	0,69	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 11	11,18	0,09	92,48	92,27	47,03	0,00	0,13	1,05	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 12	11,31	0,09	92,48	92,27	47,03	0,01	0,00	0,01	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 13	12,04	0,08	92,50	92,27	47,08	0,02	0,00	0,04	5365378,01	5365378,01	5365378,01
3/ 14	12,60	0,08	92,51	92,28	51,67	0,00	0,01	4,59	5365378,01	5365378,01	5365378,01

Tableau.IV.15. suivant résume les résultats

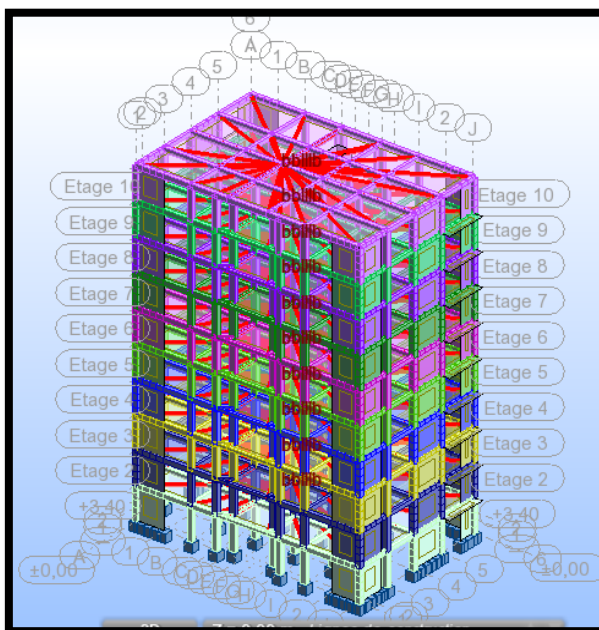


Fig .IV.5.vu au plane 3d

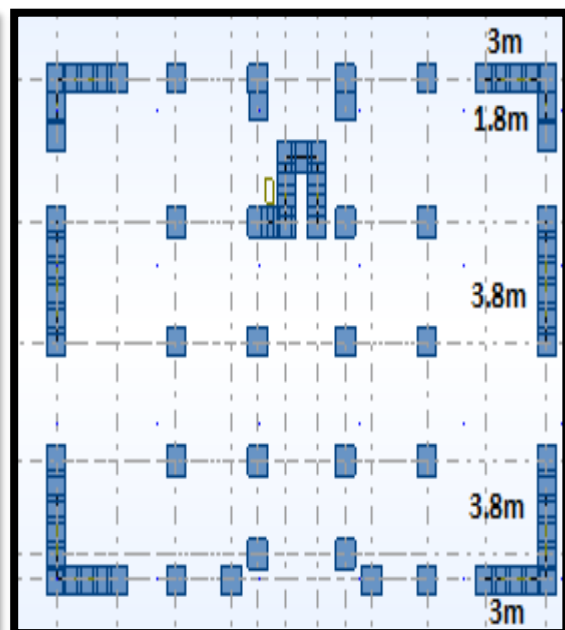


Fig .IV.6. vu au plane fondation

-Période fondamentale de la structure =0,71s

-la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de⇒

-D’après le RPA99v2003 celle estimé à partir des formules empiriques.  $T=0.71 \times 1,3=0,92s$

-Parmi les 4 variantes précédentes on considère la 4ème qui permet d’avoir une fiable période et plus d’économie.

Après l’analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Mode	Période(se c)	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	ΣU <sub>X</sub>	ΣU <sub>Y</sub>	
1	0,81	0,05	69,15	0,05	69,15	Trans.y
2	0,78	72,58	0,05	72,63	69,19	Trans.x
3	0,56	0,01	0,00	72,64	69,19	Torsion
4	0,22	14,13	0,01	86,77	69,20	/
5	0,20	0,01	16,91	86,77	86,11	/
6	0,14	0,02	0,00	86,79	86,11	/
7	0,10	5,68	0,00	92,47	86,11	/
8	0,10	0,00	0,01	92,47	86,11	/
9	0,09	0,00	0,48	92,48	86,59	/
10	0,09	0,00	5,55	92,48	92,14	/
11	0,09	0,00	0,13	92,48	92,27	
12	0,09	0,01	0,00	92,48	92,27	
13	0,08	0,02	0,00	92,50	92,27	
14	0,08	0,00	0,01	92,51	92,28	

**Tableau .IV.16. Périodes et facteurs de participation massique du modèle .**

**Interprétation:**

La analyse et interprétation de cette variconté nous a permis de coulure ce qui suit ;

- La période fondamentale T<sup>y</sup> dyn= 0,81 sec.
- La période fondamentale T<sup>x</sup> dyn= 0,78 sec.

1-La premier mode est un mode de translation selon l axe Y-Y avec conobiliscion de U<sub>y</sub>=69.15% demasse modale

2-Le 2<sup>eme</sup> mode est un mode de translation selon l axe x-x U<sub>x</sub>=72.58%

3-Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode de torsion pure U<sub>x</sub>=0.01% U<sub>y</sub>=0 %

4-Il faut 10 modes pour atteinte 90% de participation de masse modale

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T<sub>dyn</sub> calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur  $T_e = 0,05 \times (34.60^{\frac{3}{4}}) = 0,71sec.$  estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times 34.60}{\sqrt{25.24}} = 0,62 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 34.60}{\sqrt{16}} = 0,78 \text{ sec}$$

### Verication de la periode :

$$T_{x \text{ stat}} = \min (0.71 ; 0.62) = 0.62 \text{ sec}$$

$$T_{y \text{ stat}} = \min (0.71 ; 0.78) = 0.71 \text{ sec}$$

$$T_{y \text{ stat}} / T_{x \text{ stat}} = 0.81/0.62 = 1.14 < 1.3 \text{ et } T_{x \text{ stat}} / T_{y \text{ stat}} = 0.62/0.78 = 0.79 < 1.3$$

La condition de l art 4.2.4 du RPA 2003 est verifiée

### Conclusion :

Compte tenu de ce qui préiede, nous retenus cette obtenir versante N pour la suit de calcule qui donne des resultat obtes faisant (période et mode propre)

On a :  $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,71 = 0,92 > T_{y(\text{dyn})} = 0,81$  ( la condition est vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,62 = 0,81 > T_{x(\text{dyn})} = 0,78$  ( la condition est vérifiée).

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx')
- Successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- Les 12 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99version 2003).
- Les schémas des trois premiers modes de vibration.
- Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

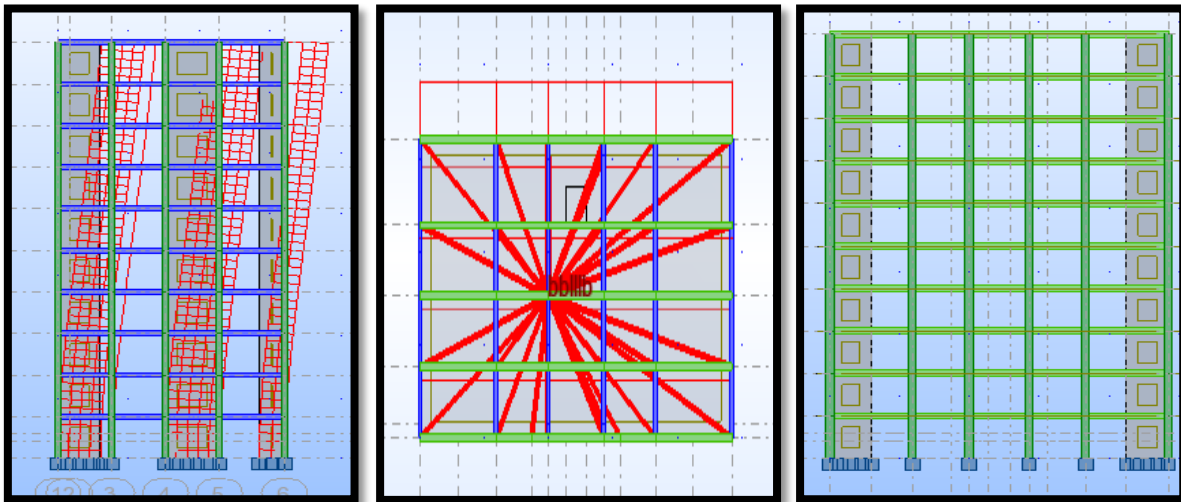
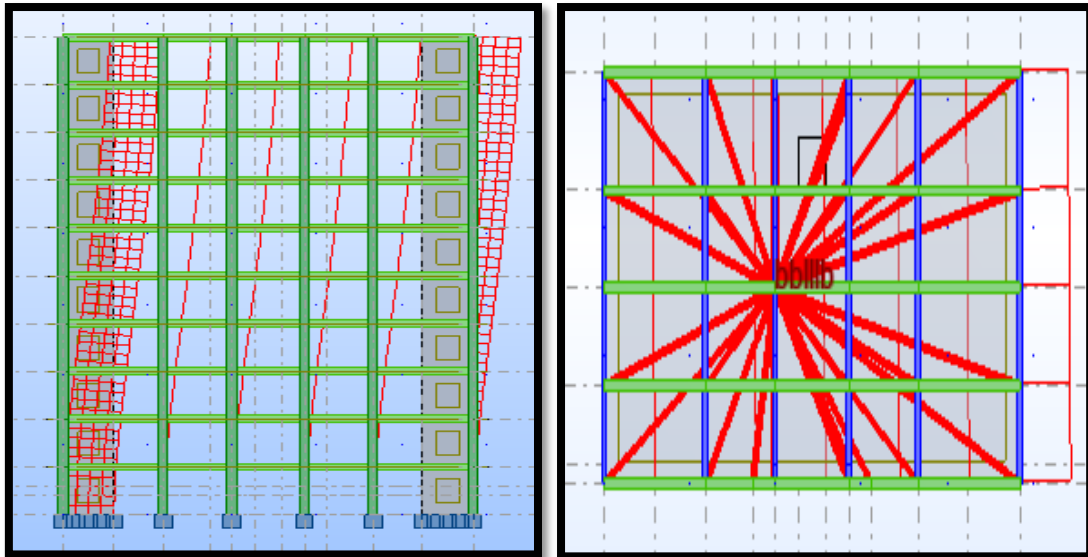
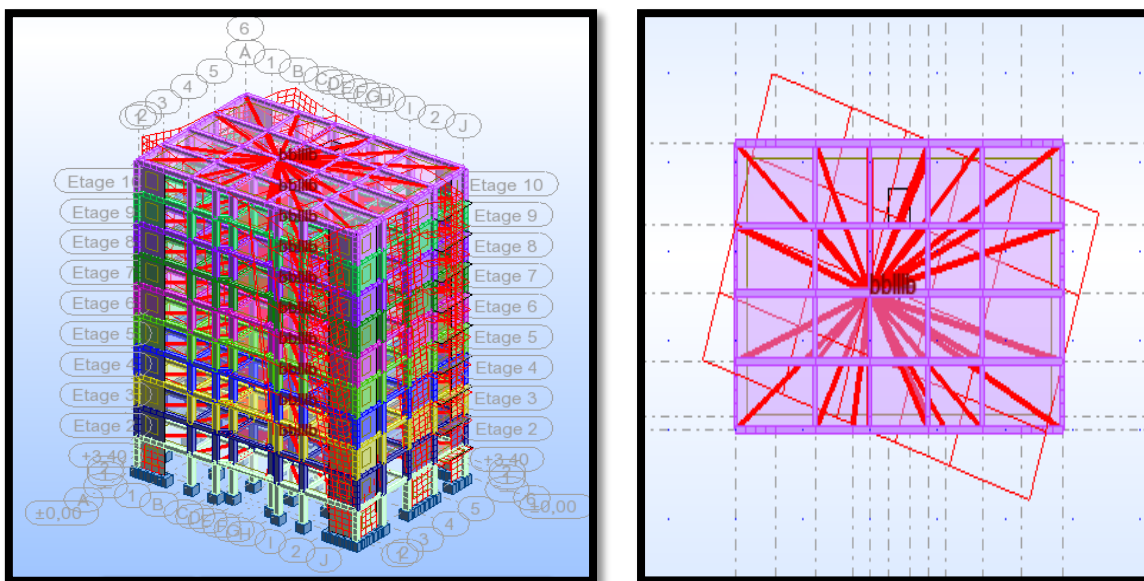


Fig.IV.7. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T1=0,81 s)





**Fig.IV.8. Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=0,78s)**



**Fig.IV.9. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T3=0,56s)**

**-distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:  $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

$V_{k \rightarrow F}$

FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FY[KN]	FY sur les poteaux [KN]	FZ [KN]	FZ sur les voiles [KN]
1809,80	777,10	2664,21	134,91	56213.37	10001.62

**Tableau. IV.17. les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.**

**Vérification de l'interaction portiques voiles :**

$$\frac{Fz \text{ voile}}{Fz \text{ total}} = \frac{-1001,62}{-10967,02} = 0,1779 = 17,79 \% \leq 20 \% \text{ condition verfiée}$$

$$\frac{F_{x \text{ poteau}}}{F_{x \text{ total}}} = \frac{777,10}{1809,80} = 0,429 = 42,93 \% \geq 25 \% \text{ condition verfiée}$$

$$\frac{F_{y \text{ poteau}}}{F_{y \text{ total}}} = \frac{134,91}{2664,21} = 0,050 = 5,06 \% \geq 25 \% \text{ condition non verfiée}$$

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux .

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**IV.12.8. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas, on est dans une Zone de type *Iib* et un Groupe d'usage 2.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**Tableau.IV .18.Coefficient d'accélération de zone A**

**-Détermination des paramètres du spectre de réponse:**

$\alpha$  Coefficient d'accélération A : Zone IIb, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya AINE DEFLA : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient :  $A=0,20$

**-D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

Avec  $T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site ferme  $S_2$ ) :  $T_2(S_2) = 0.4$  sec

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'où  $\eta = 0,882 > 0$ .

$$\eta = 0,882$$

Estimation de la période fondamentale.

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques

ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

**-La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :**

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

$H_N$  : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_N = 34.60 \text{ m}$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

**Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)**

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (34.60)^{3/4} = 0.71 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 34.60}{\sqrt{25.24}} = 0,62 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 34.60}{\sqrt{16}} = 0,78 \text{ sec}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

-Sens longitudinal :  $T_x = 0.62 \text{ s}$  <sup>2</sup>  $(T_2 \leq T_x \leq 3,0)$

- Sens transversal :  $T_y = 0.78 \text{ s}$   $(T_2 \leq T_y \leq 3,0)$

$$D_x = \begin{cases} 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,62}\right)^{2/3} \\ D = \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,71}\right)^{2/3} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 1.65 \\ Dy = 1,50 \end{cases}$$

Tableau.IV .19 : Valeurs des pénalités P

Critère q »	P <sub>q</sub>		
	Observé	N/observé	Condition
Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	Observé
Redondance en plan	✓ 0	0,05	Observé
Régularité en plan	✓ 0	0,05	N. observé
	✓ 0	0,05	Observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05	N. observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10	N. observé

R : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction  $\Rightarrow R = 5$

Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

**A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve :  $Q = 1.15$**

-W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum w_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : la charge d'exploitation

$\beta$ : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$  Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$$\text{Donc : } W = \sum w_i = 5400.55 \text{ KN}$$

Résumé des résultats :

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V(KN) dyn	Vst	0,8Vst	
Longitudinale (X-X)	0,20	1.65	5	1,15	5400.55	1809,80	409.90	327.92	C.V
Transversale (Y-Y)	0,20	1.50	5	1,15	5400.55	2664,21	372.63	398.11	C.V

**Tableau. IV.20.les résultats des forces sismiques**

**Donc :  $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$  (RPA99 art 4.3.6)  $\Rightarrow$  Condition vérifier**

#### IV.12.9.Distribution de la resultante des forces sismique selon la hauteur :

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les **formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)**

$$V = Ft + \sum F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule su

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{si } T > 0,7 \text{ sec}$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec}$$

Les forces  $F_i$  sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[ \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $i$

$h_j$  : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i$  ;  $W_j$  : poids revenant au plancher  $i$ ;  $j$

IV.7. Verification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau «  $k$  » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

$R$  : coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$  : le déplacement relatif au niveau «  $k$  » par rapport au niveau «  $k-1$  » est égal à  $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau ( EX et EY ) .

Etage	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,1	0,1	0,1	0,1
1	0,2	0,2	0,2	0,1
2	0,4	0,2	0,4	0,2
3	0,7	0,2	0,6	0,2
4	0,9	0,2	0,8	0,2
5	1,1	0,2	1,1	0,2
6	1,3	0,2	1,3	0,2
7	1,5	0,2	1,5	0,2
8	1,6	0,2	1,7	0,2
9	1,8	0,2	1,9	0,2

**Tableau .IV.21.Déplacements absolus pour les deux directions principales.**

**Donc:  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3.40) = 0,0340\text{m} = 3.40\text{cm}$ .**

**IV.12.10. Caractéristique géométrique et massique:****a. centre de masse :****10.1. Définition:**

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). Il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : masse de l'élément considéré.

$X_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère (x, o, y).

$Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère (x, o, y).

**b. centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

-Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.

-Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion	
	W [Kg]	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)
RDC	564058,62	12.12	7.93	12.13	7.88
1	564058,62	12.12	7.93	12.13	7.88
2	564058,62	12.13	7.93	12.13	7.88
3	564058,62	12.12	7.93	12.13	7.88
4	564058,62	12.12	7.93	12.13	7.88
5	564058,62	12.12	7.93	12.13	7.88
6	564058,62	12.12	7.93	12.13	7.88
7	564058,62	12.12	7.93	12.13	7.88
8	564058,62	12.12	7.93	12.13	7.88
9	324024,51	12.12	7.91	12.12	7.88

**Tableau .IV.22.Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.**

**excentricite :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

**d-L'excentricité accidentelle :**

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
7/ 1	Etage 1	564058,62	12,12 7,93 2,93	12,13 7,88 2,35	0,01	0,05
7/ 2	Etage 2	564058,62	12,12 7,93 6,33	12,13 7,88 5,75	0,01	0,05
7/ 3	Etage 3	564058,62	12,12 7,93 9,73	12,13 7,88 9,15	0,01	0,05
7/ 4	Etage 4	564058,62	12,12 7,93 13,1	12,13 7,88 12,5	0,02	0,05
7/ 5	Etage 5	564058,62	12,12 7,93 16,5	12,13 7,88 15,9	0,02	0,05
7/ 6	Etage 6	564058,62	12,12 7,93 19,9	12,13 7,88 19,3	0,02	0,05
7/ 7	Etage 7	564058,62	12,12 7,93 23,3	12,13 7,88 22,7	0,02	0,05
7/ 8	Etage 8	564058,62	12,12 7,93 26,7	12,13 7,88 26,1	0,02	0,05
7/ 9	Etage 9	564058,62	12,12 7,93 30,1	12,13 7,88 29,5	0,02	0,05
7/ 10	Etage 10	324024,51	12,12 7,91 33,2	12,12 7,88 32,9	0,00	0,04

**Tableau.IV.23. suivant résume les résultats**



L'excentricité exigée par le RPA 99V2003 (art4.2.7) est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$-e_{ax}=0.05 L_x \text{ avec : } L_x= 25.24\text{m} \quad e_{ax}= 0.02 \text{ m}$$

$$-e_{ay}=0.05 L_y \text{ avec : } L_y= 16 \text{ m} \quad e_{ay}= 0.12 \text{ m}$$

L'excentricité à prendre dans le calcul :

$$-e_{ax}= 1,26 \text{ m}$$

$$-e_y= 0.80 \text{ m}$$

#### IV.12.11. Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = \frac{PK.\Delta K}{VK.hK} \leq 0,10$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V<sub>k</sub> : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ<sub>k</sub> : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h<sub>k</sub> : hauteur de l'étage k.

	W <sub>i</sub> ( KN )	Δ <sub>x</sub>	V <sub>x</sub> (KN)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	5400.55	0,1	1809,80	3.40	0.001006	Vérifier
1	4836.46	0,2	1159,88	3.40	0.003024	Vérifier
2	4272.43	0,2	583,30	3.40	0.007619	Vérifier
3	3708.37	0,2	222,35	3.40	0.088130	Vérifier
4	3144.31	0,2	13,54	3.40	0.017375	Vérifier
5	2580.26	0,2	187,93	3.40	0.007771	Vérifier
6	2016.20	0,2	326,82	3.40	0.004523	Vérifier
7	1452.14	0,2	440,27	3.40	0.002695	Vérifier
8	888.08	0,2	547,52	3.40	0.000928	Vérifier
9	324.02	0,2	272,52	3.40	0.000661	Vérifier

**Tableau. IV.24. Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal**

Etage	W <sub>i</sub> ( KN )	Δy	V <sub>y</sub> (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	5400.55	0,1	2664,21	3.40	0.000600	Vérifier
1	4836.46	0,1	2388,24	3.40	0.000601	Vérifier
2	4272.43	0,2	2039,10	3.40	0.001268	Vérifier
3	3708.37	0,2	1740,77	3.40	0.001282	Vérifier
4	3144.31	0,2	1472,09	3.40	0.001289	Vérifier
5	2580.26	0,2	1196,87	3.40	0.001305	Vérifier
6	2016.20	0,2	910,53	3.40	0.001345	Vérifier
7	1452.14	0,2	622,04	3.40	0.001426	Vérifier
8	888.08	0,2	287,66	3.40	0.001923	Vérifier
9	324.02	0,2	36,35	3.40	0.004781	Vérifier

**Tableau IV.25. Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, **alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée**

#### IV.12.12. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

- La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M<sub>r</sub> : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M<sub>s</sub> : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

**-Sens longitudinal:**

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	660.62	3,40	2246.10
1	626.1	6.80	4257.48
2	326.85	10.2	3333.87
3	165.91	13.60	2256.37
4	166.95	17	2838.15
5	134.59	20.40	2745.63
6	110.93	23.80	2640.13
7	104.95	27.20	2854.64
8	276.92	30.60	8473.75
9	271,53	34	9232.02

**Tableau. IV.26 . moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)****-Vérifications:**

$$M_s = 5400.55 \times \left(\frac{25.24}{2}\right) = 68154.941 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 40878.14 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 1.66 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

**-Sens transversal :**

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	274.37	3,40	932.85
1	276.83	6.80	1882.44
2	279.48	10.2	2850.69
3	265.81	13.60	3615.01
4	273.87	17	4655.79
5	285.54	20.40	5825.01
6	288.2	23.80	6859.16
7	334.39	27.20	9095.40
8	249.87	30.60	7646.02
9	36,18	34	1230.12

**Tableau.IV.27.moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)**

**\* Remarqui :**

$M_S \leq 1.5 M_R$  dans les sens Y ,C'est pour cela il faut augmenter les longueur (16m) a' une longueur minimale de (22m) pour avoir le stabilité au renversement.

**-Vérifications**

$$M_S = 5400.55 \times \left(\frac{25}{2}\right) = 67506.87 \text{N.m}$$

$$M_R = 44592.5 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 1.52 = 1 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

**IV.12.13.Conclusion:**

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique Les résultat obtenus pour le logiciel **ROBOT 2018** ( différentes sollicitation des éléments principaux ) seront utilisés pour calcules les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux ).

# *Chapitre V*

*Etude des éléments*

*structuraux*

**V. 1.Introduction :**

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable. Les réglementations en vigueur «BAEL91et RPA99» nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

**V.2.Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

**V.3. Le ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

-N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.

- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$\underbrace{N(d - c') - M_a}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

**V.4.Le moment fictif :**

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad ;$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

**V.5. Combinaisons des charges :**

fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**Selon le BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$  ..... (C1)

**V.6. Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)**

$G + Q \pm E$  ..... (C2)

$0,8G \pm E$  ..... (C3)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

pour les deux sens X et Y comme suit :

$$1) N_{\max} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$2) M_{\max} \leftrightarrow x N_{\text{corr}}$$

$$3) N_{\min} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable)

**V.7. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :****Ferrailage longitudinale**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par:

-Pourcentage maximal :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

-Pourcentage minimal (zone IIb) : 0,9 %

-Diamètre minimum : 12 mm.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

**Armatures transversales :****RPA99 (art 7.4.2.1) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$ : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$t$  : est l'espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$t$  : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante :  $t \leq 15 \phi_l$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

2/ La quantité des armatures transversales vers soles  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.



$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

### BAEL91 : (art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $St \leq \min(15 \phi_t; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

### V.8.Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC (dimension 60×55) :

$c = c' = 4\text{cm}$ ;  $s = 55 \times 60(\text{cm})$ ; acier Fe E400;  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$ ;  $L = 3.40\text{m}$  : hauteur totale du Poteau.

E L U		G+Q±E		0.8G±E		ELS	
NMAX (KN)	MCOR (KN.M)	MMAX (KN.M)	NCOR (KN)	NMIN (KN)	MCOR (KN.M)	NMAX (KN)	MCOR (KN.M)
2357.71	3.42	103.39	630.17	-4	9.01	1724.62	2.49

### V.8.1.Ferraillage longitudinal :

$N_{\max} = 2357710\text{N}$ ;  $M_{\text{corr}} = 3420\text{N.m}$

$M_{\max} = 103390\text{N.m}$ ;  $N_{\text{cor}} = 630170\text{N}$

$N_{\min} = 1724620\text{N}$ ;  $M_{\text{corr}} = 2490\text{N.m}$

#### 8.1.1.ELU:

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article **A.4.3.5 du C.B.A 93** en adoptant une excentricité

**8.1.2. totale de calcul :**

$e = e_1 + e_2$  ;  $e_1 = e_a + e_0$   $e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{340}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{3.42}{2357.71} = 0.00145m = 0.145cm$$

$$e_0 = 0.145cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.145 = 2.145 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire

Si  $l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$

$l$  : hauteur totale du Poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,40 = 2.38 \text{ m.}$$

$$l_f / h = 4.32 < \max (15 ; 2.34)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 15$$

si  $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \left\{ \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \right\} = 0.621$$

$\emptyset$ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.38^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.621 \times 2) = 0.010 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.145 + 1 = 3.145 \text{ cm.}$$

$$e = 3.145 \text{ cm} = 0.03145 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2357.71 \times 0.03145 = 74.149 \text{ KN.m}$$

### 8.1.3. Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 2357.71 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 74149 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \times 45 \times 55 \times 14.2 = 537542.77 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 74149 + 2357710 \times (0.51 - 0.55/2) = 628210.85 \text{ N.m}$$

$$B = 2357710(0.51 - 0.04) - 628210.85 = 479912.85 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée

### 8.1.4. Situation durable

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{628210.85}{14.2 \times 45 \times (51)^2} = 0.377 < \mu^l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.820 \quad \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.377} \right] = 0.630$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \quad \beta = (1 - 0.4 \times 0.630) = 0.748$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{628210.85}{348 \times 0.748 \times 51} = 47.32 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 47.32 - \frac{2357710}{100 \times 348} = -20.43 \text{ cm}^2$$

**8.2.1G+Q +E :**

$$M_{\max}=103.39\text{KN}; N_{\text{cor}}=630.17\text{KN.m.}$$

$$e_a=\max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\}$$

$$e_a=\max\left\{2\text{cm}; \frac{340}{250}\right\}=2\text{ cm}$$

$$e_0=\frac{M_U}{N_U}=\frac{103.39}{630.17}=0.164\text{m}=16.40\text{cm}$$

$$e_0=16.40\text{ cm}$$

$$e_1=e_a+e_0=2+16.40=18.40\text{ cm}$$

$$e_2=\frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2=\frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.621 \times 2)=0.010\text{m}=1\text{cm}$$

$$e=e_1+e_2=18.40+1=19.40\text{ cm.}$$

$$e=19.40\text{cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}}=N_{\text{utm}} \times e=630.17 \times 0.1940=122.29\text{KN.m}$$

**8.2.2 Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\max}=630170\text{N} ; M_{\text{corrigé}}=122290\text{N.m.}$$

$$A=(0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A=(0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \cdot 45 \times 55 \times 18.5=537542.77\text{N.m}$$

$$B=N_u(d-c')-M_{ua}$$

$$M_{ua}=M_u+N_u \times (d-h/2)=122290+630170 \times (0.51-0.55/2)=270379.95\text{N.m}$$

$$B=630170(0.51-0.04)-270379.95=25799.95\text{N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée:

**8.2.3.Situation accidentelle**

$$\bar{\sigma}_s=400\text{ M}$$

$$\bar{\sigma}_b=18,5\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{270379.95}{18.5 \times 45 \times (51)^2} = 0.124 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \quad \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.124} \right] = 0.166$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \quad \beta = (1 - 0.4 \times 0.166) = 0.9336$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{270379.95}{400 \times 0.933 \times 51} = 14.20$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 14.20 - \frac{630170}{100 \times 400} = -1.55 \text{ cm}^2$$

### 8.3.1. 0.8G±E:

$$N_{\min} = 4 \text{ K N} ; M_{\text{cor}} = 9.01 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{340}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{9.01}{4} = m = 2.25 \text{ cm}$$

$$e_0 = 2.25 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 2.25 = 4.25 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.38^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.621 \times 2) = 0.010 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4.25 + 1 = 5.25 \text{ cm. } e = 5.25 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 4 \times 0.0525 = 0.2101 \text{ KN.m}$$

### 8.3.2 Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 4000 \text{ N.m} ; M_{\text{corrigé}} = 9010 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \cdot 45 \times 55 \times 18.5 = 537542.77 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 9010 + 4000 \times (0,51 - 0,55/2) = 9950 \text{ N.m}$$

$$B = 4000 (0,51 - 0,04) - 9950 = -8070 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

### 8.3.3. Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9950}{18,5 \times 45 \times (51)^2} = 0,00459 < \mu^l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,00161 \quad \alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00459} \right] = 0,019$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \quad \beta = (1 - 0,4 \times 0,019) = 0,992$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{9950}{18,5 \times 0,992 \times 51} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0,49 - \frac{4000}{100 \times 400} = 0,39$$

### 8.3.4. Vérification des sections :

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

**Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :**

$$A_{smin} = 0,9\% (b \cdot h) \text{ (zone IIb).}$$

$$A_{smin} = 0,9\% (b \cdot h) = 0,009 \times 45 \times 55 = 22,27 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 51 \times \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA20 = 25,13 cm<sup>2</sup>

	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min\ BAE}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
ELU	0.00	2.77	22.27	4HA20+4HA20= 25,13cm <sup>2</sup>
0,8G±E	0.39			
G+Q±E	0.00			

### 8.3.5 Vérification à l'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ )

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

**La contrainte du béton est limitée par :**

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

**Les poteaux sont calculés en flexion composée.**

$$N_{ser} = 1724.62 \text{ KN}; M_{ser} = 2.49 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2.49}{1724.62} = 0,00144 \text{ m} = \text{cm}$$

$$e_0 = 0.144 < \frac{h}{6} = 9,17 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

**Nous avons les notions suivantes :**

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 45 \times 55 + 15(25,13) = 2851.95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 27,50 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{2851.95} \left[ \frac{45 \times 55^2}{2} + 15(12.57 \times 4 + 12.57 \times 51) \right] = 27,50 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27,50 = 27,50 \text{ cm}$$

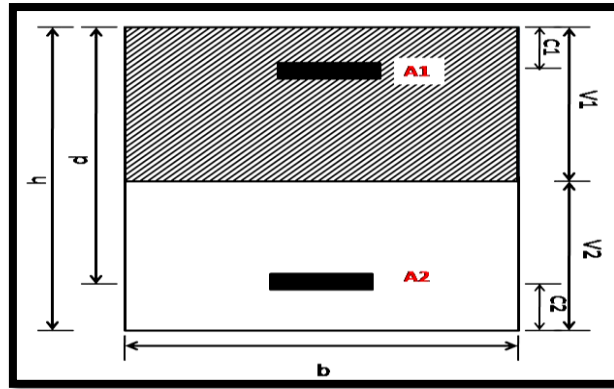


Fig.V.1.section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (27,50^3 + 27,50^3) + 15[12,57(27,50 - 4)^2 + 12,57(27,50 - 4)^2] = 970805,56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 2360 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1724620}{100 \times 2851.95} = 6.047 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{2490}{970805,56} = 0.0025$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.0.47 + 0.0025 \times 27,50 = 6.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 6.11 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

**La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :**

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.11 + 0.0025(27,5 - 4)] = 92.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6.11 - 0.0025(51 - 27,5)] = 90.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 92.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifier}$$

$$\sigma_s^2 = 90.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifier}$$



**Armatures transversales .****8.3.6.Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 121.17 \text{ KN}$$

**8.3.7.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{50.16 \times 10^3}{450 \times 510} = 0.218 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\lambda_g$  l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 4.32$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_a = 3.75.$$

$\tau = 0.218 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$  .....la condition est vérifiée.

**8.3 .8.Calcul d'armature transversale:**

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e$  235MPa).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \rightarrow \lambda_g = \left( \frac{2.38}{0.45} \text{ ou } \frac{2.38}{0.55} \right)$$

$$\lambda_g = (5.283, 4.31) \quad \lambda_g = 4.31 < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003.[ Art.7.4.2.2]

-La zone nodale :  $t \leq 10$  en prend  $t = 10$  cm zone IIb

-La zone courante :  $t \leq 1$

$$t : \min \left( \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l \right) \rightarrow t = 20 \text{ zone IIb}$$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend :  $S_t = 10$  cm en zone nodale et  $S_t = 20$  cm dans la zone courante.

**-En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 50160 \times 100}{550 \times 400} = 0.855 \text{ cm}^2$$

**-En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 50160 \times 20}{550 \times 400} = 0.171 \text{ cm}^2$$

Soit (2 cadre HA8 + 2 cadre HA8)

### 8.3.9. Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant :  $t = 20$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

**BAEL91 : (art A.8.1,3)**

**1/ Le diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

**Le diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

**2/ leur espacement :**

$$St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 55 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

Etage	S <sub>poteau</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adapté</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	45×55	22.27	4HA20+4HA20	25,13

## Schéma de ferrailage des poteau

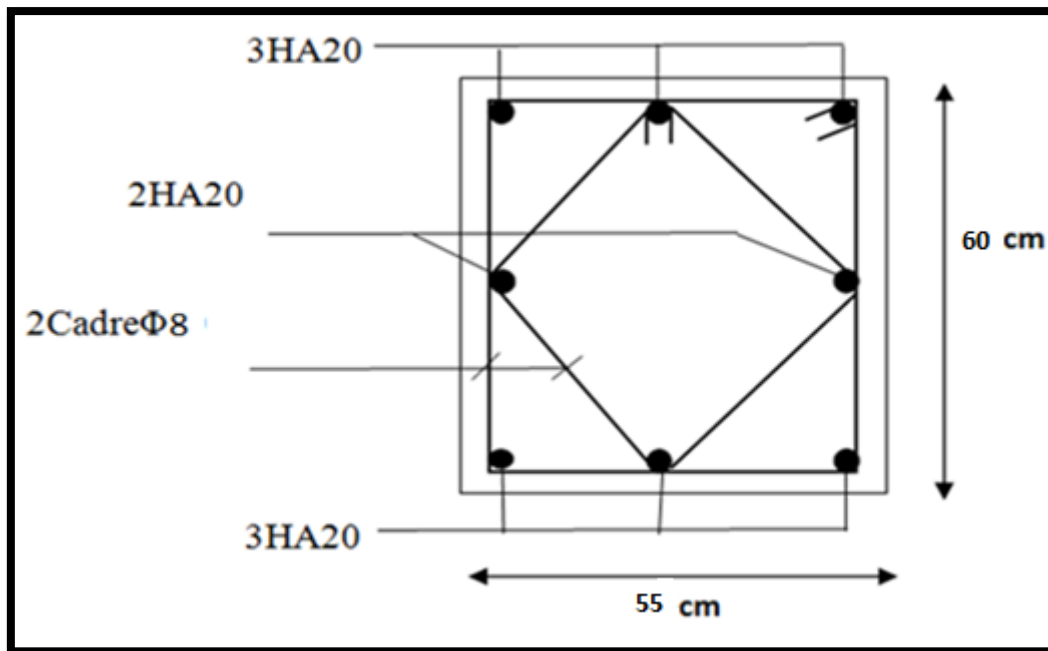


Fig. V.2.Ferrailage du poteau

## V.9.Les poutres :

## V.9.1.Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

## V.9.2.Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suiv

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;

Les poutres seront feaaarrailées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique ;

Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans

**Tableau .V.1. : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	(MPa) $\sigma_b$	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

### V .9.3.Calcul des poutres :

#### -Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

#### -Selon BAEL91 :

ELU : 1,35G+ 1.5Q

ELS : G+Q

#### -Selon RPA99/2003 :

G+Q±E

0.8G± E

### V.9.4.Etapes à suivre :

#### Armatures longitudinales :

La contrainte limite du béton est :  $f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$

Le moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b}$

Mu : Moment fléchissant

b : Largeur de la poutre

d : La hauteur utile de la section

Si  $\mu < 0,186$  : L'état limite ultime est atteint au pivot A

Si  $0,186 \leq \mu \leq \mu_{\text{limite}}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

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

La section d'acier égale à

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

**V.9.5.Vérification :**

**-BAEL 91 :**

**-Condition de non fragilité (art A.4.2) :**  $A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

**Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**  $A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$

**5.1.Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ (fissuration préjudiciable ou très préjudiciable).}$$

**5.2.Vérification à l'ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**RPA99/Version2003 (art 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi$

### b-Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par  $A_t=0,003.S_t.b$ .

**L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:**

dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\}.$$

$$\text{En dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2}$$

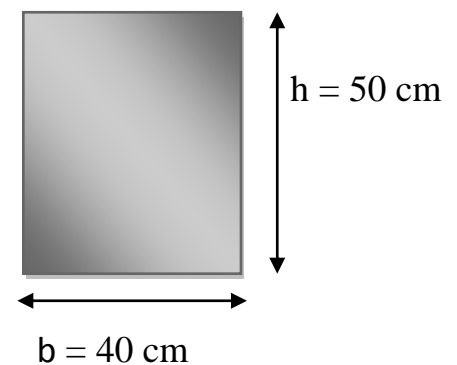
### V.9.6. Les poutres principales :

#### 6.1.L'enrobage:

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad ; \quad \phi = \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5$$

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad \rightarrow \quad c \geq 1 + \frac{5}{2} = 3.5$$

$$c = 4 \text{ cm}$$



#### 6.2.Étapes de calcul des armatures longitudinales :

**La combinaison 1.35G + 1.5 Q :**

**En travée :**

$$M_{t \max} = 67.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{0.06770}{0.40 \times 0.46^2 \times 14.2} = 0,0563 \leq \mu_t = 0.392 \quad A=0$$

$$\alpha = 0.072$$

$$\beta = 0.971$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d\sigma_s} = \frac{67700}{0.971 \times 46 \times 348} = 4.35 \text{ cm}^2$$

#### 6.3.Ferraillage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E )

**Ferraillage au niveau des appuis :**

$$M_{a \max} = -227.82 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{0.22782}{0.40 \times 0.46^2 \times 18.5} = 0.145 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.196$$

$$\beta = 0.921$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{227820}{0.921 \times 46 \times 400} = 13.44 \text{ cm}^2$$

#### 6.4. Vérifications nécessaires pour les poutres :

##### -BAEL :

##### -Condition de non fragilité (art A.4.2) :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 40 \times 46 \times \frac{2,1}{400} = 2.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée}).$$

##### -Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 50 \times 40 = 2 \text{ cm}^2$$

##### -RPA99/version 2003 :

##### Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 50 \times 40 = 10 \text{ cm}^2$$

##### -Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 40 \times 50 = 80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 40 \times 50 = 120 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone de recouvrement}$$



**Tableau.V.2.Récapitulatif**

	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup>	A <sub>min</sub> <sup>RPa</sup>	A <sub>max</sub>	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	4.35	2.2	2	10	10	3HA14+3HA16=10.65
Sur appui	13.44	2.2	2	5	13.44	3HA14+ 3 HA20=13.58

**6.5.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

En travée : M<sub>tmax</sub> =49.54KN.m

En appuis :M<sub>amax</sub> = -88.28KN.m

**6.6.La vérification des contraintes en travée :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{2.1}{100} = 0.701, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \gamma = \frac{67.70}{49.54} = 1.36$$

$\alpha=0.061 \leq \bar{\alpha} =0.701$ ..... (c.v)

**6.7.La vérification des contraintes au niveau des appuis :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \frac{2.58 - 1}{2} + \frac{2.1}{100} = 0.811 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \gamma = \frac{227.82}{88.28} = 2.58$$

$\alpha=0.055 \leq \bar{\alpha} =0.811$ .....(Condition vérifiée)

**6.8.Vérification de la flèche :BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.844 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{L} = 0.844 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0057 \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

### Espacement :

#### D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

#### D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

-La zone nodale :  $t \leq 10$  en prend  $t=10$  cm zone IIb

-La zone courante :  $t \leq \min\left(\frac{\phi_1}{2}; \frac{\phi_1}{2}; 10\phi_1\right) \rightarrow t=20$  zone IIb

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend :  $S_t=10$  cm en zone nodale et

$$S_t = 20 \text{ cm dans la zone courante.}$$

Avec :  $L' = 2h = 100$  cm (longueur de la zone nodale).

### La section de ferrailage transversal

#### D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 40}{235} = 1,36 \text{ cm}^2$$

#### D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2 \quad \text{endehors de la zone nodale}$$

Donc on prend 4HA8 avec  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  dans la zone nodale

et 4HA8 avec  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

**6.8. Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{max}^u = 142.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{142970}{400 \times 460} = 0.777 \text{ MPa}$$

**On étudie avec fissuration peu préjudiciable.:**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa})$$

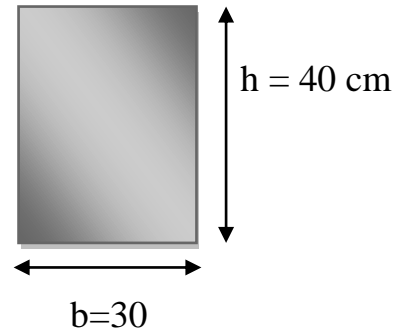
$$\tau_u = 0.777 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

**V.10.7. Les poutres secondaires :****7.1. L'enrobage:**

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad ; \quad \Phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4$$

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad \rightarrow \quad c \geq 1 + \frac{4}{2} = 3$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

**7.2. Étapes de calcul des armatures longitudinales :****Ferraillage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q :****Ferraillage en travée :**

$$M_{t \max} = 41.40 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{0.04140}{0.30 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.070 \leq \mu_l = 0.392 \quad A=0$$

$$\alpha = 0.090$$

$$\beta = 0.964$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41400}{0.964 \times 37 \times 348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E) 7.3.****Ferraillage au niveau des appuis :**

$$M_a \max = -150.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{0.15035}{0.30 \times 0.37^2 \times 18.5} = 0.197 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.276$$

$$\beta = 0.889$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{150350}{0.889 \times 37 \times 400} = 11.42 \text{ cm}^2$$

#### 7.4. Vérifications nécessaires pour les poutres :

**Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée}).$$

**Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003(art7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone de recouvrement}$$

**Tableau .V.3. Récapitulatif**

	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup>	A <sub>min</sub> <sup>RPa</sup>	A <sub>max</sub>	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	3.33	1.34	1.2	6	3.11	3HA14=4,62
Sur appui	11.42	1.34	1.2	3	11.42	3HA12+3HA20=12.81

**7.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

En travée :  $M_{t \max} = 30.28 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_{a \max} = -86.68 \text{ KN.m}$

**- La vérification des contraintes en travée :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \gamma = \frac{41.40}{30.28_s} = 1.36 \quad \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{2.1}{100} = 0.201$$

$$\alpha = 0.062 \leq \bar{\alpha} = 0.201 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

**7.6. La vérification des contraintes au niveau des appuis :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \gamma = \frac{150.35}{86.68} = 1.73 \quad \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{2.1}{100} = 0.387,$$

$$\alpha = 0.114 \leq \bar{\alpha} = 0.387 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

**7.7. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.86 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.86 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0041 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

**Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

La zone nodale :  $t \leq 10$  en prend  $t = 10 \text{ cm}$  zone IIb

La zone courante :  $t \leq \min(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l)$   $\rightarrow t = 15$  zone IIb

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale et

$S_t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

Avec :  $L' = 2h = 80 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

**La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_T \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 15 \times 30}{235} = 0,77 \text{ cm}^2 S_t$$

D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend 4HA8 avec  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  dans la zone nodale

et 4HA8 avec  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

**7.8.Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{max}^u = 164,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{164580}{300 \times 370} = 1,48 \text{ MPa}$$

**On étudie avec fissuration peu préjudiciable. :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 1,48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée})$$

Présentation du ferrailage des poutre :

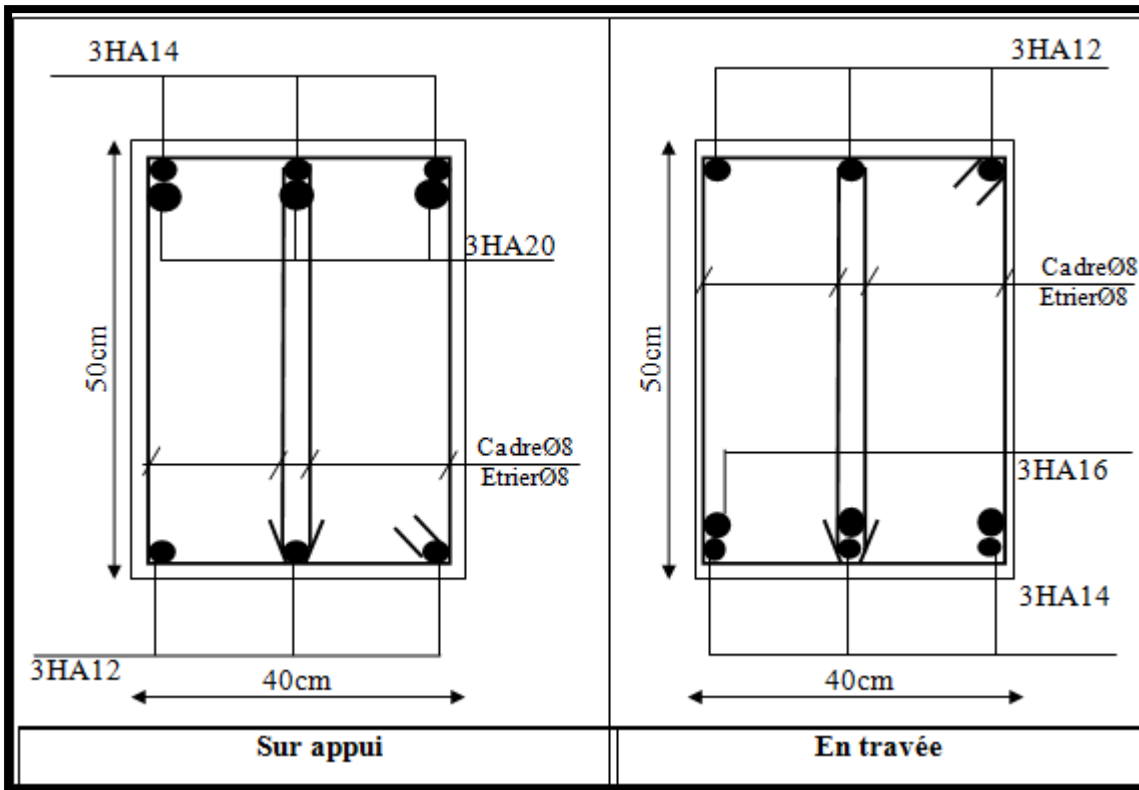


Fig.V.3. Ferrailage de la poutre principale

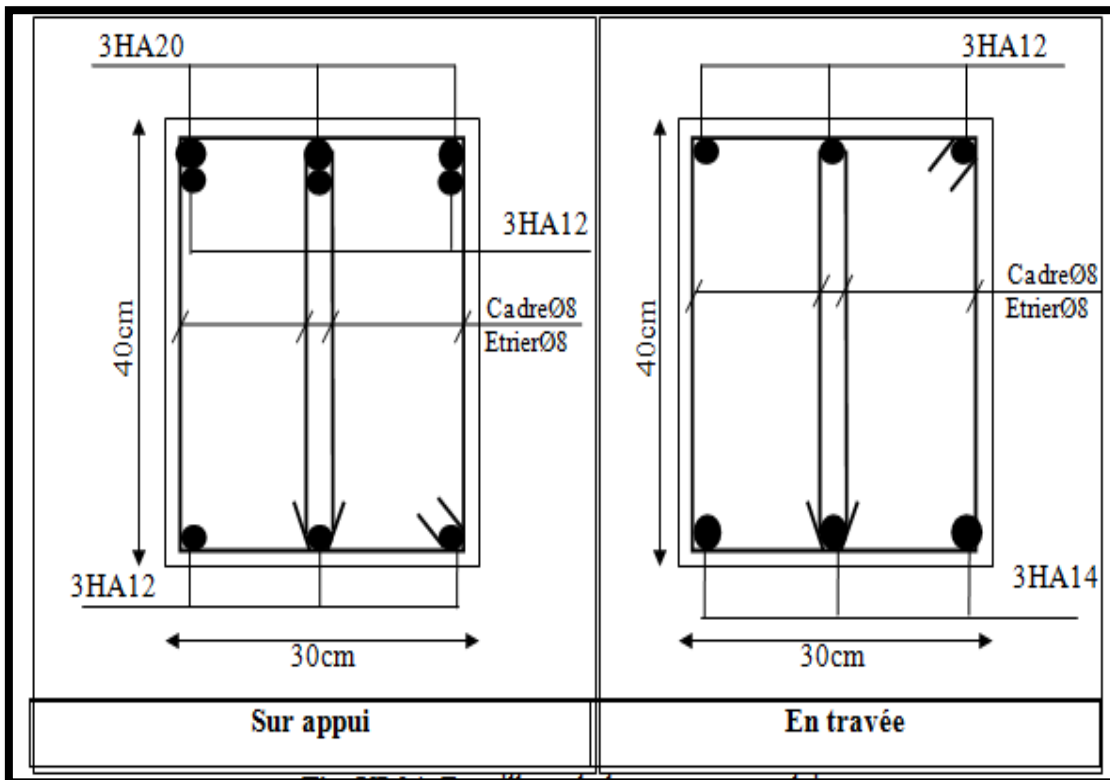


Fig. V.4. Ferrailage de la poutre secondaire

**V.11.Les voiles :****V.11.1.Introduction :**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillée en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

**V.11.2.Types d'armatures:****-Armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %. Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.



**-Armatures horizontales:**

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**V.11.3.Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

globalement dans la section du voile            0,15%

en zone courante    0,10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad S_t \leq \text{Min} (30\text{cm}; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones ou le renversement est possible ;

$20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_{calculé}$$

-Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :****V.11.4. Ferrailage vertical :**

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

partiellement comprimée (S. P. C).

**V.11 .5 .Etapas de calcul :****5.1.Détermination de la nature de la section :**

Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $\frac{h}{6}$ ).

Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e = \frac{M}{N}$ ).

**5.2. Calcul des sections suivant leurs natures :**

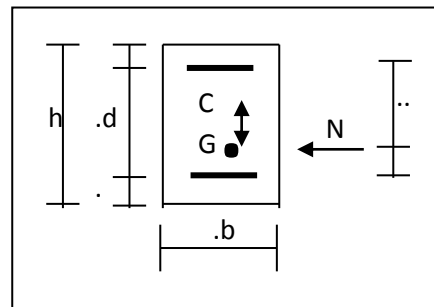
Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

-C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

**5.3.Les équations d'équilibres écrivent alors :**

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

**5.4. Donc les sections d'armatures seront :**

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

**\*Remarque :**

Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

**5.5. Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de compression.

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données

$$\text{par : } A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

**5.6. Section partiellement comprimée :**

la section est partiellement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

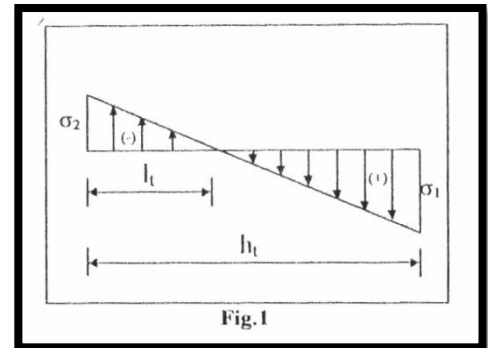
Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

**5.7. Faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$



1<sup>ère</sup> cas (S.P.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

2<sup>ème</sup> cas (S.E.T) :  $\sigma_1 \leq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h$ .

3<sup>ème</sup> cas (S.E.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \geq 0$  ;  $l_t = 0$

$$A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h \quad (\text{en zone courante})$$

**5.8. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les

**5.9. combinaisons suivantes :**

$$N = 0,8 N_G \pm N_E$$

$$M = 0,8 M_G \pm M_E$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$N = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$M = M_G + M_Q \pm M_E$$

### 5.10. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

### 5.11. Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$- N_{\min} = 0,8 N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$- M = 0,8 M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité

c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

### V.11.6. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

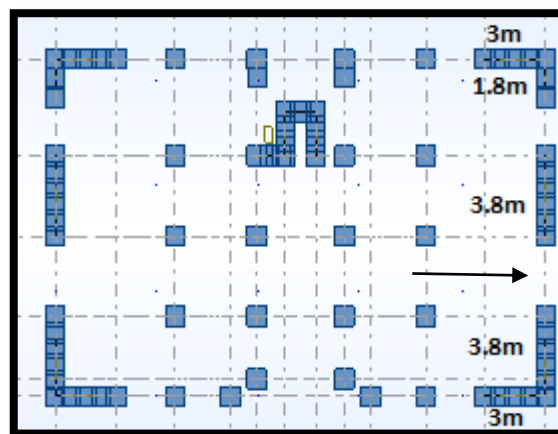


Fig.V.5. disposition des voiles.

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

**6.1. Armatures verticales :**

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L=3.8m)

G+Q± E:  $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	696,00	128,28	3074,56

$$M = 3047.56 \text{ KN.m}$$

$$N = 128.28 \text{ KN}$$

$$h = 3.8 \text{ m} ; c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 3,75 \text{ m}; a = 0.25 \text{ m}$$

**Détermination de l'excentricité e :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3074.56}{128.28} = 23.69 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 380 - 0.81 \times 5) 15 \times 380 \times 14.2$$

$$A = 10037.36 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 3074,56 + 128,28 (3,75 - 3.8/2) = 3311.87 \text{ KN.m}$$

$$B = 128,28 (3,75 - 0.05) - 3311.87 = -2837.23 \text{ KN.}$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

**6.1.1. Vérification de flambement**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 23.69}{3.80} = 124.68$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.40}{3.80} = 0,447$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.447 < 49.73 \dots \dots \dots (c.v)$$

**6.1.2. Calcul de ferrailage :**

**6-1-2-1-Calcul des armatures à la flexion simple**

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

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 3074,56 + 128,28 (3,75 - 3.8/2) = 3311.87 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3311.87 \times 10^3}{18.5 \times 25 \times 375^2} = 0.050 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.064$$

$$\beta = 0.974$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3311.87 \times 10^3}{400 \times 0.978 \times 375} = 22.57 \text{ cm}^2$$

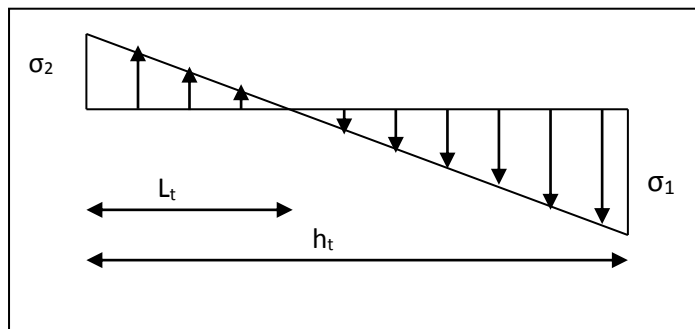
**6-1-2-2-Calcul des armatures à la flexion composée :**

(N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 22.57 - \frac{128.28 \times 10^3}{100 \times 400} = 19.36 \text{ cm}^2$$

**6.1.3. L'armature verticale minimal**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



**Fig. V.6 . Diagramme de contrainte**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{128.28 \times 10^3}{250 \times 3800} + \frac{6 \times 3074.56 \times 10^6}{250 \times (3800)^2} = 5.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{21} = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{128.28 \times 10^3}{250 \times 3800} - \frac{6 \times 3074.56 \times 10^6}{250 \times (3800)^2} = -4.97 \text{ MPa}$$

$$0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.85 \text{ m} \geq \sigma_1$$

$$\text{Alors} \quad A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 1.85 \times 25 = 9.25 \text{ cm}^2$$

**Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

globalement dans la section du voile : 0,15 % (**RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1**)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 380 = 11.4 \text{ cm}^2$$

**Donc on prend :**

Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$

Alors on prend  $A = 19.36 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t = 0.10 > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 10 \times (46) = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c < A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 19.36 + 0.46 = 39.18 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 11.4 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = 39.18 \text{ cm}^2$

**L'espacement :**

**D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 25; 30 \text{ cm})$$

On prendre :  $S = 25 \text{ cm}$

**Dans la zone h/10 :**

$$: \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{18.75; 15\} \Rightarrow D = 15 \text{ cm}$$



On prendre :  $D=15\text{ cm}$

**6.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 696.0 \times 10^3}{250 \times 3750} = 1.03\text{Mpa} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

**6.1.5. Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

**6.1.6. Globalement dans la section du voile :**

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75\text{cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times 1\text{m} = 0.001 \times 25 \times 100 = 2.5\text{cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 8\phi 8 = 4.02\text{cm}^2 / \text{ml}$

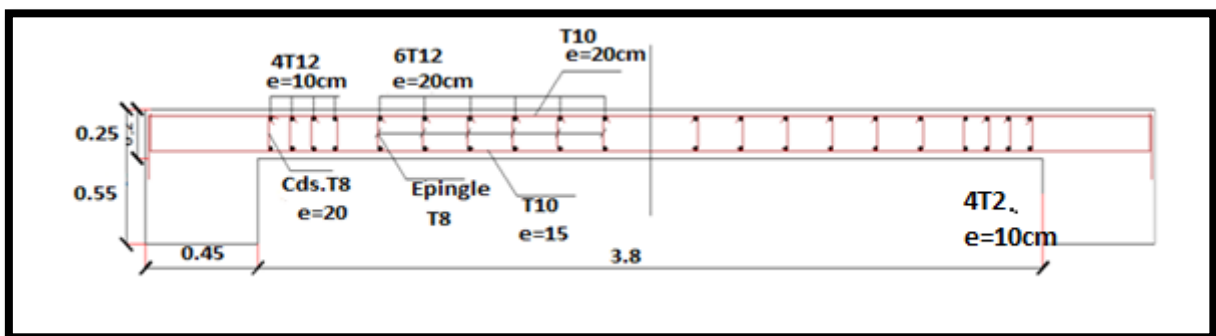


Fig. V .7.Ferrailage du voile.

# *Chapitre VI*

*Etude de l'infrastructure*

**VI.1.Introduction :**

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :-

**1.2.Fondations superficielles :**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

**I.3. Fondations profondes :**

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

**VI.2.Étude de sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectué au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}$ ).

**VI.3.L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :**

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
- Jouer le rôle d'Appuis.
- Assurer la liaison.
- Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

**VI.4 . Etude des fondations:****4.1. Charge admissible au sol : ( $\sigma_{sol}$ ).**

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé. ( $\sigma_{sol}=1.7bars$ ).

**VI.5. Choix du type de fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

Le poids de la structure.

La capacité portante du sol.

L'économie dans la réalisation.

La rapidité et la facilité d'exécution.

Stabilité totale de L'ouvrage.

**VI.6.Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.7 bars, il y a lieu de projeter à

priori, des fondations superficielles de type :

-Semelle filante -Semelle isolé -Radier général

-Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un

**VI.7. mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :**

(Le radier général)

**7.1 Radiers :****7.1.1. Généralités :**

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

**7.1 .2. Avantages de la semelle unique :**

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

**7.1.3. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :**

– **lorsque la capacité portante du sol est faible** : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification dutassement

Général de la construction

– **lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable** : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements

Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

**7.1.4. Critères de choix :**

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

**7.1.5. Justification :**

Si :  $\frac{S_{semelle}^{totale}}{S_{totale}} \geq 50\%$  (Radier général)

$$P_{ser}(\max) = G+Q = 1724,62\text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars}$$

n = Nombre de poteaux au niveau de étage = 34.

**-Surface de semelle ( $S_{semelle}$ ):**

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{1.72462}{0.17} = 10.14 \text{ m}^2$$

$S_{semelle} = A \times B$  (semelle carrée  $A = B$ )

$$A^2 = 10.14 \rightarrow A = 3.18\text{m}$$

$$S_{semelle}^{totale} = n \times S = 34 \times 10.14 = 344.76\text{m}^2$$

**-Surface du bâtiment total :**

$$S_{\text{totale}} = L_x \times L_y = 24.24 \times 16 = 387.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Si : } \frac{344.76}{387.84} \times 100 = 88.89\% > 50\% \text{ (Radier général)}$$

**VI.8 . Calcul le Radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

**8.1.ombinaison d'action :**

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

**8.2.Pré-dimensionnement :****a) Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

**b) Condition forfaitaire :**

$$\text{Sous voiles : } \frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$h_r$ : Épaisseur du radier

$L_{\text{max}}$  : le plus grand travail.moçb

$$L_{\text{max}} = 380\text{cm} \rightarrow 47.5\text{cm} \leq h_r \leq 76\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 60 \text{ cm}$

**-Sous poteaux :**

**-La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h \geq \frac{592}{20} = 29.6cm$$

Avec :  $h_r$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 30 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est :  $h_r = 60cm$

**La nervure :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$  : distance maximale entre deux files successives. ( $L_{max}=5.92$ )

$$b \geq \frac{592}{10} = 59.2cm$$

**c) condition de rigidité (longueur élastique) :**

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

$L_e$  : Longueur élastique.

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40 \text{ MN/m}^3$

$b$  : largeur du radier.(bande de 1 mètre).

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{max} = 5.92m$ ,  $E = 3216420t/m^2$ ,  $K = 4000t/m^3$ .

D'où :



$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.92^4}{3216420 \times 3,14^4}} = 0.754m \quad h \geq 0.754m$$

**Conclusion:**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h = 75\text{cm}$  pour les nervure.

$h_r = 60\text{cm}$  pour le radier.

$b = 60\text{ cm}$

**8.3.Calcul de la surface minimale du radier:****-Détermination des efforts :**

**ELU:**  $N_u = 78200,60\text{ KN}$

**ELS:**  $N_s = 57320,88\text{KN}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{78200,60}{1,33 \times 170} = 345,86\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{57320,88}{1,33 \times 170} = 253,52\text{m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 387,84\text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 345,86\text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$L_x$ : longueur en plan (24.24 m).

$L_y$ : largeur en plan (16 m).

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm})$ . Où:  $h_r = 0.60\text{m}$   $D \geq \text{Max} (30\text{cm} ; 30\text{ cm})$ .

On prend **D = 0.4 m** alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 387.84 + 0.4 \times 2 \times (24.24 + 16) = 420.03 \text{ m}^2$$

**Poids du radier :**

$$G = (420.03 \times 0.75 \times 25) = 7875.6 \text{ KN}$$

**-Combinaison d'action :**

$$N_u = 78200.60 + 1.35 (7875.6) = 88832.66 \text{ KN}$$

$$N_s = 57320.88 + 7875.6 \times 2 = 65196.5 \text{ KN}$$

**VI.9. Vérifications de radier :**

**9.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9$  ;  $h = 54 \text{ cm}$

$$T_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = ; T_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{88832.66}{420.03} \times \frac{5.92}{2} = 626.01 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{626.01 \times 10^3}{100 \times 54} = 1.16 \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \dots \dots \dots \text{cv}$$

**9.2. Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La vérification se fait pour le voile ou de poteau la plus sollicité à L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : charge revenant plus chargé.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.  $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

Vérification pour les voiles : Le voile et le plus sollicité et avec  $e = 25 \text{ cm}$ .

$$\mu_c = 2(0.25 + 3.80 + 2 \times 0.75) = 11,1 \text{ m}$$

$$N_u = 55.18 \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 49950 \text{KN (c.v)}$$

**9.3.Vérification pour les Poteau :** Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.55 + 0.55 + 2 \times 0.75) = 5.2 \text{m}$$

$$N_u = 2357.71 \text{KN} \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 23400 \text{KN (c.v)}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

**9.4.Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 420.03 \times 10 \times 1.8 = 11340.81 \text{KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier =  $N_G + N_{radier}$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1.8 m)

$$N_u = 78200.60 + 1.35 (7875.6) = 88832.66 \text{KN} > 11340.81 \text{KN}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

**9.5.Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

$N_{total} = 72497,25 \text{KN}$

$M_x = 2493,04 \text{KN}$

$M_y = 1655,89 \text{KN}$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N total(KN)	72497.25	72497.25
M(KN.m)	2493.04	1655.89
e(m)	0.034	0.022
L/4(m)	6.06	4
Condition	Vérifier	Vérifier

-Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 20757.73m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 9326.82m^4$$

-Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

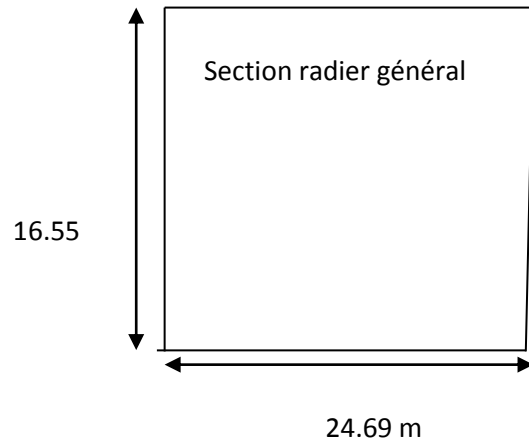


Fig.VI.1.schéma de radier.

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	Ex	Ey
$X_g$	12.34	12.12	0.22	/
$Y_g$	8.27	8	/	0.27

**9.6.Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :**

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.10 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 12.34 \text{ m, } Y_g = 8.27 \text{ m}$$

	<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	<b>N(KN)</b>	<b>M(KN.m)</b>	<b>Srad(m<sup>2</sup>)</b>
X-X	20757.73	72497.25	2493.04	420.03
Y-Y	9326.82	72497.25	1655.89	420.03

	<b>σ<sub>1</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>2</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)σ<sub>m</sub></b>	<b>σ<sub>sol</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>m</sub> &lt; σ<sub>sol</sub></b>
X-X	247.78	97.41	210.18	226.10	C.V
Y-Y	283.74	61.45	224.50	226.10	C.V

**VI.10. Ferrailage du radier:**

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ<sub>x</sub>, μ<sub>y</sub> qui dépend du rapport (α= LX / LY) et du coefficient de POISSON

**10.1. Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x$ ;  $\mu_y$ : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x/l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments

comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

**-Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$
$q_u = 78200.60/ 420.03$	$q_{ser} = 57320.88/ 420.03$
$q_u = 186.17 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 136.46 \text{ KN/m}^2$

**-Ferrailage de la dalle de radier :**

Le plus grand panneau est le panneau du (4.6×5.92) m<sup>2</sup>.

Le panneau intermédiaire

-

-L'ELU:  $v = 0$  ;  $q_u = 169.44 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 4.6/5.92 = 0.77 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0772$$

$$\mu_y = 0.343$$

- donc les moments sont:

$$M_y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 \rightarrow M_y = 0.343 \times 186.17 \times (4.6)^2 = 1351.19 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_x = \mu_x \times M_y \rightarrow M_x = 0.0772 \times 1351.19 = 104.31 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 104.31 = 88.66 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 1351.19 = 1148.51 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow = 0.3 \times 104.31 = 31.29 \text{ KN.m/ml.}$$

**-Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\varnothing \leq \frac{600}{10} = 60 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\varnothing_x}{2} = 60 - 5 - \frac{6}{2} = 52 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\varnothing_x}{2} - \frac{\varnothing_y}{2} = 46 \text{ cm}$$

**-Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**-Sens- X :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 52 \times 2.1 / 400 = 6.272 \text{ cm}^2$$

-Sens- y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 46 \times 2.1 / 400 = 5.55 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 60 \times 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures:

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (KN ×m)</b>	31.29	88.66	31.29	1148.51
$\underline{\mu}$	0.00814	0.02309	0.01041	0.382
$\underline{\mu} < \underline{\mu}l$	CV	CV	CV	CV
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	0	0	0	0
$\alpha$	0.010	0.029	0.015	0.642
$\beta$	0.996	0.988	0.994	0.743
$\sigma_s$	348	348	348	348
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	1.73	4.95	1.96	96.56
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6.272	6.272	5.55	5.55
<b>Choix des barres/ml</b>	6HA12	6HA12	6HA12	126HA32
<b>Ascorres (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6.79	6.79	6.79	96.56
<b>Espacement (cm)</b>	17	17	17	17

-L'ELS:  $v = 0.2$  ;  $q_s = 136.46 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 4.6 / 5.92 = 0.77 > 0.4$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91( Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$



Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:  $\mu_y = 0.0825$      $\mu_x = 0.508$

- donc les moments sont:

$$M_y = \mu_y \times q_s \times l_y^2 \rightarrow M_x = 0.0825 \times 136.46 \times (4.6)^2 = 238.21 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_x = \mu_x \times M_y \rightarrow M_y = 0.508 \times 238.21 = 121.01 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 121.01 = 102.85 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 238.21 = 202.47 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0.3 \times 121.01 = 36.30 \text{ KN.m/ml.}$$

**-Calcul des armatures:**

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (KN ×m)</b>	36.30	102.85	36.30	202.47
<b><math>\mu</math></b>	0.00894	0.02535	0.0114	0.063
<b><math>\mu &lt; \mu l</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b><math>A_s(\text{cm}^2)</math></b>	0	0	0	0
<b><math>\alpha</math></b>	15	15	15	15
<b><math>\beta</math></b>	0.0112	0.0320	0.0143	0.0814
<b><math>\mu</math></b>	0.995	0.987	0.994	0.967
<b><math>\sigma_s</math></b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b><math>A_s (\text{cm}^2/\text{ml})</math></b>	3.47	9.93	3.93	22.57
<b><math>A_{s \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml})</math></b>	6.272	6.272	5.55	5.55
<b>Choix des barres/ml</b>	6HA12	10HA12	6HA12	12HA16
<b><math>A_{\text{scorres}} (\text{cm}^2/\text{ml})</math></b>	6.79	11.31	6.79	24.13
<b>Espacement (cm)</b>	17	17	17	17

**-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,2**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{186.17 \times 4.6 \times 5.92}{2(4.6) + 5.92} = 335.30KN$$

$$\tau_u = \frac{335.30 \times 10^3}{1000 \times 520} = 0.644Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.644 < [\tau_u] = 2.5Mpa$$

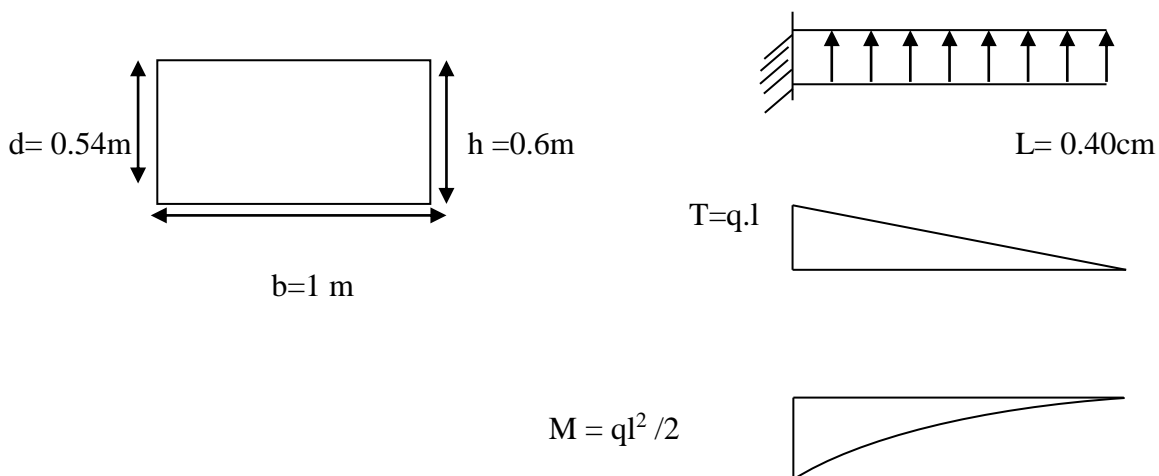
⇒ La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales

**-Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$$h = 0.60m ; b = 1m ; \quad d = 0.9 \quad h = 0.54m$$

**-Présentation schématique :**



**Fig.VI.2.schéma isostatique et sollicitations de les débords.**

**-L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 186.17 \times (0.4)^2 / 2 = 14.89 \text{KN.m}$$

**L'ELS :**

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 136.46 \times (0.4)^2 / 2 = 10.91 \text{KN.m}$$

	$M_{\max}$	$\mu$	$\alpha$	B	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{Adop}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Section adoptée
ELU	14.89	0.0035	0.0043	0.998	0.79	6,27	6,79	6HA12
ELS	10.91	0.0026	0.0032	0.998	0.58	6,27	6,79	6HA12

**-Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

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

$$d = 0,90 \text{ h} = 0.54 \text{m}; b = 1 \text{m}$$

$$V_u = q_u \times L = 186.17 \times 0.4 = 74.46 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{74460}{1000 \times 540} = 0.137 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa}$$

**Note:** On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à

l'extrémité du débord pour avoir u

n bon accrochage des armatures.

**-Etude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 75 \text{ cm}; d = 67.5 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}; c = 5 \text{ cm}$$

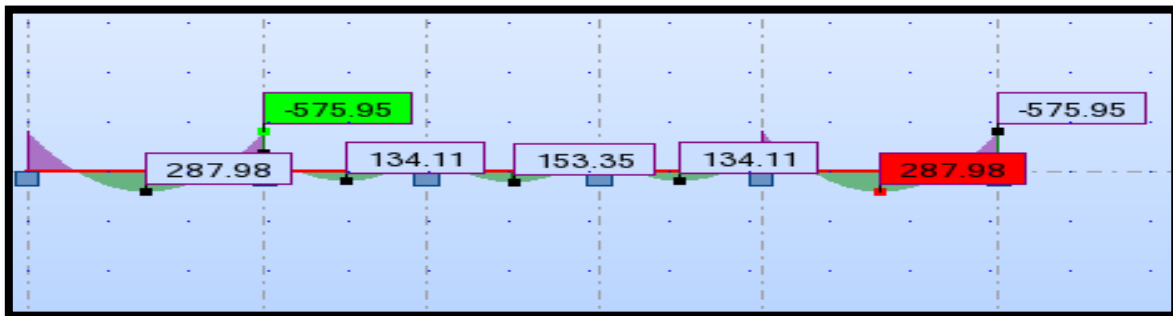
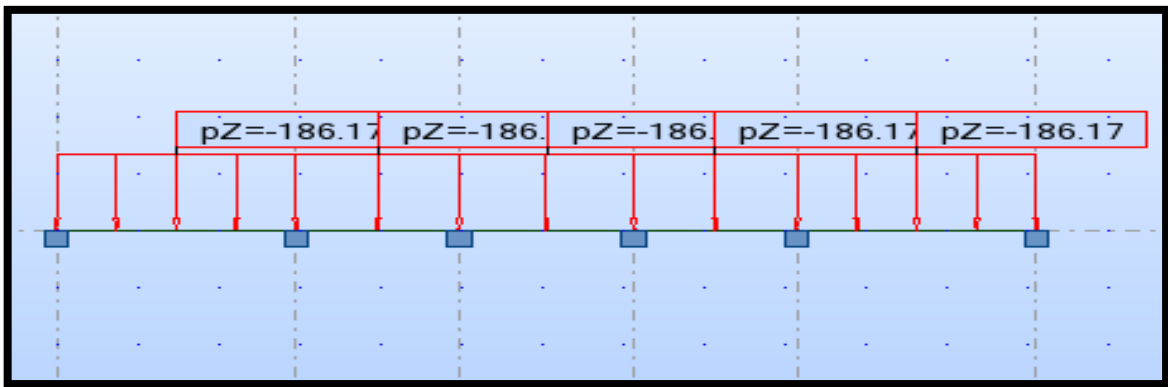
a-Calcul les charges revenant à la nervure :

$$q_u = \frac{N_U}{S_r} = \frac{78200.60}{420.03} = 186.17 \text{ KN/m}^2$$

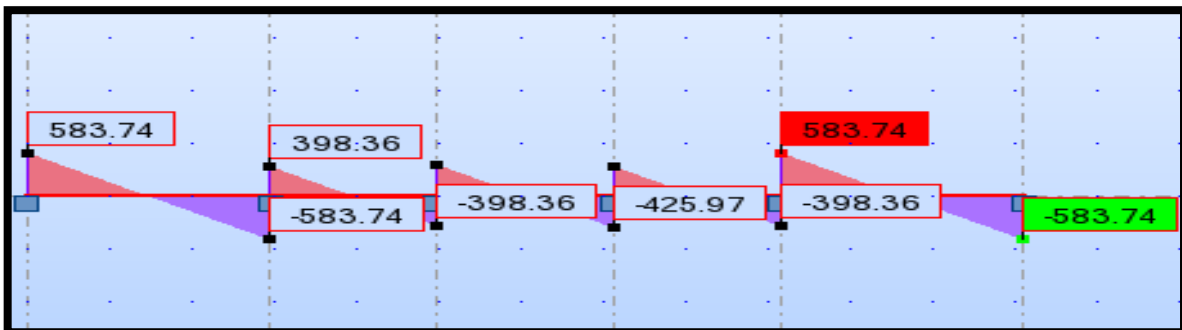
$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{57320.88}{420.03} = 136.45 \text{ KN/m}^2$$

-Sens X-X

ELU :



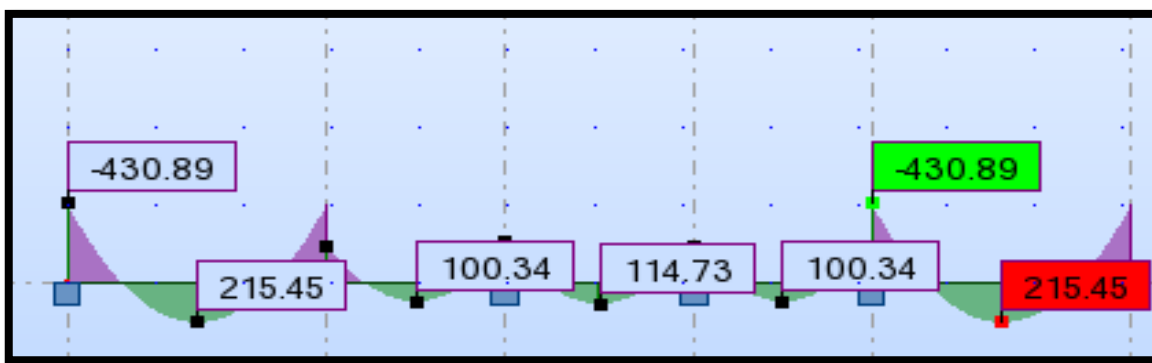
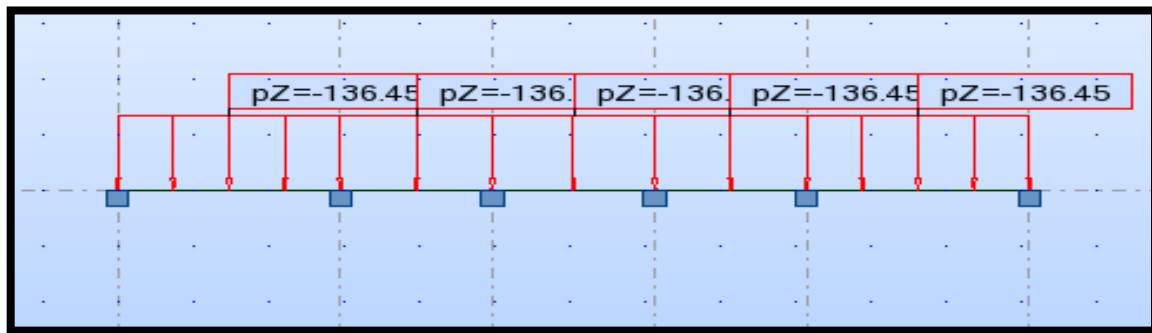
M (KN. m)



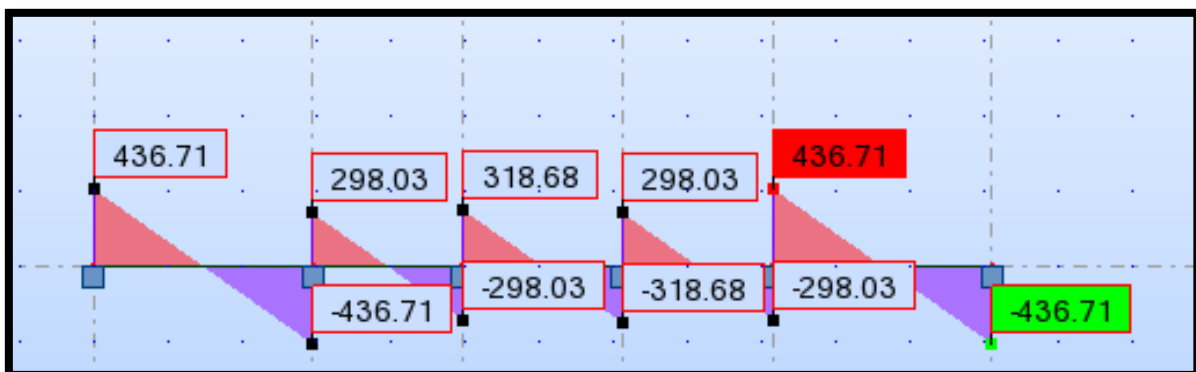
T(KN)

Fig.VI.3.sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).

ELS ;



M (KN. m)

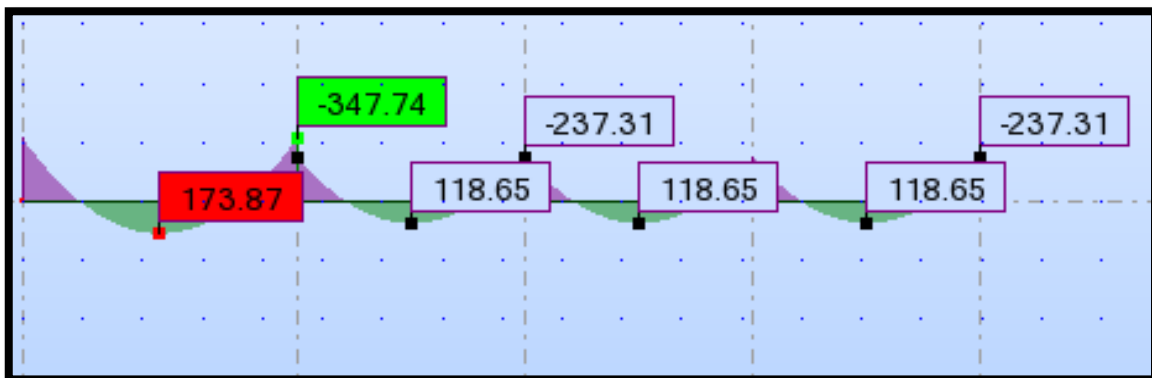
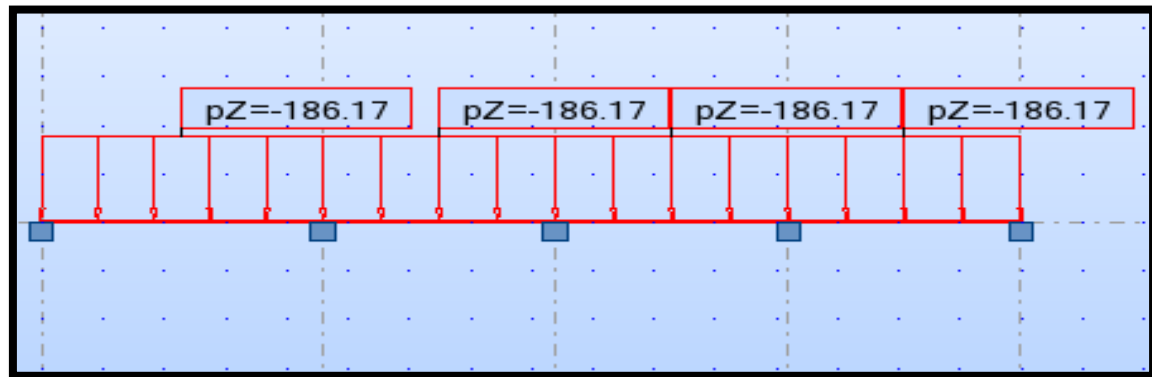


T(KN)

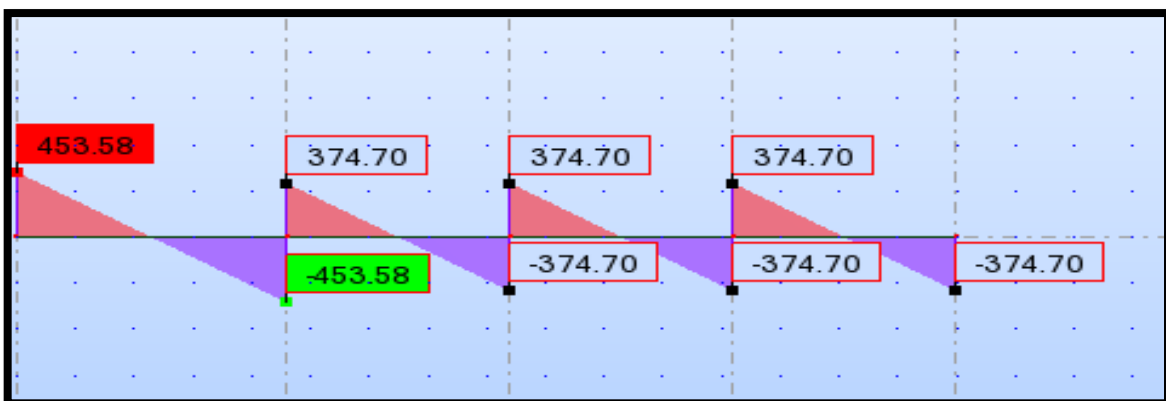
Fig.VI.4.sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).

Sens Y-Y :

ELU :



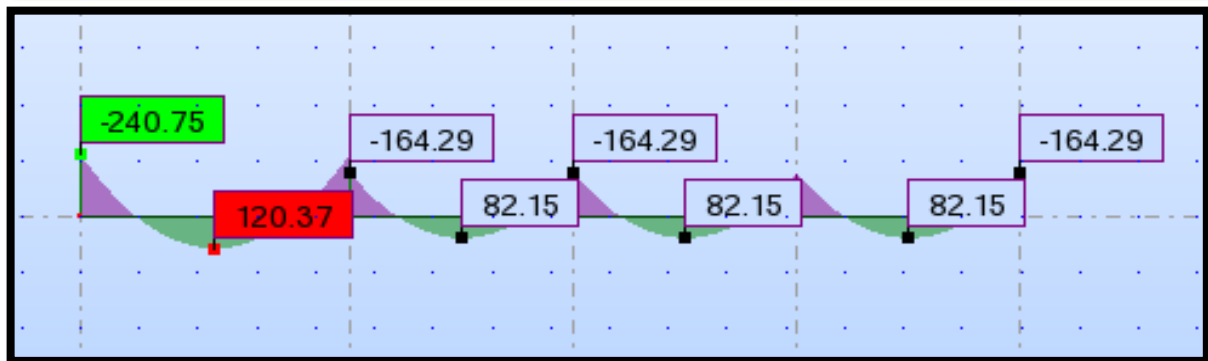
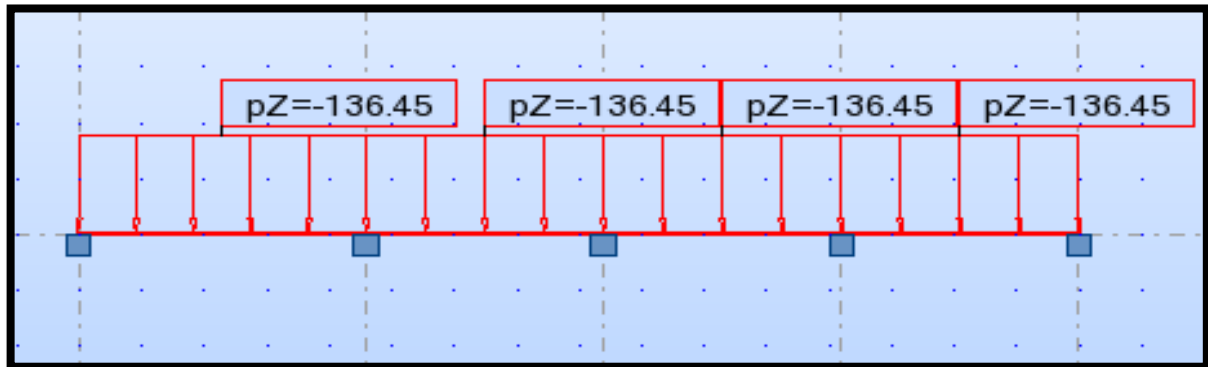
M (KN. m)



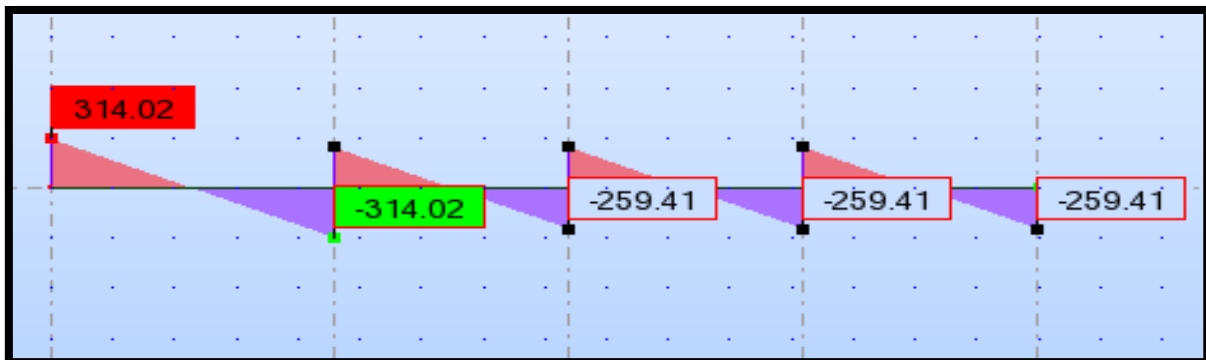
T(KN)

Fig.VI.5.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).

ELS :



M (KN. m)



T(KN)

Fig.VI.6.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS).

ELU : (X-X)  $M_t=287.98\text{KN.m}$   $M_a=-575.95\text{KN.m}$

(Y-Y)  $M_t=173.87\text{KN.m}$   $M_a=-347.74\text{KN.m}$

ELS: (X-X)  $M_t=215.45\text{KN.m}$   $M_a=-430.89\text{KN.m}$

(Y-Y)  $M_t=120.37\text{N.m}$   $M_a=-240.75\text{KN.m}$

**Ferraillage de nervure a l'ELU:**

Sens		Mu [KN.m]	$\mu$	$\alpha$	B	A <sub>cal</sub>	ARP <sub>Amin</sub>	A <sub>adoptée</sub>	Section Adoptée
<b>X-X</b>	Appuis	575.95	0.148	0.201	0.92	26.65	22.5	27.68	4HA25 +4HA16
	Travée	287.98	0.073	0.094	0.96	12.77	22.5	22.5	4HA25 +4HA12
<b>Y-Y</b>	Appuis	347.74	0.089	0.116	0.95	15.58	22.5	22.5	4HA25 +4HA12
	Travée	173.87	0.068	0.088	0.96	7.71	22.5	22.5	4HA25 +4HA12

**Ferraillage de nervure a l'ELS**

Sens		Mu [KN.m]	$\mu$	$\alpha$	B	A <sub>cal</sub>	ARP <sub>Amin</sub>	A <sub>adoptée</sub>	Section Adoptée
<b>X-X</b>	Travée	215.45	0.055	0.070	0.97	9.45	22.5	22.5	4HA25 +4HA12
	Appuis	430.89	0.110	0.146	0.94	19.51	22.5	22.5	4HA25 +4HA12
<b>Y-Y</b>	Travée	120.37	0.031	0.039	0.98	5.22	22.5	22.5	4HA25 +4HA12
	Appuis	240.75	0.062	0.080	0.96	10.67	22.5	22.5	4HA25 +4HA12



**-Vérifications à l'ELU :**

**-Vérifications de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	Vu (KN)	$\tau_u$	Observation
X-X	583.74	1.44	C.V
Y-Y	453.58	1.11	C.V

**-Vérifications nécessaires pour les nervures :**

**-Condition de non fragilité :(art A.4.2)**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 60 \times 67,5 \times \frac{2,1}{400} = 4,89 \text{cm}^2 \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée}).$$

**Le pourcentage minimal d'armature :**

**Selon BAEL91 :(BAEL91.B.6.4)**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 75 \times 60 = 4,5 \text{ cm}^2$$

**Selon RPA99/2003 : (art7.5.2.1)**

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 75 \times 60 = 22,5 \text{cm}^2$$

**Armatures transversales minimales :**

$$\phi_T \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{750}{35}, 20, \frac{600}{10} \right) = 20 \text{mm}$$

On prend :  $\Phi = 15 \text{mm}$

**Armatures transversales minimales**

$$= 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{cm}^2 \quad A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

Nous prenons :  $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales**

**En zone nodale**

$S_t \leq 10\text{cm} = 10\text{cm}$

dans la Zone nodale.

**En zone courante**

$S_t' \leq \min (h_1 / 2 ; b_1 / 2, 10 \phi_T) = 15 \text{ cm}$

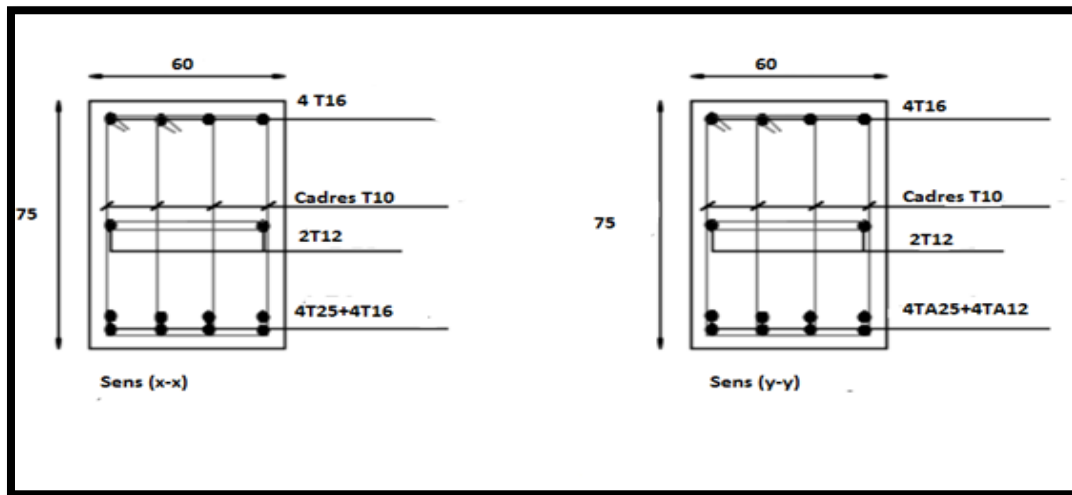
dans la Zone courante.

Nous prenons :

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la Zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

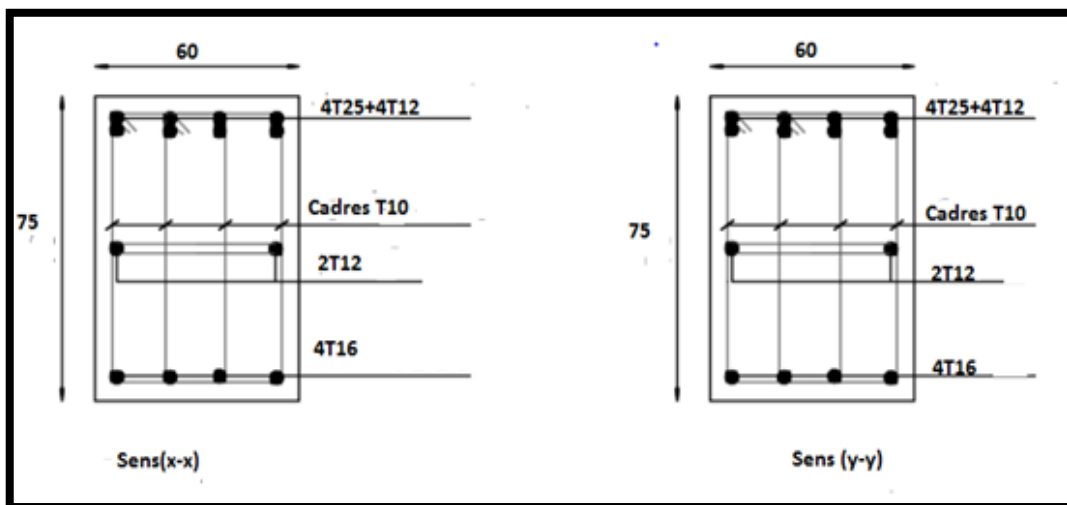
**Schémas ferrailage de radier**

**Nervure sur appui :**



**Fig.VI.7.ferrailage appui de nervure**

**Nervure en travée :**



**Fig.VI.8.ferrailage travée de nervure**

## Conclusion générale :

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et connaissances acquises durant les deux années passé et on plus les logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après la partie de modalisation à l'aide du logiciel ROBOT2014 , on a peu faire analyse de la structure et proposés des solutions adéquates pour avoir un bon comportement de la structure en zone sismique. ,et d'une stabilité et de sécurité de l'ouvrage et on ne oublier pas la partie économique .

Notons qu'à la fin de ce projet pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même.

## **Bibliographié :**

### **1-LES REGLEMENT :**

RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne.

CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

BAEL91 : Béton armé aux états limites Le

DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

### **2- LIVRE :**

Exercice de béton armé selon les règles BAEL83,troisième Edition 1987 PIERRE CHARON.

### **3- LES LOGICIELS :**

-ROBOT 2009 Analyse de la structure.

-AUTOCAD 2009 Dessin.

-WORD 2007 Traitement de texte

-EXEL 2007 Calcul.

## Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (9) étages, implanté à la wilaya de AIN DEFLA. Cette région est classée en zone sismique IIb selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de deux parties :

La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher).

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot et étude la force de vent , afin de étudier les élément principaux et l'infère de structure et ferrailage de cette éléments et on terminer le travaille avec une conclusion .

### ملخص

يصدد إعداد مذكرة تخرج قمن بدراسة مفصلة لبناية موجهة إلى الاستعمال الموجه ، متكونة من تسع طوابق طابق أرضي بالإضافة إلى الطابق التحت أرضي بالإضافة التي ستنشأ في ولاية عين الدفلة المصنفة ضمن المناطق المتوسطة للزلازل حسب النظام الجزري . APR 99V2003 في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل :

ال LEAB91 و APR 99V2003 .

المذكرة تتكون من الجزئين .

- الجزء الاول يتضمن وصفا عاما للمشروع مع التعريف بالمواد المستعملة .بعدها سنقوم بحساب اولي الابعاد عناصر البناية ثم تاتي عملية تحديد حمولات المطبقة علي البناية كما سنقوم بحساب العناصر الاساسية والثانوية للبناية
- الجزء الثاني نستعمل برنامج روبات لقيام بدراسة زلزالية للبناية و دراسة القوى الزلزالية المؤثرة على البناية ودراسة قوى الرياح وفي الاخير دراسة العناصر الاساسية و البنية التحتية للبناية و تسليحهما