

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ A/MIRA BÉJAIA

FACULTÉ DES TECHNOLOGIES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

# Mémoire de fin d'étude

Présenté pour l'obtention du diplôme de

**MASTER**

**Spécialité : GENIE CIVIL**

**Option : MATERIAUX ET STRUCTURES**

**Thème : Etude d'une salle omni sport  
en construction mixte**

Présenté par :

**ADEL BOUBEKEUR**

**AZIEZ AGHILAS**

Encadré par : **Mr. LARABAT ZIANE. A**

Co-encadré par : **Mr. BANOUNE. B**

Membres de Jury :

Président : **Mr. BECHEUR. A**

Examineur : **Mr. HAZZAM. M**

## *Remerciements*

*Nous tenons à remercier tous ceux qui nous ont aidés à réaliser ce modeste travail, en particulier :*

- + Notre promoteur M<sup>r</sup> LARABAT et Co-promoteur M<sup>r</sup> BANDOUNE pour leurs présences et conseils.*
- + Le personnel du bureau d'étude C E T E A U en particulier M<sup>r</sup> SELMI ADEL.*
- + Aux membres du jury, pour avoir accepté d'examiner ce travail.*
- + Nos amis, en particulier : FARID YUCEF MEROUANE.*

*Nous voudrions également témoigner notre reconnaissance à tous nos enseignants de la faculté des sciences et technologies particulièrement ceux du département de GENIE CIVIL.*

*A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin merci.*

## *Dédicace :*

*J'ai l'honneur de dédier ce travail à :*

*Mon adorable sœur ANIA qui a su être présente à chaque fois que je sollicitais son aide.*

*Mes très chers parents, qui m'ont encouragés et soutenu tout au long de mon cursus, et aux quels je ne rendrai jamais assez.*

*Ma chère fiancée qui a su me motiver pendant toute l'année.*

*Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2011-2012.*

*A. AQHILES*

*J'ai l'honneur de dédier ce travail à :*

*Mes très chers parents, qui m'ont encouragés et soutenu tout au long de mon cursus, et aux quels je ne rendrai jamais assez, et ainsi que toute ma famille.*

*Mr AZIEZ AQHILES mon binôme pour son aide et sa compréhension pendant mon absence.*

*MOURAD, NABIL et AMINE avec qui j'ai beaucoup partagé, ainsi que tous mes amis et amies.*

*Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2011-2012.*

*A. BOUBEKEUR*

# SOMMAIRE

<b>PREAMBULE.....</b>	<b>17</b>
<b>PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....</b>	<b>18</b>
<b>GENERALITEES.....</b>	<b>24</b>
<b>A - ETUDE DE LA SALLE DE SPORT.</b>	
<i>Chapitre I: Etude climatique</i>	
<b>I.1 Introduction.....</b>	<b>33</b>
<b>I.2 Etude au vent.....</b>	<b>33</b>
I.2.1 Les coefficients de calcul .....	34
I.2.2 Direction du vent $W_1$ : (façade principale).....	36
I.2.3 Direction du vent $W_2$ : (façade latérale) .....	40
I.2.4 Actions d'ensemble sur la structure .....	43
<b>I.3 Action de la neige .....</b>	<b>45</b>
<b>I.4 Etude de la variation de la température .....</b>	<b>46</b>
<i>Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments</i>	
<b>II.1 Etude des pannes .....</b>	<b>47</b>
II.1.1 Définition .....	47
II.1.2 Détermination des charges et surcharges .....	48
II.1.3 Etude de la panne N°1 .....	49
II.1.4 Etude de la panne N°2.....	54
II.1.5 Calcul de l'échantignolle .....	60
<b>II.2 Calcul des fermes.....</b>	<b>63</b>
II.2.1 Introduction.....	63
II.2.2 Détermination des forces revenantes à la ferme.....	64
II.2.3 Pré dimensionnement des éléments .....	69
II.2.4 Vérification des éléments comprimés au flambement .....	70
II.2.5 Dimensions adoptées.....	80
II.2.6 Calcul du poids réel de la ferme.....	81

<b>II.3 Pré dimensionnement des éléments en béton :</b> .....	<b>81</b>
II.3.1 Les poutres de chainages.....	81
II.3.2 Les poteaux .....	82
II.3.3 Dimensions adoptées.....	85

*Chapitre III: Etude sismique*

<b>III.1 Introduction.....</b>	<b>86</b>
<b>III.2 Description de ROBOT .....</b>	<b>86</b>
Différents types de structures sur ROBOT : .....	87
<b>III.3 Analyse de la structure.....</b>	<b>88</b>
III.3.1 Type d'analyse.....	88
III.3.2 Méthodes de calcul .....	88
<b>III.4 Analyse des résultats.....</b>	<b>95</b>
III.4.1 Les combinaisons de calcul .....	95
III.4.2 Vérification des déplacements .....	96
III.4.3 Effet du deuxième ordre .....	97

*Chapitre IV: Vérification des éléments de la toiture*

<b>IV.1 Introduction.....</b>	<b>99</b>
<b>IV.2 Vérification des éléments de la ferme.....</b>	<b>99</b>
IV.2.1 A la traction : .....	99
IV.2.2 Au flambement : .....	99
IV.2.3 La condition de résistance : .....	99
<b>IV.3 Dimensionnement des diagonales de contreventements .....</b>	<b>108</b>
IV.3.1 Introduction .....	108
IV.3.2 Calcul de la poutre au vent en pignon .....	108
IV.3.3 Dimensionnement et vérification de la poutre sablière : .....	112
IV.3.4 Dimensionnement et vérification des ciseaux de stabilité des fermes : .....	114
<b>IV.4 Vérification des montants de rives .....</b>	<b>117</b>
IV.4.1 Vérification de la section des montants de rives par ROBOT .....	117
IV.4.2 Vérification par un calcul manuel .....	117

## *Chapitre V: Calcul des assemblages*

<b>V.1 Introduction .....</b>	<b>120</b>
<b>V.2 Assemblage des éléments de la ferme .....</b>	<b>120</b>
V.2.1 Pré dimensionnement du gousset.....	120
V.2.2 Pré dimensionnement de la gorge .....	120
<b>V.3 Assemblage poteau – ferme : .....</b>	<b>122</b>
V.3.1 Disposition des boulons .....	122
V.3.2 Vérifications.....	124
<b>V.4 Assemblage des deux éléments de la ferme .....</b>	<b>126</b>
V.4.1 Détail d’assemblage du couvre joint.....	126
V.4.2 Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme.....	127
V.4.3 Vérifications.....	128
<b>V.5 Assemblage de la poutre sablière : .....</b>	<b>128</b>
V.5.1 Dimensionnement et calcul de l’assemblage : .....	129
V.5.2 Vérifications supplémentaires.....	130
V.5.3 Assemblage du gousset sur le poteau.....	131
<b>V.6 Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes : .....</b>	<b>131</b>
V.6.1 Dimensionnement de l’assemblage.....	132
V.6.2 Vérifications supplémentaires.....	133
<b>V.7 Assemblage des éléments de la Poutre au vent .....</b>	<b>134</b>
V.7.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset .....	134
V.7.2 Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme .....	136
<b>V.8 Assemblage de l’échantignolle.....</b>	<b>137</b>
V.8.1 Assemblage de la panne sur l’échantignolle .....	137
V.8.2 Assemblage de l’échantignolle sur la membrure .....	138
<b>V.9 Assemblage de la ferme sur le poteau en béton .....</b>	<b>138</b>
V.9.1 Pré dimensionnement de la tige d’encrage .....	139
V.9.2 Vérification de la tige d’ancrage.....	140
V.9.3 Vérification des contraintes dans le béton et l’acier.....	141
V.9.4 Calcul de l’épaisseur de la platine .....	142

*Chapitre VI: Vérification de l'ossature en béton armé*

<b>VI.1 Etude des poteaux .....</b>	<b>144</b>
VI.1.1 Les recommandations du RPA 99 v2003 .....	144
VI.1.2 Ferrailage.....	145
VI.1.3 Vérifications .....	147
<b>VI.2 Etudes des poutres de chaînage .....</b>	<b>150</b>
VI.2.1 Recommandation du RPA99 .....	151
VI.2.2 Ferrailage des poutres de chaînages .....	152
VI.2.3 Vérifications .....	153

**B - ETUDE DES DEUX ANNEXES (VESTIAIRES)**

*Chapitre I: Pré dimensionnement des éléments*

<b>Introduction .....</b>	<b>157</b>
<b>I.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires .....</b>	<b>157</b>
I.1.1 Les planchers.....	157
I.1.2 Poutrelles.....	159
I.1.3 Acrotère.....	160
<b>I.2 Pré dimensionnement des éléments principaux .....</b>	<b>161</b>
I.2.1 Poutres principales [P.P] .....	161
I.2.2 Poutres secondaires [P.S] .....	162
I.2.3 Poteaux .....	163

*Chapitre II: Ferrailage des éléments secondaires*

<b>Introduction .....</b>	<b>169</b>
<b>II.1 Etude des poutrelles .....</b>	<b>169</b>
II.1.1 Données nécessaires .....	169
II.1.2 Calcul des sollicitations .....	169
II.1.3 Méthode de calcul des sollicitations .....	170
II.1.4 Conditions d'application de la méthode forfaitaire .....	170
II.1.5 Exposé de la méthode de CAQUOT .....	171

<b>II.2 Calcul de la poutrelle .....</b>	<b>173</b>
II.2.1 Evaluation des moments en appuis .....	173
II.2.2 Les moments en travées (isostatique) .....	173
II.2.3 Tableaux récapitulatifs des sollicitations sur la poutrelle .....	178
<b>II.3 Ferrailage de la poutrelle .....</b>	<b>178</b>
II.3.1 Caractéristiques géométriques de la nervure .....	179
II.3.2 Calcul à l'ELU .....	179
II.3.3 Vérifications .....	182
<b>II.4 Vérification supplémentaires.....</b>	<b>184</b>
II.4.1 Vérification de la bielle de béton .....	184
II.4.2 Vérification de la flèche .....	185
II.4.3 Longueur d'ancrage .....	189
<b>II.5 Ferrailage de la dalle de compression .....</b>	<b>189</b>
II.5.1 Armatures perpendiculaires à la nervure .....	189
II.5.2 Armatures parallèles à la nervure .....	190
II.5.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	190
II.5.4 Schéma de ferrailage des poutrelles .....	190
<b>II.6 Etude de l'acrotère .....</b>	<b>191</b>
II.6.1 Hypothèse de calcul .....	191
II.6.2 Evaluation des charges et surcharges .....	191
II.6.3 Calcul des sollicitations .....	192
II.6.4 Calcul de l'excentricité .....	193
II.6.5 Ferrailage de l'acrotère .....	194
II.6.6 Vérification de la condition de non fragilité .....	195
II.6.7 Vérification au cisaillement .....	195
II.6.8 Vérification de l'adhérence:.....	195
II.6.9 Calcul des contraintes : .....	197
II.6.10 Schéma de Ferrailage :.....	197

### *Chapitre III: Etudes sismique*

<b>Introduction</b> .....	<b>198</b>
<b>III.1 Méthode de calcul</b> .....	<b>198</b>
III.1.1 Méthode statique équivalente .....	198
III.1.2 Principe de la méthode spectrale .....	200
<b>III.2 Pourcentage de participation de masse</b> .....	<b>201</b>
<b>III.3 Les réponses modales de la structure</b> .....	<b>201</b>
III.3.1 Mode 1 : Translation suivant Y-Y .....	202
III.3.2 Mode 2 : Translation suivant X-X .....	202
III.3.3 Mode 3 : Torsion suivant Z-Z.....	202
<b>III.4 Réactions à la base</b> .....	<b>203</b>
<b>III.5 Analyse des résultats</b> .....	<b>203</b>
III.5.1 Les combinaisons de calcul .....	203
III.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques .....	204
III.5.3 Calcul des déplacements .....	204
III.5.4 Vérification de l'effet $P_{\Delta}$ .....	205

### *Chapitre IV: Ferrailage des éléments structuraux*

<b>IV.1 Etude des poteaux</b> .....	<b>207</b>
IV.1.1 Les recommandations du RPA 99 v2003 .....	207
IV.1.2 Ferrailage des poteaux .....	209
IV.1.3 Vérifications .....	210
<b>IV.2 Etudes des poutres</b> .....	<b>213</b>
IV.2.1 Recommandation du RPA99 .....	213
IV.2.2 Ferrailage des poutres.....	214

## C - ETUDE DES FONDATIONS ET DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

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

<b>I.1 Introduction .....</b>	<b>224</b>
<b>I.2 Choix du type de fondation .....</b>	<b>224</b>
<b>I.3 Fondation des vestiaires .....</b>	<b>224</b>
I.3.1 Détermination des sollicitations .....	224
I.3.2 Pré dimensionnement de la semelle .....	224
I.3.3 Dimensionnement de la semelle.....	226
I.3.4 Vérification des contraintes .....	226
I.3.5 Vérification de la stabilité au renversement .....	229
I.3.6 Détermination des armatures de la semelle .....	229
I.3.7 Calcul des longrines (type1).....	234
I.3.8 Semelle isolée avec poteau excentré (type1).....	236
I.3.9 Ferrailage des semelles excentrées (type1) .....	240
<b>I.4 Fondation de la salle de sport .....</b>	<b>242</b>
I.4.1 Détermination des sollicitations .....	242
I.4.2 Pré dimensionnement de la semelle .....	242
I.4.3 Dimensionnement de la semelle.....	242
I.4.4 Vérification des contraintes .....	243
I.4.5 Vérification de la stabilité au renversement .....	246
I.4.6 Détermination des armatures de la semelle.....	246
I.4.7 Calcul des longrines (types2) . .....	251
I.4.8 Semelle isolée avec poteau excentré (type2).....	253
I.4.9 Ferrailage des semelles excentrées (type2) .....	256

**Chapitre II: Vérification à la stabilité d'ensemble**

<b>II.1 Introduction:</b> .....	<b>258</b>
<b>II.2 Détermination des moments renversants (<math>M_R</math>)</b> .....	<b>258</b>
II.2.1 Cas de vent.....	258
II.2.2 Cas de séisme.....	261
<b>II.3 Calcul des moments résistant (stabilisateurs)</b> .....	<b>263</b>
<b>II.4 Vérification au renversement de la structure</b> .....	<b>263</b>
<b>II.5 Calcul du joint sismique</b> .....	<b>264</b>
<b>CONCLUSION</b> .....	<b>265</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	<b>267</b>
<b>ANNEXES</b> .....	<b>268</b>

## Liste des figures

<b>Figure 1</b> : Vue en plan de la salle de sport .....	19
<b>Figure 2</b> : Vue de la façade principale .....	20
<b>Figure 3</b> : Coupe A - A.....	20
<b>Figure 4</b> : Vue en 3D de la salle.....	21
<b>Figure 5</b> : Vue de face des vestiaires.....	21
<b>Figure 6</b> : Vue en 3D de l'ossature des vestiaires .....	22
<b>Figure 7.a</b> : Diagramme contrainte déformation de l'acier (essai de traction) .....	25
<b>Figure 7.b</b> : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	26
<b>Figure 8</b> : Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS.....	27
<b>Figure 9</b> : Résistance du béton à la compression.....	29
<b>Figure 10</b> : diagramme $\sigma - \varepsilon$ du béton a l'ELS .....	30
<b>Figure 11</b> : Diagramme $\sigma - \varepsilon$ du béton a l'ELU.....	31
<b>Figure 12</b> : Diagramme des 3 pivots .....	31
<b>Figure 13</b> : Vent sur la façade principale .....	33
<b>Figure 14</b> : Vent sur la façade latérale .....	33
<b>Figure 15</b> : Vue en élévation cas de vent V1 .....	37
<b>Figure 16</b> : Légende pour les parois verticales.....	37
<b>Figure 17</b> : Légende pour la toiture.....	38
<b>Figure 18</b> : Coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture .....	38
<b>Figure 19</b> : Vue en élévation cas de vent V2 .....	40
<b>Figure 20</b> : Légende pour les parois verticales.....	41
<b>Figure 21</b> : Représentation des pentes.....	41
<b>Figure 22</b> : Légende pour les toitures à deux versants .....	41
<b>Figure 23</b> : Dépression sur les zones F G H et l'auvent 1et 2 .....	43
<b>Figure 24</b> : Surpression sur les zones F G H et l'auvent 1et 2 .....	44
<b>Figure 25</b> : Pression sur les zones F H I .....	44
<b>Figure 26</b> : Pression sur les zones G H I .....	44
<b>Figure 27</b> : Surpression sur les zones F H I .....	44
<b>Figure 28</b> : Surpression sur les zones G H I.....	44
<b>Figure 29</b> : Représentation du versant de la toiture.....	45
<b>Figure 30</b> : Chargement de la neige sur la toiture .....	46
<b>Figure 31</b> : Type de panne.....	47
<b>Figure 32</b> : Schéma statique sous charge d'entretien .....	48
<b>Figure 33</b> : Moment due à la charge d'entretien .....	48
<b>Figure 34</b> : Echantignolle .....	60
<b>Figure 35</b> : Réactions sous le vent.....	61
<b>Figure 36</b> : Schéma statique de l'échantignolle .....	62
<b>Figure 37</b> : Dimensions de l'échantignolle .....	62
<b>Figure 38</b> : Schéma statique de la ferme .....	63

<b>Figure 39</b> : Surface afférente des nœuds .....	64
<b>Figure 40</b> : Diagrammes des efforts normaux dans les éléments de la ferme sous SAP2000 ..	66
<b>Figure 41</b> : Doubles cornières .....	70
<b>Figure 42</b> : Dimensions du poteau .....	82
<b>Figure 43</b> : Surface afférente d'un poteau .....	83
<b>Figure 44</b> : Types de structure sous Robot.....	87
<b>Figure 45</b> : Mode de déformation (1) .....	93
<b>Figure 46</b> : Mode de déformation (2) .....	94
<b>Figure 47</b> : Mode de déformation (3) .....	94
<b>Figure 48</b> : Poutre au vent en pignon .....	108
<b>Figure 49</b> : Schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	108
<b>Figure 50</b> : Vérification de la section de la poutre au vent selon le ROBOT .....	111
<b>Figure 51</b> : Repérage de la poutre sablière en vue 3D .....	112
<b>Figure 52</b> : Vue de face de la poutre sablière.....	113
<b>Figure 53</b> : Repérage des ciseaux de stabilités en vue 3D .....	114
<b>Figure 54</b> : Vue de face des ciseaux de stabilités.....	115
<b>Figure 55</b> : Vérification du montant de rive le plus sollicitée par ROBOT .....	117
<b>Figure 56</b> : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme.....	121
<b>Figure 57</b> : Longueurs des soudures.....	121
<b>Figure 58</b> : Détail assemblage ferme – poteau .....	122
<b>Figure 59</b> : Assemblage ferme – poteau.....	123
<b>Figure 60</b> : Assemblage des deux éléments de la ferme .....	126
<b>Figure 61</b> : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme .....	126
<b>Figure 62</b> : Schéma statique équivalent a mis travée de la ferme .....	127
<b>Figure 63</b> : Repérage de la poutre sablière en vue 3D .....	128
<b>Figure 64</b> : Assemblage des diagonales entre les poteaux .....	130
<b>Figure 65</b> : Assemblage de la poutre sur le poteau .....	130
<b>Figure 66</b> : Repérage des ciseaux de stabilités en vue 3D .....	131
<b>Figure 67</b> : Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes.....	132
<b>Figure 68</b> : Assemblages des ciseaux entre les fermes .....	133
<b>Figure 69</b> : Assemblages des ciseaux à la l'avant dernière ferme.....	133
<b>Figure 70</b> : Poutre au vent en pignon .....	134
<b>Figure 71</b> : Détail d'assemblage au sommet de la ferme .....	135
<b>Figure 72</b> : Assemblage gousset – membrure supérieure.....	136
<b>Figure 73</b> : Vue de face de l'échantignole .....	137
<b>Figure 74</b> : Dispositions constructives .....	139
<b>Figure 75</b> : Détail de la tige d'encrage .....	139
<b>Figure 76</b> : Vérification de la section 1-1.....	142
<b>Figure 77</b> : Vérification de la section 2-2.....	142
<b>Figure 78</b> : Vérification de la section 3-3.....	143
<b>Figure 79</b> : Section d'un poteau .....	148
<b>Figure 80</b> : Ferrailage des poteaux.....	149
<b>Figure 81</b> : Schéma de ferrailage des poteaux .....	150
<b>Figure 82</b> : Schéma de ferrailage des poutres de chainage .....	156

<b>Figure 83</b> : Dimensions du plancher .....	157
<b>Figure 84</b> : Plancher terrasse .....	158
<b>Figure 85</b> : Disposition des poutrelles.....	159
<b>Figure 86</b> : caractéristiques de la poutrelle .....	160
<b>Figure 87</b> : Caractéristique de l'acrotère .....	161
<b>Figure 88</b> : Plan de repérage des poteaux dans la descente de charge .....	165
<b>Figure 89</b> : Dimensions de la poutrelle .....	169
<b>Figure 90</b> : Type de poutrelle .....	170
<b>Figure 91</b> : Longueurs de la poutrelle entre appuis.....	173
<b>Figure 92</b> : Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	190
<b>Figure 93</b> : Schéma de ferrailage des poutrelles .....	190
<b>Figure 94</b> : Dimensions Acrotère .....	191
<b>Figure 95</b> : Les Sollicitations sur l'acrotère .....	192
<b>Figure 96</b> : Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	197
<b>Figure 97</b> : Section d'un poteau .....	211
<b>Figure 98</b> : Ferrailage des poteaux type 1 .....	212
<b>Figure 99</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	219
<b>Figure 100</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	223
<b>Figure 101</b> : Ferrailage de la semelle type 1 .....	234
<b>Figure 102</b> : Schéma de ferrailage des longrines (type1).....	236
<b>Figure 103</b> : Vue en plan des fondations des vestiaires .....	236
<b>Figure 104</b> : Répartition des contraintes d'une semelle excentrée.....	236
<b>Figure 105</b> : Représentation des contraintes sur une poutre de redressement.....	237
<b>Figure 106</b> : Schéma statique de la poutre de redressement .....	238
<b>Figure 107</b> : Ferrailage de la semelle type 2 .....	251
<b>Figure 108</b> : Schéma de ferrailage des longrines (type2).....	252
<b>Figure 109</b> : Vue en plan des fondations de la salle de sport.....	253
<b>Figure 110</b> : Schéma statique de la poutre de redressement .....	253
<b>Figure 111</b> : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade principale avec dépression intérieure.....	259
<b>Figure 112</b> : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade principale avec surpression intérieure.....	260
<b>Figure 113</b> : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.....	261
<b>Figure 114</b> : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.....	262

## Liste des tableaux

<b>Tableau 1</b> : Valeurs nominales de $f_y$ et $f_u$ (CCMA97, tableau 3.1) .....	24
<b>Tableau 2</b> : Les valeurs $E_{ij}$ et $E_{vj}$ en fonction de $f_{cj}$ .....	30
<b>Tableau 3</b> : Les valeurs de $C_d$ pour la toiture .....	35
<b>Tableau 4</b> : Les valeurs de $C_d$ pour les parois .....	35
<b>Tableau 5</b> : Les valeurs de $C_r$ et $C_e$ .....	36
<b>Tableau 6</b> : Les valeurs de la pression dynamique .....	36
<b>Tableau 7</b> : Les coefficients de pression $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de paroi verticale .....	37
<b>Tableau 8</b> : Coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture .....	38
<b>Tableau 9</b> : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.12$ .....	39
<b>Tableau 10</b> : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$ .....	39
<b>Tableau 11</b> : Les coefficients de pression $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de paroi verticale .....	40
<b>Tableau 12</b> : Les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture .....	42
<b>Tableau 13</b> : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.5$ .....	42
<b>Tableau 14</b> : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$ .....	43
<b>Tableau 15</b> : Les efforts dans les éléments de la ferme (valeurs obtenu par SAP 2000) .....	67
<b>Tableau 16</b> : Les efforts dans les éléments de la ferme (valeurs obtenu par ROBOT 2010) .....	68
<b>Tableau 17</b> : Les sections des éléments de la ferme adoptés.....	80
<b>Tableau 18</b> : Pénalité de vérification selon le RPA99V2003 .....	90
<b>Tableau 19</b> : Pourcentage de participation massique .....	92
<b>Tableau 20</b> : Combinaisons de calcul .....	95
<b>Tableau 21</b> : Déplacement max en situation durable .....	96
<b>Tableau 22</b> : Déplacement relatif des niveaux .....	97
<b>Tableau 23</b> : Effet P- $\Delta$ suivant X-X .....	98
<b>Tableau 24</b> : Effet P- $\Delta$ suivant Y-Y .....	98
<b>Tableau 25</b> : Les efforts dans les éléments de contreventement.....	109
<b>Tableau 26</b> : Vérification des sections des éléments de la poutre au vent par le ROBOT.....	109
<b>Tableau 27</b> : Nouveaux efforts dans les éléments de contreventement .....	111
<b>Tableau 28</b> : Les efforts dans les éléments de la poutre sablière.....	113
<b>Tableau 29</b> : Les efforts dans les éléments des ciseaux de stabilités .....	115
<b>Tableau 30</b> : Vérification des ciseaux de stabilité des fermes .....	116
<b>Tableau 31</b> : Sollicitations dans les montants de rive .....	117
<b>Tableau 32</b> : Efforts dans les éléments de la ferme .....	120
<b>Tableau 33</b> : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	120
<b>Tableau 34</b> : Dimension des cordons de soudure .....	122
<b>Tableau 35</b> : Les sollicitations les plus défavorables.....	139
<b>Tableau 36</b> : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux .....	144
<b>Tableau 37</b> : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux .....	146
<b>Tableau 38</b> : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux .....	146
<b>Tableau 39</b> : Vérification des contraintes dans le béton .....	148
<b>Tableau 40</b> : Vérification des contraintes tangentielles .....	149
<b>Tableau 41</b> : Les armatures longitudinales dans les poutres .....	152
<b>Tableau 42</b> : Vérification des contraintes tangentielles .....	153
<b>Tableau 43</b> : Vérification au cisaillement .....	154
<b>Tableau 44</b> : Charges permanentes sur la terrasse .....	158
<b>Tableau 45</b> : Les différentes charges sous G.....	169
<b>Tableau 46</b> : Les différentes charges sous G' .....	173

<b>Tableau 47</b> : Sollicitations dans la poutrelle en appuis.....	178
<b>Tableau 48</b> : Sollicitations dans la poutrelle en travée .....	178
<b>Tableau 49</b> : Charges et surcharges. ....	191
<b>Tableau 50</b> : Différentes combinaisons à utiliser. ....	193
<b>Tableau 51</b> : pourcentage de participation massique des vestiaires par SAP2000.....	201
<b>Tableau 52</b> : Réactions à la base .....	203
<b>Tableau 53</b> : Combinaisons de calcul .....	203
<b>Tableau 54</b> : Vérification de l'effort tranchant a la base.....	204
<b>Tableau 55</b> : Résultats des déplacements Sens X-X.....	205
<b>Tableau 56</b> : Résultats des déplacements Sens Y-Y.....	205
<b>Tableau 57</b> : Effet P- $\Delta$ suivant X-X .....	206
<b>Tableau 58</b> : Effet P- $\Delta$ suivant Y-Y .....	206
<b>Tableau 59</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.....	207
<b>Tableau 60</b> : Les armatures longitudinales adoptées pour le poteau .....	209
<b>Tableau 61</b> : Les armatures transversales adoptées pour le poteau .....	209
<b>Tableau 62</b> : Vérification des contraintes dans le béton .....	211
<b>Tableau 63</b> : Vérification des contraintes tangentielles .....	212
<b>Tableau 64</b> : Les armatures longitudinales dans les poutres .....	214
<b>Tableau 65</b> : Vérification des contraintes tangentielles .....	216
<b>Tableau 66</b> : Vérification au cisaillement .....	216
<b>Tableau 67</b> : Les armatures longitudinales dans les poutres .....	219
<b>Tableau 68</b> : Vérification des contraintes tangentielles .....	221
<b>Tableau 69</b> : Vérification au cisaillement .....	221
<b>Tableau 70</b> : Les sollicitations à la base des poteaux (40*35) .....	224
<b>Tableau 71</b> : Les sollicitations à la base de la semelle type 1 .....	226
<b>Tableau 72</b> : Vérification des contraintes dans le sol (type1) .....	227
<b>Tableau 73</b> : Les sollicitations à la base de la semelle type 1 .....	228
<b>Tableau 74</b> : Vérification des contraintes dans le sol (type1) .....	229
<b>Tableau 75</b> : Les armatures des semelles type 1.....	233
<b>Tableau 76</b> : Les sollicitations à la base des poteaux (40*35) excentré « 1 »/ voisin « 2 ».....	237
<b>Tableau 77</b> : Les armatures longitudinales dans les longrines (type1) .....	240
<b>Tableau 78</b> : Vérification des contraintes tangentielles .....	241
<b>Tableau 79</b> : Les sollicitations à la base des poteaux (50*40) .....	242
<b>Tableau 80</b> : Les sollicitations à la base de la semelle type 2 .....	243
<b>Tableau 81</b> : Vérification des contraintes dans le sol (type2) .....	244
<b>Tableau 82</b> : Les sollicitations à la base de la semelle type 2 .....	245
<b>Tableau 83</b> : Vérification des contraintes dans le sol (type2) .....	246
<b>Tableau 84</b> : Les armatures des semelles type 2.....	251
<b>Tableau 85</b> : Les sollicitations à la base des poteaux (40*50) excentré « 1 » / voisin »2 ».....	254
<b>Tableau 86</b> : Les armatures longitudinales dans les poutres de redressement (type2).....	256
<b>Tableau 87</b> : Vérification des contraintes tangentielles de la longrine de redressement (type2).....	257
<b>Tableau 88</b> : Vent sur la façade principale Cpi=0,12 .....	258
<b>Tableau 89</b> : Vent sur la façade principale Cpi=0,8 .....	259
<b>Tableau 90</b> : Vent sur la façade latérale Cpi=-0,5 .....	260
<b>Tableau 91</b> : Vent sur la façade latérale Cpi=0,8 .....	261
<b>Tableau 92</b> : Réaction à la base due aux effets sismiques.....	262
<b>Tableau 93</b> : Vérification au renversement de la structure .....	263

---

## PREAMBULE

L'industrie sidérurgique s'est développée à la fin du 19ème siècle en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques « Charpente Métallique ».

Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager des grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

Le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) est réduit et allège de manière considérable. Associé à des éléments de peau "légers" (bardage, façades rideau...etc.), ces structures sont adaptées à la réalisation de constructions telles que salles de sports, piscines, entrepôts, usines...etc. Leur réalisation est rapide (assemblage direct d'éléments préfabriqués) et donc d'un prix très compétitif.

Jetons un regard sur l'histoire de l'architecture, on peut affirmer à juste titre que l'acier l'a révolutionnée. Aucun autre matériau de construction n'a exercé une influence aussi radicale sur la forme des ouvrages et n'a conféré aux structures porteuses une expression plus pure.

Aujourd'hui, la construction métallique signifie high-tech, économie de matière, construction intelligente et forme élégante.

---

---

# PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

---

## **Introduction :**

Notre projet consiste en l'étude d'une salle omnisports de forme rectangulaire avec ossature en béton armé et toiture en charpente métallique, de groupe d'usage (1B) selon le règlement (RPA99 V2003).

## **I. Etude du sol :**

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance (voire annexe 2) :  $\sigma_{adm} = 1,8bar$
- Profondeur minimal d'ancrage égale à 2m par rapport à la cote du terrain naturel.

## **II. Situation :**

Ce projet sera implanté au village dénommé Chouyou sis à la daïra d'Amizour wilaya de Bejaia. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 comme zone IIa (moyenne sismicité).

## **III. Caractéristiques :**

**III.1 Architecturales :** la structure est constituée de :

- Deux RDC latéraux à la salle (annexes), à usage multiple (bureau, sanitaire, vestiaires etc.), dont la terrasse est inaccessible.
- Salle omnisports contreventée par portique auto-stable dont la toiture est en charpente Métallique.

## **III.2 Géométriques :**

Les dimensions géométriques de la salle sont :

- Longueur totale en plan 35,2m ;
- Largeur totale en plan 16,2m ;
- Longueur totale de la couverture 35,2m ;
- Largeur totale de la couverture 20.6m ;
- La hauteur totale 8,5m ;

Les dimensions géométriques des annexes sont :

- Hauteur RDC (les deux annexes latérales) 3,5m ;
- Longueur du RDC 19m ;
- Largeur du RDC 11,30m.

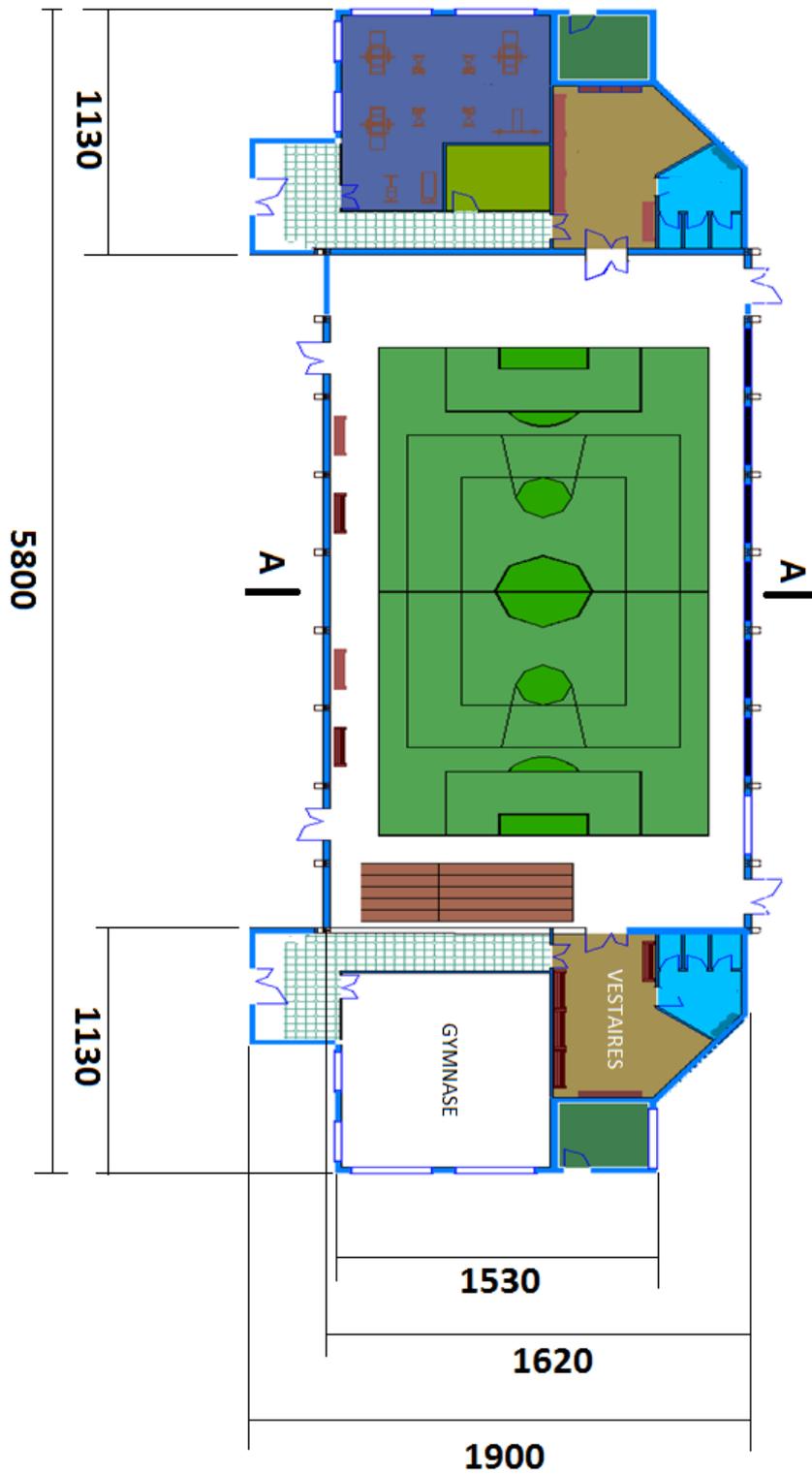


Figure 1 : Vue en plan de la salle de sport

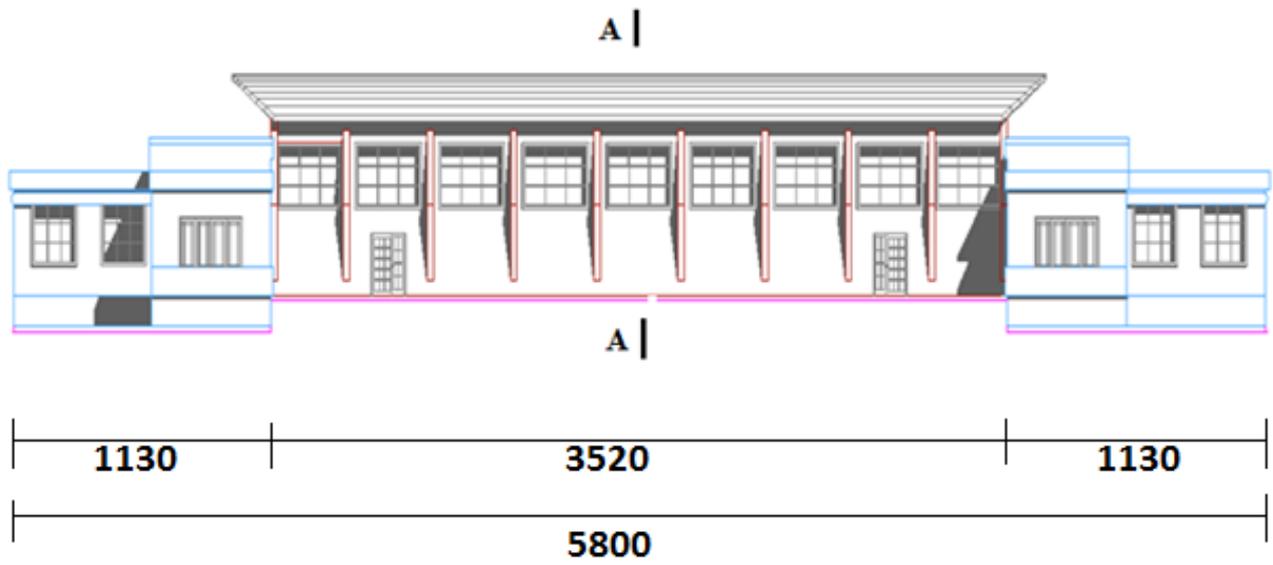


Figure 2 : Vue de la façade principale

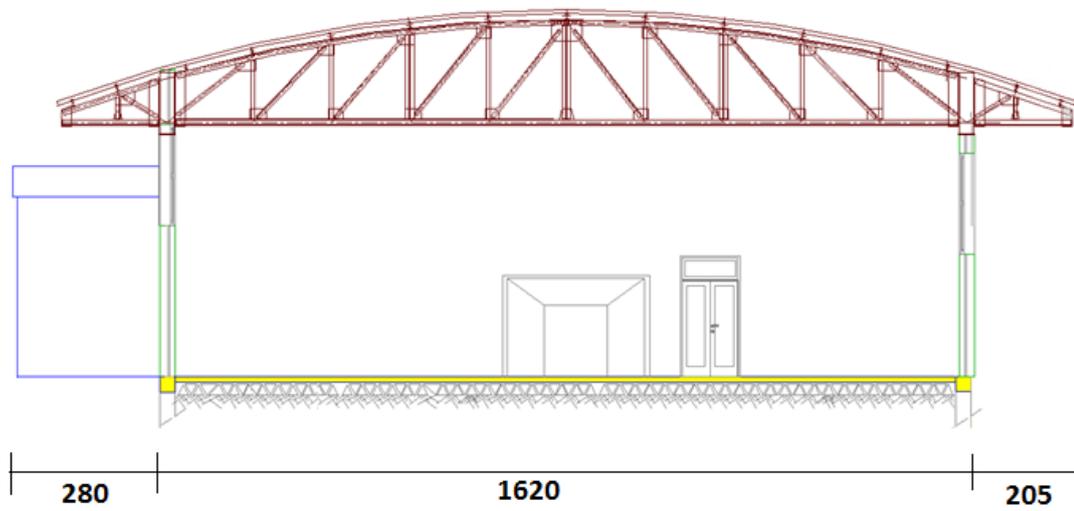
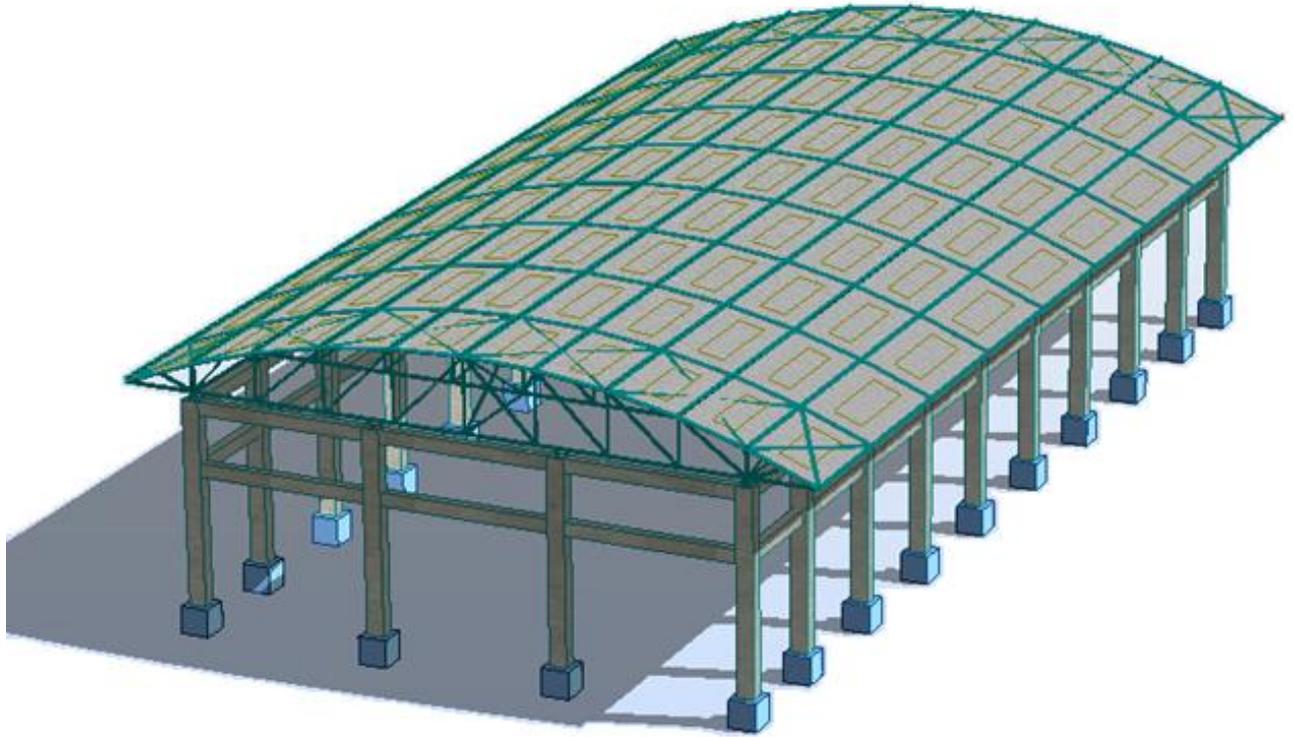
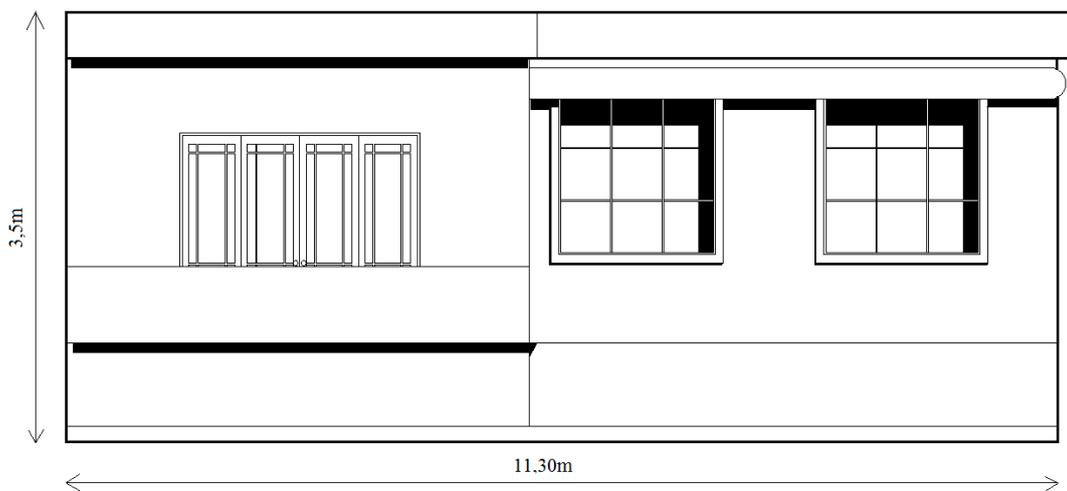


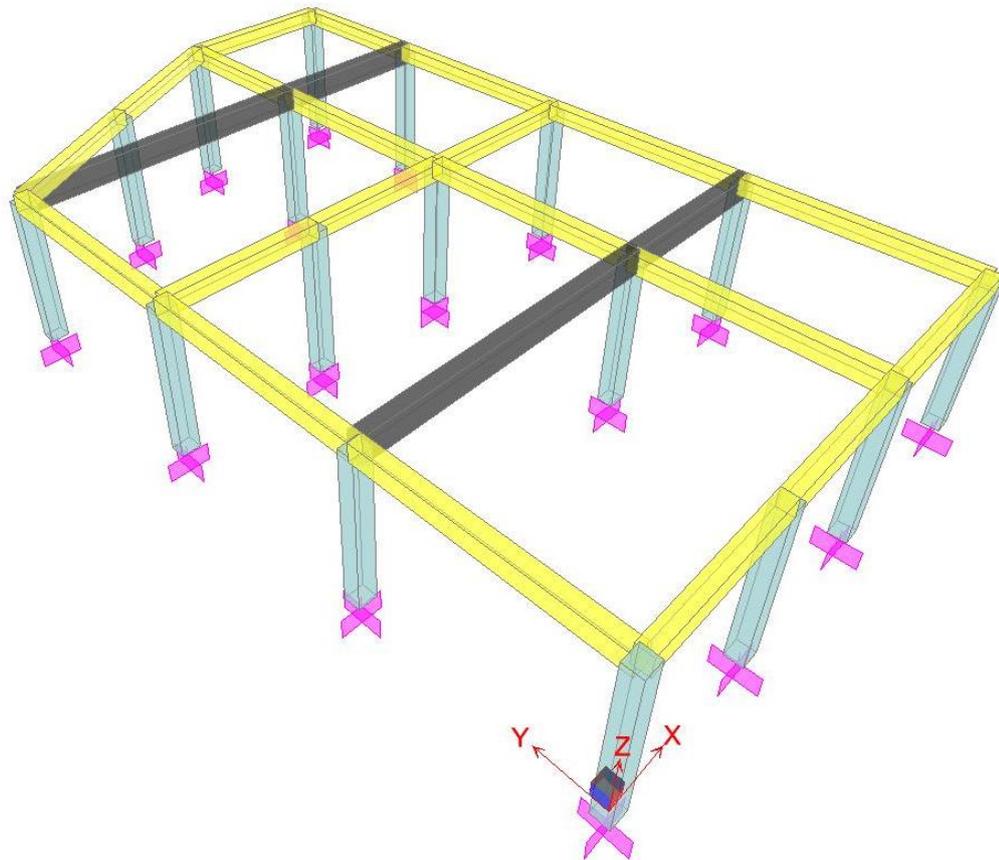
Figure 3 : Coupe A - A



**Figure 4 :** Vue en 3D de la salle



**Figure 5 :** Vue de face des vestiaires



**Figure 6:** Vue en 3D de l'ossature des vestiaires

#### **IV. Ossature et stabilité de la structure**

L'ossature sera en portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie, car cette structure présente un aspect intéressant du point de vue :

- Economique ;
- Isolation thermique ;
- Isolation phonique.

La stabilité de la structure est assurée par une succession de portique en béton armée renforcée par des poutres de chainages.

## **V. La toiture**

Généralement pour les salles de sports, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont :

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit ;
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte ;
- La facilité et rapidité de montage.

## **VI. Les vestiaires**

- **L'ossature :** L'ouvrage concerné a une hauteur de 3,5 mètre pour, cela le Règlements Parasismiques Algériennes **RPA99** exige un système de contreventement constituée de portique autostable.
- **Le plancher :** Il sera semi-préfabriqué constitué de corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé coulée sur place, rendant l'ensemble monolithique.
- **Maçonnerie :**
  - Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une âme d'aire de 5cm.
  - Les murs intérieurs sont réalisés de simple cloison de 10cm en briques creuses, leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

---

# GENERALITÉS

---

## I. Matériaux utilisés

Les matériaux entrant dans la composition d'une structure, jouent un rôle important dans la résistance des constructions, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

### I.1 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

Outre le fer et carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.

#### I.1.1 Propriétés des profilés laminés :

##### a) Résistance :

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t<40mm		40mm<t<100mm	
	fy(N/mm <sup>2</sup> )	fu(N/mm <sup>2</sup> )	fy(N/mm <sup>2</sup> )	fu(N/mm <sup>2</sup> )
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

**Tableau 1** : Valeurs nominales de fy et fu (CCMA97, tableau 3.1)

**b) Ductilité : ( § 3.2.2.3 CCMA97 )**

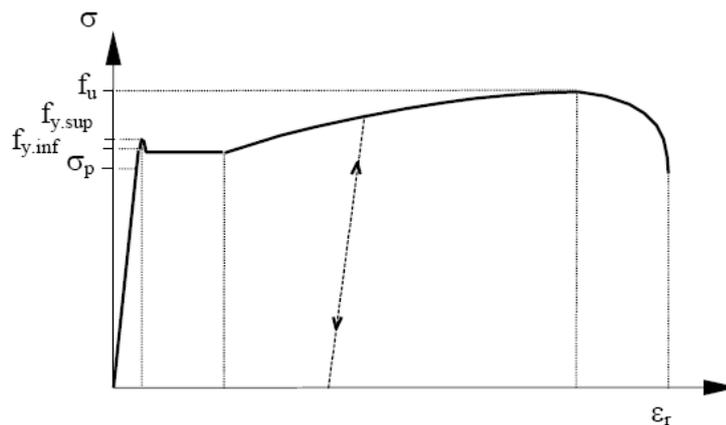
Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- Le rapport  $f_u/f_y$  de la résistance à la traction minimale spécifiée  $f_u$  sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée  $f_y$  doit être supérieur à 1,2.
- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime  $\epsilon$  correspondant à  $f_u$  représente au moins 20 fois la déformation élastique  $\epsilon_y$  correspondant à  $f_y$ .
- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de  $5,65 \sqrt{A_0}$  doit être supérieur à 15%,  $A_0$  étant l'aire initiale de la section transversale.

On peut considérer que les nuances d'acier de la norme EN 10025 en général et celles indiquées au tableau 1, en particulier, satisfont à ces conditions.

**c) Propriétés mécaniques : ( § 3.2.3 CCMA97 )**

- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
  - Module d'élasticité transversal :  $G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$
  - Coefficient de Poisson :  $\mu = 0,3$
  - Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$  par  $^\circ\text{C}$
- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$



**Figure7.a :** Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

**I.1.2 Propriétés des armatures de construction :****a) Résistance :**

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode (02et03). La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

**b) Ductilité :**

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport  $\frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases}$  BAEL91

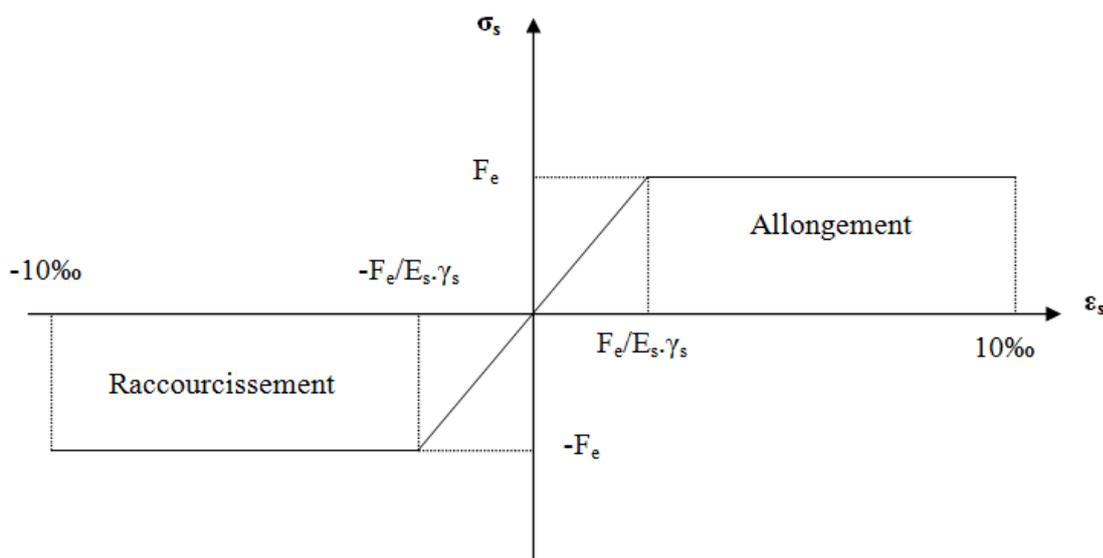
$$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$$

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique  
( $\varepsilon_u \geq 20 * \varepsilon_y$ )
- A la rupture, l'allongement sur une longueur de  $5,65\sqrt{A_0}$ , soit supérieure à 15%, avec :  
 $A_0$  étant la section transversale initiale de l'élément considéré.

**c) Propriétés mécaniques :**

Les propriétés mécaniques sont les mêmes que celles données dans **I.1.1.C**

- **Diagramme contrainte- déformation de l'acier :**



**Figure 7.b :** Diagramme contrainte déformation de l'acier

## I.2 La couverture

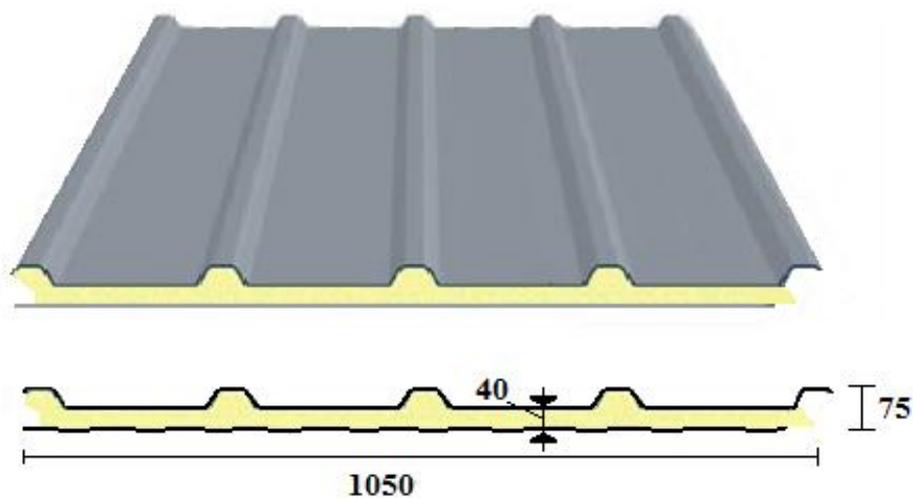
La couverture sera réalisé par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constituées :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

- Le parvapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

Mais, leurs points faibles est dans l'étanchéité des joints.



**Figure 8 :** Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS

## I.3 Le béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées,...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

### I.3.1 Composition du béton

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tels que la température, l'humidité, etc. Il est composé :

➤ **D'un liant hydraulique (ciment):**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité dépendant des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

➤ **Des granulats:**

- **Gravier** : constitués par des grains rocheux dont la grosseur avec des différents diamètres (3/8-8/15-15/25 et >25) mm.
- **Sable** : constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantages de gros grains que de petits.

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils sont obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

- D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant
- D'adjuvants : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité.

Qualités recherchées pour un bon béton :

- Résistance mécanique élevée (25-40 Mpa) ;
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier. – Bonne mise en œuvre (facile à couler) ;
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment et granulats ;
- Le dosage (quantité) ;
- Un bon mélange (homogénéité).

### I.3.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

#### a) Masse volumique :

- La masse volumique d'un béton à granulats courants (normal)  $\rightarrow 2200 \div 2400 \text{ kg/m}^3$  ;
- La masse volumique d'un béton à granulats légers  $\rightarrow 700 \div 1500 \text{ kg/m}^3$  ;
- La masse volumique d'un béton à granulats lourds  $\rightarrow 3500 \div 4000 \text{ kg/m}^3$  ;
- La masse volumique du béton armé  $\rightarrow 2500 \text{ kg/m}^3$

#### b) Retrait:

Le béton après sa confection contient un excès d'eau. Si la pièce en béton durcit dans une atmosphère non saturée en humidité, l'eau en excès va disparaître peu à peu, à la fois par évaporation et avec combinaison avec le ciment. Son départ s'accompagne d'une diminution de volume que l'on appelle le retrait.

#### c) Fluage:

Le fluage est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante (noté  $\sigma_0$ ) pendant une durée infinie. Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement et de l'épaisseur de l'élément.

#### - Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ( $f_{c28}$ ), et que l'on nomme résistance caractéristique à la compression.

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{aligned} \right\} \quad j < 28 \text{ jours} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

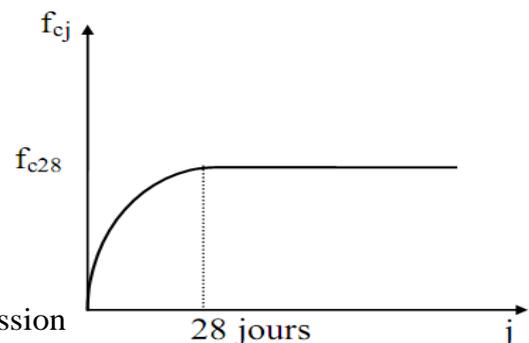


Figure 9 : Résistance du béton à la compression

**Resistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée ( $f_{tj}$ ), est conventionnellement définie par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  (MPa)

**I.3.3 Déformation du béton :**

**a) Déformation longitudinale : BAEL 91**

- Module de déformation instantané  $\Rightarrow E_{ij} = 11000f_{cj}^{1/3}$  (MPa); dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.
- Module de déformation différée  $\Rightarrow E_{vj} = E_{ij}^{1/3} = 3700f_{cj}^{1/3}$  (MPa); dû aux sollicitations de longue durée d'application.

$f_{cj}$ (MPa)	25	30	40	50	60
$E_{ij}$ (MPa)	32160	34180	37620	40520	43060
$E_{vj}$ (MPa)	10820	11500	12650	13630	14490

**Tableau 2 :** Les valeurs  $E_{ij}$  et  $E_{vj}$  en fonction de  $f_{cj}$

**b) Coefficient de Poisson :**

- Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de Poisson est pris égal à 0.
- Pour le calcul des déformations, il est pris égal à 0,2.

**Diagramme contrainte /déformation de calcul :**

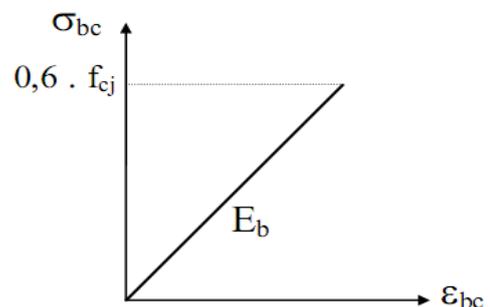
**ELS :**

$E_b$  : module de déformation du béton

$E_s$  : module de déformation de l'acier

Le rapport  $E_s/E_b$  est appelé

Coefficient d'équivalence :  $n = 15$ .



**Figure 10 :** diagramme  $\sigma - \epsilon$  du béton a l'ELS

ELU :

$$\begin{aligned} 0 \leq \varepsilon_{bc} < 2 & & 0 \leq \sigma_{bc} \leq f_{bc} \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 & & \sigma_{bc} = f_{bc} \end{aligned}$$

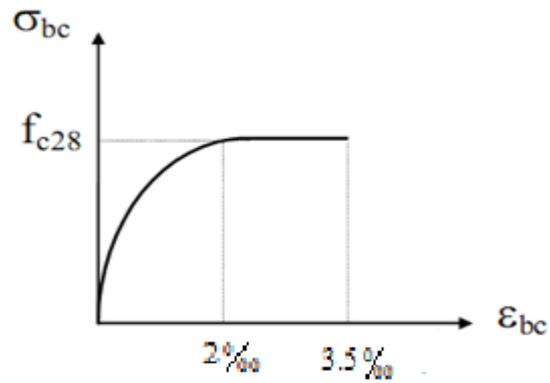


Figure 11 : Diagramme  $\sigma - \varepsilon$  du béton a l'ELU

### I.3.4 Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites:

#### a)- Hypothèses à l'ELU :

1. Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformations).
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. La résistance du béton à la traction est négligée.
4. Le raccourcissement ultime du béton ( $\varepsilon_{bc}$ ) est limité à (3,5‰) en flexion et à (2‰) en compression simple (centré).
5. L'allongement ultime des aciers ( $\varepsilon_p$ ) est limité à (10‰).
6. Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite doit obligatoirement passé par l'un des pivots A, B et C : c'est la règle des 3 pivots.

Cette règle est fixé comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier.

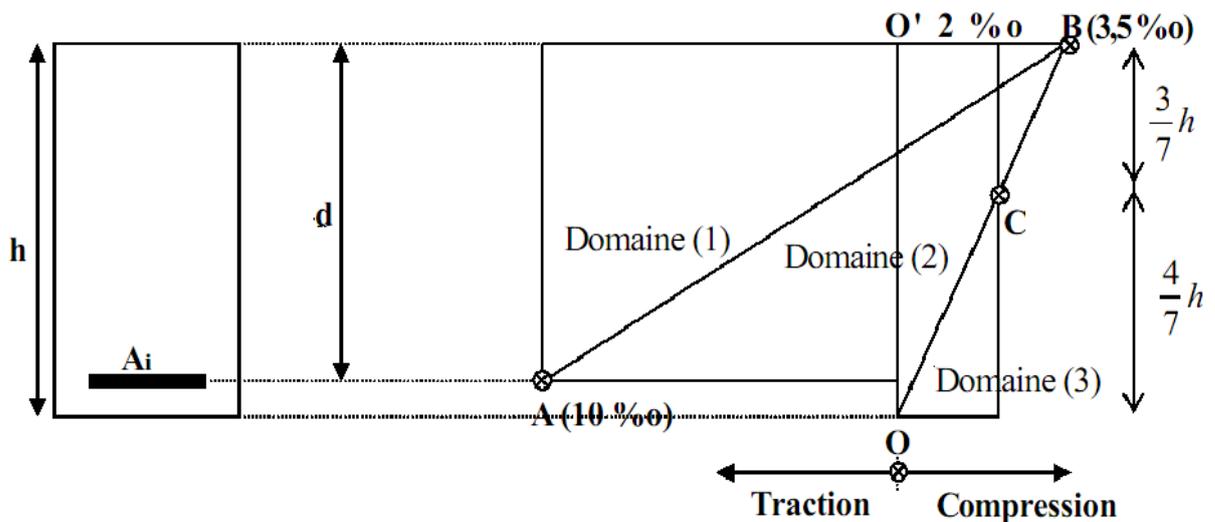


Figure 12 : Diagramme des 3 pivots

- ✓ Le pivot (A) si  $y \leq 0.2593d$
- ✓ Le pivot (B) si  $0.2593d \leq y \leq h$
- ✓ Le pivot (C) si  $y > h$

**b)- Hypothèse a l'ELS :**

1. Conservation des sections planes.
2. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations  
c.à.d.  $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} E_{bc}$  pour le béton  
 $\sigma_s = \varepsilon_s E_s$  pour l'acier
3. La résistance à la traction du béton est négligée.
4. Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
5. Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton  $n = \frac{E_s}{E_{bc}} = 15$

**II Règlements utilisés**

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- **RNV A99** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
  - **CCMA97, Eurocode 3** : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCMA97 et Eurocode 3.
  - **RPA 99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.
  - **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
  - **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

---

## A - ETUDE DE LA SALLE DE SPORT

---

---

# ***Chapitre I :*** ***Etude climatique***

---

## I.1 Introduction

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

## I.2 Etude au vent

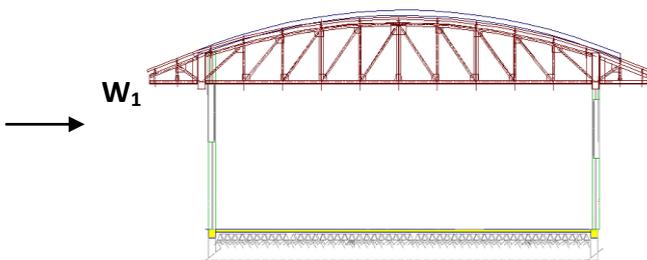
La réglementation en vigueur (DTR RNV A99), Nous fournis les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ce phénomène et de mener des calculs conformes.

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants :

- La zone (région)
- Le terrain d'implantation (site)
- la hauteur de la structure
- La forme de la toiture
- La forme géométrique de l'ouvrage.

Selon les sens possibles du vent et la géométrie symétrique de notre ouvrage, quatre cas sont à envisager et à considérer dans les calculs:

- ✓ Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.



**Figure 13 :** Vent sur la façade principale

**Figure 14 :** Vent sur la façade latérale

**NB :** on a une structure symétrique, d'où l'étude au vent se fera selon deux (2) sens.

## I.2.1 Les coefficients de calcul

### I.2.1.1 Effet de la région ( $q_{réf}$ )

La pression dynamique de référence  $q_{réf}$  qui est fonction de la zone de vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique  $q_{dyn}(z)$ .

Pour notre bâtiment qui est une structure permanente (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans), elle sera implantée dans la zone I (Bejaïa), dont la pression de référence est :  $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$  donnée par le tableau 2.3 (chap. II RNV A99).

### I.2.1.2 Effet de site ( $K_T, Z_0, Z_{min}, \varepsilon$ )

Les terrains sont classés en quatre catégories de (I) à (IV), ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloirs). La structure sera implantée dans une région de culture (catégorie II).

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le facteur du terrain} \Rightarrow K_t = 0.19 \\ \text{le paramètre de rugosité} \Rightarrow Z_0 = 0.05\text{m} \\ \text{la hauteur minimale} \Rightarrow Z_{min} = 4\text{m} \\ \text{le coefficient } t \Rightarrow \varepsilon = 0.26 \end{array} \right. \quad (\text{tableau 2.4 chap II RNV A99})$$

### I.2.1.3 Coefficient topographique ( $C_t$ )

Le coefficient topographique  $C_t(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que collines, les dénivellations ... etc.

Les types de sites et les valeurs de  $C_t(z)$  sont donnés dans le tableau 2.5 (chap. II RNV A99). On prend un site plat, d'où le coefficient topographique est :  $C_t(z) = 1$

### I.2.1.4 Coefficient dynamique ( $C_d$ )

Le coefficient dynamique  $C_d$  est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques données par les figures 3.1 à 3.7 (chap III RNV A99) correspondant à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Et pour d'autres types de constructions (structure en treillis par exemple), il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 du RNV A99.

Pour notre ouvrage qui est un bâtiment avec l'ossature en béton armée et la toiture en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique  $C_d$  est donnée par la figure 3.3 (chap III RNV A99) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure (la salle sportive) a une hauteur qui avoisine les 8.4m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

Notre salle a une hauteur de 8.4m cette valeur n'existe pas dans l'abaque de la figure 3.2 chap. III de RNV A99, on prend  $h=10\text{m}$  qui est plus défavorable.

## a) Toiture :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C <sub>d</sub>
W <sub>1</sub>	10	35.2	0.91
W <sub>2</sub>	10	20.6	0.93

Tableau 3 : Les valeurs de C<sub>d</sub> pour la toiture

## b) Les parois :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C <sub>d</sub>
W <sub>1</sub>	10	35.2	0.91
W <sub>2</sub>	10	16.6	0.94

Tableau 4 : Les valeurs de C<sub>d</sub> pour les paroisI.2.1.5 Détermination de la pression dynamique (q<sub>dym</sub>)

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple de la structure en « n » éléments de surface « j » horizontaux de hauteur h<sub>j</sub>.

La salle a une hauteur inférieure à 10m, donc elle doit être considérée comme un tout (un seul élément « j »).

Notre structure est permanente, donc la formule de la pression dynamique est :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad \text{N/m}^2$$

I.2.1.6 Calcul de coefficient d'exposition (C<sub>e</sub>)

Le coefficient d'exposition au vent C<sub>e</sub>(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus du sol, en outre il tient compte de la nature turbulente du vent.

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car C<sub>d</sub> < 1.2

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \left[ 1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad \text{chap II RNV A99 Art 3.3}$$

**a) Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z_{\min} < Z < 200m \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases} \quad \text{chap II RNV A99 Art 4.2}$$

Avec :

$Z_0$  : le paramètre de rugosité.

$Z_{\min}$  : la hauteur minimale.

Dans notre cas :

$$Z = 8.4m > Z_{\min}$$

**b) Détermination de  $C_r$  et  $C_e$** 

	Z(m)	$C_r$	$C_e$
Parois	6	0.91	2.03
Toiture	8.4	0.97	2.23

**Tableau 5 :** Les valeurs de  $C_r$  et  $C_e$

**Tableau donnant les valeurs de la pression dynamique :**

	Z(m)	$C_e$	$q_{\text{dyn}} \text{ (N/m}^2\text{)}$
Parois	6	2.03	761.25
toiture	8.4	2.23	836.25

**Tableau 6 :** Les valeurs de la pression dynamique

**I.2.2 Direction du vent  $W_1$  : (façade principale)****a) Calcul des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$ :****➤ Paroi verticale**

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure (5-1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients  $C_{pe}$ , pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a :

$b=35.2\text{m}$

$d=16.6$

$h=6\text{m}$

$e=\min(b ; 2xh)$

$e=\min(35.2 ; 2 \times 6)=12\text{ m}$

$e < d$

$e/5 = 2.4\text{m}$

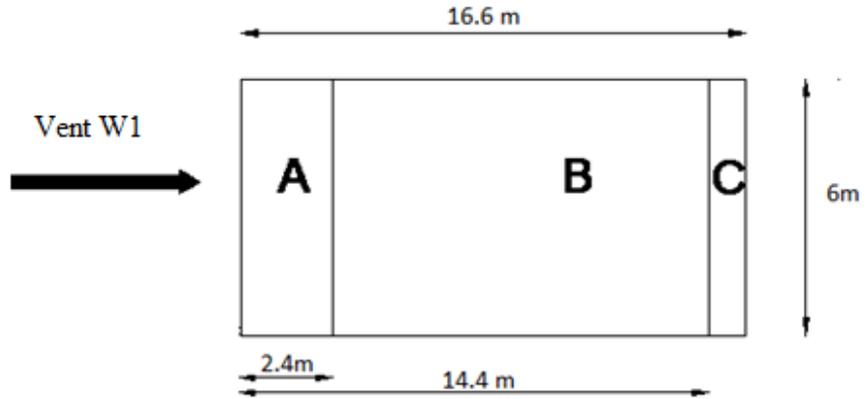


Figure 15 : Vue en élévation cas de vent V1

**b) Les coefficients de pression :**

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$ , des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de  $1\text{ m}^2$  et  $10\text{ m}^2$ , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement  $C_{pe,1}$  et  $C_{pe,10}$

Les surfaces des parois sont  $> 10\text{m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$  (paragraphe 1, 1, 1,2 chap. 5, du RNV A99)

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

Zones	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 7 : Les coefficients de pression  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de paroi verticale

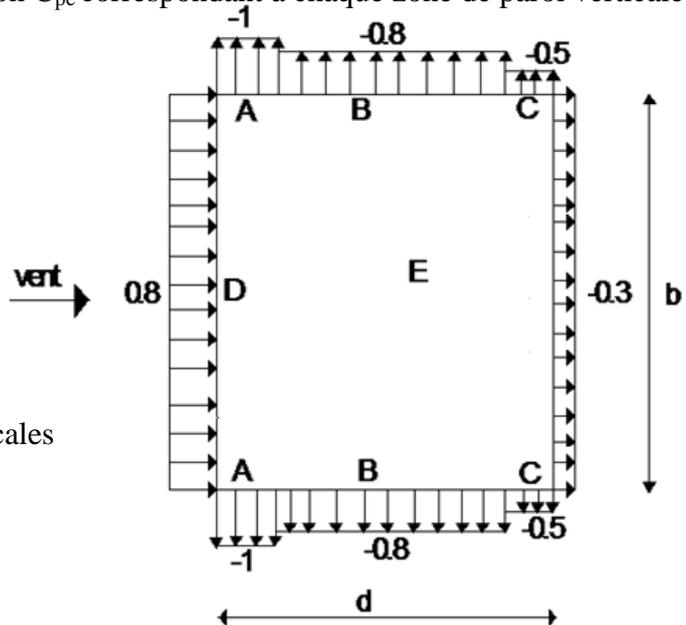


Figure 16 : Légende pour les parois verticales

➤ La toiture

On a une toiture sous forme d'une voute (en arc), avec l'auvent dans les deux cotés, pour déterminer les coefficients de pression on se réfère a la figure 5.8.c chap. 5 du RNV A99.

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci dessous.

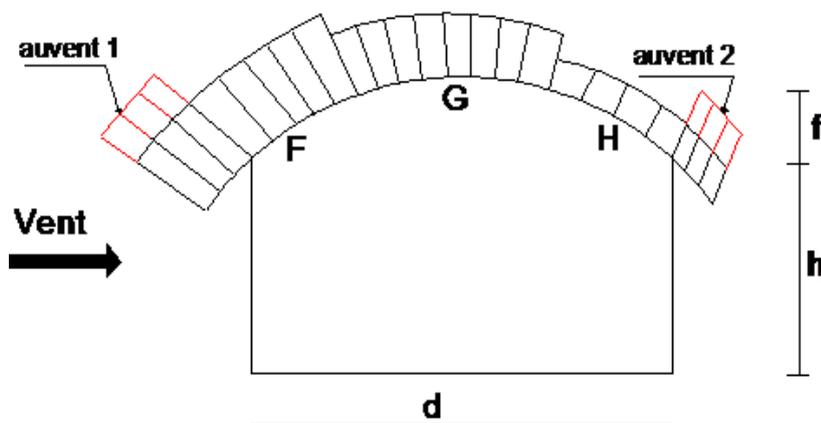


Figure 17 : Légende pour la toiture

h : hauteur de la paroi verticale (h=6m)

f : naissance de la voute (f=2.5)

d : la largeur de la salle (16.6m)

$h/d=0.36$

$f/d=0,15$

On a  $0 < h/d < 0.5$

$C_{pe}$ , s'obtient par l'interpolation linéaire.

Zones	Auvent 1	F	G	H	Auvent 2
$C_{pe}$	1.1	0.3	-0.9	-0.4	-0.7

Tableau 8 : Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture

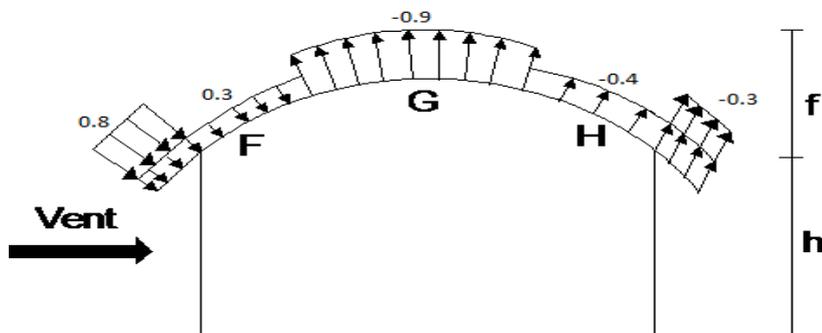


Figure 18 : Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture

## c) Coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$

$$\text{Avec } \mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

On a un bâtiment sans cloisons intérieur, donc  $C_{pi}$  est compris entre (0.8) et (-0.5) (§ 2, 2,1 chap. 5 du RNV A99)

## ➤ La toiture

## C.1 Portes ouvertes :

$$\mu_p = 0.5 \Rightarrow C_{pi} = +0.12 \quad (\text{voir figure 5.15 du RNV A99})$$

Les pressions  $q_j$  sont calculées à laide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W_j ; \text{ avec } W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m)$
Auvent 1	0.91	836.25	1.1	0.12	+0.98	819.525	745,767
F	0.91	836.25	0.3	0.12	+0.18	150,525	136,97
G	0.91	836.25	-0.9	0.12	-1.02	-852,97	-776,20
H	0.91	836.25	-0.4	0.12	-0.52	-434,85	-395.71
Auvent 2	0.91	836.25	-0.7	0.12	-0.82	-685,725	-624,01

**Tableau 9 :** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.12$

C.2 Portes fermées :  $\mu_p = 0$   $C_{pi} = 0.8$ 

Dépression intérieur  $C_{pi} = +0.8$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m)$
Auvent 1	0.91	836.25	1.1	0.8	+0.3	250.9	228.3
F	0.91	836.25	0.3	0.8	-0.5	-418.12	-380.5
G	0.91	836.25	-0.9	0.8	-1.7	-1421.6	-1293.8
H	0.91	836.25	-0.4	0.8	-1.2	-1003.5	-913.2
Auvent 2	0.91	836.25	-0.7	0.8	-1.5	-1254.4	-1141.5

**Tableau 10 :** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.8$

**d) Calcul de force de frottement :**

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport  $d/b \geq 3$  ou le rapport  $d/h \geq 3$ .

Avec : **d** est dimension de la construction parallèle au vent

**b** est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

**h** est la hauteur da la construction

$d/b = 16.6/35.2 \ll 3$  et le rapport  $d/h = 16.6/8.4 < 3 \Rightarrow$  pas de force de frottement.

**I.2.3 Direction du vent  $W_2$  : (façade latérale)**

**a) Calcul des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

➤ **Paroi verticale :**

$b = 16.6 \text{ m}$

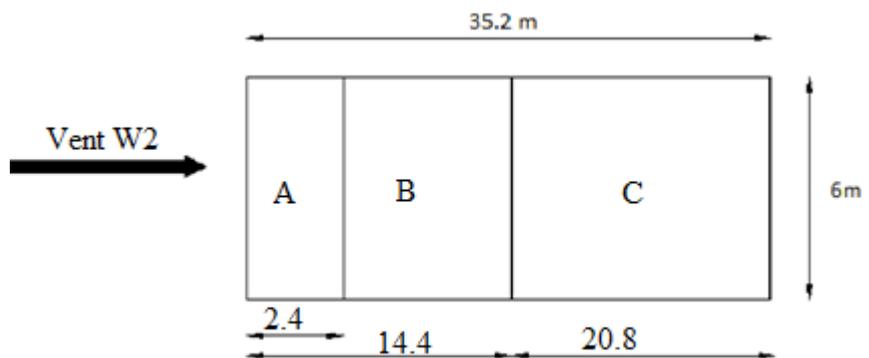
$d = 35.2 \text{ m}$

$h = 6 \text{ m}$

$e < d$

$e/5 = 2.4 \text{ m}$

$e = \min(16.6 ; 2 \times 6) = 12 \text{ m}$



**Figure 19 :** Vue en élévation cas de vent V2

$C_{pe} = C_{pe,10}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant sont portées sur la figure suivante :

Zones	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Tableau 11 :** Les coefficients de pression  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de paroi verticale

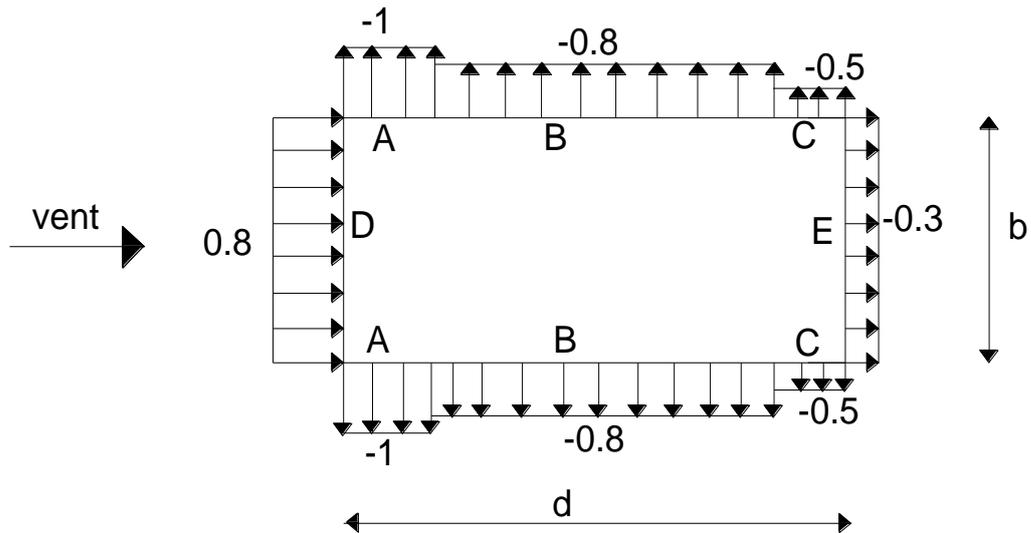


Figure 20 : Légende pour les parois verticales

➤ La toiture

Pour un vent parallèle au génératrice on adopte pour  $C_{pe}$  la valeur correspondant à une toiture à deux versants pour  $\theta=90^\circ$ , En prenant pour  $\alpha$  (en degré) l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voute et son sommet.

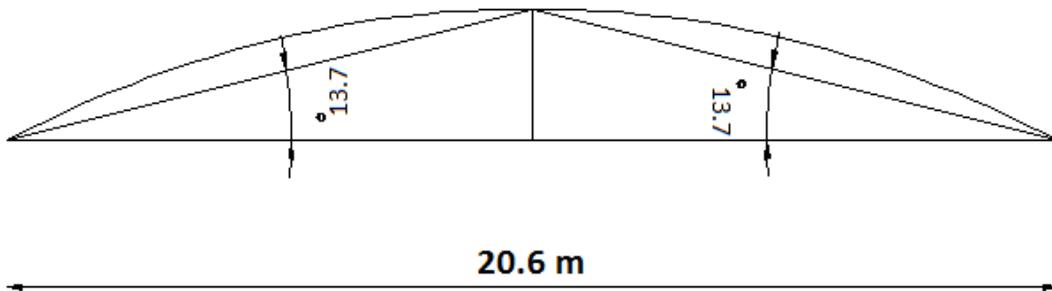


Figure 21 : Représentation des pentes

On a:  $b = 20.6 \text{ m}$   
 $h = 8.4 \text{ m}$   
 $e = \min(b; 2h) = 16.8 \text{ m}$   
 $e/2 = 8.4 \text{ m}$  ;  $e/4 = 4.2 \text{ m}$   
 $e/10 = 1.68 \text{ m}$

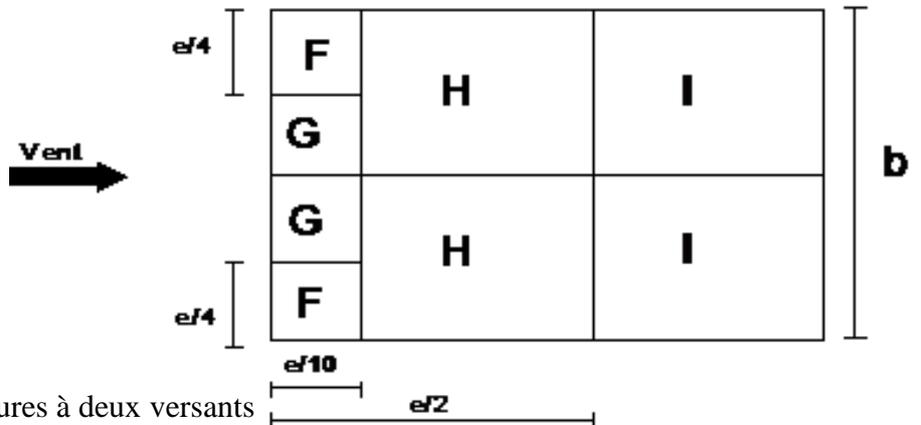


Figure 22 : Légende pour les toitures à deux versants

La valeur de  $\alpha = 13.7^\circ$  n'existe pas dans le tableau 5.4 RNV A99, les valeurs de  $C_{pe}$  s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à  $\alpha = 5^\circ$  et celles de  $\alpha = 15^\circ$ .

**NB:**

On a:  $S_F = 7.05 \text{ m}^2$ ,  $1 \text{ m}^2 < S_F < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \text{Log}_{10} C_{pe,10}(S)$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants sont données dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.5	-1.4	-0.7	-0.5

**Tableau 12 :** Les coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture

**b) Coefficient de pression intérieure :**

➤ **Toiture :**

- **Les portes ouvertes**

$\mu_p = 1$                    $C_{pi} = -0.5$

Dépression intérieur  $C_{pi} = -0.5$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} \text{ (N/m}^2\text{)}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j \text{ (N/m}^2\text{)}$	$q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$
F	0.93	836.25	-1.5	-0.5	-1	-836.25	-777.71
G	0.93	836.25	-1.4	-0.5	-0.9	-752.62	-700
H	0.93	836.25	-0.7	-0.5	-0.2	-167.25	-155.54
I	0.93	836.25	-0.5	-0.5	0	0	0

**Tableau 13 :** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=-0.5$

- **Portes fermées**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8$$

Surpression intérieur avec  $C_{pi} = +0.8$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.93	836.25	-1.5	+0.8	-2.3	-1923.37	-1788.7
G	0.93	836.25	-1.4	+0.8	-2.2	-1840	-1710.9
H	0.93	836.25	-0.7	+0.8	-1.5	-1254.37	-1166.57
I	0.93	836.25	-0.5	+0.8	-1.3	-1087.12	-1011.02

**Tableau 14** : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.8$

c) **Calcul de force de frottement :**

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$S_{fr, toiture}$  = longueur de l'arc AB \*d (tableau 2.2 .chap. II .RNVA99).

$$S_{fr, toiture} = 21.21 * 35.2 = 746.6 \text{ m}^2$$

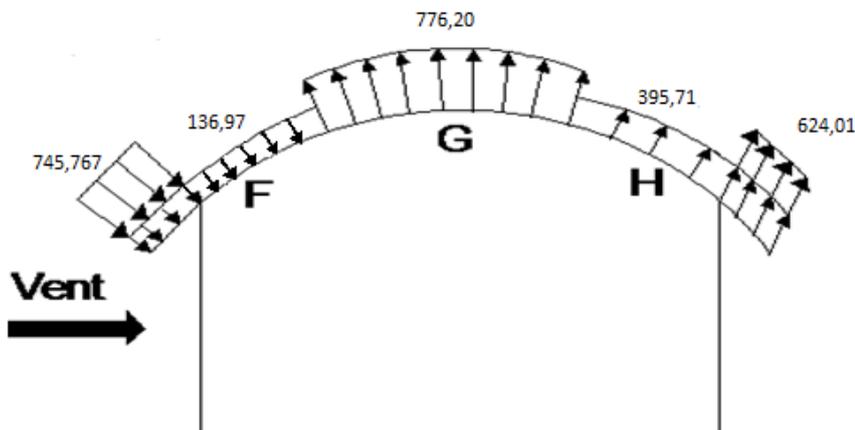
$C_{fr,toiture} = 0.04$  (ondulations perpendiculaires au vent).

$$F_{fr,toiture} = 836.25 \times 0.04 \times 746.6 = 25 \text{ KN.}$$

**I.2.4 Actions d'ensemble sur la structure :**

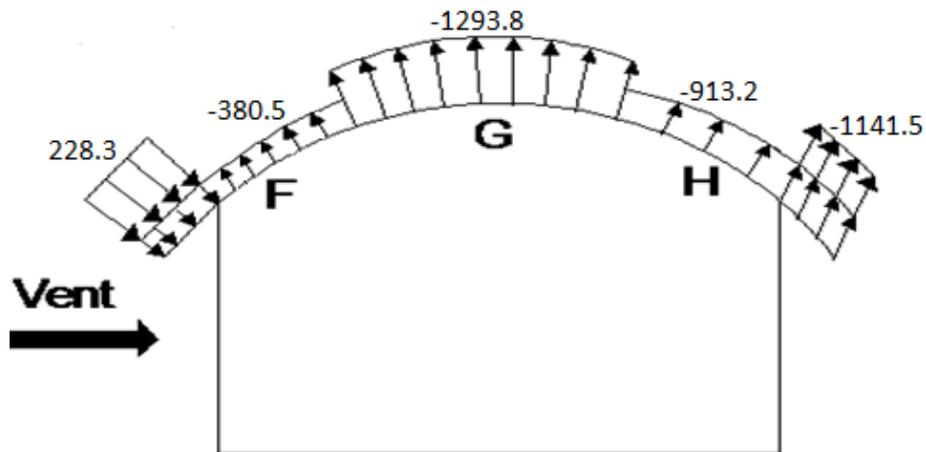
**I.2.4.1 Vent sur la façade principale (sens W1) :**

a- **Dépression intérieur :  $C_{pi} = +0.12$**



**Figure 23** : Dépression sur les zones F G H et l'auvent 1 et 2

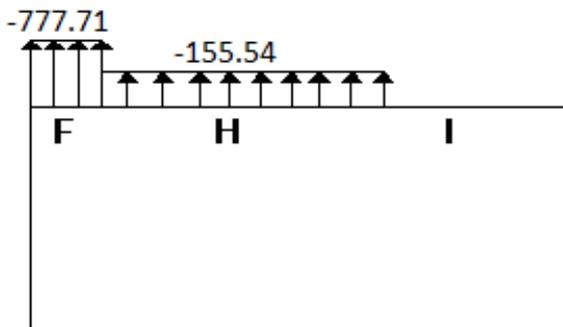
**b- Surpression intérieure  $C_{pi}=0.8$  :**



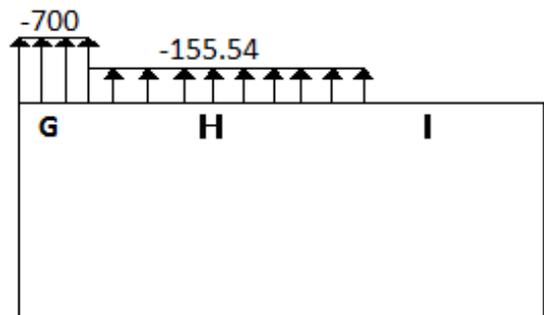
**Figure 24 :** Surpression sur les zones F G H et l'auvent 1 et 2

**I.2.4.2 Vent sur la façade latérale (sens W2) :**

**a - Dépression intérieur :  $C_{pi} = -0.5$**

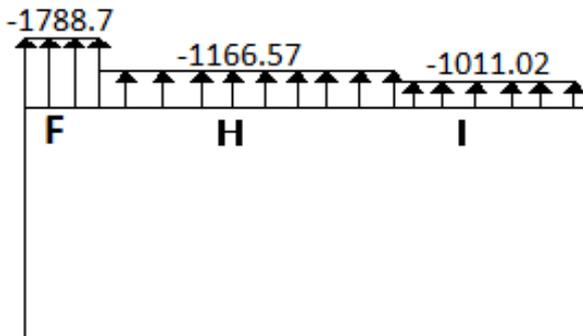


**Figure 25 :** Pression sur les zones F H I

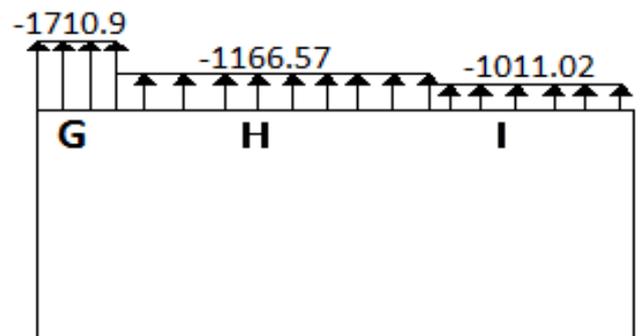


**Figure 26 :** Pression sur les zones G H I

**b - Surpression intérieure  $C_{pi}=0.8$  :**



**Figure 27 :** Surpression sur les zones F H I



**Figure 28 :** Surpression sur les zones G H I

### I.3 Action de la neige

Le règlement RNVA99 a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.3.1 \text{ P16 RNVA99})$$

$S_k$  (en  $\text{KN/m}^2$ ): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA99.

#### I.3.1 Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol  $S_k$  définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est située en A.

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

$H$  : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

Pour notre site : l'altitude  $H = 85 \text{ m}$ .

Donc  $S_k = 0.21 \text{ KN/m}^2$ .

#### I.3.2 Neige sur la toiture

Dans notre projet la toiture a une forme d'une voute qui à la même pente pour les deux cotés, le calcul des coefficients de forme se fait comme suite :

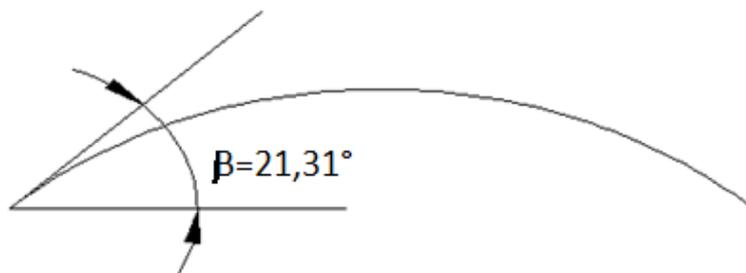


Figure 29 : Représentation du versant de la toiture

On a  $\beta < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

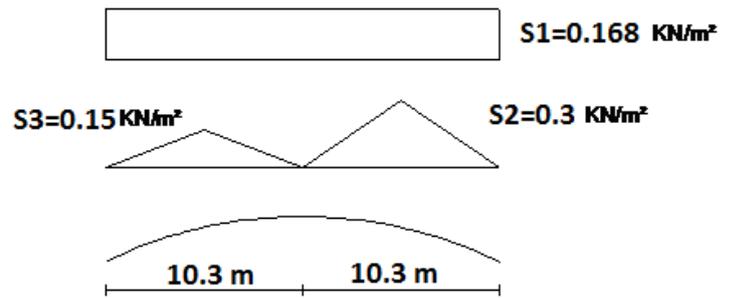
$$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot h / l$$

$h$  : est la naissance de voute ( $h=2.5\text{m}$ )

$l$  : est la longueur total de la toiture ( $l=20.6\text{m}$ )

$$\mu_2 = 1.41$$

$$\mu_3 = 0,5 \quad \mu_2 = 0,7$$



**Figure 30** : Chargement de la neige sur la toiture

Donc:  $S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0,168 \text{ KN/m}^2$ .

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_K = 0,3 \text{ KN/m}^2$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K = 0,15 \text{ KN/m}^2$$

#### I.4 Etude de la variation de la température

Selon le CCM97 article 2.2.3.1 (actions de la variation de la température climatique), on adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au nord de l'Algérie (climat tempéré), une variation uniforme de température qui est de  $35^\circ\text{C}$  à  $-15^\circ\text{C}$ .

La température de montage est prise égale à  $20^\circ\text{C}$ .

Donc le gradient de température est :

$$\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_2 = 15 + 20 = 35^\circ\text{C}$$

$$\Delta T = \max(\Delta T_1, \Delta T_2) = 35^\circ\text{C}$$

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre  $+10^\circ\text{C}$  et  $+25^\circ\text{C}$ ) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation thermique

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$

---

***Chapitre II :***  
*Pré dimensionnement  
des éléments*

---

## II.1 Etude des pannes

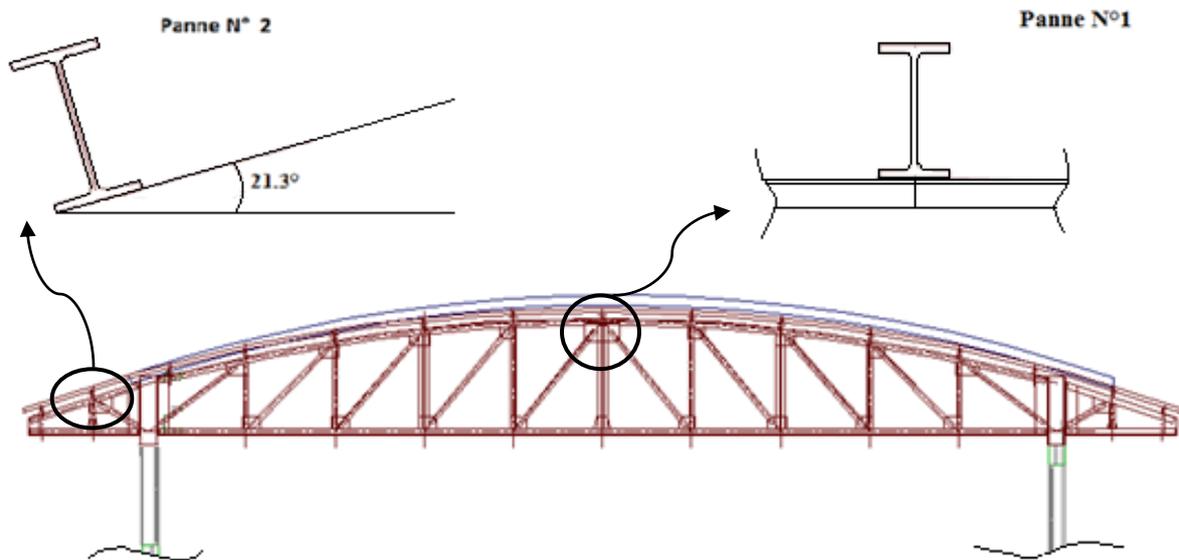
### II.1.1 Définition

Les pannes sont des poutres servant d'appuis pour la couverture, elles transmettent ainsi toutes les charges et surcharges appliquées sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en ( **I** ), ou bien en ( **U** ), soit en profilé formée a froid en ( **Z** ), ( **U** ), ( **Σ** ).

On utilisera des profilés en I laminés a chaud.

Dans notre structure, on a deux types de pannes à étudier ;



**Figure 31** : Type de panne

Donc ; sa sera une flexion simple pour la panne N°1, flexion déviée pour la panne N° 2, le dimensionnement se fera suivant la plus défavorable, afin d'uniformiser et faciliter la réalisation.

II.1.2- Détermination des charges et surcharges

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la couverture TL 75 P (voire annexe1).....14,2 kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attache .....3 kg / m<sup>2</sup>
- Poids propre des pannes est estimé a .....14 kg / ml

e : espacement entre les pannes e<sub>1</sub> = 2.10m (panne N°1) ; e<sub>2</sub> = 2.2 m (panne N°2)

b) Surcharge d'entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

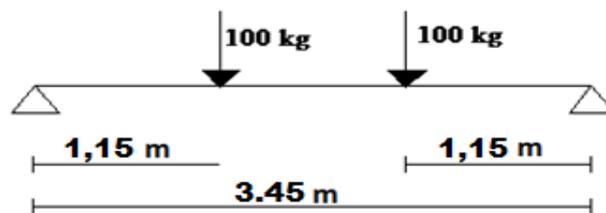


Figure 32 : Schéma statique sous charge d'entretien

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m.}$$

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles P<sub>eq</sub>.

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{3,45}$$

$$P_{eq} = 0,77 \text{ KN / ml}$$

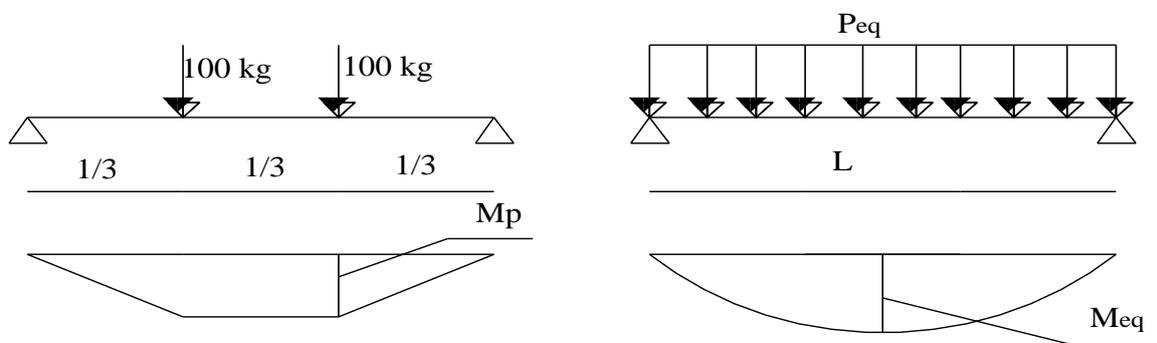


Figure 33 : Moment due à la charge d'entretien

**c) Surcharge climatique due au vent :**

Sollicitation extrême et le Cas du vent sur la façade latérale (gauche / droite) avec surpression intérieure  $C_{pi} = +0.8$  , (zone F,G).

**Panne N° 1 (zone G) :**

$$q_j = -1710.9 \text{ N/m}^2$$

$$W = -1710.9 \text{ N/m}^2 \times 2.10 \text{ m} = 3.6 \text{ KN/m}$$

**Panne N°2 (zone F) :**

$$q_j = -1788.7 \text{ N/m}^2$$

$$W = -1788.7 \text{ N/m}^2 \times 2.20 \text{ m} = 3.7 \text{ KN/m}$$

**d) Surcharge climatique de la neige :**

On considérera  $S_{max}$

**Panne N° 1 :**

$$S = 0,168 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,168 \times 2,10 = 0,353 \text{ KN/ml}$$

**Panne N°2 :**

$$S = 0,3 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,3 \times 2,2 = 0,66 \text{ KN/ml}$$

**II.1.3- Etude de la panne N°1****II.1.3.1 Charges et surcharges correspondantes:**

$$G = (14,2+3) \times 2.10 + 14 = 0.5 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 0.77 \text{ KN/m.}$$

$$W = 3.6 \text{ KN/m}$$

$$S = 0,168 \times 2,1 = 0,353 \text{ KN/ml}$$

**II.1.3.2 Combinaisons d'actions**• **ELU**

$$G_{min} + 1,5.W = 0,5 - 1,5 \times 3.6 = -4.9 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{max} + 1,5.S = 1,35 \times 0,5 + 1,5 \times 0,353 = 1,2 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{max} + 1,5.Q = 1,35 \times 0,5 + 1,5 \times 0,77 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$G + W = 0,5 - 3.6 = -3.1 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0,5 + 0.353 = 0,853 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q = 0,5 + 0,77 = 1.27 \text{ KN/ml}$$

### II.1.3.3 Pré-dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{345}{200} = 1,72 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{1,72 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 3,1 \times 345^4 \times 10^{-1}}{1,72 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 158,31 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 120**.

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 317,8 \text{ cm}^4 \\ I_z = 27,67 \text{ cm}^4 \\ A = 13,2 \text{ cm}^2 \\ h = 12 \text{ cm} \\ G = 10,4 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) \times e] + P_{panne}$$

$$G = [(14,2 + 3) \times 2,1] + 10,4 = 0,46 \text{ KN / ml}$$

$$G = 0,46 \text{ KN/ml}$$

### II.1.3.4 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

#### A) Les combinaisons de calcul :

##### ELU

$$G_{\min} + 1,5.W = 0,46 - 1,5 \times 3.6 = -4.94 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{\max} + 1,5.S = 1,35 \times 0,46 + 1,5 \times 0,353 = 1,15 \text{ kN/ml}$$

$$1,35.G_{\max} + 1,5.Q = 1,35 \times 0,46 + 1,5 \times 0,77 = 1,77 \text{ kN/ml}$$

**ELS**

$$G + W = 0,46 - 3,6 = -3,14 \text{ kN/ml}$$

$$G + S = 0,46 + 0,353 = 0,813 \text{ kN/ml}$$

$$G + Q = 0,46 + 0,77 = 1,23 \text{ kN/ml}$$

**B) Détermination des sollicitations :**• **Moments :**➤ **Sous le vent :**

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,94 \times 3,45^2}{8} = 7,35 \text{ kN.m}$$

➤ **Sous charge d'exploitation :**

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,77 \times 3,45^2}{8} = 2,63 \text{ kN.m}$$

➤ **Sous charge de la neige :**

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,15 \times 3,45^2}{8} = 1,71 \text{ kN.m}$$

• **Effort tranchant :**

L'effort tranchant le plus défavorable est sous  $Q_{\max}$  due au vent (voir page précédente).

➤ **Effort tranchant due au vent :**

$$V = \frac{4,94 \times 3,45}{2} = 8,52 \text{ kN}$$

**C) Vérification à la résistance :****C.1) Vérification à l'effort tranchant :**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :  $V < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

**EC3 Art 5.4.6 (2)**

Avec :

$V_{plz}$  : Effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 13,2 - 2 \times 6,4 \times 0,63 + (0,44 + 2 \times 0,7) \times 0,63 = 6,31 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{6,31 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,83 \text{ KN}$$

$V < 0,5V_{plz}$  donc pas de réduction pour le moment résistant (interaction V, M).

- Sous le vent :

$$V_z = -8,525 \text{ KN} < V_{plz} \quad \text{Vérfiée.}$$

**NB :**  $V < 0,5V_{plz}$  donc pas de réduction pour le moment résistant (interaction V, M).

**EC3 Art 5.4.9**

### C.2) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$  EC3 Art 5.5.2

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$M_{cr}$  : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$C_1, C_2, C_3$  : facteurs dépendants des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

$K$  et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective avec :  $K=1$  appui simple ,  $K_w=1$  ;

$$L = 345 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -6 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 6 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -6 \text{ cm}$$

$$I_t = 1.74 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 890 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 27,67}{(1 \times 3,45)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,089}{27,67} + \frac{(3,45)^2 \times 0,4 \times 1,74}{3,14^2 \times 27,67} + (0,459 \times (-0,06) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,06) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 11,57 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 60,73 \times 10^{-6} \cdot 235}{11,57 \cdot 10^{-3}}} = 1,1 > 0,4$$

Donc il y a risque de déversement

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ;

On tire  $\chi_{LT}$  du tableau Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$  5.5.2 de L'EC03 :

$$\chi_{LT} = 0,5960$$

$$M_{sdy} = 7.35 \text{ KN.m}$$

$$0,5960 \frac{60,73 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 7,732 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 7.35 \text{ KN.m} < 7,732 \text{ KN.m}$$

Vérfiée

➤ **Sous charge verticale :**

$$M_{sdy} = 2,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 8.6 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 60,73 \times 10^{-6} \cdot 235}{8,6 \cdot 10^{-3}}} = 1,29$$

$$M_{sdy} = < M_r = 6,1 \text{ KN.m}$$

Vérfiée

**D) Vérification à L'ELS :**

**D.1) Combinaisons de calcul :**

$$G + W = 0,46 - 3,6 = -3.14 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0,46 + 0.353 = 0,813 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q = 0,46 + 0,77 = 1.23 \text{ KN/ml}$$

**D.2) Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{3,14 \cdot (3,45)^4}{317,8 \cdot 2,1} = 0,87 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,72 \text{ cm}$$

Vérfiée

L'étude de la panne N°1 donne un **IPE120**.

## II.1.4 Etude de la panne N°2 :

### II.1.4.1 Combinaisons de charge les plus défavorables :

- **Les charges et surcharges appliquées :**

- $G = \left[ (14,2 + 3) \times \left( \frac{2,2}{\cos 21,3} \right) \right] + 14 = 54,14 \text{ Kg / ml}$

- $Q = 0,77 \text{ KN/m.}$

- $W = 3,7 \text{ KN/m}$

- $S = 0,3 \times 2,2 = 0,66 \text{ KN/ml}$

- **Decomposition de charges:**

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,5414 \cos 21,3 = 0,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,77 \cos 21,3 = 0,72 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = -3,7 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,66 \cos 21,3 = 0,615 \text{ KN/ml}$$

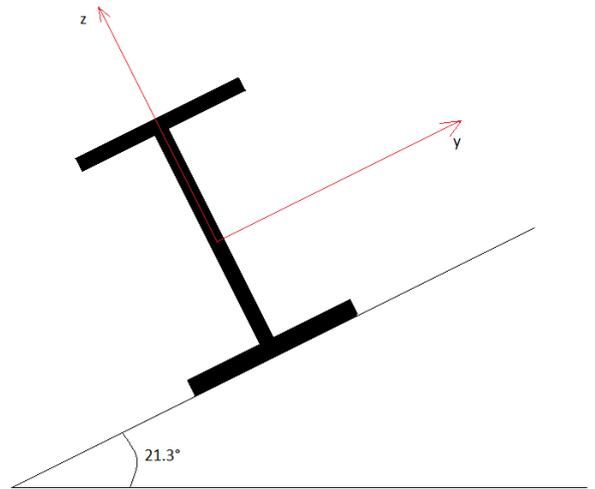
- **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,5414 \sin 21,3 = 0,19 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,77 \sin 21,3 = 0,28 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,66 \sin 21,3 = 0,24 \text{ KN/ml}$$



### II.1.4.2 Combinaisons d'actions :

- **ELU**

- **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot W_z = 0,5 - 1,5 \times 3,7 = -5,05 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,5 + 1,5 \times 0,615 = 1,6 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,5 + 1,5 \times 0,72 = 1,75 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y :**

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot S_y = 1,35 \times 0,19 + 1,5 \times 0,24 = 0,616 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,19 + 1,5 \times 0,28 = 0,67 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

- **Axe Z-Z**

$$G_z + W_z = 0,5 - 3,7 = -3,2 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,5 + 0,615 = 1,115 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,5 + 0,72 = 1,22 \text{ KN/ml}$$

**Axe Y-Y**

$$G_y + S_y = 0,19 + 0,24 = 0,43 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,19 + 0,28 = 0,47 \text{ KN/ml}$$

**II.1.4.3 Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

Suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{345}{200} = 1,72 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{1,72 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 3,2 \times 345^4 \times 10^{-1}}{1,72 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 163,42 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 120**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 317,8 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 27,67 \text{ cm}^4 \\ A = 13,2 \text{ cm}^2 \\ h = 12 \text{ cm} \\ G = 10,4 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[ (P_{couverture} + P_{accessoires}) \times \left( \frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{panne}$$

$$G = \left[ (14,2 + 3) \times \left( \frac{2,2}{\cos 21,3} \right) \right] + 10,4 = 50,54 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,5054 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,5054 \cos 21,3 = 0,47 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,5054 \sin 21,3 = 0,18 \text{ KN/ml}$$

**II.1.4.4 Dimensionnement des pannes :**

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

**A) Les combinaisons de calcul :**

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,47 + 1,5 \times 0,72 = 1,71 \text{KN} / \text{ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,18 + 1,5 \times 0,28 = 0,66 \text{KN} / \text{ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + 1,5W \\ q_y = 1,35G_y + 1,5W \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,47 - 1,5 \times 3,7 = -5,08 \text{KN} / \text{ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,18 + 1,5 \times 0 = 0,24 \text{KN} / \text{ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,47 + 1,5 \times 0,615 = 1,557 \text{KN} / \text{ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,18 + 1,5 \times 0,24 = 0,603 \text{KN} / \text{ml} \end{cases}$$

**B) Détermination des sollicitations :**

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{5,08 \times 3,45^2}{8} = 7,56 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,24 \times 3,45^2}{8} = 0,36 \text{KN.m}$$

- **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,71 \times 3,45^2}{8} = 2,54 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,66 \times 3,45^2}{8} = 0,98 \text{KN.m}$$

- **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,557 \times 3,45^2}{8} = 2,31 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,603 \times 3,45^2}{8} = 0,9 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

L'effort tranchant le plus défavorable est sous  $Q_{\max}$  due au vent (voire page précédente).

➤ Effort tranchant due au vent :

$$V = \frac{5,08 \times 3,45}{2} = 8,76 \text{ kN}$$

**C) Vérification à la résistance :**

**C.1) Vérification à l'effort tranchant :**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :  $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

$V_{plz}$  : Effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$$V_{plz} = \frac{6,31 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,83 \text{ kN}$$

- Sous le vent :

$$V_z = 8,76 \text{ kN} < V_{plz} = 77,83 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

**NB :**  $V < 0,5V_{plz}$  donc pas de réduction pour le moment résistant (interaction V, M).

**EC3 Art 5.4.9**

**C.2) Vérification au déversement :**

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$  EC3 Art 5.5.2 (1)

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$M_{cr}$  : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$C_1, C_2, C_3$  : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

$K$  et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective avec :  $K=1$  appui simple ,  $K_w=1$  ;

$$L = 345 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -6 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 6 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -6 \text{ cm}$$

$$I_t = 1,74 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 890 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 27,67}{(1 \times 3,45)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,089}{27,67} + \frac{(3,45)^2 \times 0,4 \times 1,74}{3,14^2 \times 27,67} + (0,459 \times (-0,06) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,06) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 11,57 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 60,73 \times 10^{-6} \cdot 235}{11,57 \cdot 10^{-3}}} = 1,1 > 0,4$$

Donc il y a risque de diversement

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{LT}$  du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\chi_{LT} = 0,5960$$

$$M_{sdy} = 7,56 \text{ KN.m}$$

$$0,5960 \frac{60,73 \cdot 235 \cdot 10^{-6}}{1,1} = 7,732 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 7,56 \text{ KN.m} < 7,732 \text{ KN.m}$$

**Vérfiée**

➤ **Sous charge verticale :**

$$M_{sdy} = 2,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 8.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} < M_r = 6,87 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

**C.3) Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$N = 0 \Rightarrow \left( \frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1$$

EC03Art 5.4.8.1

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left( \frac{7,56}{12,97} \right)^2 + \left( \frac{0,36}{2,9} \right)^1 = 0,464 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left( \frac{2,54}{12,97} \right)^2 + \left( \frac{0,98}{2,9} \right)^1 = 0,376 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

**D) Vérification à L'ELS :**

**D.1) Combinaisons de calcul :**

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,47 + 0,72 = 1,19 \text{ KN} \\ q_y = 0,18 + 0,28 = 0,46 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = G_z + W_z \\ q_y = G_y + W_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,47 + (-3,7) = -3,23 \text{ KN} \\ q_y = 0,18 + 0 = 0,18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(3) \quad \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,47 + 0,615 = 1,085 \text{ KN} \\ q_y = 0,18 + 0,24 = 0,42 \text{ KN} \end{cases}$$

**D.2) Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{3,23 \cdot (3,45)^4}{317,8,2,1} = 0,9 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,725 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

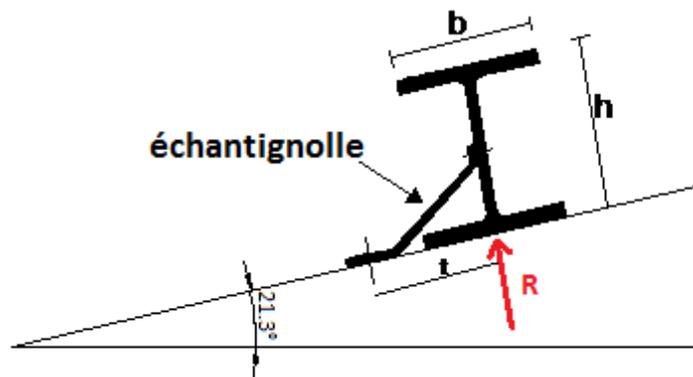
- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,46 \cdot (3,45)^4}{27,67,2,1} = 1,46 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,725 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Finalement, on choisit pour toutes les pannes un **IPE120**.

**II.1.5 Calcul de l'échantignolle****II.1.5.1 Introduction :**

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

**II.1.5.2 Dimensionnement de l'échantignolle :**

**Figure 34 : Echantignolle**

L'excentrement ( $t$ ) est limité par la condition suivante :

$$2 \left( \frac{b}{2} \right) \leq t \leq 3 \left( \frac{b}{2} \right)$$

Dans notre cas ; IPE120  $\Rightarrow \begin{cases} b = 6,4\text{cm} \\ h = 12\text{cm} \end{cases}$

$$6,4 \leq t \leq 9,6\text{cm}$$

Soit  $t = 9\text{cm}$ .

### II.1.5.3 Détermination des sollicitations :

#### a) Calcul des réactions :

L'échantignolle reprend 02 pannes, donc la réaction sera doublée.

##### ➤ Sous le poids propre :

$$R_{ZG} = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 0,47 \times 3,45 = 1,62\text{KN}$$

$$R_{YG} = \frac{2 \times q \cdot l}{2} = 0,18 \times 3,45 = 0,62\text{KN}$$

##### ➤ Sous le vent :

$$R_v = 2 \cdot R = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 2 \cdot \frac{(-3,7) \cdot 3,45}{2} = -12,765\text{KN}$$

$$V_z = R_{ZG} + 1,5R_v = 1,62 - 1,5 \cdot 12,765$$

$$\Rightarrow V_z = -17,52\text{KN}$$

$$V_y = R_{YG} = 0,62\text{KN}$$

$$\Rightarrow V_y = 0,62\text{KN}$$

##### ➤ Sous la neige :

$$R_{ZS} = \frac{2 \cdot S \cdot l}{2} \cos 21,3^\circ = 2,12\text{KN}$$

$$R_{YS} = \frac{2 \cdot S \cdot l}{2} \sin 21,3^\circ = 0,83\text{KN}$$

Avec  $S = 0,66\text{ Kn/m}$

$$V_z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZS} = 1,35 \cdot 1,62 + 1,5 \cdot 2,12$$

$$\Rightarrow V_z = 5,37\text{KN}$$

$$V_y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YS} = 1,35 \cdot 0,62 + 1,5 \cdot 0,83$$

$$\Rightarrow V_y = 2,08\text{KN}$$

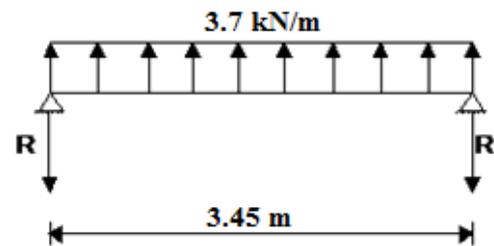


Figure 35 : Réactions sous le vent

➤ **Sous charge d'exploitation :**

$$R_{ZQ} = \frac{2}{2} q.l \times \cos \alpha = 0,77.3.45 \times \cos 21,3$$

$$R_{ZQ} = 2,47 \text{ KN}$$

$$R_{YQ} = \frac{2}{2} q.l \times \sin \alpha = 0,77.3.45 \times \sin 21,3$$

$$R_{YQ} = 0,965 \text{ KN}$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZQ} = 1,35.1,62 + 1,5.2,47$$

$$\Rightarrow V_Z = 5,9 \text{ kN}$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YQ} = 1,35.0,62 + 1,5.0,965$$

$$\Rightarrow V_Y = 2,28 \text{ kN}$$

**b) Moment de renversement :**

➤ **Dû au vent :**

$$M_R = V_Z.t + V_Y.(h/2)$$

$$M_R = +17,52.0,09 + 0,62.0,06$$

$$\Rightarrow M_R = +1,614 \text{ KN.m}$$

**c) Epaisseur de l'échantignolle :**

Le moment de renversement est celui dû au vent :

$$M_R = 1,614 \text{ kN.m}$$

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{1,614.10^5}{235.10^2} = 6,86 \text{ cm}^2$$

**a** : Largeur de l'échantignolle.

On a :  $W_{el} = \frac{a.e^2}{6}$  section rectangulaire

Donc  $e \geq \sqrt{\frac{6.W_{el}}{a}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 6,86}{12,5}} = 1,814 \text{ cm}$

Soit **e = 20 mm**.

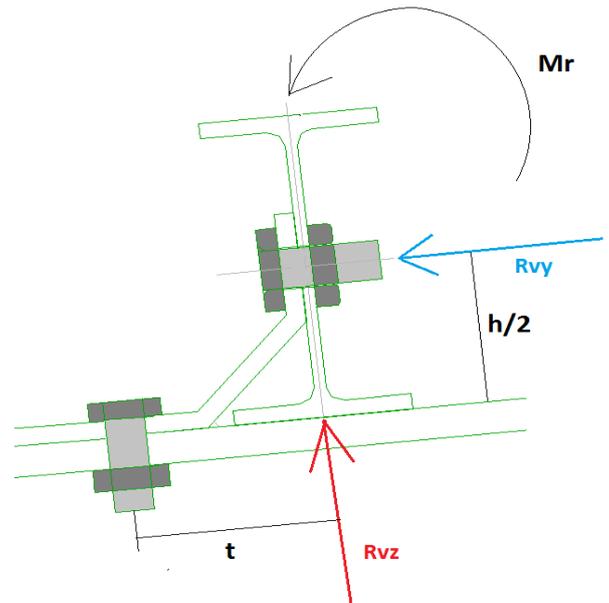


Figure 36 : Schéma statique de l'échantignolle

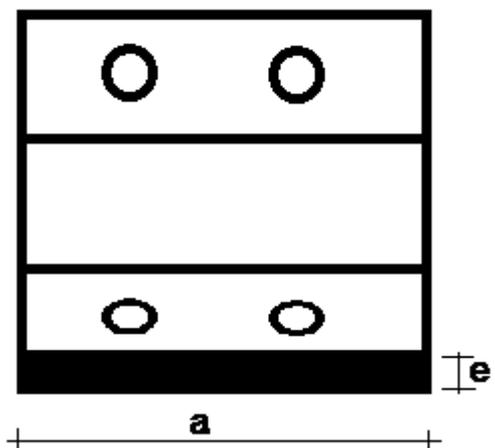


Figure 37 : Dimensions de l'échantignolle

**Remarque :**

L'assemblage de la panne sur l'échantignolle ainsi que ce dernier sur la membrure supérieure, sera étudié au chapitre V calcul des assemblages.

## II.2 Calcul des fermes

### II.2.1- Introduction :

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par des barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblées entre elles selon des triangles, elles sont composées:

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

### Hypothèses de calcul:

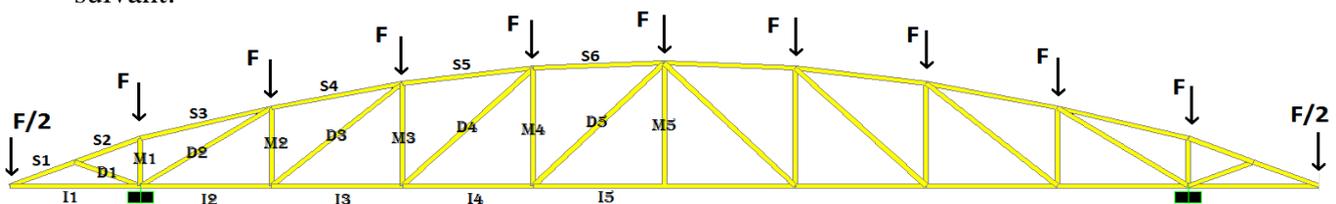
- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. En fait l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- les barres sont considérées comme articulées, aux nœuds. En fait les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Leurs plus ou moins grandes rigidités correspondent à des encastremets plus ou moins parfaits. De ce fait, les calculs qui prennent en compte des articulations, placent en sécurité et conduisent à surestimer les efforts, donc les sections des barres, d'au moins 10%.
- Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds où elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures sollicitant le système.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système est appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement :  $G+1,5W$
- Cas de la neige seule:  $1,35G+1,5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 17.55m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant:



**Figure 38** : Schéma statique de la ferme

## II.2.2 Détermination des forces revenantes à la ferme :

On a des fermes sous forme d'un arc de 20,6m de longueur supportant 5 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est d'environ 2,1 m

L'entre axe des fermes est de 4 m

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

### II.2.2.1 Calcul des charges revenant a chaque nœud :

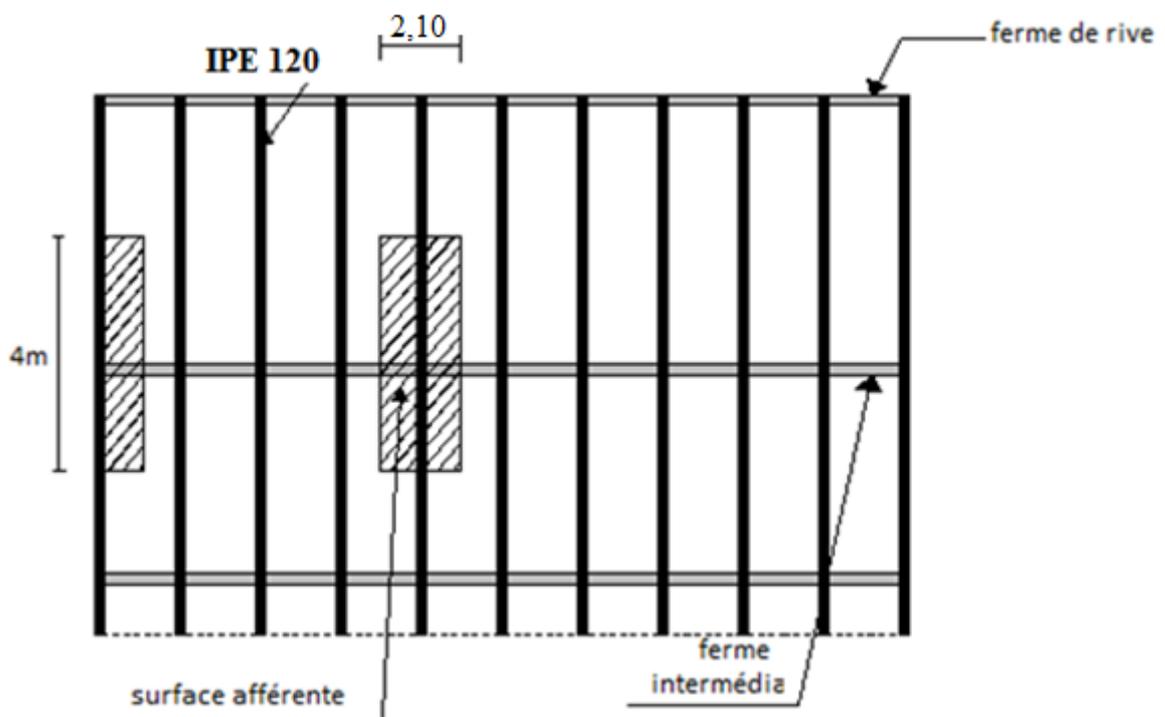


Figure 39 : Surface afférente des nœuds

#### a) Nœud intermédiaire :

$$S=2,10 \times 4 = 8,4 \text{m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (les panneaux TL75P) + accessoires de pose..... $0,172 \times 8,2 = 1,41 \text{KN}$
- La panne (IPE 120)..... $0,104 \times 4 = 0,416 \text{KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) ..... $0,18 \times 8,2 = 1,5 \text{KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5  $\text{Kg/m}^2$ ) ..... $0,04 \times 8,2 = 0,33 \text{KN}$
- TOTAL.....**3,64KN**

- **Surcharges climatiques**

- 1) **Surcharges du vent :**

Vent sur la facade latérale (gauche/droite) pour  $C_{pi}=0,8$  ; La zone F dont

$q_j = 1,8 \text{KN/m}^2$  On appliquera ce chargement pour tous les nœuds.

$$W = q_j \times S = -1,8 \times 8,4 = -14,76 \text{ KN}$$

- 2) **Surcharges de la neige**

$S_{\max} = 0,3 \text{KN/m}^2$  ; On prend le cas le plus défavorable.

La surface revenant à chaque nœud est de  $8,2 \text{m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,3 \times 8,4 = 2,52 \text{KN}$$

- b) **Nœud de rive :**

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

- **Poids propre**

- Couverture (les pan TL75P) + acc de pose.....	0,172×4,1=0,705KN
- La panne (IPE 120).....	0,104×4=0,416 KN
- La ferme (poids forfaitaire) .....	0,18×4,1=0,74KN
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m <sup>2</sup> ) .....	0,04×4,1=0,164KN
TOTAL.....	<b>2,02KN</b>

- **Surcharges du vent**

$$W = q_j \times S = -1,8 \times 4,2 = -7,4 \text{KN}$$

- **Surcharges de la neige**

$$S = 0,3 \times 4,4 = 1,26 \text{KN}$$

### II.2.2.2 Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

- a) **Nœud intermédiaire :**

- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5W = 3,64 + 1,5(-14,76) = -18,5 \text{KN}$$

- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (3,64) + 1,5 \times 2,52 = 8,7 \text{KN}$$

- b) **Nœud de rive :**

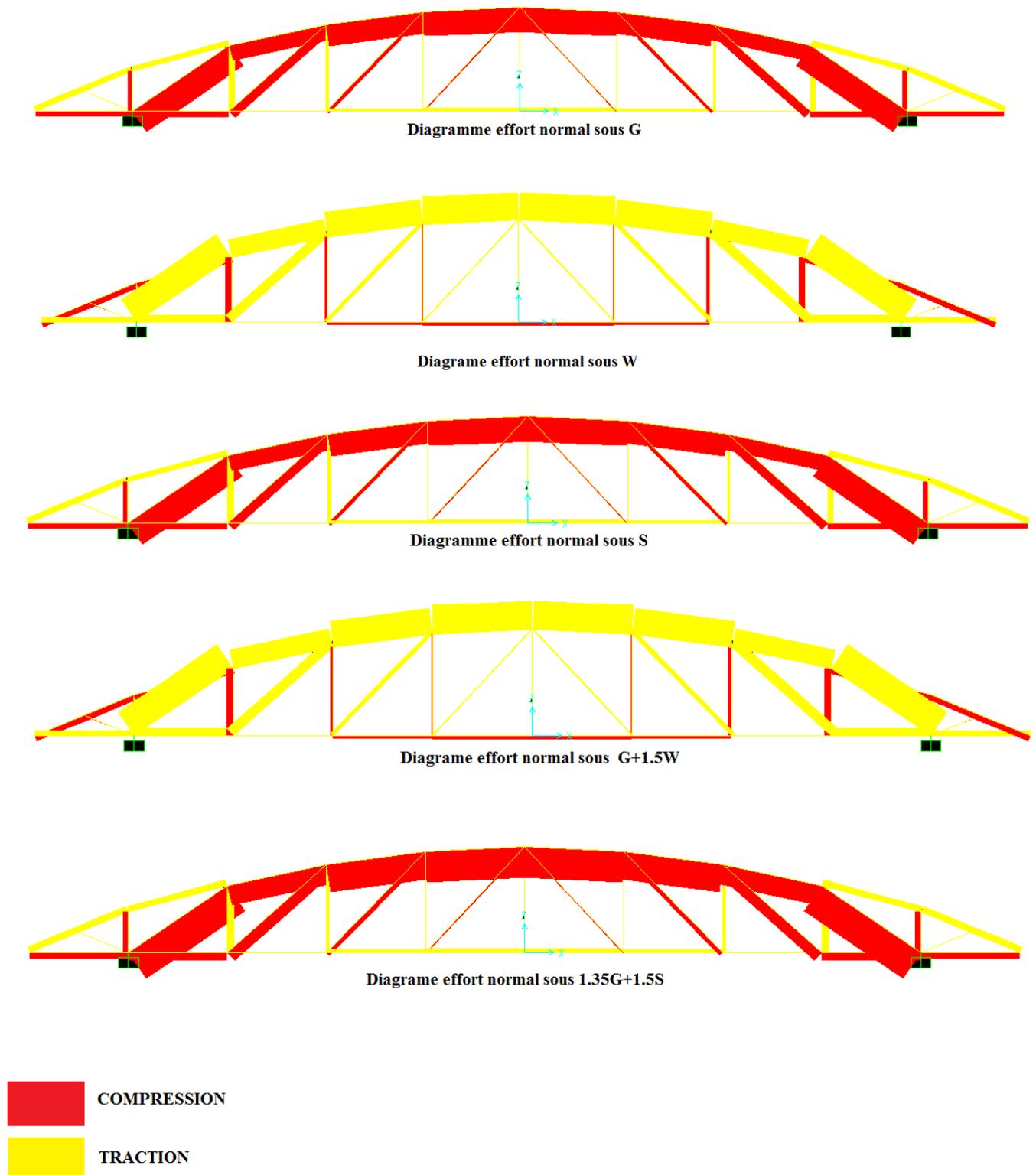
- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5W = 2,02 + 1,5(-7,4) = -9,08 \text{ KN}$$

- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (2,02) + 1,5 \times 1,26 = 4,617 \text{KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D réalisé avec les logiciels ROBOT 2010 et SAP 2000 V11.



**Figure 40** : Diagrammes des efforts normaux dans les éléments de la ferme sous SAP2000

Les sollicitations dans les éléments sont mentionnées dans les deux tableaux suivants :

ELEMENTS		Sous G (KN)	Sous W (KN)	Sous S (KN)	Sous G+1,5W (KN)	Sous 1,35G+1,5S (KN)
<b>Membrures supérieure</b>	S <sub>1</sub>	5,328	-19,517	3,798	-23,948	1,889
	S <sub>2</sub>	5,283	-19,354	3,766	-23,748	12,781
	S <sub>3</sub>	5,044	-18,478	3,596	-22,673	12,203
	S <sub>4</sub>	-16,055	66,285	-12,94	83,373	-4,083
	S <sub>5</sub>	-22,273	91,204	-17,8	114,533	-5,769
	S <sub>6</sub>	-24,585	100,459	-19,606	<b>126,104</b>	<b>-62,598</b>
<b>Membrures inférieur</b>	I <sub>1</sub>	-4,93	18,06	-3,514	22,16	-11,927
	I <sub>2</sub>	-6,201	24,873	-4,852	<b>31,108</b>	<b>-15,649</b>
	I <sub>3</sub>	0,184	-0,741	0,145	-0,927	0,465
	I <sub>4</sub>	2,663	-10,68	2,083	-13,358	6,72
	I <sub>5</sub>	3,354	-13,452	2,624	-16,823	8,464
<b>Diagonales</b>	D <sub>1</sub>	0,063	-0,23	0,045	-0,282	0,152
	D <sub>2</sub>	-24,908	100,092	-19,526	<b>125,231</b>	<b>-62,914</b>
	D <sub>3</sub>	-8,58	34,418	-6,714	43,047	-21,653
	D <sub>4</sub>	-3,558	14,264	-2,782	17,839	-8,976
	D <sub>5</sub>	-1,014	4,065	-0,793	5,083	-2,558
<b>Montants</b>	M <sub>1</sub>	-4,377	17,459	-3,405	<b>21,812</b>	-11,016
	M <sub>2</sub>	5,731	-22,99	4,485	<b>-28,754</b>	14,464
	M <sub>3</sub>	2,552	-10,231	1,996	-12,794	6,438
	M <sub>4</sub>	0,742	-2,974	0,58	-3,719	1,871
	M <sub>5</sub>	0	0	0	0	0

**Tableau 15 :** Les efforts dans les éléments de la ferme (valeurs obtenu par SAP 2000)

ELEMENTS		Sous G (KN)	Sous W (KN)	Sous S (KN)	Sous G+1,5W (KN)	Sous 1,35G+1,5S (KN)
<b>Membrures supérieure</b>	S <sub>1</sub>	-5,49	20,10	-3,91	24,67	-13,28
	S <sub>2</sub>	-5,49	20,10	-3,91	24,67	-13,28
	S <sub>3</sub>	-5,33	19,54	-3,8	23,98	-12,90
	S <sub>4</sub>	14,95	-61,79	12,06	-77,73	38,27
	S <sub>5</sub>	21,47	-87,94	17,16	-110,44	54,73
	S <sub>6</sub>	24,05	-98,27	19,18	<b>-123,36</b>	<b>61,23</b>
<b>Membrues inférieur</b>	I <sub>1</sub>	5,10	-18,69	3,64	-22,93	12,34
	I <sub>2</sub>	6,72	-26,96	5,26	<b>-33,73</b>	<b>16,96</b>
	I <sub>3</sub>	0,03	-0,14	0,03	-0,17	0,09
	I <sub>4</sub>	-2,96	10,81	-2,11	13,52	-6,80
	I <sub>5</sub>	-3,47	13,92	-2,72	17,41	-8,75
<b>Diagonales</b>	D <sub>1</sub>	-0,069	0,23	-0,045	0,275	-0,16
	D <sub>2</sub>	24,35	-97,72	19,06	<b>-122,22</b>	<b>61,47</b>
	D <sub>3</sub>	8,96	-35,96	7,02	-44,98	22,62
	D <sub>4</sub>	3,87	-15,54	3,03	-19,44	9,77
	D <sub>5</sub>	1,12	-4,49	0,88	-5,62	2,83
<b>Montants</b>	M <sub>1</sub>	4,10	-16,46	3,21	<b>-20,59</b>	10,36
	M <sub>2</sub>	-5,97	23,95	-4,67	<b>29,96</b>	-15,07
	M <sub>3</sub>	-2,75	11,03	-2,15	13,80	-6,94
	M <sub>4</sub>	-0,81	3,24	-0,63	4,06	-2,04
	M <sub>5</sub>	0	0	0	0	0

**Tableau 16 :** Les efforts dans les éléments de la ferme (valeurs obtenu par ROBOT 2010)

**N.B :** Les résultats obtenus avec SAP2000 sont plus défavorables ainsi on utilisera ces derniers pour le pré dimensionnement.

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

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux  $N_{sd}$  qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante:

**II.2.3.1 Membrane supérieure :**

$$N^{\max} = 126,104 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{126,104 \cdot 1,1}{23,5} = 5,90 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (40×40×4) de section  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

**II.2.3.2 Membrane inférieure :**

$$N^{\max} = 31,108$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{31,108 \cdot 1,1}{23,5} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (20×20×3) de section  $A_s = 2,24 \text{ cm}^2$

**II.2.3.3 Diagonale :**

$$N^{\max} = 125,231 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{125,231 \times 1,1}{23,5} = 5,86 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (40×40×4) de section  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

**II.2.3.4 Les montants :**

$$N^{\max} = 21,812$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{21,812 \cdot 1,1}{23,5} = 1,02 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (20×20×3) de section  $A_s = 2,24 \text{ cm}^2$

**II.2.4 Vérification des éléments comprimés au flambement :****II.2.4.1 Membrures supérieure :**

$$N^{\max} = -62,598 \text{ KN (-) pour la compression}$$

$$l_k = 210 \text{ cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$I_\beta$  :  $I_z$  d'une seule cornière.

$A_c$  : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 4,47 = 8,94 \text{ cm}^4 ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2[4,47 + 3,08(1,12 + 0,4)^2] = 23,17 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{8,94}{6,16}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{23,17}{6,16}} = 1,94 \text{ cm}$$

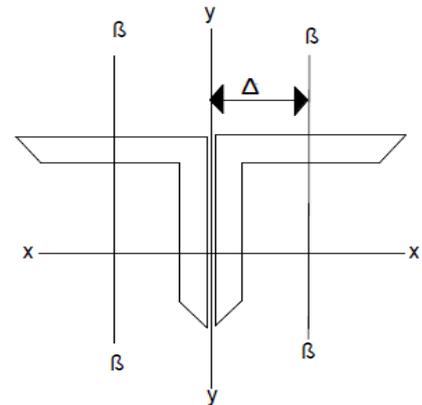
$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{210}{1,2} = 175$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{210}{1,94} = 108,24$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$



**Figure 41** : Doubles cornières

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{175}{93,9} \right] = 1,86$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{108,24}{93,9} \right] = 1,15$$

$$\bar{\lambda}_y > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

courbe (c)  $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,86 - 0,2) + 1,86^2 \right] = 2,63$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{2,63 + \left[ 2,63^2 - 1,86^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,223$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{2,63 + \left[ 2,63^2 - 1,15^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,20$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,20$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,2 \cdot 1,6 \cdot 16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 26,32 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 62,598 \text{ kN} > N_{crd} = 26,32 \text{ kN}$$

**Non vérifiée**

On augmente la section des cornières à **2L (50×50×5)**

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 10,96 = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 10,96 + 4,8(1,4 + 0,4)^2 \right] = 53,024 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{53,024}{9,6}} = 2,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 139,07$$

$$\lambda_z = 89,36$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{139,07}{93,9} \right] = 1,5 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{89,36}{93,9} \right] = 0,95 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,5 - 0,2) + 1,5^2 \right] = 1,94$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,94 + \left[ 1,94^2 - 1,5^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,315$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,94 + \left[ 1,94^2 - 0,95^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,275$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,275$$

$$N_{crd} = 0,275 \cdot 1,9 \cdot 6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 56,4 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 62,598 \text{ kN} > N_{crd} = 56,4 \text{ kN}$$

**Non vérifié**

On augmente la section des cornières à **2L (60x60x5)**

$$2L(60 \times 60 \times 5) \Rightarrow A = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 19,37 = 38,74 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 19,37 + 5,82(1,64 + 0,4)^2 \right] = 87,18 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{38,74}{11,64}} = 1,824 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{87,18}{11,64}} = 2,736 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 115,13$$

$$\lambda_z = 76,75$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{115,13}{93,9} \right] = 1,22 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{76,75}{93,9} \right] = 0,82 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$** 

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,22 - 0,2) + 1,22^2 \right] = 1,5$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,5 + \left[ 1,5^2 - 1,22^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,421$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,5 + \left[ 1,5^2 - 0,82^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,363$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,363$$

$$N_{crd} = 0,363 \cdot 1.11.64 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 89,5 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 62,598 \text{ kN} < N_{crd} = 89,5 \text{ kN}$$

**Vérfifié****II.2.4.2 Membrures inférieures :**

$$N^{\max} = -15,649 \text{ kN}$$

$$l_k = 175 \text{ cm}$$

$$2L (20 \times 20 \times 3), A_s = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 0,39 = 0,78 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 0,39 + 1,12(0,6 + 0,4)^2 \right] = 3,02 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{0,78}{2,24}} = 0,35 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{3,02}{2,24}} = 1,16 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{175}{0,35} = 500$$

$$\lambda_z = \frac{175}{1,16} = 150,86$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{500}{93,9} \right] = 5,32 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{150,86}{93,9} \right] = 1,6 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$** 

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(5,32 - 0,2) + 5,32^2 \right] = 15,9$$

$$\chi_y = \frac{1}{15,9 + [15,9^2 - 5,32^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,032$$

$$\chi_z = \frac{1}{15,9 + [15,9^2 - 1,6^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,0315$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,0315$$

$$N_{crd} = 0,0315 \cdot 1,2 \cdot 24 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 1,5 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 15,649 \text{ kN} > N_{crd} = 1,5 \text{ kN}$$

**Non vérifié**

On augmente la section des cornières à **2L (35×35×4)**

$$2L(35 \times 35 \times 4) \Rightarrow A = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 2,95 = 5,9 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 [2,95 + 5,34(1 + 0,4)^2] = 26,83 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{5,9}{5,34}} = 1,05 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{26,83}{5,34}} = 2,24 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 166,666$$

$$\lambda_z = 78,125$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{166,666}{93,9} \right] = 1,775 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{78,125}{93,9} \right] = 0,832 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 [1 + 0,49(1,775 - 0,2) + 1,775^2] = 2,46$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,46 + [2,46^2 - 1,775^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,240$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,46 + [2,46^2 - 0,832^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,209$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,209$$

$$N_{crd} = 0,209 \cdot 1.5,34 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 23,9 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 15,649 \text{KN} < N_{crd} = 23,9 \text{kN}$$

Vérifié

### II.2.4.3 La diagonale :

$$N^{\max} = -62,914 \text{KN}$$

$$l_k = 225 \text{cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 6,16 \text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 4,47 = 8,94 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 4,47 + 3,08(1,12 + 0,4)^2 \right] = 23,17 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{8,94}{6,16}} = 1,2 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{23,17}{6,16}} = 1,94 \text{cm}$$

$$\lambda_y = 187,5$$

$$\lambda_z = 115,98$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{187,5}{93,9} \right] = 2 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{115,98}{93,9} \right] = 1,235 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(2 - 0,2) + 2^2 \right] = 2,94$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,94 + \left[ 2,94^2 - 2^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,2$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,94 + \left[ 2,94^2 - 1,235^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,178$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,178$$

$$N_{crd} = 0,178 \cdot 1.6,16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 23,466 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 62,914 \text{kN} > N_{crd} = 23,466 \text{kN}$$

Non vérifié

On augmente la section des cornières à **2L (50×50×5)**

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 10,96 = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 10,96 + 9,6(1,4 + 0,4)^2 \right] = 84,128 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{84,128}{9,6}} = 2,96 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 149$$

$$\lambda_z = 76,01$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{149}{93,9} \right] = 1,587 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{76,01}{93,9} \right] = 0,809 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,587 - 0,2) + 1,587^2 \right] = 2,1$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,1 + \left[ 2,1^2 - 1,587^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,287$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,1 + \left[ 2,1^2 - 0,809^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,247$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,247$$

$$N_{crd} = 0,247 \cdot 1.9,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 50,65 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 62,914 \text{ kN} > N_{crd} = 50,65 \text{ kN}$$

**Non vérifié**

On augmente la section des cornières à **2L (50×50×6)**

$$2L(50 \times 50 \times 6) \Rightarrow A = 11,38 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 12,84 = 25,68 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 12,84 + 11,38(1,45 + 0,4)^2 \right] = 103,576 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{25,68}{11,38}} = 1,5 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{103,576}{11,38}} = 3,016 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 150$$

$$\lambda_z = 74,60$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{150}{93,9} \right] = 1,59 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{74,6}{93,9} \right] = 0,8 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,59 - 0,2) + 1,59^2 \right] = 2,104$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,104 + \left[ 2,104^2 - 1,59^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,287$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,104 + \left[ 2,104^2 - 0,8^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,247$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,247$$

$$N_{crd} = 0,247 \cdot 1 \cdot 11,38 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 60,05 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 62,914 \text{ kN} > N_{crd} = 60,05 \text{ kN}$$

**Non vérifié**

On augmente la section des cornières à **2L (60×60×5)**

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 19,37 = 38,74 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 19,37 + 11,64(1,64 + 0,4)^2 \right] = 135,622 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{38,74}{11,64}} = 1,824 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{135,622}{11,64}} = 3,413 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 123,35$$

$$\lambda_z = 65,92$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{123,35}{93,9} \right] = 1,31 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{65,92}{93,9} \right] = 0,7 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,31 - 0,2) + 1,31^2 \right] = 1,63$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,63 + \left[ 1,63^2 - 1,31^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,384$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,63 + \left[ 1,63^2 - 0,7^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,322$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,322$$

$$N_{crd} = 0,322 \cdot 1.11,64 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 80,07 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 62,914 \text{ KN} < N_{crd} = 80,07 \text{ kN}$$

Vérfifié

**II.2.4.4 Le montant :**

$$N^{\max} = -28,754 \text{ KN}$$

$$l_k = 140 \text{ cm}$$

$$2L(20 \times 20 \times 3) \Rightarrow A = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 0,39 = 0,78 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 0,39 + 2,24(0,6 + 0,4)^2 \right] = 5,26 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{0,78}{2,24}} = 0,6 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{5,26}{2,24}} = 1,53 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{140}{0,6} = 233,34$$

$$\lambda_z = \frac{140}{1,53} = 91,5$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{157,14}{93,9} \right] = 2,48 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{91,5}{93,9} \right] = 0,974 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(2,48 - 0,2) + 2,48^2 \right] = 4,13$$

$$\chi_y = \frac{1}{4,13 + \left[ 4,13^2 - 2,48^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,134$$

$$\chi_z = \frac{1}{4,13 + \left[ 4,13^2 - 0,974^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,123$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,123$$

$$N_{crd} = 0,123 \cdot 1,2,24 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 5,88 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 28,754 \text{ KN} > N_{crd} = 5,88 \text{ kN}$$

**Non vérifié**

On augmente la section des cornières a **2L (35×35×4)**

$$A = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 2,95 = 5,9 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 2,95 + 2,67(1 + 0,4)^2 \right] = 16,366 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{5,9}{5,34}} = 1,05 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{16,366}{5,34}} = 1,75 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 133,34$$

$$\lambda_z = 80$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{133,34}{93,9} \right] = 1,42 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{80}{93,9} \right] = 0,85 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,42 - 0,2) + 1,42^2 \right] = 1,8$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,8 + [1,8^2 - 1,42^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,344$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,8 + [1,8^2 - 0,85^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,295$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,295$$

$$N_{crd} = 0,295 \cdot 1,5 \cdot 34 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 33,68 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 28,754 \text{ KN} < N_{crd} = 33,68 \text{ KN}$$

Vérfifié

**Remarque :**

En ce qui concerne les montants de rives, et afin de réaliser un assemblage encastré sur les poteaux en béton armé, vue les raisons constructives, on prendra des HEA100 qu'on vérifiera par la suite après modélisation.

**II.2.5 Dimensions adoptées**

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	<b>2L (60×60×5)</b>
Membrures inférieures	<b>2L (35×35×4)</b>
Les diagonales	<b>2L (60×60×5)</b>
Les montants	<b>2L (35×35×4)</b>
Les montants de rives	<b>HEA100</b>

**Tableau 17 :** Les sections des éléments de la ferme adoptés

## II.2.6 Calcul du poids réel de la ferme

### Membrure supérieure :

2L (60×60×5) à 9.14 kg/ml.

Longueur : 21.2 m

Poids des membrures supérieures ( $W_{ms}$ ) = 193.768 kg.

### Membrure inférieure :

2L (35×35×4) à 4.18 kg/ml.

Longueur : 20.6 m

Poids des membrures inférieures ( $W_{mi}$ ) = 86.108 kg.

### Montants :

2L (35×35×4) à 4.18 kg/ml.

Longueur totale : 14.92m

Poids des montants ( $W_m$ ) = 63.365 kg.

### Diagonales :

2L (60×60×5) à 9.14 kg/ml.

Longueur totale : 12.22 m

Poids des diagonales ( $W_d$ ) = 111.691 kg.

Poids total de la ferme :

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 193.768 + 86.108 + 63.365 + 111.691 = 454.932 \text{ kg.}$$

Nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

Poids total de la ferme est :  $454,932 + 90.9864 = 545.9184 \text{ kg.}$

## II.3 Pré dimensionnement des éléments en béton :

### II.3.1 Les poutres de chainages :

Elles sont déposées sur les poteaux, leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{CBA93})$$

$L_{\max}$  : portée maximale entre nœuds d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 550 \text{ cm}$$

$$36.66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

- **Vérification :**

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

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{RPA99 V2003 Art 7.5.1}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

On a :  $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  vérifiée

$h/b = 40/30 = 1,33 < 4$

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section  $(b \times h) = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

**II.3.2 Les poteaux :**

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée et vérification au flambement.

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces.

Le RPA 99 préconise en zone sismique IIa que

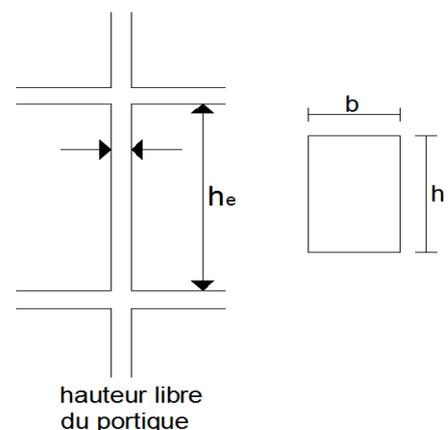
Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

➤  $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$

➤  $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$

➤  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

➤  $h_e$  : la hauteur libre de portique



**Figure 42 :** Dimensions du poteau

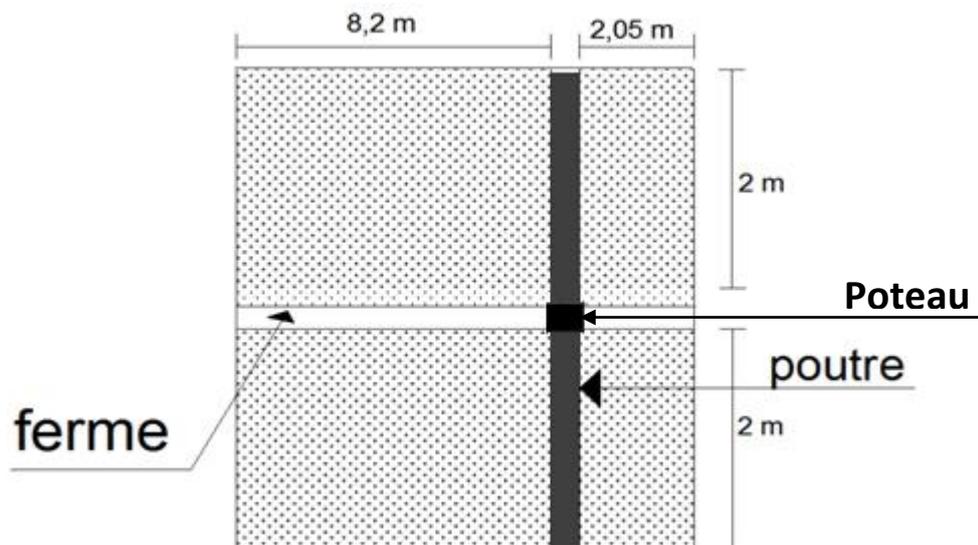
On a :  $h_e = 3,50 \text{ m}$ .

On adopte préalablement la section des poteaux :

$$b_1 \times h_1 = (40 \times 50) \text{ cm}^2$$

**II.3.2.1 Descente de charge :**

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du haut vers le bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.



**Figure 43 :** Surface afférente d'un poteau

La surface afférente :

$$S = 10,55 \times 4,55 = 48 \text{ m}^2$$

**a) Les charges et surcharges :**

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....	0,14 × 48 = 6,72 KN
Poids propre d'accessoires d'attache .....	0,08 × 48 = 4,344 KN
Poids propre des contreventements (poids forfaitaire) .....	0,04 × 48 = 1,44 KN
Poids propre de la ferme .....	2,73 KN
Poids propre de la panne .....	(0,104 × 6) × 4 = 2,496 KN
Poids propre des poutres .....	25 × (4 × 0,4 × 0,3) × 2 = 24 KN
Poids propre des murs .....	1,8 × 1,5 × 10,15 = 27,40 KN
Poids propre des poteaux .....	25 × (6 × 0,5 × 0,4) = 30 KN

**Poids total G= 99.13KN**

**b) Effet de la neige :**

$$N_n = 0,3 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0,3 \times 48 = 14,4 \text{ KN}$$

**II.3.2.2 Vérification du poteau**

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1,35 \times 99,13 + 1,5 \times 14,4 = 155,42 \text{ KN}$$

**A- Vérification à la compression simple :**

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad \text{avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{155,42 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,01 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0,5 \times 0,4 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$B > 0,01 \quad \text{Vérifier}$$

**B- Vérification au flambement :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

Le rapport  $A_s/B = 2\%$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,5 = 2,45m$$

$$B = 0,5 \times 0,4 = 0,2m^2$$

$$I = \frac{0,4 \times 0,5^3}{12} = 4,166 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{4,166 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,144$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,45}{0,144} = 17,01 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{17,01}{35}\right)^2} = 0,774$$

$$B_r \geq \frac{155,42 \times 10^{-3}}{0,774 \times \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{1,15} \times 0,02 \right]} = 7,85 \times 10^{-3} m^2$$

$$\text{On a } B_r = (50 - 2,5) \times (40 - 2,5) = 0,178m^2$$

$$B_r = 0,178 > 0,00785$$

Donc le poteau ne risque pas au flambement

### II.3.3 Dimensions adoptées

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ❖ Les poutres de chainages       $40 \times 30 \text{ cm}^2$
- ❖ Poteaux                               $50 \times 40 \text{ cm}^2$

---

# ***Chapitre III :*** ***Etude sismique***

---

### III.1 Introduction

Les risques liés à l'activité sismique sont omniprésents, et de plus en plus prépondérants, provoquant ainsi d'importants dommages matériels et le plus souvent des pertes humaines. En tant que spécialiste en génie civil (étudiant, ingénieur, master.....), il est de notre devoir, voir de notre responsabilité, d'assurer la stabilité des structures ainsi que leur bon comportement durant les séismes. Il existe pour cela les recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA99 V2003) en vigueur qu'il suffit juste d'appliquer de manière rigoureuse afin de minimiser les risques encourus lors d'un séisme.

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toutes les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où la mieux concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

#### Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### III.2 Description de ROBOT :

Le logiciel **Robot** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),

- la possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),

-la possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread),

-la possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,

-la possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement),

-la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Le logiciel **Robot** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

### Différents types de structures sur ROBOT :

Après la sélection de l'option *Avancé...*, la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

La signification des icônes (pour lesquels une info-bulle est affichée si vous positionnez le pointeur sur l'icône) affichés dans la fenêtre représentée ci-dessus est la suivante :

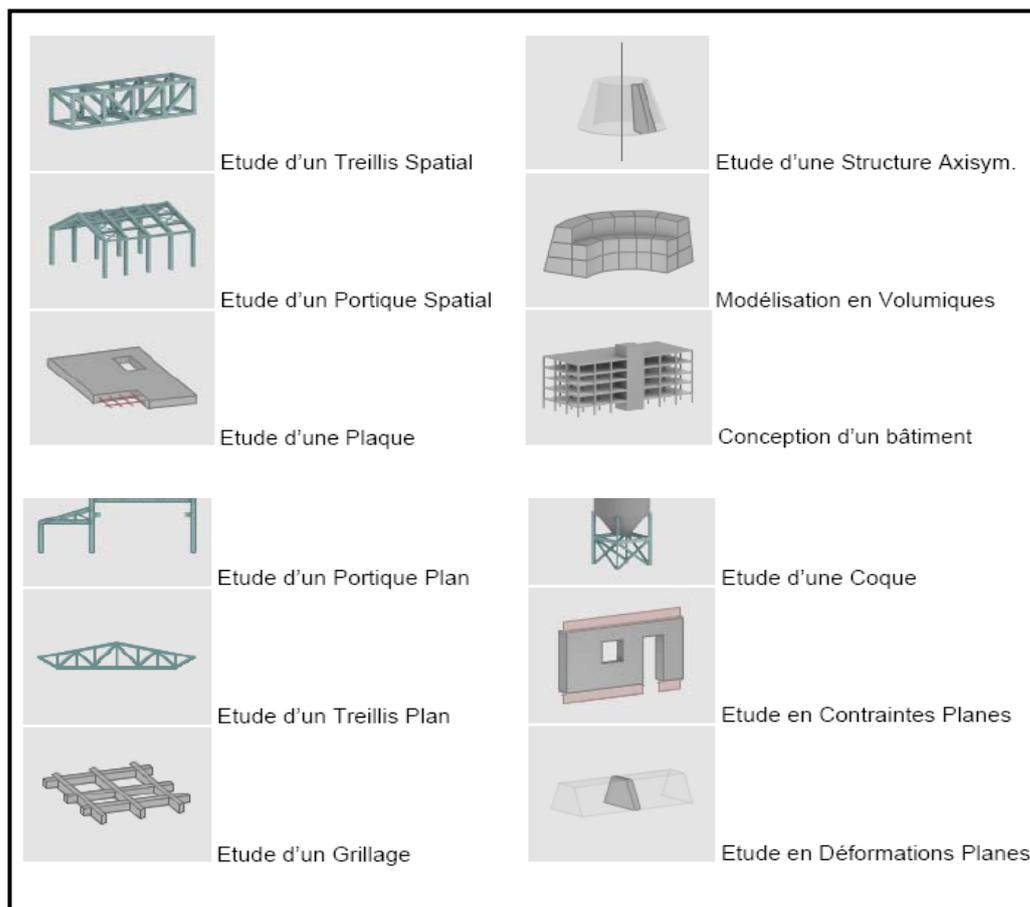


Figure 44 : Types de structure sous Robot

### III.3 Analyse de la structure

#### III.3.1 Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
  - Poids propre de la structure.
  - Les effets dus aux actions climatiques.
  
- Les chargements dynamiques :
  - Les effets sismiques.

#### III.3.2 Méthodes de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « *RPA99 version 2003* ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### III.3.2.1 la méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle baser sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

##### 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 efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### b) Calcul de la force sismique totale :

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, horizontale et orthogonale selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

**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 la Zone IIa et un Groupe d'usage **1B** Nous trouverons :

**A = 0.2.**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

**D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

**T1, T2** : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du [RPA99/ version 2003], site (S2) : **T1 (sec) = 0.15s T2 (sec) = 0.4s.**

( $\eta$ ) : 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.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc  $\xi = 6\%$

D'où :  $\eta = 0,935 > 0.7$

#### Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 8,4 \text{ m.}$$

$C_T$  = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie

$$\text{D'où : } C_T = 0,075$$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,075 \times 8,4^{3/4} = 0,37s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 0,935 = 2,34$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Portique autostables en beton armé sans remplissage en maçonnerie rigide : **R = 5**

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la constriction.  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Critère de qualité "q"	$P_q$
1. conditions minimales sur les files porteuses	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,05
$\sum P_q$	0,2

**Tableau 18** : Pénalité de vérification selon le RPA99V2003

$$Q = 1 + 0,2 = 1,2$$

**W** : poids total de la structure.

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas  $\beta = 0,3$

$$W = 2646,21 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,2 \times 2,34 \times 1,20}{5} \times 2646,21 = 297,22 \text{ KN}$$

### III.3.2.2 La méthode spectrale

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.

#### a) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients  $A, \eta, R, T_1, T_2, Q$  : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,15 \quad A = 0,2 \quad \eta = 0,935 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s$$

**b) Nombre de modes de vibrations à considérer :**

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

**c) Résultat de calcul :**

$$V_d^x = 223.18KN < 0.8 \times 297,22 = 237,77 KN \quad \text{Non vérifiée}$$

$$V_d^y = 182,37 < 0.8 \times 297,22 = 237,77 KN \quad \text{Non vérifiée}$$

D'après l'article 4.3.6 de l'RPA, si  $V_t < 0.8V$  on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) en multipliant  $E_x, E_y$  par le rapport  $0.8V/V_t = [1,07, 1,31]$  respectivement.

**c.1 - Pourcentage de participation de masse :**

Mode	Période (s)	Suivant X	Suivant Y	Suivant Z	Somme suivant X	Somme suivant Y	Somme suivant Z
1	0,36	50,56	0	0	50,56	0,00	0
2	0,30	0	38,80	0	50,56	38,80	0
3	0,30	0	0	0	50,56	38,80	0
4	0,29	0	0	0	50,56	38,80	0
5	0,26	0	0	0	50,56	62,42	0
6	0,25	31,11	0	0	81,67	62,42	0,01
7	0,24	0	0	0	81,67	62,42	0,01
8	0,22	0	0	0	81,67	62,42	0,01
9	0,22	0	0	0	81,67	62,42	0,01
10	0,22	0	0	0	81,67	62,42	0,01
11	0,22	0	0	0	81,67	62,42	0,01
12	0,22	0	0	0	81,67	62,42	0,01

13	0,22	0,02	0	0,01	81,69	62,42	0,02
14	0,22	0	0	0	81,69	62,42	0,02
15	0,22	0,01	0	0	81,70	62,42	0,02
16	0,21	0	0	0	81,70	62,42	0,03
17	0,21	0	0	0	81,70	62,42	0,05
18	0,21	0	0	0	81,70	62,42	0,05
19	0,19	11,01	0	0	92,71	62,42	0,05
20	0,19	0	0,04	0	92,72	62,45	0,05

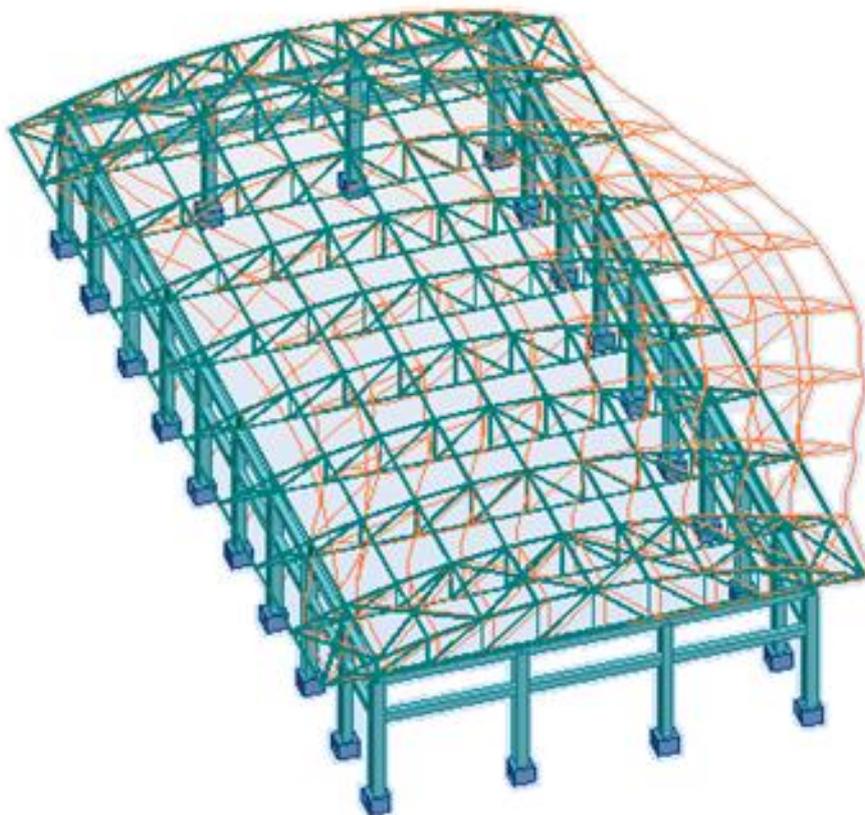
**Tableau 19** : Pourcentage de participation massique

### c.2 - Les réponses modales de la structure :

- **Déformation modale :**

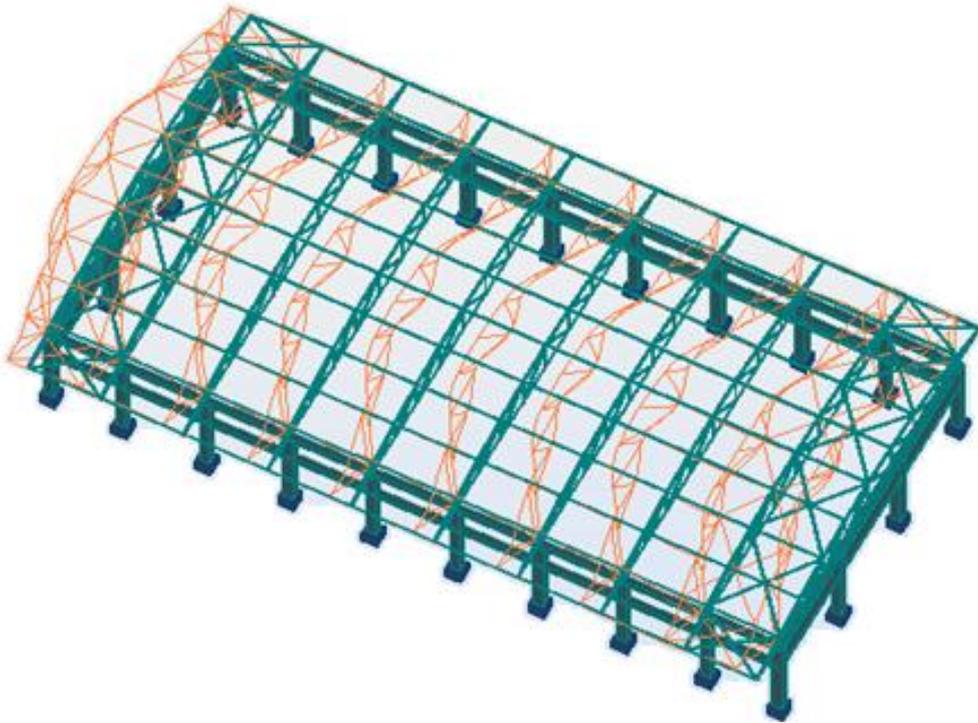
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrée par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant X-X, période  $T = 0,36$  s, taux de participation de la masse 50,56%**



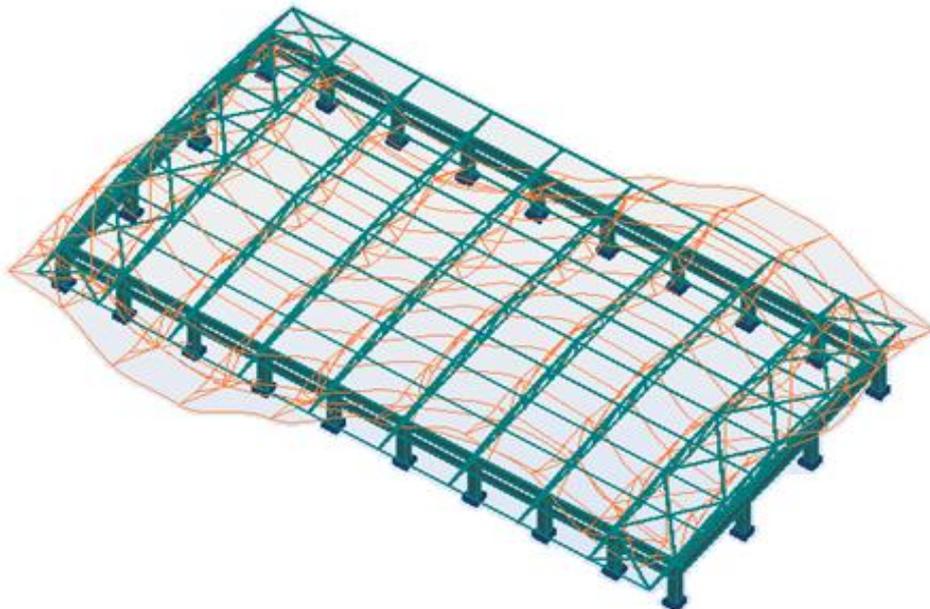
**Figure 45** : Mode de déformation (1)

- **Mode 2 : Translation suivant Y-Y , période  $T = 0,3s$  , taux de participation de la masse 38,8%**



**Figure 46 :** Mode de déformation (2)

- **Mode 3 : Rotation, période  $T = 0,3s$**



**Figure 47 :** Mode de déformation (3)

### III.4 Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

#### III.4.1 Les combinaisons de calcul

**Notation :**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

- W1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- W1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- W2D : Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.
- W2S : Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + 1,5W1D	G + W1D
G + 1,5W1S	G + W1S
G + 1,5W2D	G + W2D
G + 1,5W2S	G + W2S
1,35G + 1,5 Q	G + Q
1,35G + 1,5 S	G + S
G + Q + E	
G + Q - E	
G + Q + 1,2E	
G + Q - 1,2E	
0,8G + E	
0,8G - E	

**Tableau 20** : Combinaisons de calcul

### III.4.2 Vérification des déplacements

#### 1<sup>er</sup> Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

#### Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)I}$$

Ou h : hauteur du poteau

#### Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G + 1,5WS1	1,35G+1,5S	0,5	0,1
Suivant Y	G + 1,5WS2	1,35G+1,5S	1	0,4
Suivant Z	G + 1,5WS1	1,35G+1,5S	1,3	0,1

**Tableau 21** : Déplacement max en situation durable

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{600}{150} = 4cm \\ \frac{h}{125} = \frac{600}{125} = 4,8cm \\ \frac{L}{200} = \frac{1560}{200} = 7,8cm \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

**2<sup>ème</sup> Cas : situation accidentelle :**

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

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 sismiques.

$R$  : coefficient de comportement  $R=5$ .

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0,8	0,8

**Tableau 22** : Déplacement relatif des niveaux

$$\frac{h}{100} = \frac{840}{100} = 8,4cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 8,4 cm, donc ils sont vérifiés.

**III.4.3 Effet de deuxième ordre**

Les effets de seconde ordre (ou effet  $P-\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau «  $k$  ».

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau «  $k$  ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau «  $k$  » par rapport au niveau «  $k-1$  ».

$h_k$  : hauteur de l'étage «  $k$  ».

- Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

• **Sens X-X :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	$\theta_k$
8,75	0,8	2646,21	238,81	8,4	0,095	0,0105

**Tableau 23 :** Effet P- $\Delta$  suivant X-X

$\theta_k = 0,0105 < 0,1$  , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

• **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	$\theta_k$
8,75	0,8	2646,21	238,61	8,4	0,085	0,0093

**Tableau 24 :** Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y

$\theta_k = 0,0093 < 0,1$  , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

---

***Chapitre IV :***  
***Vérification des éléments de la***  
***toiture***

---

## IV.1 Introduction

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre précédent et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...ect) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

## IV.2 Vérification des éléments de la ferme

### IV.2.1 A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

### IV.2.2 Au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

### IV.2.3 La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$N_{sd}$  : Effort normal sollicitant.

$N_{rd}$  : Effort résistant.

#### - Membrures supérieures

##### - Traction :

$$N_{sd} = 96,47 \text{ KN}$$

$$A_s = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{11,64 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 248,67 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{rd}$$

Vérifié

##### - Flambement :

$$N_{sd} = 73,95 \text{ KN}$$

$$A_s = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 38,74 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 92,03 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{38,74}{11,64}} = 1,82 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{92,03}{11,64}} = 2,81 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{210}{1,82} = 115,38$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{210}{2,81} = 74,73$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{115,38}{93,9} \right] = 1,23 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{74,73}{93,9} \right] = 0,8$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,23 - 0,2) + 1,23^2 \right] = 1,5$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,5 + \left[ 1,5^2 - 1,23^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,424$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,5 + \left[ 1,5^2 - 0,8^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,36$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,36$$

$$N_{rd} = 0,36 \cdot 1 \cdot 11,64 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 89,52 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 73,95 \text{ KN} < N_{rd} \quad \text{Vérifié}$$

- **Les diagonales**- **Traction :**

$$N_{sd} = -81,63 \text{ KN}$$

$$A_s = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{11,64 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 248,67 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{rd}$$

Vérfifié

- **Flambement :**

$$N_{sd} = 78,98 \text{ KN}$$

$$A_s = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 38,74 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 92,03 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{38,74}{11,64}} = 1,82 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{92,03}{11,64}} = 2,81 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{240}{1,82} = 131,87$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{240}{2,81} = 85,41$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \text{ E} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{131,87}{93,9} \right] = 1,4 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{85,41}{93,9} \right] = 0,91$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$** 

$$\Phi_Y = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\Phi_Y = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,4 - 0,2) + 1,4^2 \right] = 1,77$$

$$\Phi_Z = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\Phi_Z = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,91 - 0,2) + 0,91^2 \right] = 1,088$$

$$\chi_Y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,77 + \left[ 1,77^2 - 1,4^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,35$$

$$\chi_Z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,088 + \left[ 1,088^2 - 0,91^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,59$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_Y, \chi_Z) = 0,35$$

$$N_{rd} = 0,35 \cdot 1.11,64 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 87,03 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 78,98 \text{ KN} < N_{rd} \quad \text{Vérfifié}$$

**Les montants****- Traction :**

$$N_{sd} = -17,13 \text{ KN}$$

$$A_s = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{5,34 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 113,86 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{rd} \quad \text{Vérfifié}$$

**- Flambement :**

$$N_{sd} = 36,05 \text{ KN}$$

$$A_s = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$I_Z = 2 \left[ I_\beta + A_c \times \Delta^2 \right]$$

$$I_y = 5,9 \text{ cm}^4$$

$$I_Z = 17,9 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5,9}{5,34}} = 1,05 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{17,9}{5,34}} = 1,83 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{140}{1,05} = 133,33$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{140}{1,83} = 76,50$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{133,33}{93,9} \right] = 1,42 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{76,50}{93,9} \right] = 0,81$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,42 - 0,2) + 1,42^2 \right] = 1,8$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,8 + \left[ 1,8^2 - 1,42^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,34$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,8 + \left[ 1,8^2 - 0,81^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,30$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,30$$

$$N_{rd} = 0,30 \cdot 1,5 \cdot 34 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 34,16 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 36,05 \text{ KN} > N_{rd} \quad \text{Non vérifié}$$

**On augmente la section des montants à 2L (40x40x4).**

$$A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 25,10 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2,018 \text{ cm}$$

$$i_z = 1,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{140}{2,018} = 69,37$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{140}{1,2} = 116,66$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,73 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,24 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,24 - 0,2) + 1,24^2 \right] = 1,523$$

$$\chi_y = 0,41$$

$$\chi_z = 0,35$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,35$$

$$N_{crd} = 0,35 \cdot 1,6 \cdot 16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 46,06 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 36,05 \text{ KN} < N_{crd} = 46,06 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

**Membrures inferieurs**

- **Traction :**

$$N_{sd} = -67,76 \text{ KN}$$

$$A_s = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{5,34 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 113,86 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{rd} \quad \text{Vérfié}$$

- **Flambement :**

$$N_{sd} = 79,36 \text{ KN}$$

$$A_s = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2 \left[ I_\beta + A_c \times \Delta^2 \right]$$

$$I_y = 5,9 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 17,9 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5,9}{5,34}} = 1,05 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{17,9}{5,34}} = 1,83 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{211}{1,05} = 200,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{211}{1,83} = 115,3$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{200,9}{93,9} \right] = 2,14 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{115,3}{93,9} \right] = 1,22$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(2,14 - 0,2) + 2,14^2 \right] = 3,26$$

EC3 Art 5.5.1.2

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{3,26 + \left[ 3,26^2 - 2,14^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,175$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{3,26 + \left[ 3,26^2 - 1,22^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,166$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,166$$

$$N_{rd} = 0,166 \cdot 1,5 \cdot 34 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 22,17 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 79,36 \text{ KN} > N_{rd} \quad \text{Non vérifié}$$

On devra augmenter la section des membrures inférieures, soit **2L (50x50x5)**

- **Flambement :**

$$N_{sd} = 82,67 \text{ KN}$$

$$A_s = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 56,59 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{211}{1,51} = 139,73$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{56,59}{9,6}} = 2,46 \text{ cm} \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{211}{2,46} = 85,77$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{139,73}{93,9} \right] = 1,49 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{85,77}{93,9} \right] = 0,91$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z > 0,2 \end{array} \right.$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

EC3 Art 5.5.1.2

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,49 - 0,2) + 1,49^2 \right] = 1,92$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,92 + \left[ 1,92^2 - 1,49^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,32$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,92 + \left[ 1,92^2 - 0,91^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,277$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,277$$

$$N_{rd} = 0,277 \cdot 1,9,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 56,87,17 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 82,67 \text{ KN} > N_{rd} \quad \text{Non vérifié}$$

On devra augmenter la section des membrures inférieures, soit **2L (60x60x5)**

- **Flambement :**

$$N_{sd} = 83,57 \text{ KN}$$

$$A_s = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 38,74 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 92,03 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{38,74}{11,64}} = 1,82 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{211}{1,82} = 115,93$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{92,03}{11,64}} = 2,81 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{211}{2,81} = 75,09$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{115,93}{93,9} \right] = 1,23 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{75,09}{93,9} \right] = 0,8 \quad \begin{cases} \bar{\lambda}_y > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,23 - 0,2) + 1,23^2 \right] = 1,508$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,8 - 0,2) + 0,8^2 \right] = 1,287$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,508 + \left[ 1,508^2 - 1,23^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,42$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,287 + \left[ 1,287^2 - 0,8^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,435$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,42$$

$$N_{rd} = 0,42 \cdot 11,64 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 104,44 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 83,57 \text{ KN} < N_{rd}$$

**Vérfié**

### IV.3 Dimensionnement des diagonales de contreventements

#### IV.3.1 Introduction

Les contreventements ont pour rôle d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant aux efforts horizontaux : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants poutres au vent, poutre sablière, en façade (palées de stabilité).

#### IV.3.2 Calcul de la poutre au vent en pignon

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

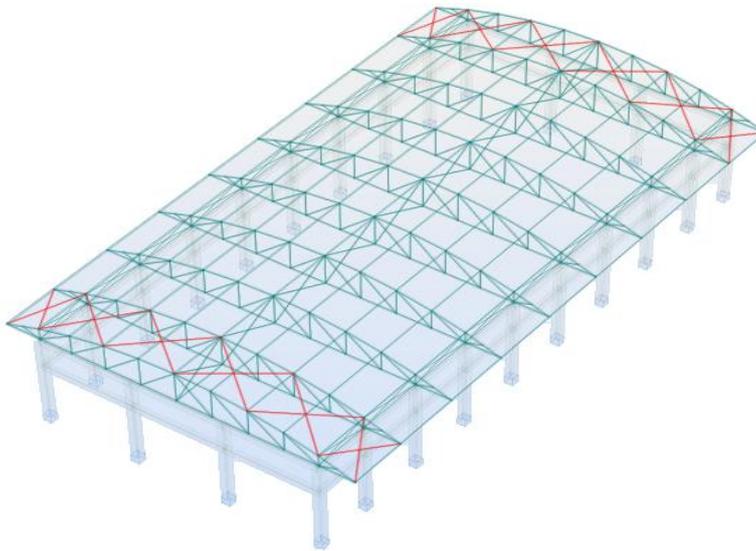


Figure 48 : Poutre au vent en pignon

##### IV.3.2.1 Schéma statique de la poutre au vent

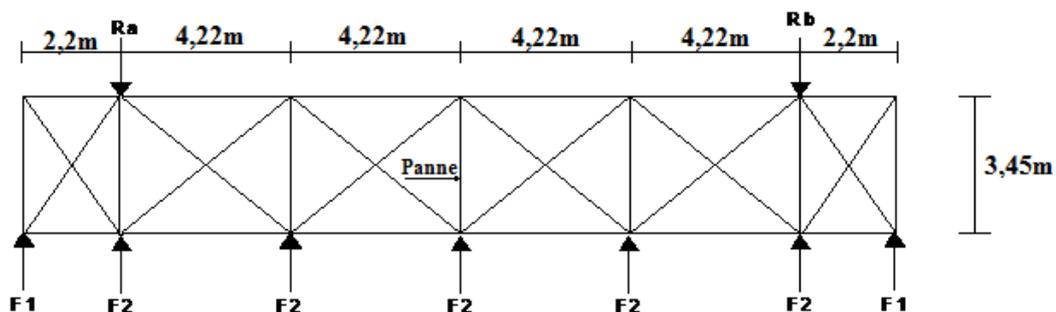


Figure 49 : Schéma statique de la poutre au vent en pignon

Les efforts sollicitant la poutre sont tirés du logiciel, et rapporté sur le tableau suivant :

Elément	Combinaisons	N <sub>sd</sub> (KN)
Compression	G+Q+Ey	14,59
Traction	0,8G-Ey	-35,49

**Tableau 25** : Les efforts dans les éléments de contreventement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{N_{t,d}}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 35,49 < \frac{A \times 23,5}{1,1}$$

$$A > 1,66 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 2L(35x35x4)

**b) Vérification au flambement :**

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)
5 Barre_5	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	194.64	111.75	0.24	15 G+1.5VS2	0.00	32 G+VS1
6 DIAG DE CONT	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	194.64	111.75	0.04	15 G+1.5VS2	0.00	32 G+VS1
7 DIAG DE CONT	RE	2 CAE 35x4	ACIER E24	255.70	146.80	1.13	18 G+Q+Ey	0.00	32 G+VS1
8 DIAG DE CONT	RE	2 CAE 35x4	ACIER E24	255.70	146.80	1.02	26 0.8G+EY	0.00	1*6
9 DIAG DE CONT	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	259.12	148.76	0.71	18 G+Q+Ey	0.00	32 G+VS1
10 DIAG DE CON	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	259.12	148.76	0.63	18 G+Q+Ey	0.00	32 G+VS1
11 DIAG DE CON	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	194.64	111.75	0.24	36 G+1.5VS1	0.00	32 G+VS1
12 DIAG DE CON	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	194.64	111.75	0.07	36 G+1.5VS1	0.00	34 G+Q
13 DIAG DE CON	RE	2 CAE 35x4	ACIER E24	255.70	146.80	1.13	18 G+Q+Ey	0.00	32 G+VS1
14 DIAG DE CON	RE	2 CAE 35x4	ACIER E24	255.70	146.80	1.02	26 0.8G+EY	0.00	32 G+VS1
15 DIAG DE CON	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	259.12	148.76	0.70	18 G+Q+Ey	0.00	32 G+VS1
16 DIAG DE CON	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	259.12	148.76	0.63	18 G+Q+Ey	0.00	32 G+VS1
1204 DIAG DE C	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	194.64	111.75	0.20	15 G+1.5VS2	0.00	33 G+VS2
1205 DIAG DE C	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	194.64	111.75	0.41	15 G+1.5VS2	0.00	32 G+VS1
1206 DIAG DE C	RE	2 CAE 35x4	ACIER E24	255.70	146.80	1.02	26 0.8G+EY	0.00	32 G+VS1
1207 DIAG DE C	RE	2 CAE 35x4	ACIER E24	255.70	146.80	1.13	18 G+Q+Ey	0.00	33 G+VS2
1208 DIAG DE C	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	259.12	148.76	0.63	18 G+Q+Ey	0.00	33 G+VS2
1209 DIAG DE C	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	259.12	148.76	0.71	18 G+Q+Ey	0.00	33 G+VS2
1210 DIAG DE C	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	194.64	111.75	0.20	15 G+1.5VS2	0.00	33 G+VS2
1211 DIAG DE C	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	194.64	111.75	0.41	15 G+1.5VS2	0.00	32 G+VS1
1212 DIAG DE C	RE	2 CAE 35x4	ACIER E24	255.70	146.80	1.02	26 0.8G+EY	0.00	32 G+VS1
1213 DIAG DE C	RE	2 CAE 35x4	ACIER E24	255.70	146.80	1.13	18 G+Q+Ey	0.00	32 G+VS1
1214 DIAG DE C	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	259.12	148.76	0.63	18 G+Q+Ey	0.00	33 G+VS2
1215 DIAG DE C	OK	2 CAE 35x4	ACIER E24	259.12	148.76	0.70	18 G+Q+Ey	0.00	33 G+VS2

**Tableau 26** : Vérification des sections des éléments de la poutre au vent par le ROBOT

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 17,87$$

$$l_k = \frac{538}{2} = 269 \text{ cm} \quad (\text{Assemblage articulé au milieu de la barre})$$

$$2L(35 \times 35 \times 4) \Rightarrow A = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 5,9 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 17,9 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5,9}{5,34}} = 1,05 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{269}{1,05} = 256,19$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{17,9}{5,34}} = 1,83 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{269}{1,83} = 147$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{256,19}{93,9} \right] = 2,73 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{147}{93,9} \right] = 1,56 \quad \begin{cases} \bar{\lambda}_y > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + 0,49(2,73 - 0,2) + 2,73^2 \right] = 4,84$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,56 - 0,2) + 1,56^2 \right] = 2,05$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{4,84 + \left[ 4,84^2 - 2,73^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,113$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{2,05 + \left[ 2,05^2 - 1,56^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,2958$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,113$$

$$N_{rd} = 0,113 \cdot 1,5,34 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 12,87 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 14,59 \text{ KN} > N_{rd} = 12,87 \text{ KN}$$

**Non vérifié**

On augmente la section des diagonales à 2L (40x40x4).

Calcul ROBOT :

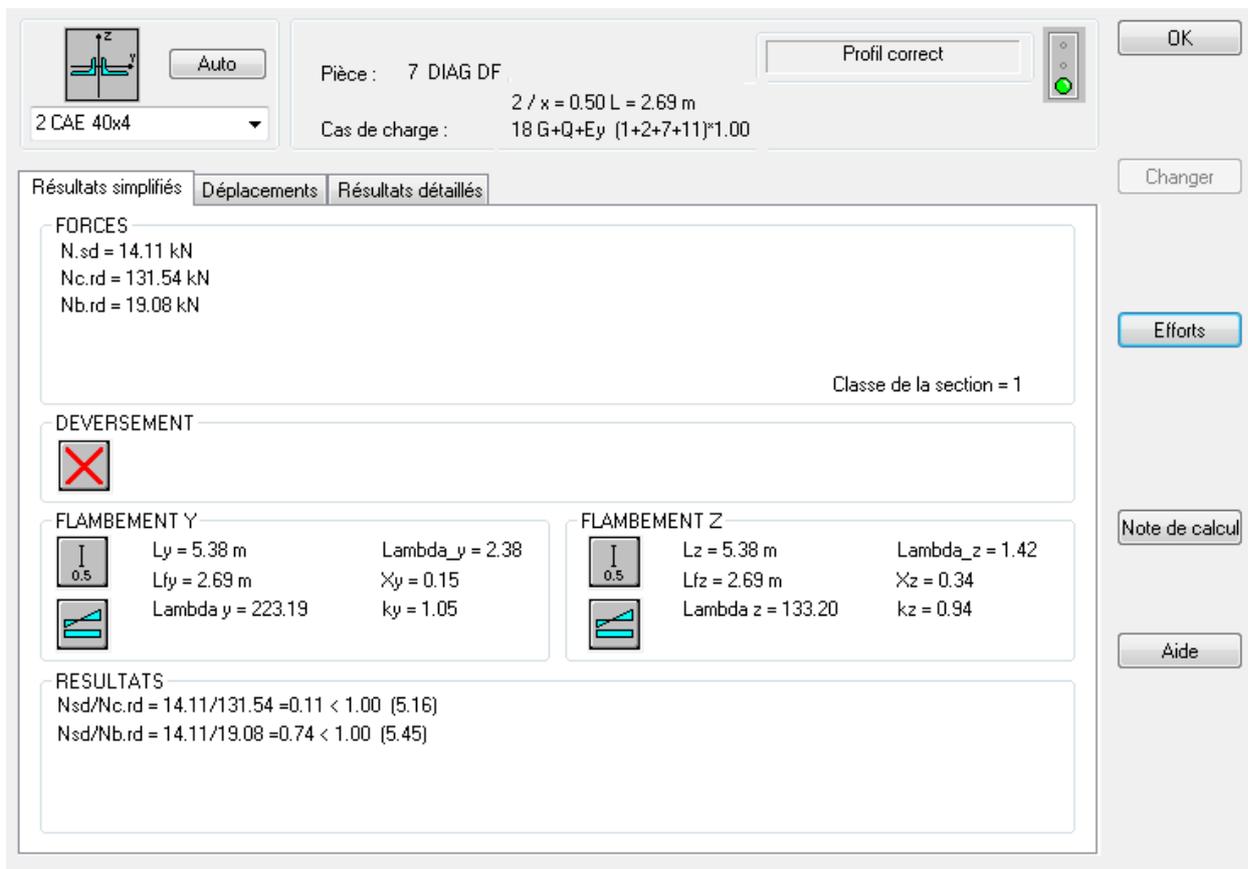


Figure 50 : Vérification de la section de la poutre au vent selon le ROBOT

Elément	Combinaisons	N <sub>sd</sub> (KN)
Compression	G+Q+Ey	14,11
Traction	0,8G-Ey	-40,52

Tableau 27 : Nouveaux efforts dans les éléments de contreventement

a) Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 40,52 \text{ kN} \leq N_{rd} = \frac{6,16 \times 23,5}{1,1} = 131,6 \text{ kN} \quad \text{Vérfifié}$$

**b) Vérification au flambement :**

$$A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 25,10 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2,018 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = 133,3$$

$$i_z = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_z = 224,16$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,42 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,39 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$** 

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,42 - 0,2) + 1,42^2 \right] = 1,807$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[ 1 + 0,49(2,39 - 0,2) + 2,39^2 \right] = 3,9$$

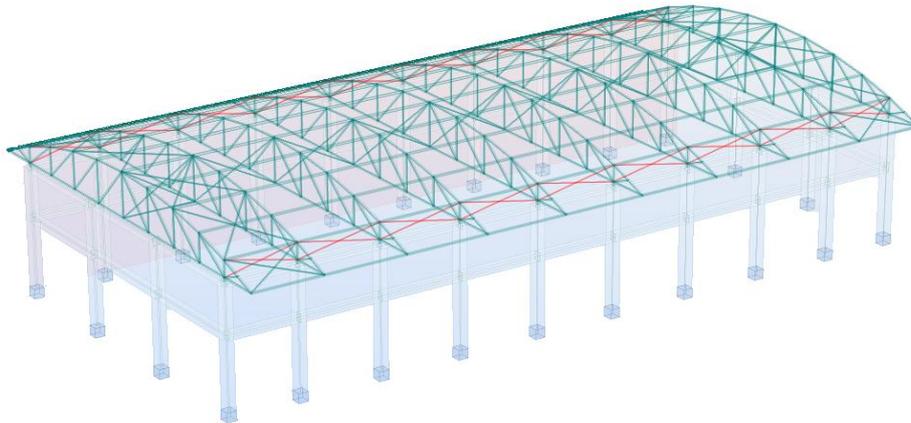
$$\chi_y = 0,15$$

$$\chi_z = 0,34$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,15$$

$$N_{crd} = 0,15 \cdot 1,6 \cdot 16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 19,74 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 14,11 \text{ KN} < N_{crd} = 19,74 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

**IV.3.3 Dimensionnement et vérification de la poutre sablière :**

**Figure 51 :** Repérage de la poutre sablière en vue 3D

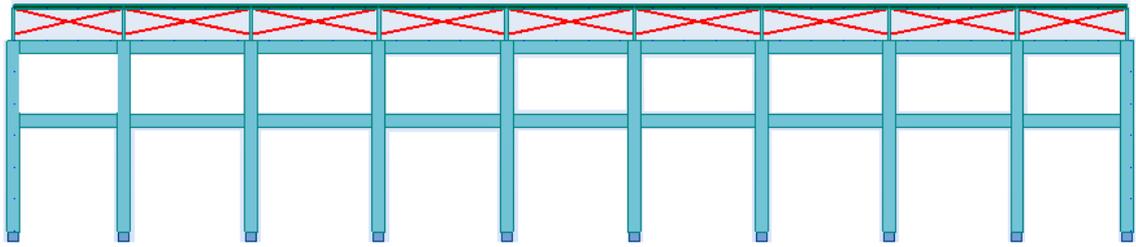


Figure 52 : Vue de face de la poutre sablière

Élément	Combinaisons	$N_{sd}$ (KN)
Compression	G + 1,5 WS2	15,09
Traction	G + Q-EY	-4,93

Tableau 28 : Les efforts dans les éléments de la poutre sablière

#### IV.3.3.1 A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 4,93 < \frac{A \times 23,5}{1,1} \Rightarrow A > 0,23 \text{ cm}^2$$

#### IV.3.3.2 Vérification au flambement :

Soit une section de L (30x30x4)

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 15,09 \text{ kN}$$

$$l_k = \frac{354}{2} = 177 \text{ cm}$$

$$A = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$I_y = I_z = 1,8 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1,8}{2,27}} = 0,89 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{177}{0,89} = 198,87$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{198,87}{93,9} \right] = 2,12 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

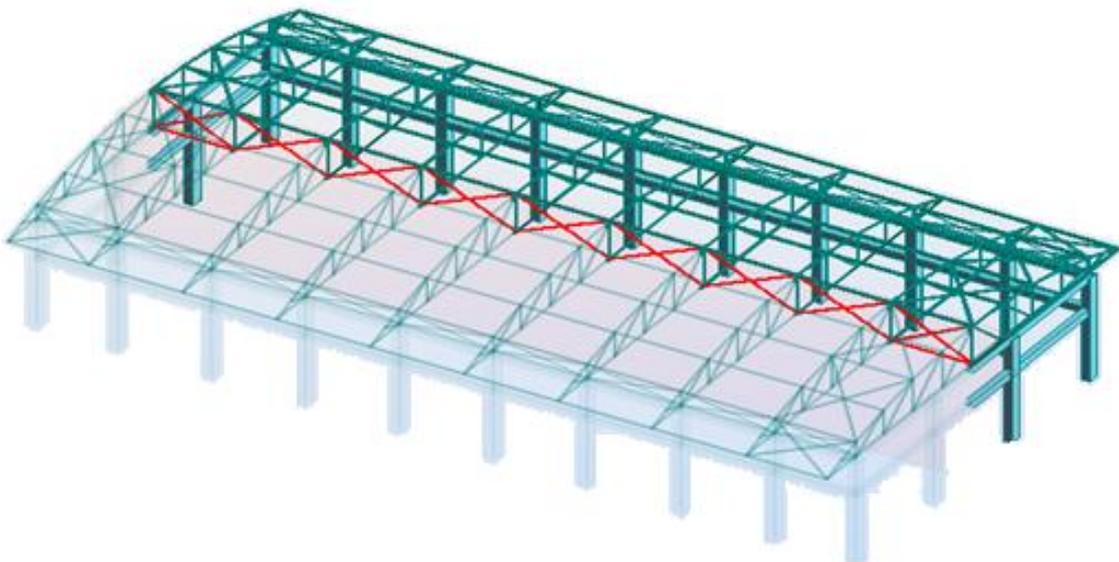
$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(2,12 - 0,2) + 2,12^2 \right] = 2,217$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{2,217 + \left[ 2,217^2 - 2,12^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,348$$

$$N_{rd} = 0,348 \cdot 1,2 \cdot 27 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 16,8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 15,09 \text{ KN} < N_{rd} \quad \text{Vérfifié}$$

#### IV.3.4 Dimensionnement et vérification des ciseaux de stabilité des fermes :



**Figure 53 :** Repérage des ciseaux de stabilités en vue 3D



Figure 54 : Vue de face des ciseaux de stabilités

Elément	Combinaisons	N <sub>sd</sub> (KN)
Compression	G+1.5WS2	32,09
Traction	G+1.5WD1	-11,73

Tableau 29 : Les efforts dans les éléments des ciseaux de stabilités

#### IV.3.4.1 A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 11,73 < \frac{A \times 23,5}{1,1} \Rightarrow A > 0,55 \text{ cm}^2$$

#### IV.3.4.2 Vérification au flambement :

Soit une section de 2L (40x40x4)

$$A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$l_k = \frac{457}{2} = 228 \text{ cm} \Rightarrow \text{articulées} \cdot \text{au} \cdot \text{milieu}$$

$$I_y = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 25,10 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2,018 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = 113$$

$$i_z = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_z = 190$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,2 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,023 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de  $\chi_{\min}$ 

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + 0,49(2,023 - 0,2) + 2,023^2 \right] = 3$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,2 - 0,2) + 1,2^2 \right] = 1,465$$

$$\chi_y = 0,25$$

$$\chi_z = 0,434$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,25$$

$$N_{crd} = 0,25 \cdot 1,6 \cdot 16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 32,9 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 32,09 \text{ KN} < N_{crd} = 32,9 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

## IV.3.4.3 Vérification selon le ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1271 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	169.79	101.33	0.71	15 G+1.5VS2
1272 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	169.79	101.33	0.13	10 G+1.5Vd1
1273 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.43	36 G+1.5VS1
1274 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.90	15 G+1.5VS2
1275 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.13	36 G+1.5VS1
1276 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.41	36 G+1.5VS1
1277 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.03	18 G+Q+Ey
1278 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.12	36 G+1.5VS1
1279 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.02	18 G+Q+Ey
1280 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.02	15 G+1.5VS2
1281 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.12	36 G+1.5VS1
1282 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.03	18 G+Q+Ey
1283 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.41	36 G+1.5VS1
1284 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.13	36 G+1.5VS1
1285 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.72	36 G+1.5VS1
1286 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	189.43	113.05	0.43	36 G+1.5VS1
1287 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	169.79	101.33	0.54	36 G+1.5VS1
1288 DIAG DE C	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	169.79	101.33	0.13	10 G+1.5Vd1
1289 Barre11_1	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	286.31	170.88	0.40	36 G+1.5VS1
1290 Barre11_1	OK 2 CAE 40x4	ACIER E24	286.31	170.88	0.45	15 G+1.5VS2

Tableau 30 : Vérification des ciseaux de stabilité des fermes

### IV.4 Vérification des montants de rives

Grace au modèle réalisé avec le logiciel robot, on a pu trouver le montant de rive le plus sollicité, ainsi que la combinaison la plus défavorable, le dimensionnement a été vérifié pour un HEA 100, avec un ratio de 0,75.

#### IV.4.1 Vérification de la section des montants de rive par ROBOT

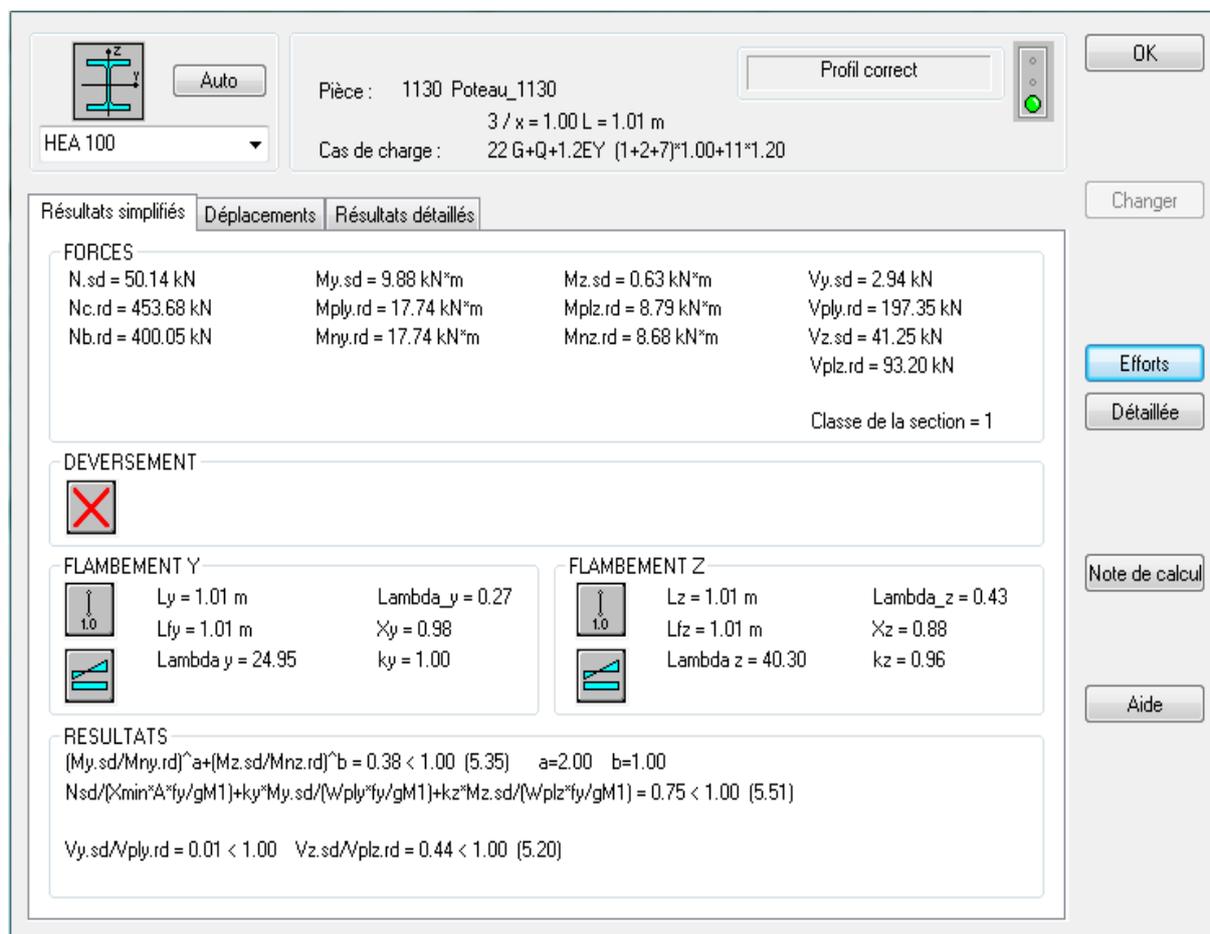


Figure 55 : Vérification du montant de rive le plus sollicitée par ROBOT

#### IV.4.2 Vérification par un calcul manuel

Combinaison	N <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>Y</sub> (KN)	V <sub>Z</sub> (KN)	M <sub>Y</sub> (KN.m)	M <sub>Z</sub> (KN.m)
G+Q+1.2Ey	50,14	2,94	41,25	9,88	0,63

Tableau 31 : Sollicitations dans les montants de rive

**IV.4.2.1 Vérification à l'effort tranchant:**

- **Suivant Y-Y :**

$$V_{ply} = A_{vy} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vy} = 16 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply} = 16 \left( \frac{23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.1} \right) = 197,34 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 2,94 \text{ KN} < V_{ply}$$

**Vérifié**

$$V_{sd} < 0,5V_{ply} \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant.}$$

- **Suivant Z-Z :**

$$V_{plz} = A_{vz} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vz} = 7,56 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = 7,56 \left( \frac{23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.1} \right) = 93,247 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{ply}$$

**Vérifié**

$$V_{sd} < 0,5V_{ply} \Rightarrow 41,25 < 0,5 \times 93,347 \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant.}$$

**IV.4.2.2 Vérification à la flexion déviée :**

$$\left( \frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1$$

**EC03Art 5.4.8.1**

Avec:

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

$$M_{ply,z} = W_{ply,z} f_y / 1.1$$

$$\left( \frac{9,88}{17,73} \right)^2 + \left( \frac{+0,63}{8,79} \right)^1 = 0,3821 \leq 1$$

**Vérifié**

IV.4.2.3 Vérification à la flexion composée :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$\chi_{\min}$  : Est la plus petite des valeurs de  $\chi_y$  et  $\chi_z$

Avec :  $K_{y,z} < 1,5$  ;  $\mu_{y,z} < 0,9$

$l_k = 101cm$	$I_y = 349,2cm^4$	$i_y = 4,06cm$	$\lambda_y = \frac{101}{4,06} = 24,87$
$HEA100 \Rightarrow A = 21,2cm^2$	$I_z = 133,8cm^4$	$i_z = 2,51cm$	$\lambda_z = \frac{101}{2,51} = 40,24$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{24,87}{93,9} \right] = 0,265 \quad \bar{\lambda}_y > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{40,24}{93,9} \right] = 0,428 \quad \bar{\lambda}_z > 0,2$$

On doit tenir compte du risque de flambement suivant les deux sens.

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,265 - 0,2) + 0,265^2 \right] = 0,551$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,428 - 0,2) + 0,428^2 \right] = 0,647$$

$$\chi_y = 0,967 \quad \beta_{Mw} = 1,8 - 1 \times 0,7 = 1,1$$

$$\chi_z = 0,883 \quad \beta_{MQ} = 1,3$$

$$\beta_{M,y-y} = 1,8 \quad \mu_y = 0,038 \quad K_y = 0,98 = 1 \quad W_{ply} = 83,01$$

$$\beta_{M,z-z} = 2,12 \quad \mu_z = 0,62 \quad K_z = 0,92 \quad W_{plz} = 41,14$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} f_y / \gamma_{m1}} = 0,1367 + 0,557 + 0,0659 = 0,759 < 1$$

Vérifié

---

*Chapitre V :*  
*Calcul des assemblages*

---

## V.1 Introduction

Les assemblages ont un rôle majeur dans les structures métalliques, ils assurent l'acheminement des efforts ainsi que la continuité d'où la liaison entre les différents éléments structuraux.

## V.2 Assemblage des éléments de la ferme

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants	Montants de rive
Effort (KN)	-96,47	83,57	-81,63	36,05	-71,3
Section	2L(60×60×5)	2L(60×60×5)	2L(60×60×5)	2L(40×40×4)	2L(60×60×5)

**Tableau 32 :** Efforts dans les éléments de la ferme

**N.B :** le dernier montant ainsi que celui du milieu de la ferme seront substitué par 2L (60x60x6), pour des raisons constructives.

Les éléments de la ferme sont constitués de doubles cornières d'où l'effort repris par chaque cornière est  $F/2$ .

### V.2.1 Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	$\leq 200$	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

**Tableau 33 :** Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

**Donc on choisit  $e = 8\text{mm}$ .**

### V.2.2 Pré dimensionnement de la gorge

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \quad \text{avec :}$$

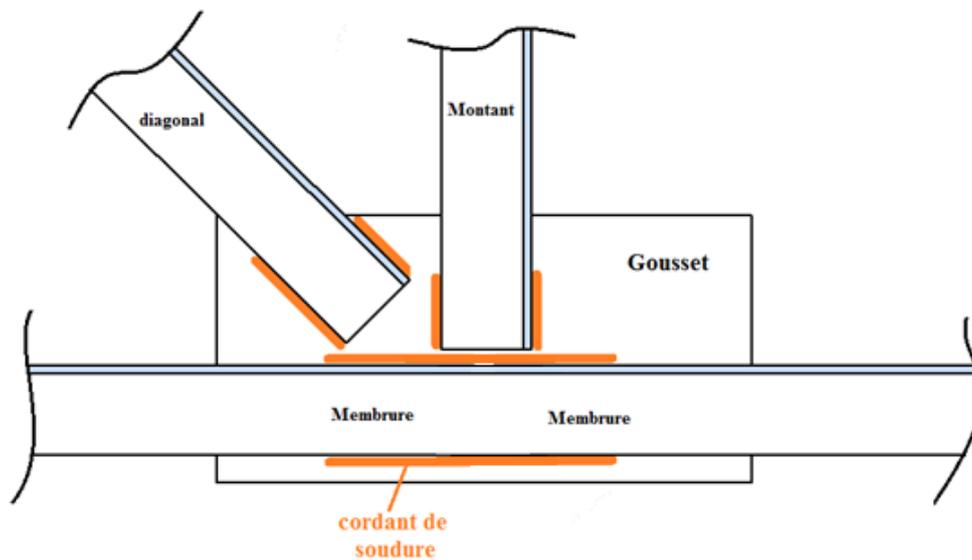
$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \Rightarrow a = 3,5\text{mm}$$

## V.2.3 Les longueurs de soudures

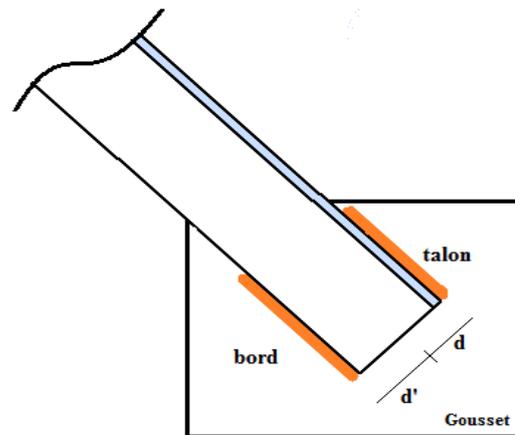


**Figure 56 :** Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme

Les longueurs de soudure sont calculées comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$



**Figure 57 :** Longueurs des soudures

$N/2$  : effort repris par chaque cornière

$\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_{m0} = 1,25$

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation  $\beta_w = 0,8$

$f_u$  : Résistance limite de rupture  $f_u = 360 \text{ MPa}$

$a$  : Gorge de la soudure  $a = 3,5 \text{ mm}$

$d$  : Distance du centre de gravité au talon

$d'$  : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L <sub>talon</sub> (cm)	L <sub>bord</sub> (cm)	
Membrure supérieure	2L (60*60*5)	4,36	1,64	5.24	2	3,5
Membrure inférieure	2L (60*60*5)	4,36	1,64	4.57	1.8	3,5
Diagonale	2L (60*60*5)	4,36	1,64	4.46	1.67	3,5
Montant	2L (40*40*4)	2,88	1,12	1.26	0.8	3,5
Montant de rive	2L (60*60*5)	4,36	1,64	3.52	1.4	3,5

**Tableau 34** : Dimension des cordons de soudure

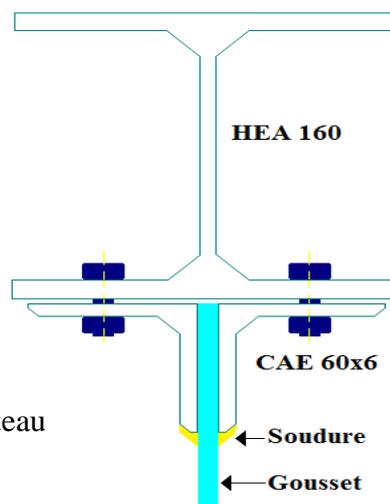
**Remarque :**

Afin de faciliter la mise en œuvre ainsi que la réalisation, on adoptera un cordant de soudure uniforme pour assembler tous les éléments de la ferme ; soit  $L_{\text{talon}}=L_{\text{bord}}= 6\text{cm}$ .

**V.3 Assemblage poteau – ferme : (HEA100 - 2L(40\*40\*4))**

**V.3.1 Disposition des boulons**

Afin de pouvoir réaliser un bon encastrement, on change les montants qui sont assemblés aux poteaux par 2L (60\*60\*5), ainsi que le montant de rive par un HEA160, qui permettrait de réaliser l'assemblage adéquat.



**Figure 58** : Détail assemblage ferme – poteau

L'assemblage sera sollicité par un moment **M** qui résulte des efforts de tractions dans les membrures (supérieures, inférieures) ainsi que les diagonales, et un effort tranchant **V** du à l'effort de traction dans le dernier montant.

❖ L'ELU : CAS (G + 1.5 WS2)

$$\begin{cases} M_U = 16,88 \text{KN.m} \\ V_U = 71,30 \text{KN} \end{cases}$$

On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M12 ;  $d_0 = 13\text{mm}$ , 2L (60x6)  $t=6\text{mm}$ , de longueur = 80cm.

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \\ e_2 > 19,5\text{mm} \end{cases}$$

Soit  $e_1 = 40 \text{ mm}$        $P_1 = 60 \text{ mm}$        $e_2 = 21 \text{ mm}$

Les 3 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

$d_i$  : la distance des boulons tendus au pied du montant.

$$d_1 = 80 - 4 = 76\text{cm}$$

$$d_2 = 76 - 6 = 70\text{cm}$$

$$d_3 = 70 - 6 = 64\text{cm}$$

$$N_1 = \frac{16,88 \times 0,76}{(0,76)^2 + (0,7)^2 + (0,64)^2} = 8,69 \text{KN}$$

$$N_1 = 4,35 \text{KN} \quad \text{Effort de traction sur un boulon.}$$

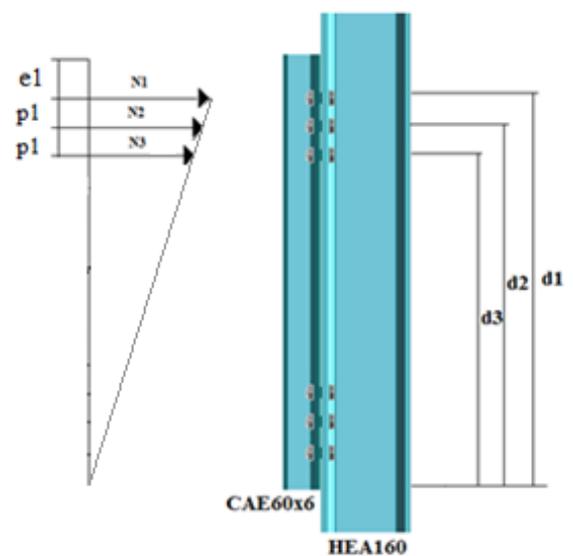


Figure 59 : Assemblage ferme – poteau

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{71,3}{12 \times 1} = 5,95 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_S \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$F_p$  : effort de précontrainte

$f_{ub}$  : résistance ultime du boulon

$A_s$  : section résistante de la partie filetée.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance)  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

$\gamma_{ms}$  : Coefficient de sécurité  $\{\gamma_{ms} = 1,25\}$

$K_S$  : facteur de forme ; trous nominaux  $K_S = 1$

n : nombre de plan de contact  $n=1$

$\mu$  : Coefficient de frottement  $\Rightarrow \mu = 0,3$  surface broyée

### V.3.2 Vérifications

#### V.3.2.1 A l'assemblage trop long

La longueur de l'assemblage est :  $L=800-(2 \times 60)=680 \text{ mm}$

$$15 \times d = 15 \times 12 = 180 \text{ mm}$$

$L = 680 \text{ mm} > 15 \times d = 180 \text{ mm}$  ; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant  $V_R$  sera réduit avec un coefficient  $\beta$  :

$$\beta = 1 - \left( \frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left( \frac{680 - 180}{200 \times 12} \right) = 0,79$$

$$V_R = \frac{0,79 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,15 \times 80 - 0,8 \times 4,35]}{1,25} = 37,5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5,95 \text{ KN} < 37,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

### V.3.2.2 Au poinçonnement

$$B_{p,rd} = 0,6 \times \pi \times d_m t_p f_u / \gamma_{mb}$$

$$d_m = 20,5 \text{ mm.}$$

$$t_p = 5 \text{ mm (épaisseur de la cornière).}$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa.}$$

$$B_{p,rd} = 0,6 \times \pi \times 20,5 \times 6 \times 80 / 1,5 =$$

$$B_{p,rd} = 63,78 \text{ kN} > F_{t,sd} = 4,35 \text{ kN} \quad \text{Vérifié}$$

### V.3.2.3 La pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p f_u / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,02; 1,28; 2,22; 1)$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 1 \times 12 \times 5 \times 80 / 1,25$$

$$F_{p,rd} = 53,8 \text{ kN} > F_{v,sd} = 5,95 \text{ kN}$$

Vérifié

V.4 Assemblage des deux éléments de la ferme

V.4.1 Détail d'assemblage du couvre joint

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des fermes, on devra diviser cette dernière en quatre éléments ; les deux auvents, ainsi que la ferme qui sera diviser au milieu.

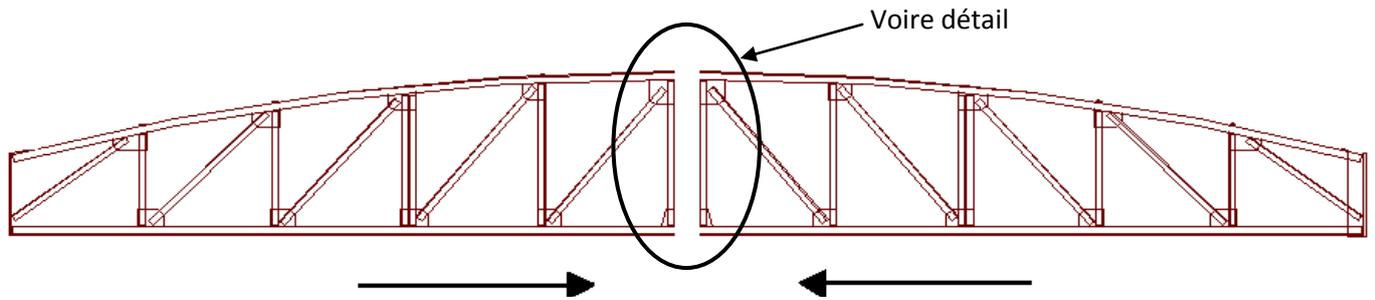


Figure 60 : Assemblage des deux éléments de la ferme

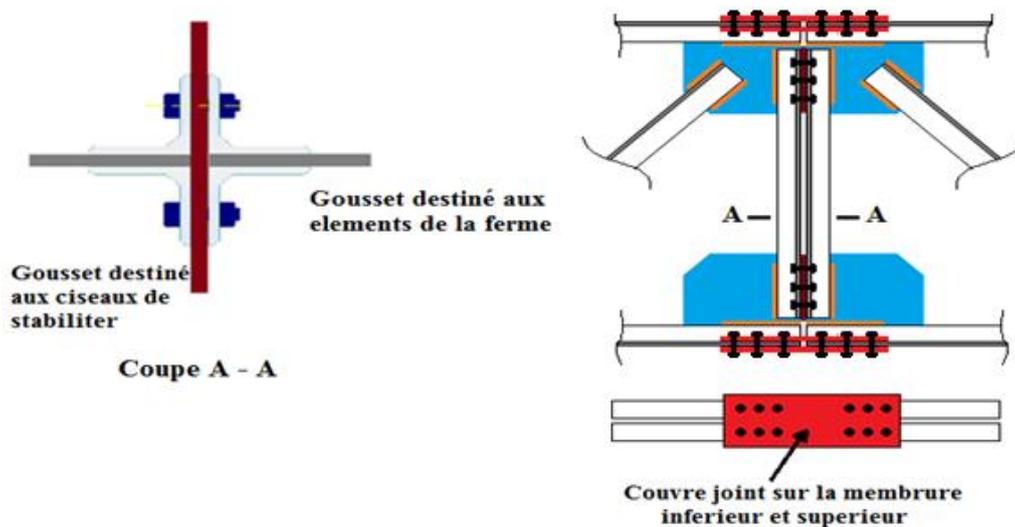


Figure 61 : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme

L'assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite a un effort de cisaillement dans les boulons.

On considérera forfaitairement 12 boulons ordinaires M12 de classe 6.8 ;  $d_0 = 13\text{mm}$ .

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \end{cases}$$

Soit  $e_1 = 40\text{ mm}$   $P_1 = 60\text{ mm}$

## V.4.2 Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme

### V.4.2.1 Schéma statique équivalent

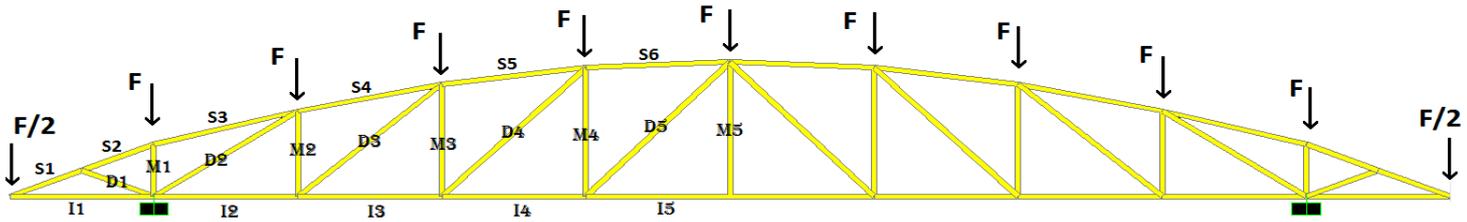


Figure 62 : Schéma statique équivalent de la ferme

Avec  $H$  et la hauteur du montant du milieu; 220 cm.

#### Calcul de G :

Poids de la ferme : 5,66 kN

Poids des pannes :  $11 \times 0,104 \times 4\text{m} = 4,576 \text{ kN}$

Poids de la couverture :  $0,142 \times 21,2\text{m} \times 4\text{m} = 12,04 \text{ kN}$

Poids des accessoires d'attache :  $0,03 \times 84,8 = 2,54 \text{ kN}$

$$G = 24,81 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad P_G = 24,81/20,6 = 1,2 \text{ kN/m}$$

#### Calcul de S :

$$S = 0,3 \times 84,8 \text{ m}^2 = 25,44 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad P_S = 25,44/20,6 = 1,24 \text{ kN/m}$$

#### Calcul de W :

$$W = -1,78 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad P_W = -1,78 \times 4\text{m} = -7,12 \text{ kN/m}$$

#### 1<sup>er</sup> CAS : G + 1,5 W

$$P_u = 1,2 - 1,5 \times 7,12 = -9,48 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{9,48 \times 16,6^2}{8} = 326,53 \text{ kN.m}$$

#### 2<sup>eme</sup> CAS : 1,35 G + 1,5 S

$$P_u = 1,35 \times 1,2 + 1,5 \times 1,24 = 3,48 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{3,48 \times 16,6^2}{8} = 119,86 \text{ kN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G + 1,5 W.

Le couvre joint sera sollicité a un effort de traction qui vaut :

$$N_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{326,53}{2,2} = 148,42 \text{ kN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{V, sd} = \frac{N_{\max}}{n \times p} = \frac{148,42}{12 \times 2} = 6,18 \text{ kN}$$

### V.4.3 Vérifications

#### V.4.3.1 Assemblage trop long

Longueur du couvre joint : 340 mm

Longueur de l'assemblage :  $L = 380 - 2 \times 40 = 300\text{mm}$

**$L > 15d = 180\text{ mm}$  ; Donc l'assemblage est trop long.**

Calcul du coefficient réducteur  $\beta$  :

$$\beta = 1 - \left( \frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left( \frac{300 - 180}{200 \times 12} \right) = 0,95$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \cdot \beta \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times 0,95 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 19,22\text{kN} > F_{V,Sd} = 6,18\text{kN} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

#### V.4.3.2 Pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \cdot f_u / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,02; 1,28; 2,22; 1)$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 1 \times 12 \times 6 \times 60 / 1,25$$

Vérfié

$$F_{p,rd} = 8,640\text{kN} > F_{v,sd} = 6,18\text{kN}$$

#### V.4.3.3 Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \zeta A_2) \dots \dots \dots \text{voir} \dots [7]$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 13) \times 5 = 235\text{mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 582 - (13 \times 5) - 235 = 282\text{mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 235}{3 \times 235 + 282} = 0,714$$

Vérfié

$$A_{net} = 2(235 + 0,714 \times 282) = 872,7\text{mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 872,7 \times 360 / 1,25 = 226,2\text{kN} > F_{V,Sd} = 148,42\text{kN}$$

On devra ajouter forfaitairement a cette assemblage 6 rangés de boulons ordinaires M12 de classe 6.8 afin d'assemblé les deux montants du milieu. Comme le montre la figure 61.

### V.5 Assemblage de la poutre sablière :

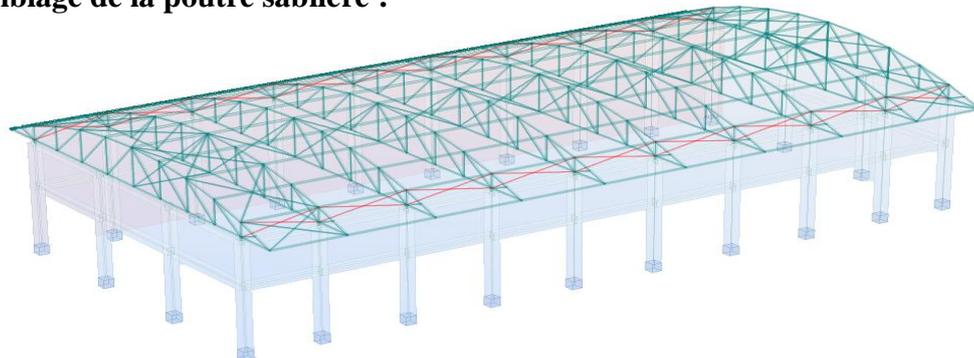


Figure 63 : Repérage de la poutre sablière en vue 3D

**V.5.1 Dimensionnement et calcul de l'assemblage :**

Les barres constituées de simple cornière (30x30x4), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, se qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{\max} = 15,09 \text{ kN}$$

On utilisera des boulons ordinaires M10 de classe 5.8, Afin de réaliser une articulation.

$$F_{VRd} = \frac{0,5A_s F_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$A_s = 0,58 \text{ cm}^2$$

$$F_{V,Rd} = 11,6 \text{ kN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:  $F_V = \frac{N}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_V \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{sRd} \cdot p} = \frac{15,09}{11,6 \times 1} = 1,3$$

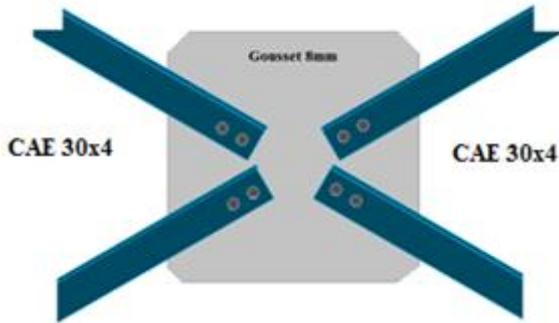
Soit n=2 Boulons.

Donc on opte pour un gousset de 8mm et 2 boulons M10 de classe 5.8

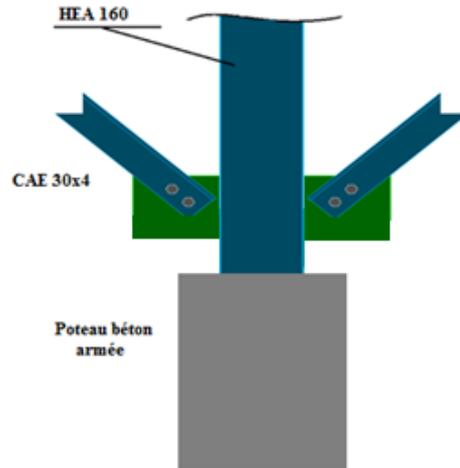
**❖ Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 30 \text{ mm} \dots \dots \dots e_2 = 13 \text{ mm} \dots \dots \dots p_1 = 30 \text{ mm}$$



**Figure 64** : Assemblage des diagonales entre les poteaux



**Figure 65** : Assemblage de la poutre sur le poteau

**V.5.2 Vérifications supplémentaires**

**V.5.2.1 Pression diamétrale**

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p f_u / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,66$$

$$F_{p,rd} = 22kN > F_{v,sd} = 15,09kN$$

Vérifié

**V.5.2.2 Rupture de la section nette**

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = A_1 + \zeta A_2 \dots \dots \dots \text{voir..}[7]$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (30 - 11) \times 4 = 76mm^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (e \times d_0) - A_1 = 227 - (4 \times 11) - 76 = 107mm^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 76}{3 \times 76 + 107} = 0,68$$

Vérifié

$$A_{net} = 76 + 0,68 \times 107 = 146,72mm^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 146,72 \times 360 / 1,25 = 38,03kN > F_{V,sd} = 15,09kN$$

### V.5.3 Assemblage du gousset sur le poteau

Le gousset sera soudé à l'âme du poteau, d'où :

$$a \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{l \cdot f_u}$$

$\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_{m0} = 1,25$

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation  $\beta_w = 0,8$

$f_u$  : Résistance limite de rupture  $f_u = 360$  MPa

$a$  : Gorge de la soudure.

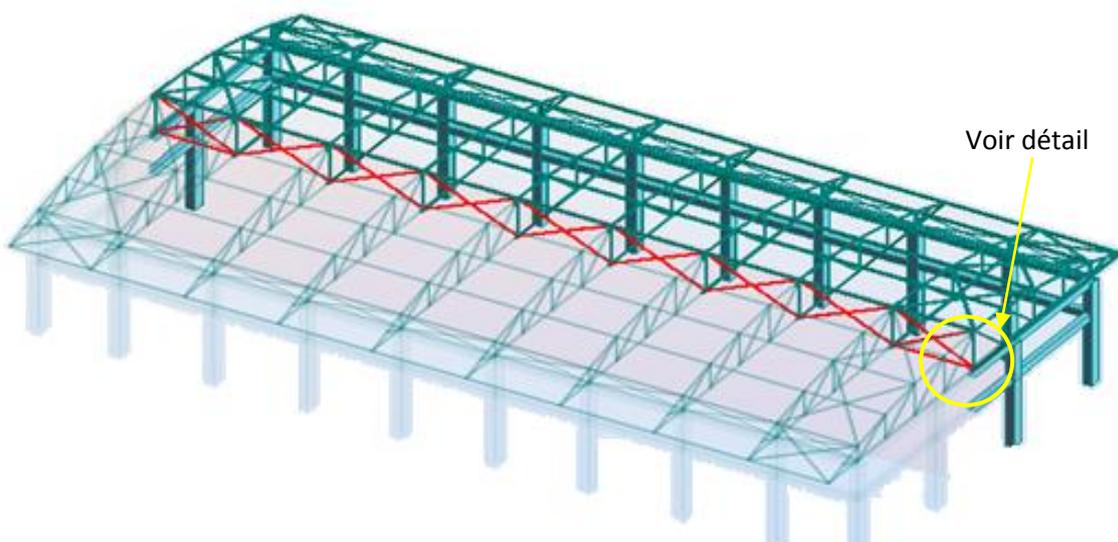
$L$  : Longueur du cordant de soudure, soit la largeur du gousset (10cm).

$$a \geq \frac{\frac{15,09}{2} \cdot 1,25 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{3}}{100 \cdot 360} = 0,36 \text{ mm}$$

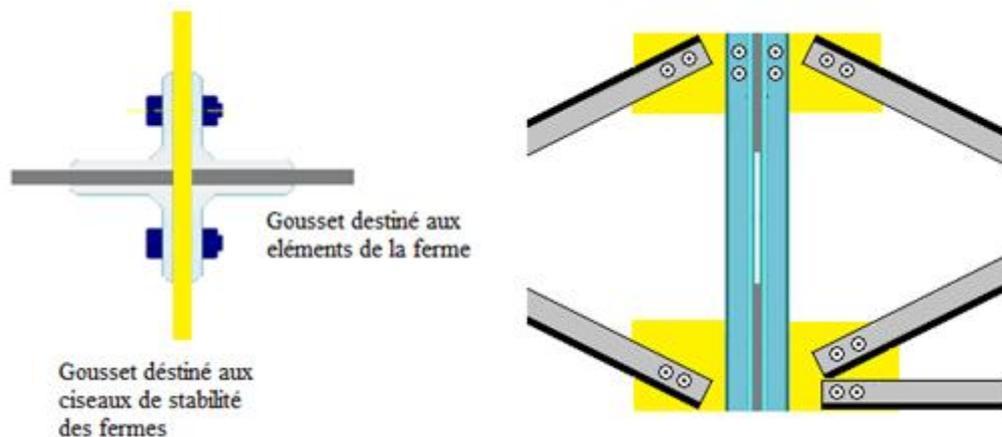
Soit  $a = 4$  mm.

Soit deux cordant de soudure de part et d'autre du gousset.

### V.6 Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes :



**Figure 66** : Repérage des ciseaux de stabilités en vue 3D



**Figure 67** : Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes

### V.6.1 Dimensionnement de l'assemblage

Les barres constituées de 2L (40x40x4), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, se qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{\max} = 32,09 \text{ kN}$$

On utilisera des boulons ordinaires M10 de classe 5.8 a fin de réaliser une articulation.

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Boulon M10, } A_s = 0,58 \text{ cm}^2$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times 0,58 \times 50 / 1,25 = 11,6 \text{ N}$$

$$\text{L'effort tranchant repris par un boulon est: } F_v = \frac{N}{n \cdot p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_v \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{V,Rd} \cdot p} = \frac{32,09}{11,6 \times 2} = 1,43$$

Soit n=2 Boulons.

Donc on opte pour un gousset de 8mm et 2 boulons M10 de classe 5.8

❖ Disposition des boulons:

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120\text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120\text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140\text{mm} \end{cases}$$

$e_1 = 30\text{mm} \dots \dots \dots e_2 = 15\text{mm} \dots \dots \dots p_1 = 40\text{mm}$

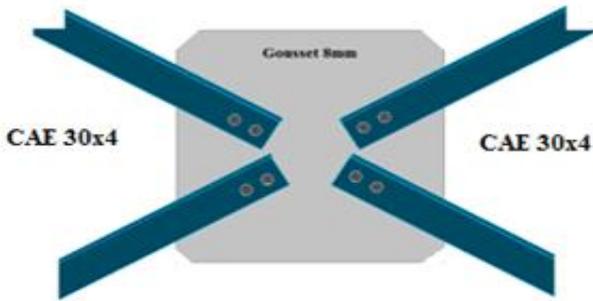


Figure 68 : Assemblages des ciseaux entre les fermes

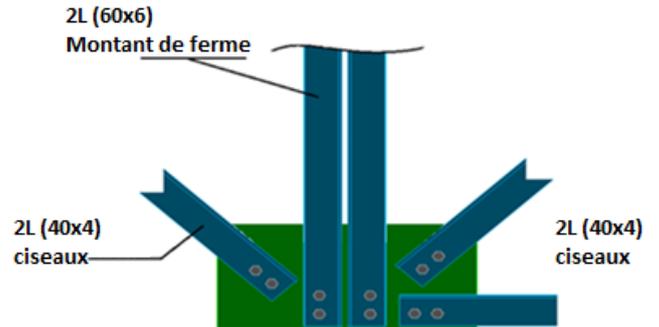


Figure 69 : Assemblages des ciseaux à la l'avant dernière ferme

V.6.2 Vérifications supplémentaires

a) - Pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times f_u / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,77$$

$$F_{p,rd} = 28,82\text{kN} > F_{v,sd} = \frac{32,09}{4} = 8,02\text{kN}$$

Vérifié

b) - Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{\text{net}} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{\text{net}} = 2(A_1 + A_2) \dots \dots \dots \text{voir...}[7]$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (40 - 11) \times 4 = 116\text{mm}^2$$

$$A_2 = A_{\text{tot}} - (d_0 \times e) - A_1 = 308 - (11 \times 4) - 116 = 148\text{mm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$A_{\text{net}} = 2(116 + 148) = 528\text{mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 528 \times 360 / 1,25 = 136,85\text{kN} > F_{V,sd} = 32,09\text{kN}$$

## V.7 Assemblage des éléments de la Poutre au vent

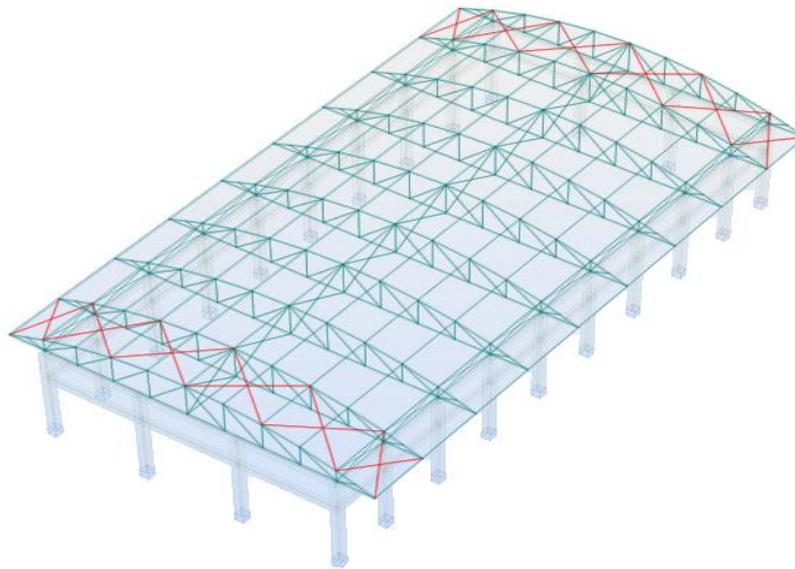


Figure 70 : Poutre au vent en pignon

### V.7.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N = 40,52 \text{ kN}$$

On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

$$F_{V,Rd} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 20,23 \text{ KN}$$

$$f_u = 600 \text{ MPa}$$

Les diagonales : 2L(40\*40\*4)

Boulon M12,  $A_s = 0,843 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant repris par un boulon est:  $F_v = \frac{N/2}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{VRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{VRd} \cdot p} = \frac{40,52/2}{20,23 \times 1} = 1,015$$

Soit  $n = 2$  Boulons pour chaque cornière.

## ❖ Disposition des boulons:

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{mm} \end{cases}$$

$$e_1 = 30 \text{mm} \dots \dots \dots e_2 = 18 \text{mm} \dots \dots \dots p_1 = 40 \text{mm}$$

On opte pour 4 Boulons ordinaires M12 avec un gousset de 8mm.

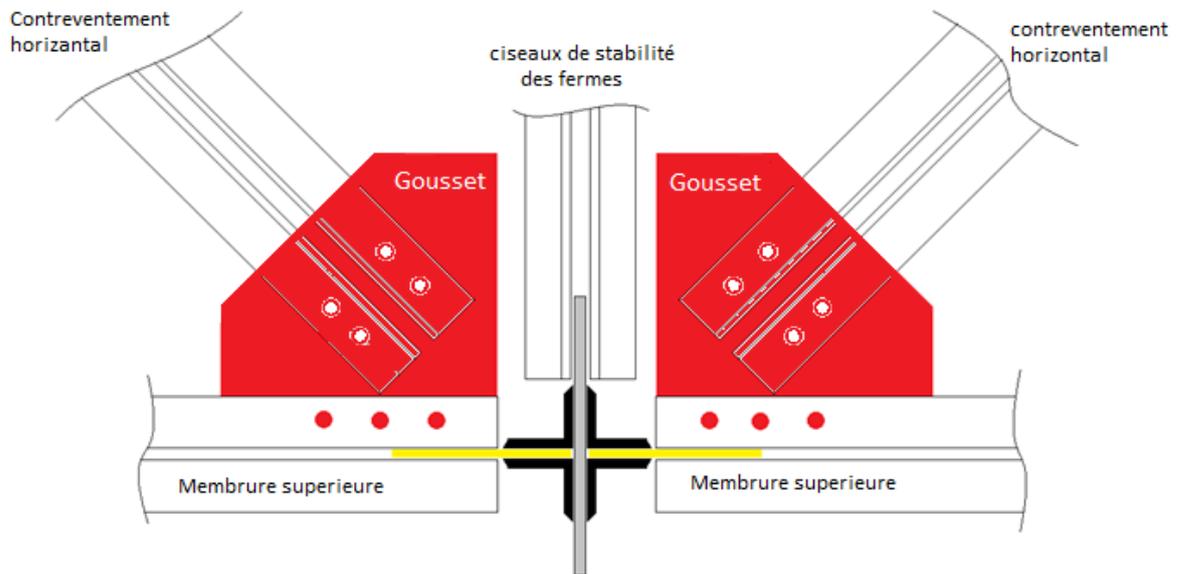


Figure 71 : Détail d'assemblage au sommet de la ferme

### V.7.1.1 Vérifications supplémentaires

#### a) - Pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p f_u / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,77$$

Vérfifié

$$F_{p,rd} = 28,82 \text{kN} > F_{v,sd} = \frac{40,52}{4} = 10,13 \text{kN}$$

**b) - Rupture de la section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0,9A_{net}f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \zeta A_2) \dots \dots \dots \text{voir} \dots [7]$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (40 - 13) \times 4 = 108 \text{mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 308 - (13 \times 4) - 108 = 148 \text{mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 108}{3 \times 108 + 148} = 0,686$$

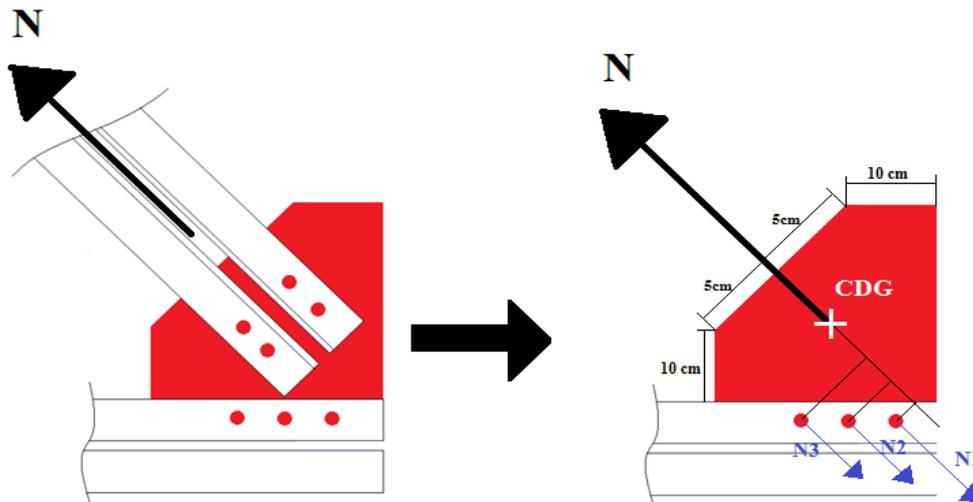
Vérfié

$$A_{net} = 2(108 + 0,686 \times 148) = 419 \text{mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 419 \times 360 / 1,25 = 108,6 \text{kN} > F_{V,sd} = 40,52 \text{kN}$$

**V.7.2 Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme**

Forfaitairement, on vérifiera l'assemblage pour 3 boulons ordinaires de classe 6.8



**Figure 72 :** Assemblage gousset – membrure supérieure

**a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:**

$$N = 40,52 \text{KN}$$

$$N_v = 40,52 \sin 40 = 26,046 \text{ KN}$$

$$N_h = 40,52 \cos 40 = 31,04 \text{ KN}$$

$$N_{1V,H} = \frac{N_{V,H}}{n} \quad n : \text{nombre de boulon}$$

$$N_{1V} = \frac{26,046}{3} = 8,68 \text{KN}$$

$$N_{1h} = \frac{31,04}{3} = 10,35 \text{KN}$$

D'où l'effort de cisaillement  $F_{V,sd}$  sur le boulon est:

$$F_{V,sd} = \sqrt{N_{1V}^2 + N_{1h}^2} = \sqrt{8,68^2 + 10,35^2} = 13,5 \text{KN}$$

$$F_{V,sd} = 13,5 \text{KN}$$

### b) Vérification à la résistance des boulons :

#### ➤ au cisaillement seul :

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,5 \times 0,843 \times 80 = 20,23 \text{kN} > 13,5 \text{kN}$$

Vérifié

## V.8 Assemblage de l'échantignolle

### V.8.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{vZ} / 2$  (chaque boulon reprend une seule panne).

Voire schéma statique de l'échantignolle (figure 35 chapitre II).

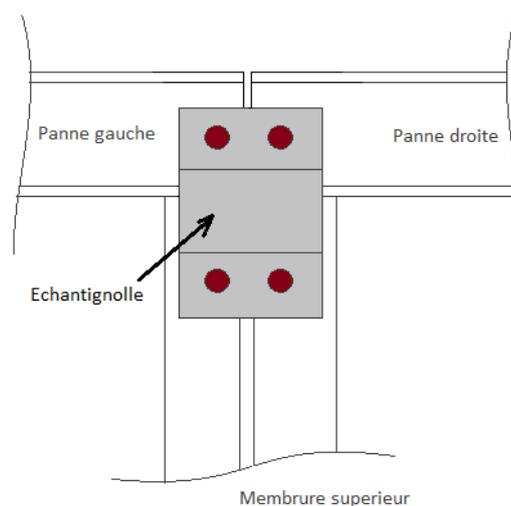


Figure 73 : Vue de face de l'échantignolle

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ;  $f_{ub} = 600\text{MPa}$ .

$R_{Vz \max} = 17,52 \text{ kN}$  et celui due au vent (voire chapitre II calcul de l'échantignolle).

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,5 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 20,16 \text{ kN} > \frac{17,52}{2} = 8,76 \text{ kN} \quad \text{Vérifier}$$

### V.8.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure

Dans ce cas la, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction,

Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_z = -17,52 \text{ KN}$$

$$V_y = 0,62 \text{ KN}$$

**Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ;  $f_{ub} = 600\text{MPa}$ .**

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,S} \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,9 \times 0,843 \times 60 / 1,5 = 30,34 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,5 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 20,16 \text{ kN}$$

$$\left( \frac{0,31}{20,16} + \frac{8,76}{1,4 \times 30,34} \right) = 0,22 \leq 1 \quad \text{Vérifier}$$

$$8,76 \leq 30,34$$

### V.9 Assemblage de la ferme sur le poteau en béton

Dans notre cas on a une jonction ferme et poteau en béton armé qui sera calculé comme un pied de poteau encastré à sa base qui sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui.

- **Sollicitations :**

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Combinaisons	N (KN)	$M_y$ (KN.m)	$V_y$ (KN)	$M_z$ (KN.m)	$V_z$ (KN)
G + Q+1,2 E <sub>Y</sub>	50,14	9,88	2,94	-0,63	-41,25
G + 1,5W <sub>S2</sub>	-64,73	6,88	-2,07	-1,38	-43,48

**Tableau 35 :** Les sollicitations les plus défavorables

$h_p$  : la hauteur de la section HEA160  $\Rightarrow h_p = 152$  mm.

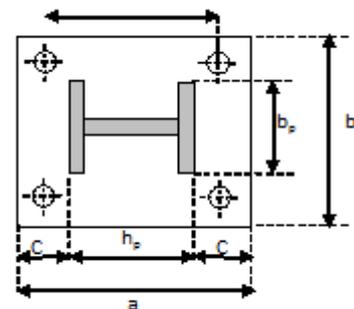
$b_p$  : la largeur de la section HEA160  $\Rightarrow b_p = 160$  mm.

$c$  : le débord, donné par :  $c = (100 \text{ à } 150)$  mm, on prend :  $c = 100$  mm.

d'où :  $a = h_p + 2c = 352$  mm

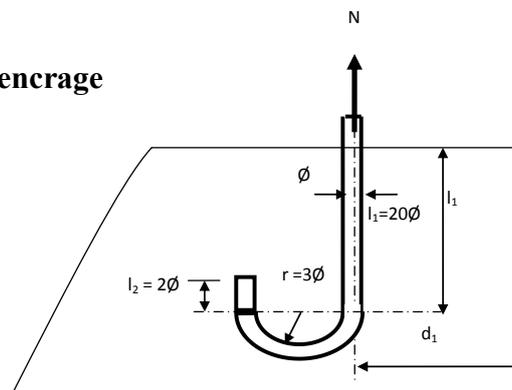
$$b = b_p + 2c = 160 + 2 \times 100 = 360 \text{ mm}$$

Soit  $e_1 = e_2 = 50$  mm.



**Figure 74 :** Dispositions constructives

### V.9.1 Pré dimensionnement de la tige d'encrage



**Figure 75 :** Détail de la tige d'encrage

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_t$ ).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

$n$  : nombre de tiges.

$N_t$  : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{64,73}{3,14 \times 23,5}} = 0,936 \text{ cm}$$

Donc :  $\phi \geq 10 \text{ mm}$

Soit des tiges d'ancrages de 14 mm de diamètre.

### V.9.2 Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CM66})$$

$N_a$  : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$g_c$  : Le dosage en ciment = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$$r = 3\phi = 4,2 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2,8 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{1,4}{\left(1 + \frac{1,4}{5}\right)} \cdot (28 + 26,88 + 9,8) = 36,34 \text{ KN}$$

$$N_a = 36,34 \text{ KN} \geq \frac{N_t}{4} = 16,184 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

**V.9.3 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{9,88}{50,14} = 0,197m$$

$$e = 19,7cm > \frac{D}{6} = \frac{252}{6} = 4,2cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche sont sollicités en traction).

$$A = 3,078cm^2 \quad (A : \text{aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 32,3cm$$

$$h = 30,2cm$$

$$b = 36cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h^3 + (2,1)h^2 + 248,55 \cdot h' - 7506,16 = 0$$

$$h' = 14,92cm$$

**V.9.3.1 Les contraintes dans le béton**

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 50,14 \times 32,3}{36 \times 14,92 \left( 30,2 - \frac{14,92}{3} \right)} = 2,4MPa < f_{ub} = 14,2MPa \quad \text{Vérifiée}$$

**V.9.3.2 Les contraintes des goujons à la traction**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{50,14}{3,078} \cdot \frac{32,3 - 30,2 + \frac{14,92}{3}}{\left( 30,2 - \frac{14,92}{3} \right)} = 45,675MPa \leq f_y = 235MPa \quad \text{Vérifiée}$$

**V.9.4 Calcul de l'épaisseur de la platine**

**V.9.4.1 suivant la section 1-1**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2). Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 2,4 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,120 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left( 10 \times \frac{1,6}{2} \right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0,0267 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,093 \text{ KN.m}$$

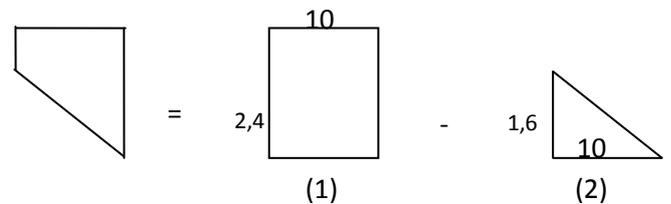
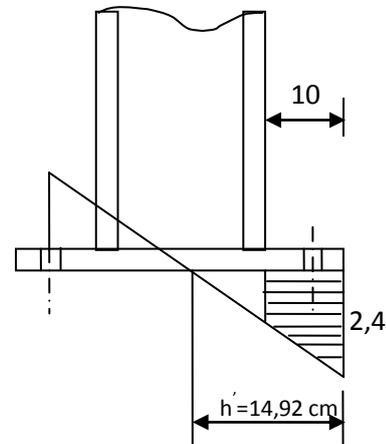
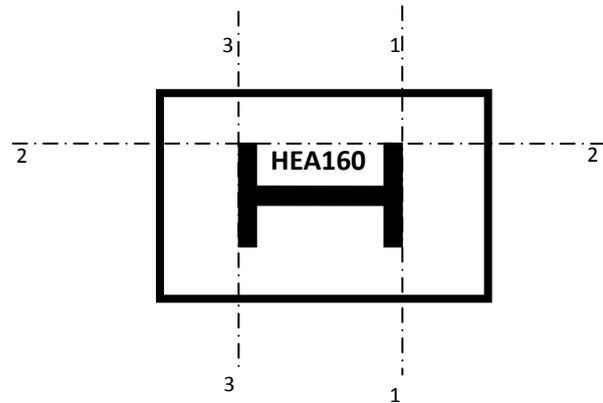
- le module d'inertie de la platine pour b = 1cm

$$\frac{I}{V} = \frac{\left( \frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,093 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 1,540 \text{ cm}$$

$$t \geq 1,54 \text{ cm}$$



**Figure 76 :** Vérification dans la section 1-1

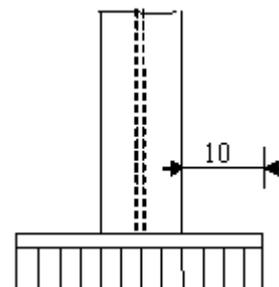
**V.9.4.2 suivant la section 2-2 :**

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 2,4 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,120 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0,120 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 1,75 \text{ cm}$$

$$t \geq 1,75 \text{ cm}$$



**Figure 77 :** Vérification de la section 2-2

**V.9.4.3 suivant la section 3-3**

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.05 \times T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 3,078 \times 45,675 \times 10^{-1} = 14,05 \text{ KN}$$

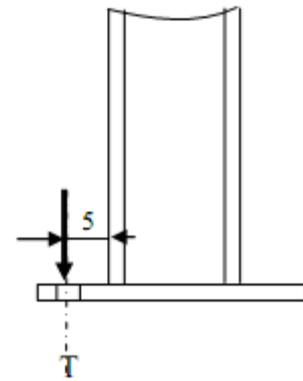
$$M = 0,05 \times 14,05 = 0,7$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{0,7 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,7}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,059 \text{ cm}$$



**Figure 78** : Vérification de la section 3-3

**En conclusion**, on prendra une platine uniforme pour tous les poteaux d'épaisseur : **t = 20 mm**.

---

***Chapitre VI :***  
*Vérification de l'ossature en*  
*béton armé*

---

**VI.1 Etude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

- 1) 1,35G + 1,5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+1,2E RPA v2003 (Art 5.2)
- 4) G+Q-1,2E
- 5) 0,8G+E
- 6) 0,8G-E

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

**VI.1.1 Les recommandations du RPA 99 v2003**

**❖ Les armatures longitudinales** RPA 99 v 2003 (Art 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal est de: 0,8 %  $b_1 \times h_1$  (Zone II).
- Leur pourcentage maximal est de :
  - 4 % en zones courantes.
  - 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Les différents poteaux	A : Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}(\text{cm}^2)=0,8\% A$	$A_{\max}(\text{cm}^2)=4\% A$ Zone courante	$A_{\max}(\text{cm}^2) = 6\% A$ Zone nodale
Poteau type 1	50×40 (cm <sup>2</sup> )	16	80	120

**Tableau 36 :** Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux

❖ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :  $V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm}) \quad (\text{zone nodale})$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \quad (\text{zone courante}). (\phi_l \text{ diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau})$$

$\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

avec  $\lambda_g$  : élancement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

$$- A^{\min} = 0,3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A^{\min} = 0,8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g < 5$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de  $10\Phi$ .

### VI.1.2- Ferrailage:

#### a- Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait pour le cas extrême, en introduit ainsi les sollicitations les plus défavorables dans le logiciel **SOCOTEC**, et on vérifiera par la suite le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone IIa.

Les Résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ KN.m	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
130,29	23,34	0	-52,7	23,91	2,39	116,80	86,74	6,68	16	4T16+8T14=20,36

**Tableau 37** : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

**b- Armature transversale :**

Section (cm)	50×40
$\phi_i^{max}$ (cm)	1,6
$\phi_i^{min}$ (cm)	1,4
$l_f$ (cm)	245
$\lambda_g$	6,125
$t_{zonenodale}$ (cm)	12
$t_{zonecourante}$ (cm)	20
$V_u$ (KN)	13,56
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	0,291
$A_{min}^t$ (cm <sup>2</sup> )zone nodale	1,8
$A_{min}^t$ (cm <sup>2</sup> )zone courante	3
$A_{adoptée}^t$ (cm <sup>2</sup> )	3,14
<b>Nombre de barres</b>	4T10

**Tableau 38** : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Conformément aux règles du RPA 99 V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $\left( \phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{max} \right)$ . Ce qui est vérifiée dans notre cas.

### VI.1.3 Vérifications

#### a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA (Art B.8.4.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$L = 3,5 \text{ m} ; N^{\max} = 130,29 \text{ KN.}$$

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

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 3,5 = 2,45 \text{ m} \quad (\text{longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12A}} = \sqrt{\frac{0,4 \times 0,5^3}{12 \times 0,5 \times 0,4}} = 0,144 \text{ m} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$D'ou \quad \lambda = \frac{2,45}{0,144} = 17,01 \Rightarrow \alpha = 0,81$$

$$B_r = 0,178 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

Donc

$$N_u = 0,81 \times \left( \frac{0,178 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 20,36 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 3243,62 \text{ KN}$$

On a  $N_{\max} = 130,29 < 3243,62 \text{ KN}$  la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

#### b) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

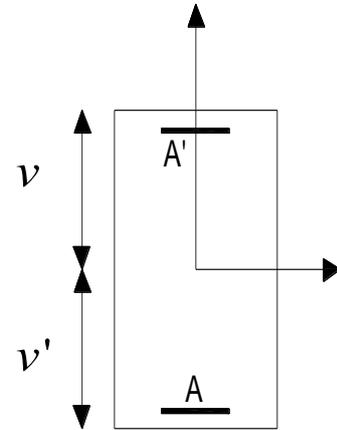


Figure 79 : Section d'un poteau

Les résultats de la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	D (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
50×40	45	20,36	28,48	21,52	0,0055	82,08	29,86	1,96	15

Tableau 39 : Vérification des contraintes dans le béton

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**c) Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003 (Art 7.4.3.2)}$$

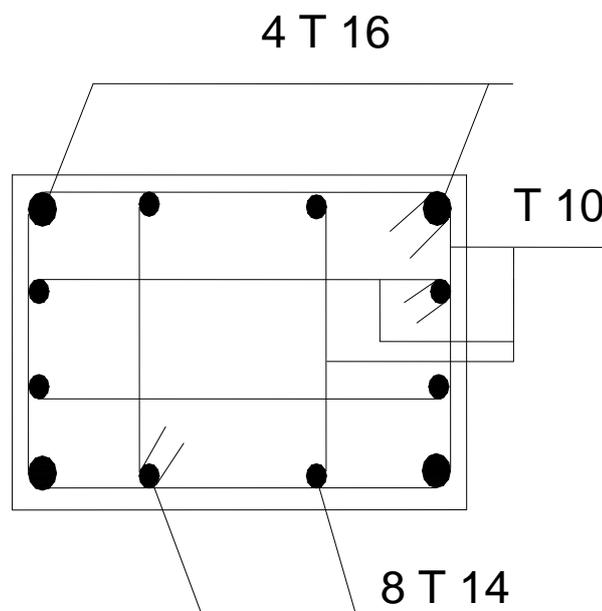
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les vérifications aux sollicitations tangentielles sont résumées dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPa)
50×40	2,8	7	0,075	45	28,02	0,156	1,875

**Tableau 40** : Vérification des contraintes tangentielles

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.



**Figure 80** : Ferrailage des poteaux

Disposition constructive des armatures des poteaux

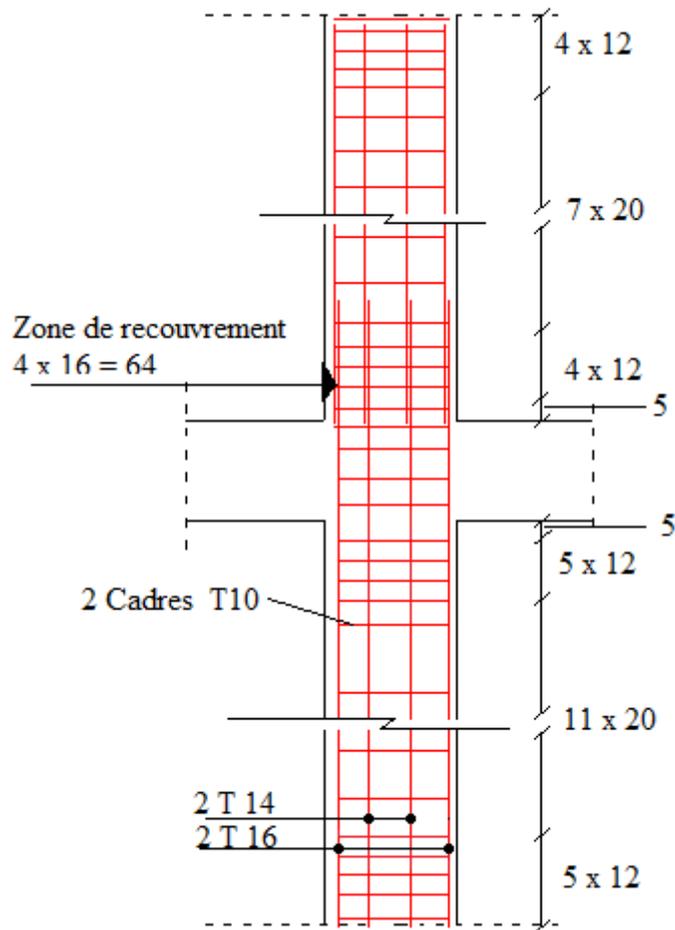


Figure 81 : Schéma de ferrailage des poteaux

## VI.2 Etudes des poutres de chaînage

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 qui sont :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q
- G + Q + E
- 0,8 G + E
- 0,8 G - E

RPA99 (Article 5.2)

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue un seul type de poutre, Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA 99 en zone IIa.

### VI.2.1 Recommandation du RPA99 :

#### a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%,  $A_l^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \Phi$  (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espace maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$  dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre  $\Phi_1$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## VI.2.2 Ferrailage des poutres de chainages

### a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel ROBOT, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum exigé par le RPA99 V2003.

Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
40×30	Appui	21,77	12,41	1,71	6	6T12 = 6,79
	Travée	17,47	0	1,38	6	6T12 = 6,79

**Tableau 41** : Les armatures longitudinales dans les poutres

Z<sub>c</sub> : zone courante

Z<sub>r</sub> : zone de recouvrement

#### ➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

### b) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,2 ; 1,14 ; 3) = 1,14 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (un cadres + un étrier)

### c) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 104,66 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 40 \text{ cm}$$

BAEL 91 (Art H.III.3)

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12,41 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 0,112 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq -64,66 \text{ cm}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \quad \text{On adopte un espacement de 20 cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(10 ; 12)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 20 \times 37 = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### VI.2.3 Vérifications

#### a) Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,304 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

#### b) Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
40×30	12,41	0,112	3,25

**Tableau 42** : Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

**c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

➤ **En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ **En appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

section	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$M_u^a$ (MN.m)	Ap rive (cm <sup>2</sup> )	Ap inter (cm <sup>2</sup> )
40×30	6,79	0,0217	0,061	-0,71

**Tableau 43 : Vérification au cisaillement**

**d) Vérification à l'ELS :**

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **Etat limite de compression du béton :**

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$y = 14,64 \text{ cm}$$

$$I = 1,145 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,011}{0,00114} \times 0,146 = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,4 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

la compression est vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{40}{540} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,074 > 0,0625 \qquad \text{Vérifiée}$$

$$M_t = 8,14 \text{ KN.m}$$

$$G = 19,44 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0,4 \times 0,30 = 3 \text{ KN/m}$$

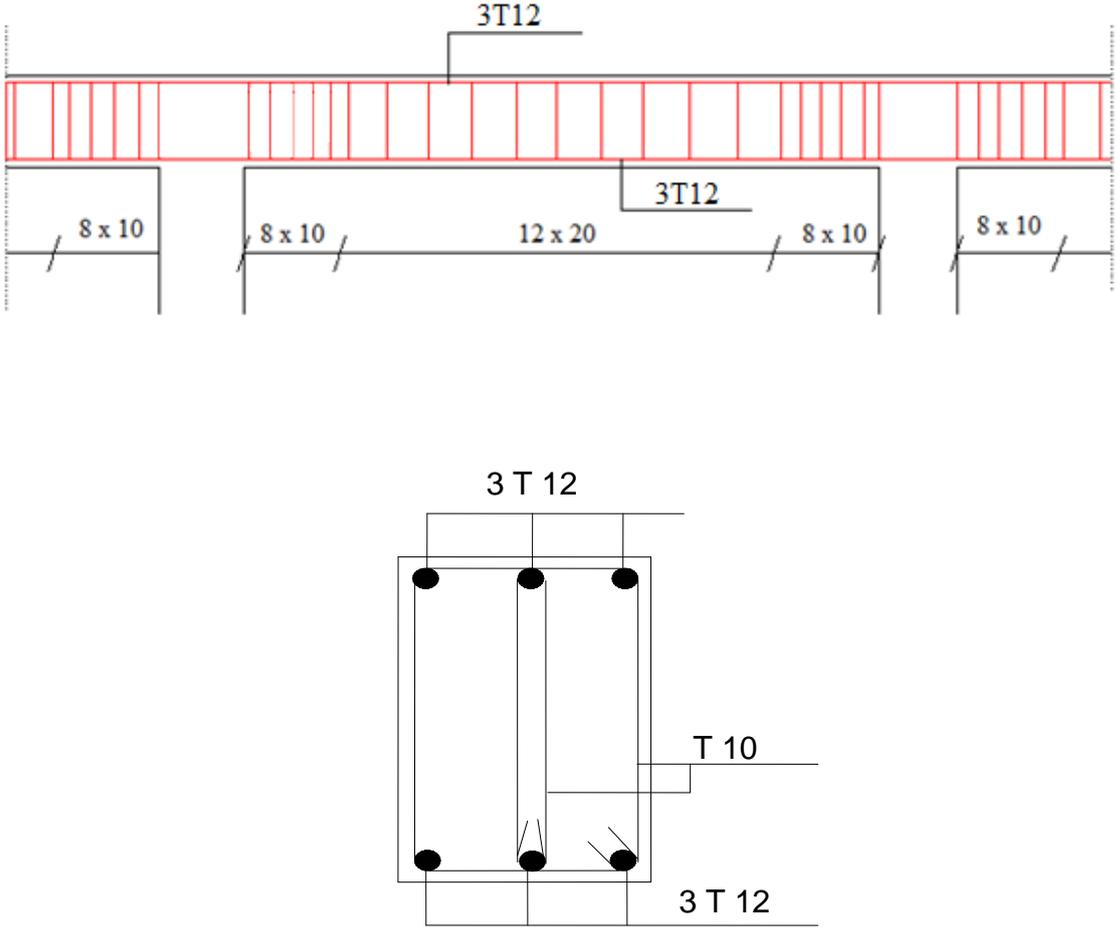
$$q_u = 19,44 + 3 = 22,44 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{22,44 \times 5,4^2}{8} = 81,79 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{40}{540} = 0,074 > \frac{8,14}{10 \times 81,79} = 0,0098 \qquad \text{Vérifiée}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0061 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \qquad \text{Vérifiée}$$

Dispositions constructives des poutres de chainages :



**En travée et en appuis**

**Figure 82:** Schéma de ferrailage des poutres de chainage

---

**B - ETUDE DES DEUX ANNEXES  
(VESTIARES)**

---

---

***Chapitre I :***  
*pré dimensionnement des*  
*éléments*

---

## Introduction :

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles de conception Algériennes (RPA 2003) et les normes techniques assurant la condition de la flèche et de résistance (CBA93).

## I.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

### I.1.1 Les planchers

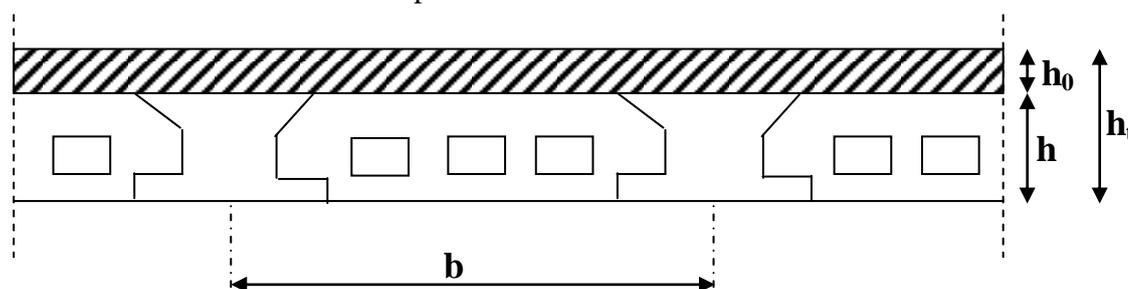
#### I.1.1.1 Définition

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs, en plus de cette participation à la stabilité de la structure, les planchers isolent du point de vue thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies, les planchers nécessitent un dimensionnement judicieux basé sur un certain nombre de critères, parmi lesquels on citera le plus important qui est celui de la flèche.

#### I.1.1.2 Pré dimensionnement :

(Selon CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4).

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles ourdis et une dalle de compression.



**Figure 83 :** Dimensions du plancher

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression.

$h$  : hauteur de l'ourdis.

$h_t = h_0 + h$  : hauteur totale du plancher (dalle de compression + entrevous)

$b$  : distance entre axes des poutrelles.

La hauteur totale du plancher  $h_t$  doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{Préférence}$$

Dans notre projet :

$L_{\max} = 500 \text{ cm}$  ce qui donne :  $h_t \geq 22.22 \text{ cm}$ .

Donc on opte :  $h_t = 20 + 4 = 24 \text{ cm}$

### I.1.1.3 Evaluation des charges des planchers terrasse:

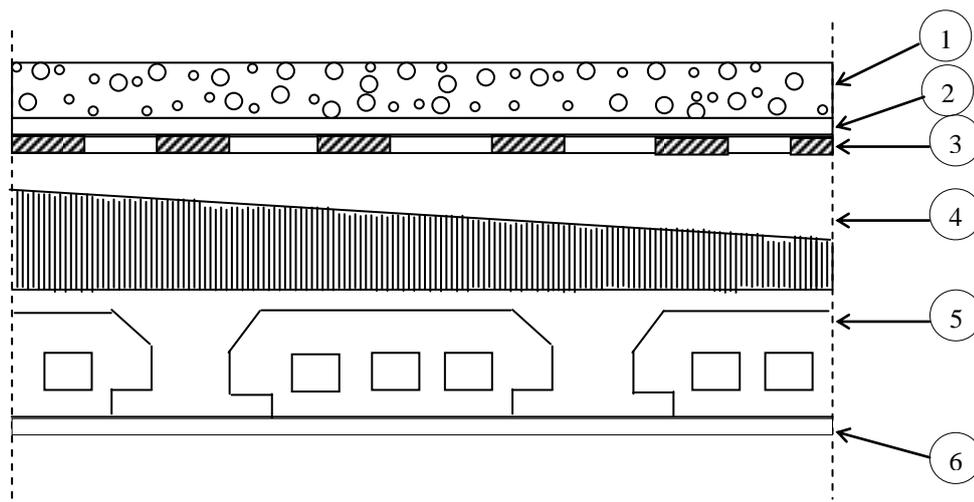


Figure 84 : Plancher terrasse

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m <sup>3</sup> ) "γ"	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique en polystyrène	0,04	4	0,16
4	Forme de pente en béton nègre	0,5	22	1,1
5	Dalle de compression	0,24	/	3,2
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				<b>Σ = 5.78</b>

Tableau 44 : Charges permanentes sur la terrasse

- La charge permanente totale estimée est :  **$G = 5.78 \text{ KN/m}^2$** .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à :  **$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$**  (charge d'entretien).

## I.1.2 Poutrelles

### I.1.2.1 Définition

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

### I.1.2.2 Disposition des poutrelles

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles dans le sens qui correspond au critère de la plus petite portée comme le montre la figure suivante :

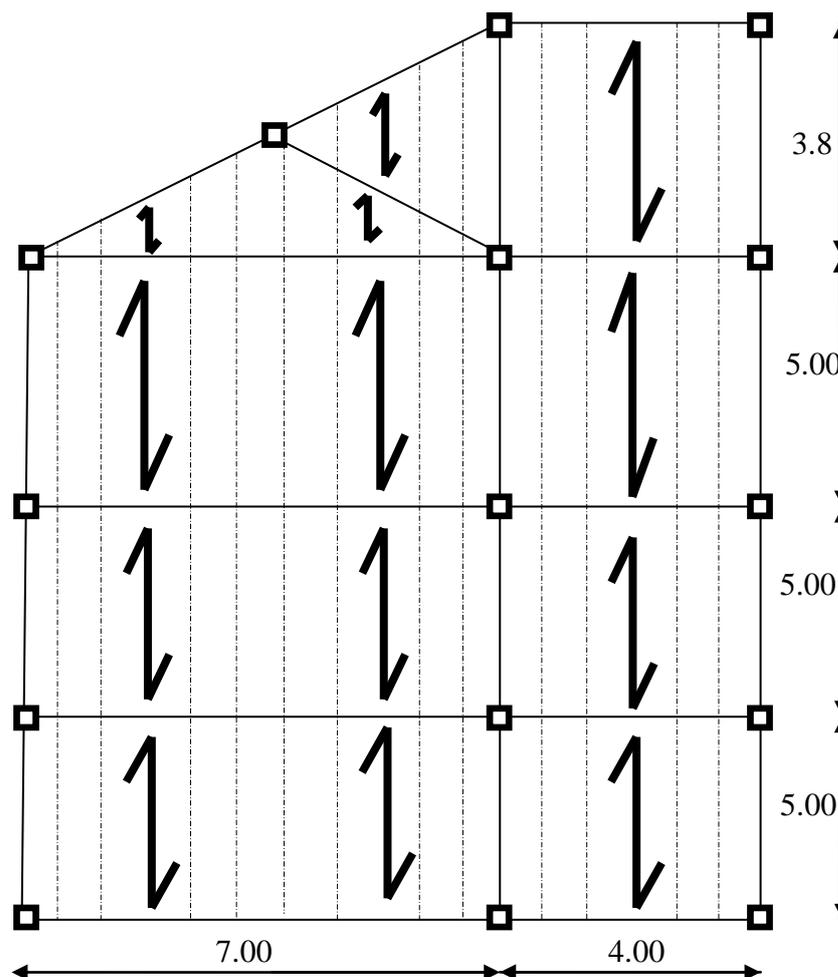


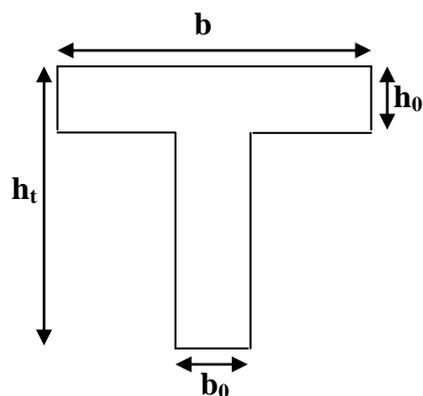
Figure 85 : Disposition des poutrelles

$h_t$  : Hauteur du plancher ( $h_t = 24$  cm).

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm).

$b_0$  : Largeur de la nervure ; tel que :

$b_0 = 10$  cm (forfaitairement).



**Figure 86** : caractéristiques de la poutrelle

$b$  : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

$L_x$  : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

$L_y$  : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à  $L_x$ .

Dans notre projet, on a :  $L_x = 50$  cm et  $L_y = 500$  cm

$$\text{Donc on aura : } \left( \frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left( \frac{55}{2}; \frac{500}{10} \right) = \min(27,5; 50)$$

Ce qui donne :  **$b \leq 65,00$  cm.**

On opte pour :  **$b = 65$  cm**

### I.1.3 Acrotère

#### I.1.3.1 Définition

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle : d'empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse.

### I.1.3.2 Evaluation des charges

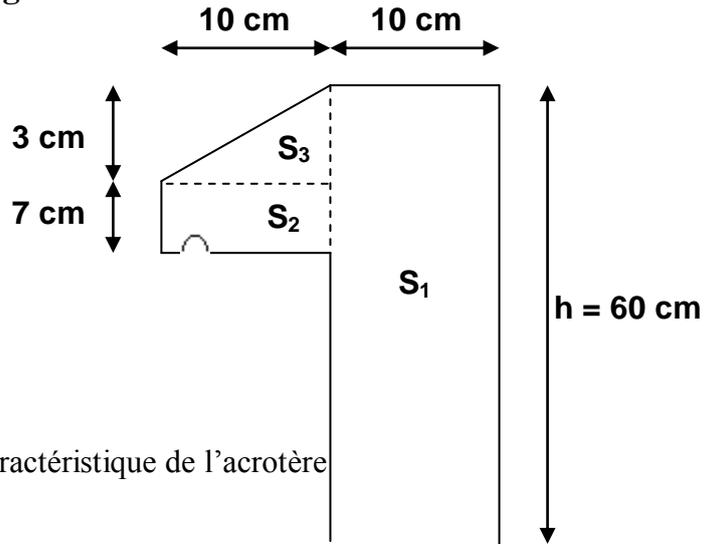


Figure 87 : Caractéristique de l'acrotère

- Surface de l'acrotère est :

$$S_{ac} = S_1 + S_2 + S_3 = (60 * 10) + (7 * 10) + 0.5(10 * 3)$$

$$S_{ac} = 69 \text{ cm}^2 = 0.069 \text{ m}^2$$

- Le volume par mètre linéaire est :

$$V_{ac} = 0.069 \text{ m}^2 * 1 \text{ m} = 0.069 \text{ m}^3$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_{ac} = 0.069 * 25 * 1 = 1.725 \text{ KN / ml}$$

- Enduit de ciment :

$$G = \rho * e * 1 = 2000 * 0.02 = 0.4 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow G_t = 2.125 \text{ KN / ml}$$

## I.2 Pré dimensionnement des éléments principaux

### I.2.1 Poutres principales [P.P]

#### I.2.1.1 Définition

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles.

#### I.2.1.2 Pré dimensionnement

La hauteur des poutres est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$L_{\max}$  : Est la longueur maximale entre les entre axes d'appuis où :

$$L_{\max} = 7.00 \text{ m}$$

$$\frac{700}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{700}{10} \Rightarrow 46.66 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 70 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} h_{pp} = 55 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \quad \text{Où } b : \text{ largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

### I.2.1.3 Vérification des règles du RPA :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad , \text{ On a } b = 30 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad , \text{ On a } h = 55 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad , \text{ On a } h / b = 55 / 30 = 1.66 \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **55 \* 30** pour les poutres principales.

## I.2.2 Poutres secondaires [P.S]

### I.2.2.1 Définition

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

### I.2.2.2 Pré dimensionnement

La hauteur des poutres est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$L_{\max}$  : Est la longueur maximale entre les entre axes d'appuis où :

$$L_{\max} = 500 \text{ cm.}$$

$$\frac{500}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.3 \text{ cm} \leq h_{PS} \leq 50 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h_{pp}} = 40 \text{ cm.} \\ \mathbf{b} = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

### I.2.2.3 Vérification des règles du RPA

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b} \geq 20\text{cm} \quad , \text{ On a } \mathbf{b} = 30 \text{ cm.} \\ \mathbf{h} \geq 30\text{cm} \quad , \text{ On a } \mathbf{h} = 40 \text{ cm.} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \leq 4\text{cm} \quad , \text{ On a } \mathbf{h} / \mathbf{b} = 40 / 30 = 1.00 \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **40 \* 30** pour les poutres secondaires.

## I.2.3 Poteaux

### I.2.3.1 Définition

Ce sont des éléments porteurs du système poutres, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité » transversale et servent au chaînage vertical.

### I.2.3.2 Pré dimensionnement

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité » de forme.
- Règles du RPA99

### I.2.3.3 Critère de résistance

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort  $\mathbf{N_u}$ .

On doit vérifier que : 
$$\sigma_{bc} = \frac{N_U}{A} \leq F_{bU}$$

Avec :

$N_U$  : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

$A$  : Section transversale du poteau tel que :  $\mathbf{A} = \mathbf{b} \cdot \mathbf{h}$ .

$F_{bU}$  : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$F_{bU} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.20 \text{MPa}$$

**Avec :**  $N_U = (1.35G + 1.5Q) * S$

S : Surface afférente supportée par le poteau (surface de charge du poteau).

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

**NB :** La loi de dégression de la charge est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation.

### I.2.3.4 Critère de stabilité de forme

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_U}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

**Avec :**

$B_r$  : Section réduite du poteau :  $B_r = (b - 0.02) * (h - 0.02)$  (m<sup>2</sup>).

$A / B$  : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ;  $A / B = 1\%$

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$

$\lambda$  : L'élanement définie par ;  $\lambda = L_f / i_{\min}$ .

**Avec :**  $L_f$  longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant :  $L_f = 0.7 * l_0$  où :

$l_0$  : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{12}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

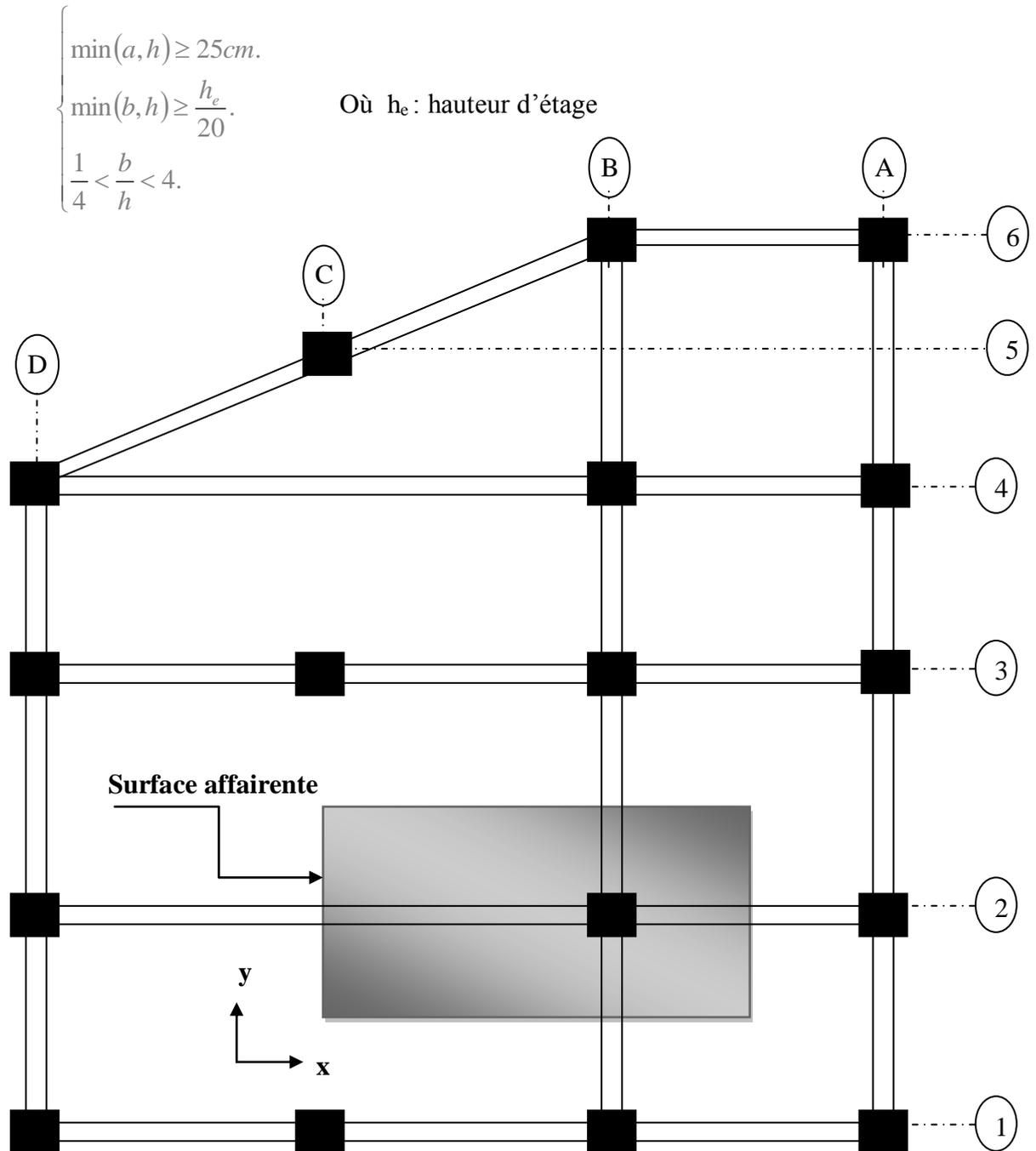
B : section transversale du poteau, tel que :  $B = b * h$

$$\lambda = \frac{0.7 * l_0 * \sqrt{12}}{h}$$

- Si :  $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$
- Si :  $50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$

## I.2.3.5 Règles du RPA99

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes, en zone II<sub>a</sub> :



**Figure 88** : Plan de repérage des poteaux dans la descente de charge

**I.2.3.6 Descente de charge**

$$\text{Surface affaite} : S_{\text{aff}} = (5.5-0.3) * (5-0.3) = 24.44 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.78 * 24.44 = 141.26 \text{ KN}$$

$$G_{\text{pp}} = 5.5 * 0.55 * 0.3 * 25 = 22.6875 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 5 * 0.4 * 0.3 * 25 = 15 \text{ KN}$$

On choisit des poteaux de (35\*40), et la hauteur d'étage est 3.5 m.

$$G_{\text{pot}} = 0.35 * 0.4 * 25 * 3.5 = 12.25 \text{ KN}$$

$$Q = 24.44 * 1 = 24.44 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } G_{\text{tot}} = 191.2 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 24.44 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{294.78 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q = \mathbf{215.64 \text{ KN}}$$

**I.2.3.7 Compression simple**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{S} < \sigma_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{N_u}{\sigma_{bu}} = \frac{294.78 * 10^{-3}}{14.2}$$

$$S = 0.02 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S = 200 \text{ cm}^2$$

$$S = 40 * 35 = 1400 > 200 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

**I.2.3.8 Vérification au flambement**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation.

**➤ Vérification :**

- Calcul de l'élément  $\lambda$  tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

**Avec :**

$l_f$  : Longueur de flambement ;

$$l_f = 0.7l_0 ;$$

$$l_f = 0.7 * 3.5 = 2.45m$$

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

Tel que  $I$  : Moment d'inertie.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.4 * (0.35)^3}{12} = 0.01715m^4.$$

$B$  : section du poteau.

$$B = b * h = (0.4 * 0.35) = 0.14m^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0.01715}{0.14}} \Rightarrow i = 0.35m$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \quad \text{(Section rectangulaire)}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{2.45}{0.3} \Rightarrow \lambda = 28.25$$

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

**Avec  $\alpha$**  : Coefficient de réduction.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{28.25}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.752$$

La formule de l'effort normal ultime donne :

$$B_r \geq \frac{K * B * N_U}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{A}{\gamma_s} f_e}$$

A : Section d'acier.

$B_r$  : Section réduite du béton pour tenir compte de la sensibilité aux défauts d'exécution.

$\frac{A}{B_r}$  : On prend généralement égale à 1% ...BAEL 91(7.4.2)

$\theta$  : Coefficient donné en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'actions ( $\theta = 1$  car  $t < 24h$ ).

K=1 : Car moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$B = \frac{0.85}{\alpha} = \frac{0.85}{0.752} \Rightarrow B = 1.13$$

**Donc :**

$$B_r = \frac{1.13 * 294.78 * 10^{-3}}{\frac{14.2}{0.9} + 0.85 \frac{400 * 10^{-2}}{1.15}} = 0.0167m^2$$

$$or : B_r = (h - 0.02)(b - 0.02) = (0.4 - 0.02)(0.35 - 0.02) = 0.1254m^2$$

$$B_r = 0.1254m^2 > 0.0167m^2$$

Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Condition du RPA :**

Pour les poteaux rectangulaires :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(b_1, h_1) \geq 25 & \text{Condition vérifiée.} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} & \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

➤ **Effort normal réduit :**

On doit vérifier que :  $\frac{N_U}{B * f_{c28}} \leq 0,3$

$$\frac{N_U}{B * f_{c28}} = \frac{294.78 * 10^{-3}}{0.35 * 0.4 * 25} = 0.084 \leq 0,3 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

---

***Chapitre II :***  
***Ferraillage des éléments***  
***secondaires***

---

**Introduction :**

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

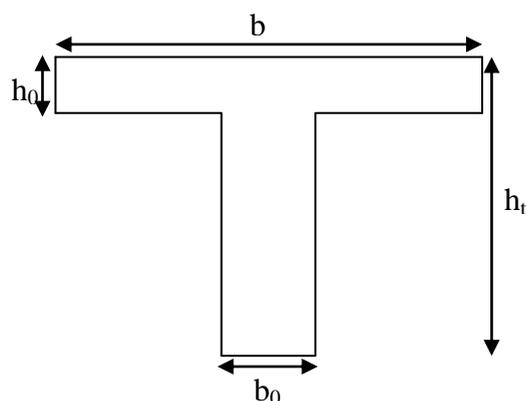
- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

**II.1 Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T, elles portent les entrevous, ces derniers servent de coffrage perdu pour la dalle de compression, elles sont calculées en flexion simple en respectant le critère d'inertie constante.

**II.1.1 Données nécessaires :**

$$\begin{aligned}
 h_t &= 24\text{cm} \\
 h_o &= 4\text{cm} \\
 b &= 65\text{cm} \\
 b_o &= 10\text{cm}
 \end{aligned}$$



**Figure 89 :** Dimensions de la poutrelle

**II.1.2 Calcul des sollicitations :**

- à L'ELU :  $Q_U = 1.35G + 1.5Q$  et  $P_U = bQ_U$
- à L'ELS :  $Q_S = G + Q$  et  $P_S = bQ_S$

Avec :  $b = 0,65$  m.

Nature	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L'ELU		L'ELS	
			Q <sub>U</sub>	P <sub>U</sub>	Q <sub>S</sub>	P <sub>S</sub>
Terrasse inaccessible	5.78	1	9.3	6.05	7.828	4.73

**Tableau 45 :** Les différentes charges sous G.

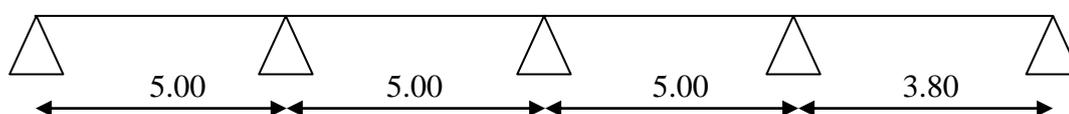
**II.1.3 Méthode de calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

Vu la simplicité et la rapidité, la méthode forfaitaire est préférable pour les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, ...etc.

**Dans notre cas on a un seule type de poutrelle :**



**Figure 90 :** Type de poutrelle

**II.1.4 Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si :

- Des charges te que  $Q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successives ( $l_i / l_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.

**Dans notre cas :**

- $Q = 1KN/m^2 < 5KN/m^2$  .....Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme peut nuisible.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont constantes sur toutes les travées.
- Les rapports entre deux travées successives ne sont pas satisfaits

$$\left( 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \right)$$

**N.B :** l'une des conditions n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc on applique la méthode de **CAQUOT** ou **CAQUOT minorée**.

### II.1.5 Exposé de la méthode de CAQUOT:

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des *constructions industrielles*, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées :

$$Q > 2G \quad \text{ou} \quad Q > 5kN/m^2.$$

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions **b**, **c** ou **d** de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; différence de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable).

Dans ce cas, il faut appliquer la *méthode de Caquot minorée* qui consiste à prendre  $G' = 2/3G$  pour le calcul des moments sur appui.

#### II.1.5.1 Définition des grandeurs pour le calcul des moments en appuis:

Dans ce cas on prend la valeur de  $G'=2/3G$  :

$$M_i = - \frac{q_g l'_g{}^3 + q_d l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

**M<sub>i</sub>** : Le moment maximal constaté en appuis qui est pris en compte dans le calcul de l'appui considéré.

**q<sub>g</sub>** : la charge répartie appliquée sur la travée gauche par rapport à l'appui 'i', sous la combinaison (1.35G+1.5Q).

**q<sub>d</sub>** : la charge répartie appliquée sur la travée gauche par rapport à l'appui 'i', sous la combinaison (1.35G+1.5Q).

**l'<sub>g,d</sub>** : sont des longueurs de *portées fictives l*, telles que :

**l' = 1** pour les deux travées de rive,

**l' = 0.8 l** pour les travées intermédiaires.

#### II.1.5.2 Définition des grandeurs pour le calcul des moments en travée:

Dans ce cas on prend la totalité de G :

$$M_t^{ij} = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

$$M_{\max} = M(x)$$

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la ‘travée de comparaison’ c’est-à-dire dans la travée (ij) indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

$M_t^{ij}$  : Le moment maximal constaté en travée (ij) qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$M_{g,d}$  : Les moments maximaux constatés en appuis qui sont pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

### Remarque :

De part et d’autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l’appui considéré.

Ainsi que d’après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l’appui considéré ( $0.15M_0$ ).

### II.1.5.3 Définition des grandeurs pour le calcul des efforts tranchants :

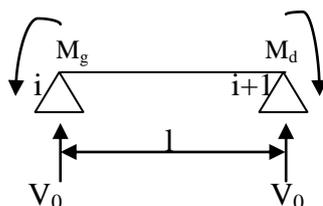
On peut évaluer l’effort tranchant soit :

- par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V_i = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$V_{i+1} = -V_0 + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$M_g$  et  $M_d$  sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs).



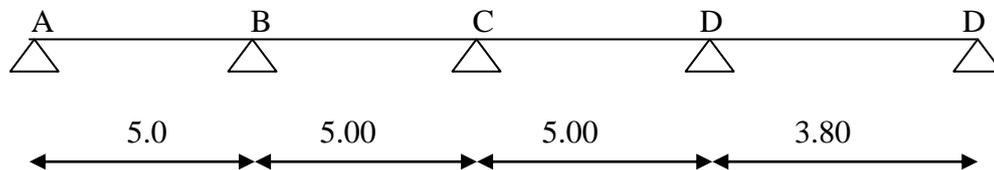
$V_0$  : effort tranchant isostatique.

**II.2 Calcul de la poutrelle :**

**II.2.1 Evaluation des moments en appuis:**

Nature	G' (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L'ELU		L'ELS	
			Q <sub>U</sub>	P <sub>U</sub>	Q <sub>S</sub>	P <sub>S</sub>
Terrasse inaccessible	3.85	1	6.7	4.35	5.35	3.47

**Tableau 46 :** Les différentes charges sous G'.



**Figure 91 :** Longueurs de la poutrelle entre appuis

**II.2.2 Les moments en travées (isostatique) :**

Le rapport entre deux travées successives  $l_i, l_{i+1}$ (la troisième condition de la méthode forfaitaire.

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$$

$$0.8 < (5/3.8) = 1.31 > 1.25$$

Cette condition n'est pas vérifiée et par suite on fait appel à la méthode de Caquot minorée.

**A. Calcul a l'ELU :**

**A.1 Calcul des moments :**

➤ **En appuis de rive :**

$$M_A \text{ et } M_E = 0$$

➤ **En appuis intermédiaires :**

• **Appui (B) :**

$$M_B = - \frac{4.35 \times 5^3 + 4.35 \times 4^3}{8.5 \times (5 + 4)}$$

$$M_B = - 10.75 \text{ KN.m}$$

- Appui(C) :

$$M_c = -\frac{4.35 \times 4^3 + 4.35 \times 4^3}{8.5 \times (4 + 4)}$$

$$\boxed{M_c = - 8.2 \text{ KN.m}}$$

- Appui(D) :

$$M_D = -\frac{4.35 \times 4^3 + 4.35 \times 3.8^3}{8.5 \times (4 + 3.8)}$$

$$\boxed{M_D = - 7.8 \text{ KN.m}}$$

- En travées :

- Travée A-B :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

$$M_{\max} = M(x)$$

$$x = \frac{5}{2} + \frac{0 - 10.75}{6.05 \times 5}$$

$$x = 2.14 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.05}{2} (2.14)(5 - 2.14) - 10.75 \times \left( \frac{2.14}{5} \right)$$

$$\boxed{M_t = 13.91 \text{ KN.m}}$$

- Travée B-C :

$$x = \frac{5}{2} + \frac{-8.2 + 10.75}{6.05 \times 5}$$

$$x = 2.58 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.05}{2} (2.58)(5 - 2.58) - 10.75 \times \left( 1 - \frac{2.58}{5} \right) - 8.2 \left( \frac{2.58}{5} \right)$$

$$\boxed{M_t = 9.45 \text{ KN.m}}$$

- Travée C-D

$$x = \frac{5}{2} + \frac{-7.8 + 8.2}{6.05 \times 5}$$

$$x = 2.51m$$

$$M(x) = \frac{6.05}{2}(2.51)(5 - 2.51) - 8.2 \times \left(1 - \frac{2.51}{5}\right) - 7.8 \left(\frac{2.51}{5}\right)$$

$$M_t = 10.9KN.m$$

- Travée D-E

$$x = \frac{3.8}{2} - \frac{-7.8 + 0}{6.05 \times 3.8}$$

$$x = 1.56m$$

$$M(x) = \frac{6.05}{2}(1.56)(3.8 - 1.56) - 7.8 \times \left(1 - \frac{1.56}{3.8}\right)$$

$$M_t = 5.97KN.m$$

## A.2 Les efforts tranchants :

- Travée A-B :

$$V_0 = \frac{6.05 \times 5}{2} = 15.125KN$$

$$V_A = 15.125 - \frac{0 - 10.75}{5} = 17.28KN$$

$$V_B = -15.125 - \frac{0 - 10.75}{5} = -12.97KN$$

- Travée B-C

$$V_0 = \frac{6.05 \times 5}{2} = 15.125KN$$

$$V_B = 15.125 - \frac{-10.75 + 8.2}{5} = 15.64KN$$

$$V_C = -15.125 - \frac{-10.75 + 8.2}{5} = -14.62KN$$

- **Travée C-D**

$$V_0 = \frac{6.05 \times 5}{2} = 15.125 \text{KN}$$

$$V_C = 15.125 - \frac{-8.2 + 7.8}{5} = 15.21 \text{KN}$$

$$V_D = -15.125 - \frac{-8.2 + 7.8}{5} = -15.05 \text{KN}$$

- **Travée D-E**

$$V_0 = \frac{6.05 \times 3.8}{2} = 11.5 \text{KN}$$

$$V_D = 11.5 - \frac{-7.8}{5} = 13.55 \text{KN}$$

$$V_E = -11.5 - \frac{-7.8}{5} = -9.44 \text{KN}$$

## B. Calcul à l'ELS :

### B.1 Calcul des moments :

➤ **En appuis de rive :**

$$M_A \text{ et } M_E = 0$$

➤ **En appuis intermédiaires :**

- **Appui (B) :**

$$M_B = - \frac{3.47 \times 5^3 + 3.47 \times 4^3}{8,5 \times (5 + 4)}$$

$$\boxed{M_B = - 8.57 \text{KN.m}}$$

- **Appui (C) :**

$$M_C = - \frac{3.47 \times 4^3 + 3.47 \times 4^3}{8,5 \times (4 + 4)}$$

$$\boxed{M_C = - 6.53 \text{KN.m}}$$

- **Appui (D) :**

$$M_D = - \frac{3.47 \times 4^3 + 3.47 \times 3.8^3}{8,5 \times (4 + 3.8)}$$

$$M_D = -6.22 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

• **Travée A-B :**

$$x = \frac{5}{2} + \frac{0 - 8.57}{6.05 \times 5}$$

$$x = 2.14 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{4.73}{2} (2.14)(5 - 2.14) - 8.57 \times \left( \frac{2.14}{5} \right)$$

$$M_t = 10.75 \text{ KN.m}$$

• **Travée B-C :**

$$x = \frac{5}{2} + \frac{-6.53 + 8.57}{6.05 \times 5}$$

$$x = 2.58 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{4.73}{2} (2.58)(5 - 2.58) - 8.57 \times \left( 1 - \frac{2.58}{5} \right) - 6.53 \left( \frac{2.58}{5} \right)$$

$$M_t = 7.25 \text{ KN.m}$$

• **Travée C-D**

$$x = \frac{5}{2} + \frac{-6.22 + 6.53}{6.05 \times 5}$$

$$x = 2.51 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{4.73}{2} (2.51)(5 - 2.51) - 6.53 \times \left( 1 - \frac{2.51}{5} \right) - 6.22 \left( \frac{2.51}{5} \right)$$

$$M_t = 8.41 \text{ KN.m}$$

• **Travée D-E**

$$x = \frac{3.8}{2} - \frac{-6.22 + 0}{6.05 \times 3.8}$$

$$x = 1.56 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{4.73}{2} (1.56)(3.8 - 1.56) - 6.22 \times \left( 1 - \frac{1.56}{3.8} \right)$$

$$M_t = 4.6 \text{ KN.m}$$

### II.2.3 Tableaux récapitulatifs des sollicitations sur la poutrelle :

Types	Appuis	Longueurs fictives (m)		Moments en appuis (KN.m)		Efforts tranchants (KN)	
		l'g	l'd	ELU	ELS	V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
1	A	/	/	/	/	/	17.28
	B	5.00	4.00	-10.75	-8.57	-12.97	15.64
	C	4	4	-8.2	-6.53	-14.62	15.21
	D	4	3.8	-7.8	-6.22	-15.05	13.55
	E	/	/	/	/	-9.44	/

**Tableau 47 :** Sollicitations dans la poutrelle en appuis

Types	Travées	Longueurs	X (m)	Moments en appuis (KN.m)	
		l(m)		ELU	ELS
1	A-B	5.00	2.14	13.91	10.75
	B-C	5.00	2.58	9.45	7.25
	C-D	5.00	2.51	10.90	8.41
	D-E	3.80	1.56	5.97	4.6

**Tableau 48:** Sollicitations dans la poutrelle en travée

### II.3 Ferrailage de la poutrelle :

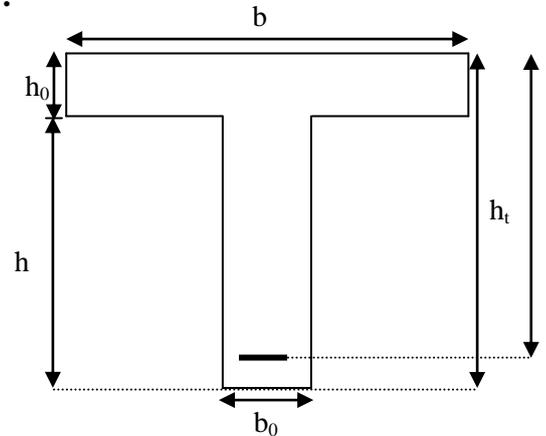
La poutrelle sera ferrillée avec les sollicitations maximales suivantes :

$$A \text{ l'ELU : } \begin{cases} M_{\max}^t = 13.91 \text{ KN.m} \\ M_{\max}^a = -10.75 \text{ KN.m} \\ M_{rive}^a = -2.04 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 17.28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELS : } \begin{cases} M_{\max}^t = 10.75 \text{ KN.m} \\ M_{\max}^a = -8.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### II.3.1 Caractéristiques géométriques de la nervure :

$$\begin{cases} h_t = 24 \text{ cm} \\ b_o = 10 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \\ d = 22 \text{ cm} \\ h_o = 4 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \end{cases}$$



Le calcul du ferrailage se fera pour une section en T soumise à une flexion simple.

### II.3.2 Calcul à l'ELU :

#### a) En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_o f_{bu} \left( d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 73.840 \text{ KN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 13.820 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :  $(b * h) = (65 * 24) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.91 * 10^{-3}}{0.65 * (0.22)^2 * 14.2} = 0.031$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.031$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont

pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ) et  $\varepsilon_s = 10\%$ ;  $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.031}}{0.8} = 0.039$$

$$A_s \geq \frac{M'_{\max}}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{13.91 * 10^{-3}}{0.22(1 - 0.4 * 0.039) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.85 \text{cm}^2$$

### 1. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{b * d * 0.23 * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.22 * 2.1}{400} = 1.726 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.726 \text{cm}^2$$

On remarque que :  $A_{\min} \leq A_s = 1.85 \text{cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$$A_s = 1.85 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 3\phi 10 = 2.36 \text{cm}^2$$

### b) En appui :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $b_0$  et  $h$  ( $0.1 * 0.24$ )  $\text{m}^2$ .

#### b.1) Ferrailage de l'appui intermédiaire :

$$M_{\max}^a = 10.75 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{10.75 * 10^{-3}}{0.1 * (0.22)^2 * 14.2} = 0.156$$

$$\mu_{bu} = 0.156 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.156}}{0.8} = 0.213$$

$$\Rightarrow A_s^a = \frac{M_{\max}^a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{10.75 * 10^{-3}}{0.22(1 - 0.4 * 0.213) * 348} = 1.378 \text{cm}^2$$

$$A_s^a = 1.54 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 1T10 + 1T12 = 1.92 \text{cm}^2$$

- 1T10 : filante.

- 1T12 : chapeau au niveau des appuis.

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.22 * 2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}^2$$

$$A_S^a = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.267 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**2. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{17.28 * 10^{-3}}{0.1 * 0.22} = 0.78 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et  $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(3.25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.572 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**b. 2) Ferrailage de l'appui de rive :**

$$M_{\text{rive}}^a = 2.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{2.04 * 10^{-3}}{0.1 * (0.22)^2 * 14.2} = 0.029$$

$$\mu_{bu} = 0.029 < 0.392 \Rightarrow \alpha = 0.036$$

$$A_{\text{rive}}^a = \frac{M_{\text{rive}}^a}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{2.04 * 10^{-3}}{0.22 * (1-0.4 * 0.036) * 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

On prend **1T8 = 0.5 cm<sup>2</sup>** chapeau au niveau des appuis de rive.

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.22 * 2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}^2$$

$$A_S^a = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.265 \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l.\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{100}{10}; 10\right)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 6.8571 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

**b.3) Espacement:**

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

- { Flexion simple  
 Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$   
 Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$  (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.78 - 0.3 \times 2.1)} = 121.6 \text{ cm}$$

$$St \leq 121.6 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$\boxed{\text{soit } S_t = 15 \text{ cm}}$$

### II.3.3 Vérifications :

#### II.3.3.1 Vérification de la poutrelle à l'ELU

- Vérification des armatures longitudinales ( $A_t$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )

En appui intermédiaire :

$$A_t \geq \left( V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 17.28 + \frac{-10.75}{0.9 \times 0.22} \right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^3} = -0.1 \text{ cm}^2$$

On a pris le moment au niveau de l'appui intermédiaire avec son signe (-) ; donc a ce niveau  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (ça n'a pas d'influence sur les  $A_t$ ).

Au niveau de l'appui de rive

$$A_t \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{17.28 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

- Vérification de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{27.5 \times 17.28 \times 10^{-5}}{0.9 \times 22 \times 65 \times 4 \times 10^{-6}} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

### II.3.3.2 Vérification des poutrelles à l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.
- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- **En travée**

$$M_t^{\max} = 13.91 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = 24.4 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la table de compression} \Rightarrow \text{calcul d'une section en rectangulaire } b \times h.$$

**Calcul de y :**

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

$$y = 4.38 \text{ cm}$$

**Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} \times 4.38^3 + 15 \times 2.36(18 - 4.38)^2$$

$$I = 8387.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.75 \times 10^3}{8387.45} \times 4.38 = 5.61 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **En appui**

$$M_a^{\max} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.92 \times (18 - 4) = 116.8 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la table}$$

de compression  $\Rightarrow$  calcul d'une section en rectangulaire  $b \times h$ .

**Calcul de y :**

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

$$y = 3.99 \text{ cm}$$

**Calcul de moment d'inertie**

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

$$I = \frac{65}{3} \times 3.99^3 + 15 \times 1.92 (18 - 3.99)^2$$

$$I = 7029.15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.57 \times 10^3}{7029.15} \times 3.99 = 4.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

## II.4 Vérifications supplémentaires :

### II.4.1 Vérification de la bielle de béton :

Selon le **CBA93** (Art A. 5. 1. 3), l'effort de cisaillement doit être inférieur à la contrainte de cisaillement :

$$V_U < 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = \min (a_1, a_2)$$

$$a_1 = 0.9 * d = 0.9 * 22 = 19.8 \text{ cm}$$

$$a_2 = 30 - 4 = 26 \text{ cm (appuis de 30cm)}$$

D'où :

$$a = 19.8\text{cm}$$

$$V_U = 17.28\text{KN} < 0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.198 * 0.1 * 25 = 132.165\text{KN}$$

#### II.4.2 Vérification de la flèche :

Les poutrelles sont évaluées selon les recommandations du **CBA93** (Article B.6.8.4.2.4).

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

- ❖  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$
- ❖  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
- ❖  $l \leq 8\text{m}$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{24}{500} = 0.048 = \frac{10.75}{15 \times 14.78} = 0.048$$

D'où la 1<sup>ère</sup> condition est vérifiée.

$$\frac{2.36}{10 \times 22} \leq \frac{3.6}{400} \Rightarrow 0.0107 \geq 0.009$$

Puisque La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche qui est définie par :

$$\Delta f \leq f_{adm}; \text{ Tel que :}$$

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$  Pour une portée  $\leq 5$  m.
- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow$  Pour une portée  $> 5$  m.

**Dans notre cas :**

$$l = 5.00\text{m} \rightarrow f_{adm} = \frac{500}{500} = 1$$

$$\Rightarrow f_{adm} = 1\text{cm}$$

$$\bullet \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{gi}$$

**Tel que :**

- \*  $f_{g\nu}$  Et  $f_{gi}$  : Flèche due aux charges permanentes totales.
- \*  $i$  Et  $\nu$  : Déformation instantanées et différées respectivement.
- \*  $f_{g\nu}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- \*  $f_{g\nu}$  : Flèche due à l'ensemble es charges appliquées (g+q).

**Avec :**

$$* f_{ji} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10E_i * If_{ij}}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10E_i * If_{ig}}$$

$$* f_{Pi} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10E_i * If_{i\gamma}}$$

$$* f_{g\nu} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10E_i * If_{g\nu}}$$

$$* E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195MPa; E_\nu = \frac{1}{3}E_i = 10721.4MPa$$

$$* L = 500m$$

$$* A_s = 2.36cm^2$$

$$* \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho}; \text{ Tel que : } \rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{10 * 22} = 0.0107$$

$$* \lambda_\nu = \frac{0.02 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 0.4 * \lambda_i$$

$$* If_{ig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$$

$$* If_{ij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$$

$$* If_{iP} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_P}$$

$$* If_{\nu g} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{1}{12}bh^3 + 15A\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\text{Et : } I = \frac{1}{3}by^3 + 15A(d - y)^2$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sj} + f_{t28}}$$

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sg} + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sj} + f_{t28}}$$

$$* \mu_P = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{SP} + f_{t28}}$$

**N.B :** Si  $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

$$* \sigma_{Sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I}$$

$$* \sigma_{Sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I}$$

$$* \sigma_{SP} = 15 * \frac{M_{Pser} * (d - y)}{I}$$

✓ **Application numérique :**

▪ **Calcul de I, I<sub>0</sub>, y :**

$$\text{On a : } y = 4.381\text{cm}; I = 12811.039\text{cm}^4$$

$$I_0 = \frac{1}{12} * 65 * (24)^3 + 15 * 2.36 * \left(\frac{24}{2} - 2\right)^2 = 78420\text{cm}^4$$

▪ **Calcul de  $f_{gi}$  :**

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10E_i * I_{fi}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) \rho} = 4.267 \\ M_{gser} = \frac{5.78 * 0.65(5)^2}{8} = 11.74\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_{Sg} = 15 \frac{11.74 * 10^{-3} (0.22 - 0.04381)}{12811.039 * 10^{-8}} = 242.203 \text{ MPa}$$

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.0107 * 242.203) + 2.1} = 0.294$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 * 78420 * 10^{-8}}{1 + (4.267)0.294} = 3.826 * 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{11.74 * 10^{-3} (5)^2}{10 * 32164.95 * 3.826 * 10^{-4}} = 0.0023 \text{ m}$$

▪ Calcul de  $f_{gv}$  :

$$f_{gv} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10E_i * I_{f_{gv}}}$$

$$* M_{gser} = 11.74 \text{ KN.m}$$

$$* \text{avec} : \lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 0.4 * \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 0.4 * 4.267 = 1.7$$

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{Sg} + f_{t28}} = 0.294$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 * 78420 * 10^{-8}}{1 + (1.7 * 0.294)} = 5.75 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gv} = \frac{11.74 * 10^{-3} * (5)^2}{10 * 32164.95 * 5.75 * 10^{-4}} = 0.0047 \text{ m}$$

▪ Calcul de  $f_{Pi}$  :

$$f_{Pi} = \frac{M_{Pser} * l^2}{10E_i * I_{f_{Pi}}}$$

$$\text{avec} : M_{Pser} = \frac{(5.78 + 1) * 0.65 * (5)^2}{8} = 13.77 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{SP} = 15 \frac{13.77 * 10^{-3} (0.22 - 0.04381)}{12811.039 * 10^{-8}} = 284.084 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.0107 * 284.084) + 2.1} = 0.257$$

$$I_{f_{IP}} = \frac{1.1 * 78420 * 10^{-8}}{1 + (4.267 * 0.257)} = 4.11 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$d' \text{ où} : f_{Pi} = \frac{13.77 * (5)^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.195 * 4.11 * 10^{-4}} = 0.0026 \text{ m}$$

▪ Calcul de  $f_{ji}$  :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10E_i * I_{f_{ji}}}$$

$$\text{avec : } M_{jser} = \frac{3.2 * 0.65 * (5)^2}{8} = 6.5 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{6.5 * 10^{-3} (0.22 - 0.04381)}{12811.039 * 10^{-8}} = 134.092 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0.0107 * 134.092) + 2.1} = 0.531$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1.1 * 78420 * 10^{-8}}{1 + (4.267 * 0.531)} = 2.641 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$d' \text{ où : } f_{ji} = \frac{6.5 * (5)^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.195 * 2.641 * 10^{-4}} = 0.0019 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00472 - 0.0019 + 0.0026 - 0.0023$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.0031 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.31 \text{ cm} < f_{adm} = 1 \text{ cm}$$

➔ La condition de flèche est vérifiée dans ce type de plancher.

### II.4.3 Longueur d'ancrage :

Selon le **CBA93** (Art A. 6. 1. 2 2),  $L_s = 40 * \phi$  (longueur de scellement)

et  $L_C = 0.4 * L_s$

- Pour les  $\Phi 8$  ➔  $L_s = 32 \text{ cm} \Rightarrow L_C = 12.8 \text{ cm}$
- Pour les  $\Phi 10$  ➔  $L_s = 40 \text{ cm} \Rightarrow L_C = 16 \text{ cm}$
- Pour les  $\Phi 12$  ➔  $L_s = 48 \text{ cm} \Rightarrow L_C = 19.2 \text{ cm}$
- Pour les  $\Phi 14$  ➔  $L_s = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_C = 22.4 \text{ cm}$

## II.5 Ferrailage de la dalle de compression :

### II.5.1 Armatures perpendiculaires à la nervure :

Selon le **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 * 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

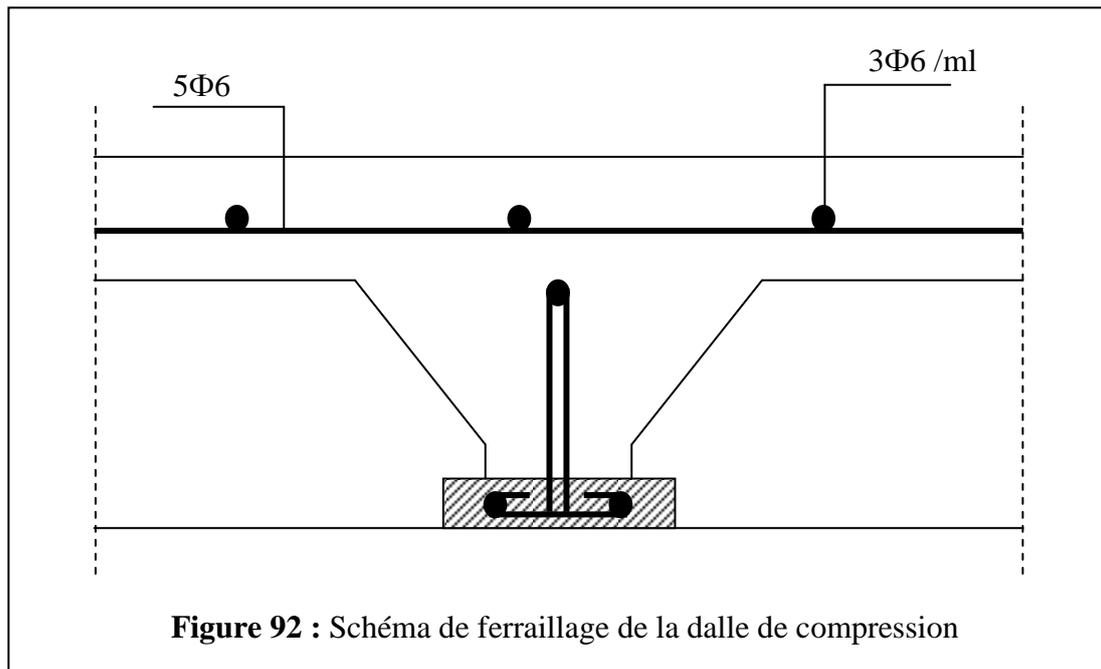
### II.5.2 Armatures parallèles à la nervure :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement :  $S_{//} = 30 \text{ cm}$

### II.5.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression :



### II.5.4 Schéma de ferrailage des poutrelles :

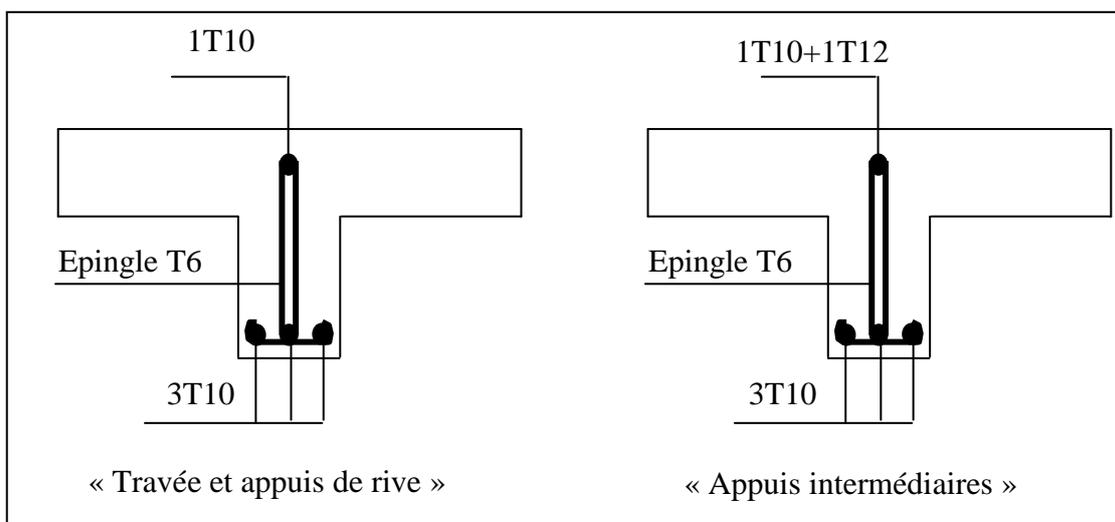


Figure 93 : Schéma de ferrailage des poutrelles

## II.6 Etude de l'acrotère :

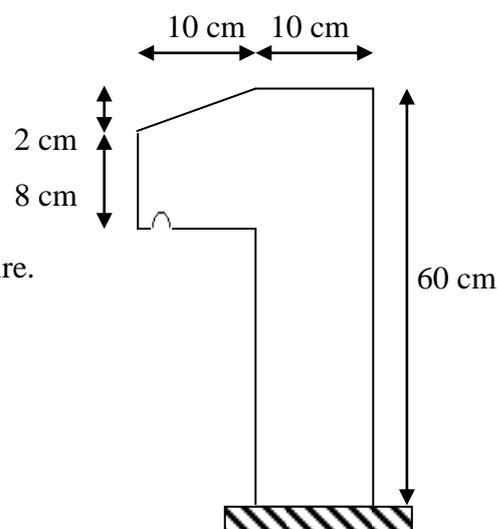
### ▪ Définition :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

### II.6.1 Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.



### II.6.2 Evaluation des charges et surcharges :

Figure 94 : Dimensions Acrotère

#### ➤ Verticales :

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.02 * 20 = 0.4	2.125	1

Tableau 49: Charges et surcharges.

#### ➤ Horizontales : (dues au séisme).

$F_p = 4 * A * C_p * W_p$  D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

#### Tel que :

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

$C_P$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

$W_P$  : poids de l'élément considéré.

**Pour notre cas :**

- Groupe d'usage 2.
- Zone II<sub>a</sub> (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_P = 0,8. \\ W_P = 2,125 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

**Donc :**  $F_P = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,125 \Rightarrow F_P = 1,025 \text{ KN}$

**N.B :** La section de calcul en flexion composée sera de  $(100 * 10) \text{ cm}^2$ , car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

### II.6.3 Calcul des sollicitations :

a) Calcul du centre de pression :

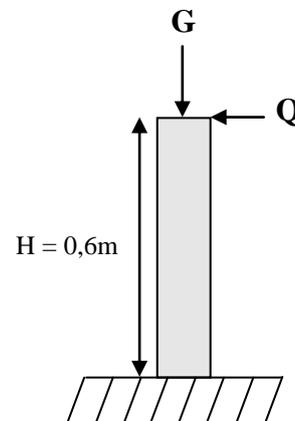
$$x_C = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

Tel que :  $\sum A_i = S$

$$x_C = 0,0628 \text{ m}$$

$$y_C = 0,3320 \text{ m}$$

$$x_C = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1 / 2) + 0,08 * 0,1 * (0,1 + 0,1 / 2) + 0,5 * 0,1 * 0,02 * (0,1 + 0,1 / 3)}{0,069}$$



**Figure 95 :** Les Sollicitations sur l'acrotère

**b) Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 2,125 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_P = 1,02 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P * y_C = 1,02 * 0,3320 \Rightarrow M_{F_P} = 0,3386 \text{ KN.m.}$$

**N.B:** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
<b>N (KN)</b>	2,125	2,868	2,125
<b>M (KN)</b>	1,02	0,9	0,6

**Tableau 50 :** Différentes combinaisons à utiliser.

**II.6.4 Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,868} = 0,3138m \\ \frac{H}{66} &= 0,6 = 0,1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$  ; **Tel que**  $e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_1$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

d'où :  $e_2 = 0,3138 + 0,02 = 0,3338m$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

**Tel que :**

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864 \text{ cm.}$$

$$d'ou : e_t = e_2 + e_3 = 33.38 + 0.864 = 34.244 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,868 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2.868 * 0,34244 = 0,98 \text{ KN.}$$

### II.6.5 Ferrailage de l'acrotère:

**a) à l'ELU :**

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm;}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa;}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$$

Tel que :  $M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

$M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.6868 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * \overline{\sigma}_{bc}} = \frac{1.066 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.01173 < \mu_t = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'ou :  $A's = 0$ .

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0168$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0794$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * \overline{\sigma}_s} = \frac{1.066 * 10^{-3}}{0.0794 * 348} = 0.3858 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{Ls} - \frac{N_u}{\overline{\sigma}_s} = 0.3858 * 10^{-4} - \frac{2.868 * 10^{-3}}{348} = 0.3034 \text{ cm}^2$$

**II.6.6 Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{r28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{T8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

**• Armatures de répartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 5 \text{ Ø6 (1,41 cm}^2/\text{ml)}.$$

**• Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{ cm}.$
2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 20 \text{ cm}.$

**II.6.7 Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = 1,5 * G = 1,5 * 2.868 = 4.3 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{4.3 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,05375 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

**II.6.8 Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4.3}{0.9 * 0.08 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.792 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

b) à l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A ;$$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.125} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.31235m$$

$$e_A > d \Rightarrow C \text{ à l'extérieur de la section.}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.31235 = -0.23235m$$

$$y_{sser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 * c^2 - (c - d') * \frac{6 * n * A_s'}{b} + (d - c) * \frac{6 * n * A_s}{b} .$$

$$q = -2 * c^3 - (c - d')^2 * \frac{6 * n * A_s'}{b} - (d - c)^2 * \frac{6 * n * A_s}{b} .$$

$$p = -3 * (-0.23235)^2 - (0.08 + 0.23235) * \frac{6 * 15 * 2.01}{1} = 56.34215m^2$$

$$q = -2 * (-0.23235)^3 - (0.08 + 0.23235)^2 * \frac{6 * 15 * 2.01}{1} = -17.62340m^3$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = (-17.6234)^2 + \frac{4 * (56.34215)^3}{27} = 26807.57m^6$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 * (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 * (163.73 + 17.6234) = 90.676m^3$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (90.676)^{\frac{1}{3}} = 4.49m$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 * z} = 4.49 - \frac{56.34215}{3 * 4.49} = 0.307m$$

(Distance de l'axe neutre au centre de pression C, comptée positivement avec un effort normal  $N_{ser}$  de compression, négativement en traction.

$$\rightarrow y_{ser} = 0,307 - 0.23235 = 0.07465m$$

(distance de l'axe neutre à la fibre supérieur de la section).

II.6.9 Calcul des contraintes :

$$I = \frac{b * y_{ser}^3}{3} + 15 * (A_s * (d - y_{ser})^2 + A'_s * (y_{ser} - d')^2)$$

→ (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{1 * (0.07465)^3}{3} + 15 * (2.01 * (0.08 - 0.07465)^2) = 1.0016 * 10^{-3} m^4$$

$$K = \frac{N_{ser} * y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$K = \frac{2.125 * 0.307}{1.0016} = 0.6513 MN / m^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K * y_{ser} = 0.6513 * 0.07465 = 0.04862 MPa \rightarrow \text{Béton} \\ et \\ \sigma_s = n * K * (d - y_{ser}) = 15 * 0.6513 * (0.08 - 0.07465) = 0.05223 MPa \rightarrow \text{Acier} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} * f_e; 150 * n)$  tel que : n = 1,6 :H.A.

$$\min(\frac{2}{3} * 400; 150 * 1.6) = \min(266.67; 240)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 MPa \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II.6.10 Schéma de Ferrailage :

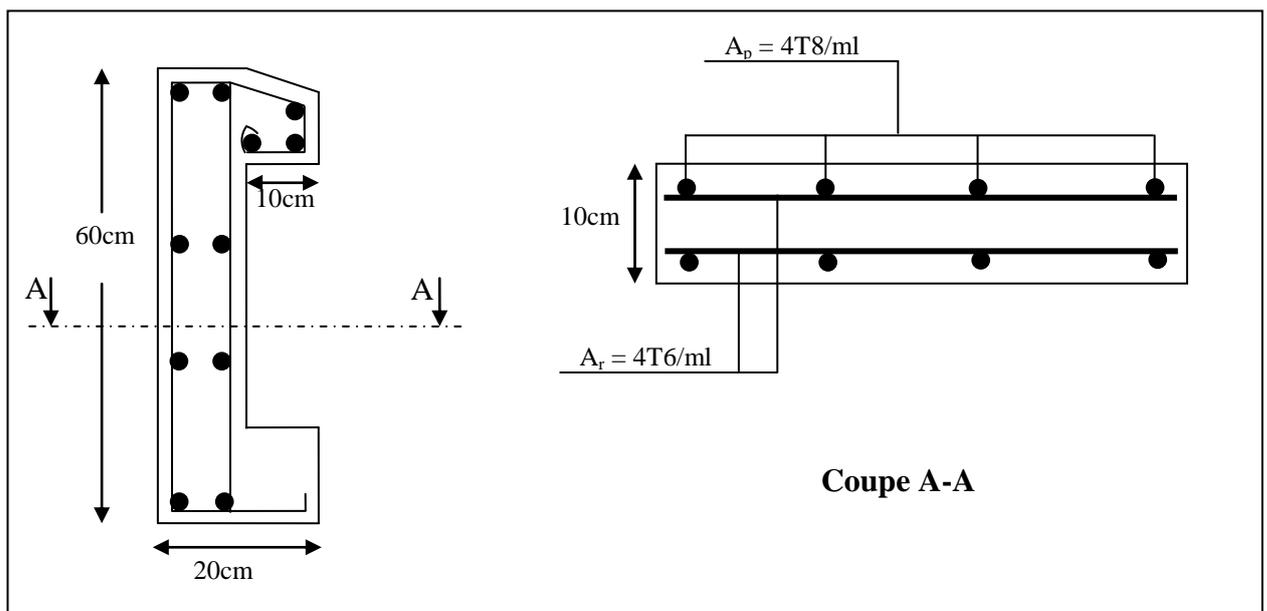


Figure 96 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

---

*Chapitre III :*  
*Etude sismique*

---

**Introduction :**

Selon le **RPA99/** version 2003 (**Art 3. 4. A. 1. a**), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze mètres (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, par contre notre structure a un seul étage de hauteur de 3.5m, en se référant à l'article (**3. 4. A. 1. a**) **du RPA99/** version 2003, la structure sera contreventer par portiques autostable.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Sap2000 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

**III.1 Méthode de calcul :**

Les règles parasismiques (**RPA99**) présentent deux méthodes de calcul des sollicitations :

- 1) La méthode statique équivalente définie précédemment dans A.III.3.2.1.
- 2) La méthode dynamique définie précédemment dans A.III.3.2.2.

**III.1.1 Méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Selon le **RPA99** (**Art. 4. 2. 4**), la période empirique pour les portiques autostables se calcul comme suit :

$$T = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

**Avec :**

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau **N**.

$$\Rightarrow h_N = 3.5m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0.075 \text{ (Tableau 4.6 du RPA99)}$$

$$T = 0.075 * (3.5)^{\frac{3}{4}} = 0.19s$$

**Valeur de  $T_1$  et  $T_2$  :**

$T_1$  Et  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site « **RPA99** »  
(tableau 4.7).

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site 3 : } \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

$$0 < T < T_2 \Rightarrow D = 2.5 * \eta^*$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$   $\rightarrow$  Facteur de correction d'amortissement.

**Avec :**  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type des remplissages « RPA99 (Tableau 4-2) ».

Portique en béton armé, remplissage léger :  $\rightarrow \xi = 6\%$

Donc :  $\eta = 0.93$

D'où : **D = 2.34**

L'analyse de la structure sur le Sap2000 nous donne : **W=1736.241KN**, tel que

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q = 1 +  $\sum P_q$  (RPA)**

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4

Zone II + groupe d'usage 1B  $\rightarrow$  **A = 0.2**

$$\mathbf{Q = 1.2}$$

$$\mathbf{R = 5}$$

**NB :** tous les paramètres (A, D, Q, R) utilisés dans ce calcul sont définis dans la première partie de ce mémoire.

$$\text{D'où : } \begin{cases} V_x = V_y = \frac{A * D * Q}{R} * W = \frac{0.2 * 2.34 * 1.2}{5} * 1736.241 \\ V_x = V_y = 195.01KN \end{cases}$$

### III.1.2 Principe de la méthode spectrale :

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.

#### a) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients  $A$ ,  $\eta$ ,  $R$ ,  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $Q$  : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,2 \quad A = 0,2 \quad \eta = 0,93 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$

#### b) Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Ou :  $N$  est le nombre de niveau au dessus du sol et  $T_K$  la période du mode  $K$ .

### III.2 Pourcentage de participation de masse :

modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.193995	0.00167	0.99514	3.905E-09	0.00167	0.99514	3.905E-09
2	0.167644	0.96715	0.00251	7.351E-07	0.96883	0.99766	0.000000739
3	0.152823	0.03115	0.00233	1.491E-08	0.99997	0.99999	7.539E-07
4	0.025198	0.00000201	0.000000706	0.14223	0.99998	0.99999	0.14223
5	0.022974	0.000001388	0.000002615	0.14048	0.99998	0.99999	0.28271
6	0.020936	0.000001726	3.144E-07	0.11677	0.99998	0.99999	0.39947
7	0.020849	5.936E-09	3.489E-08	0.04411	0.99998	0.99999	0.44358
8	0.019489	1.257E-07	2.156E-11	0.06238	0.99998	0.99999	0.50596
9	0.017848	0.000004409	5.725E-07	0.0662	0.99998	0.99999	0.57216
10	0.016659	0.000005462	1.008E-07	0.08361	0.99999	0.99999	0.65577
11	0.016402	0.000001534	2.253E-08	0.02741	0.99999	0.99999	0.68318
12	0.015832	4.302E-08	0.000001488	0.05756	0.99999	0.99999	0.74073

**Tableau 51 :** pourcentage de participation massique des vestiaires par SAP2000

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Du tableau précédent on constate que les deux modes les plus prépondérants sont :

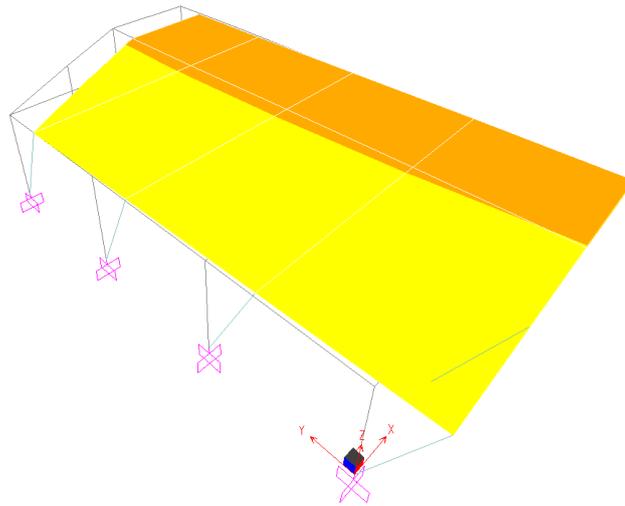
- Le premier mode suivant l'axe Y-Y avec un taux de participation supérieur à 99%.
- Le deuxième mode suivant l'axe X-X avec un taux de participation supérieur à 96%.

### III.3 Les réponses modales de la structure :

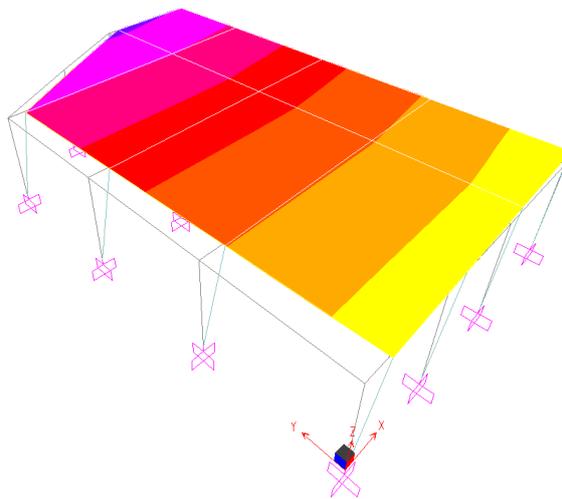
- **Déformation modale :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

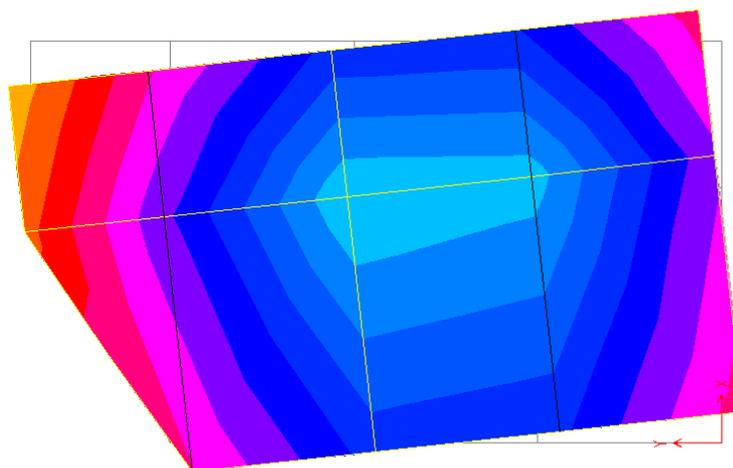
**III.3.1 Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période T = 0,19 s**



**III.3.2 Mode 2 : Translation suivant X-X, période T = 0,16 s**



**III.3.3 Mode 3 : Torsion suivant Z-Z, période T = 0,15 s**



### III.4 Réactions à la base :

modes	F1(KN)	F2(KN)	F3(KN)	M1(KN)	M2(KN)	M3(KN)
1	-91.23	815.133	398.596	-1540.899	-190.684	-6.070
2	-1160.016	52.158	-712.219	-115.494	-2240.771	-18.763
3	-1033.298	572.911	-368.228	-1107.872	-2016.348	-105.957
4	106.084	122.14	156.226	-141.132	119.414	-0.082
5	-0.662	-2.594	-45.783	1.680	-0.603	-0.080
6	-97.682	1130.173	3432.103	-1298.828	-113.725	-0.119
7	11.201	-288.56	-1198.091	331.657	13.159	0.032
8	-3.131	1.86	-7.246	-2.103	-3.785	0.006
9	5.518	-46.527	-281.163	53.202	6.534	-0.148
10	66.707	15.337	239.222	-18.013	73.290	-0.129
11	-22.039	-20.481	-107.921	23.893	-25.195	0.101
12	-436.414	18.56	-381.456	-21.710	-497.989	0.068

Tableau 52 : Réactions à la base

### III.5 Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

#### III.5.1 Les combinaisons de calcul :

Etat limite ultime	Etat limite de service
$1,35G + 1,5 Q$ $G + Q + E_{x,y}$ $G + Q - E_{x,y}$ $G + Q + 1,2E_{x,y}$ (pour les poteaux) $G + Q - 1,2E_{x,y}$ (pour les poteaux) $0,8G + E_{x,y}$ $0,8G - E_{x,y}$	$G + Q$

Tableau 53 : Combinaisons de calcul

### III.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	195.01	156	223.625	Vérifiée
Sens yy	195.01	156	227.504	Vérifiée

**Tableau 54 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

On remarque aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de **30%**.

$$T_{\text{sap}}=0.19\text{s} < 1.3 \cdot T_{\text{RPA}}=0.24\text{s}$$

### III.5.3 Calcul des déplacements :

Selon le **RPA99 (art 4. 4. 3)**, le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{eK} ;$$

**Avec :**

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de la torsion).

$R$  : Coefficient de comportement ( $R = 5$ ).

Le déplacement relatif du niveau « K » par rapport au « K-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} ;$$

**Avec :**

$$\Delta_K < 1\% \cdot h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 5. 10).}$$

$$1\% \cdot h_e = 0.01 \cdot 3.5 = 0.35$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci après :

Niveau	Sens X-X				
	$h_K$	$\delta_{eK}$	$\delta_{K-1}$	$\delta_K$	$\Delta_K$
RDC	3.50	0.0057	0	0.0285	0.0285

**Tableau 55** : Résultats des déplacements Sens X-X

Niveau	Sens Y-Y				
	$h_K$	$\delta_{eK}$	$\delta_{K-1}$	$\delta_K$	$\Delta_K$
RDC	3.50	0.074	0	0.025	0.025

**Tableau 56** : Résultats des déplacements Sens Y-Y

Donc d'après les **tableaux N°IV. 6 et 7**, nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés.

### III.5.4 Vérification de l'effet $P_{\Delta}$ :

Les effets du second ordre ou effets ( $P_{\Delta}$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.10 ;$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

$h_K$  : Hauteur de l'étage « K ».

- Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets ( $P_\Delta$ ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur «  $\frac{1}{1-\theta}$  ».
- Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Sens X-X :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_k$
3.50	0,0057	1736.241	195.01	3.5	0,014

**Tableau 57** : Effet P- $\Delta$  suivant X-X

$\theta_k = 0,014 < 0,1$  , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_k$
3.50	0.074	1736.241	195.01	3.5	0,093

**Tableau 58** : Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y

$\theta_k = 0,093 < 0,1$  , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

---

*Chapitre IV :*  
*Ferraillage des éléments*  
*structuraux*

---

### IV.1 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

- 1)  $1,35G + 1,5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q+E$  RPA v2003 (Art 5.2)
- 4)  $G+Q-E$
- 5)  $0,8G+E$
- 6)  $0,8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

#### IV.1.1 Les recommandations du RPA 99 v2003 :

##### IV.1.1.1 Les armatures longitudinales

RPA 99 v 2003 (Art 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal est de:  $0,8 \% b_1 \times h_1$  (Zone II).
- Leur pourcentage maximal est de :
  - 4 % en zones courantes.
  - 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Types	A : Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}(\text{cm}^2)=0,8\% A$	$A_{\max}(\text{cm}^2)=4\% A$ Zone courante	$A_{\max}(\text{cm}^2) = 6\% A$ Zone nodale
Poteau	40×35 (cm <sup>2</sup> )	11,2	56	84

**Tableau 59 :** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA

### IV.1.1.2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm}) \quad (\text{zone nodale})$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \quad (\text{zone courante}). (\phi_l \text{ diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau})$$

$\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

avec  $\lambda_g$  : élancement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

$$- A^{\min} = 0,3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A^{\min} = 0,8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g < 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

**IV.1.2 Ferrailage des poteaux :**

**IV.1.2.1 Les armatures longitudinales :**

Les poteaux sont ferrailés par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel **SOCOTEC** et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone IIa.

Les Résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Poteau	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Type1	-383.885	16.974	<b>7.04</b>	75.116	-121.43	<b>8.16</b>	<b>11.2</b>	4T16+4T12=12.56

**Tableau 60 :** Les armatures longitudinales adoptées pour le poteau.

**IV.1.2.2 Armature transversale :**

Les différents poteaux	Type1
Section (cm)	<b>40x35</b>
$\phi_l^{max}$ (cm)	1,6
$\phi_l^{min}$ (cm)	1,2
$l_f$ (cm)	245
$\lambda_g$	8
$t_{zonenodale}$ (cm)	10
$t_{zonecourante}$ (cm)	15
$V_u$ (KN)	36,78
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	0,656
$A_{min}^t$ (cm <sup>2</sup> ) zone nodale	1,05
$A_{min}^t$ (cm <sup>2</sup> ) zone courante	1.57
$A_{adoptee}^t$ (cm <sup>2</sup> )	2.01
Nombre de barres	4T8

**Tableau 61 :** Les armatures transversales adoptées pour le poteau

Conformément aux règles du RPA 99 V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}\right)$ . Ce qui est vérifiée dans notre cas.

### IV.1.3 Vérifications :

#### IV.1.3.1 vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA (Art B.8.4.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$L = 3.5 \text{ m} ; N^{\max} = 383,885 \text{ KN.}$$

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

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 3.5 = 2,45 \text{ m} \quad (\text{longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0.4}{\sqrt{12}} = 0,115 \text{ m} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$D'ou \quad \lambda = \frac{2,45}{0,115} = 21,3 \Rightarrow \alpha = 0,79$$

$$B_r = 0,1254 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

Donc

$$N_u = 0,79 \times \left( \frac{0,1254 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 2 * 8,16 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 2283,02 \text{ KN}$$

On a  $N_{\max} = 383,885 < 3495,87 \text{ KN}$  la condition est vérifié ; donc pas de risque de flambement.

**IV.1.3.2 Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

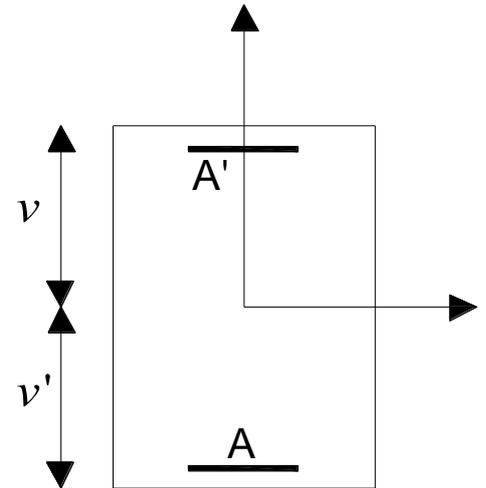
$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$



**Figure 97 :** Section d'un poteau

Les résultats de la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Les différents poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Poteau type 1	40×35	36	12,56	21,89	18,11	0,0022	280,676	12,393	3,23	15

**Tableau 62 :** Vérification des contraintes dans le béton

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**IV.1.3.3 Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003 (Art 7.4.3.2)}$$

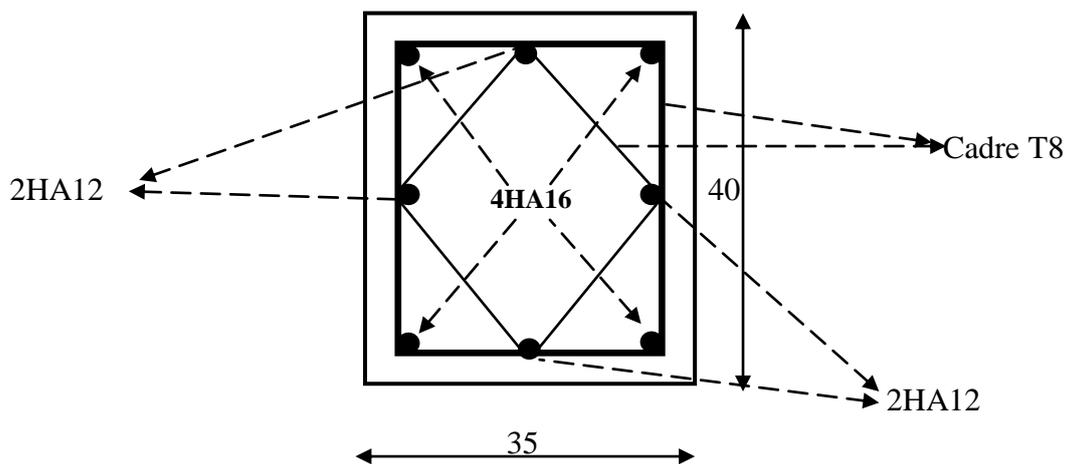
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les vérifications aux sollicitations tangentielles sont résumées dans le tableau suivant :

Les différents poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_{adm}$ (MPa)
Poteau type 1	40×35	2,45	8	0,075	36	36,78	0,292	1,875

**Tableau 63 :** Vérification des contraintes tangentielles

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.



**Figure 98 :** Ferrailage des poteaux type 1

## IV.2 Etudes des poutres:

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 à savoir :

- 1,35 G+1,5 Q
- G + Q
- G + Q + E RPA99 (Article 5.2)
- 0,8 G + E
- 0,8 G – E

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue un seul type de poutre, Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA 99 en zone IIa.

### IV.2.1 Recommandation du RPA99 :

#### IV.2.1.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%,  $A_l^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \Phi$  (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

#### IV.2.1.2 Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$  dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_i \leq \frac{h}{2}$  en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre  $\Phi_1$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## IV.2.2 Ferrailage des poutres

### IV.2.2.1 Ferrailage des poutres principales :

#### a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel SAP 2000, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
55×30	Appui/Z <sub>c</sub>	214.3645	190.812	13.61	8.25	3T20 + 3T14 = 14.04
	Travée /Z <sub>r</sub>	134.4635		8.12		3T16 + 3T12 = 9.42

**Tableau 64 :** Les armatures longitudinales dans les poutres

Z<sub>c</sub> : zone courante

Z<sub>r</sub> : zone de recouvrement

#### ➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

#### b) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(2 ; \frac{55}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,4 ; 1,57 ; 3) = 1,4 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (deux cadres)

#### c) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 104,66 \text{ cm}$$

$$S_{t_2} \leq \min(0,9 \times h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t_2} = 40\text{cm}$$

BAEL 91 (Art H.III.3)

$$S_{t_3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{190,812 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 1,38\text{MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t_3} \leq 44,65\text{cm}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \quad \text{On adopte un espacement de 20 cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(13,75 ; 2)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 100$  cm

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 20 \times 46 = 2,76\text{cm}^2$$

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,76\text{cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### IV.2.2.2 Vérifications des poutres principales:

##### a) Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,66\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

##### b) Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
55×30	190,812	1,38	3,25

**Tableau 65** : Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

**c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

➤ **En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ **En appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

section	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$M_u^a$ (MN.m)	Ap rive (cm <sup>2</sup> )	Ap inter (cm <sup>2</sup> )
55×30	14,04	0,214	5.52	-9.39

**Tableau 66** : Vérification au cisaillement

**d) Vérification à l'ELS :**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **Etat limite de compression du béton :**

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$y = 14,64 \text{ cm}$$

$$I = 1,145 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,09816}{0,00114} \times 0,146 = 9,78 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 9,78 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91 (Article B.6.5) et du CBA 93.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{55}{700} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,078 > 0,0625 \quad \text{Vérifiée}$$

$$M_t = 98.168 \text{ KN.m}$$

$$G = 28.9 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0,55 \times 0,30 = 4.125 \text{ KN/m} \rightarrow q_u = 28.9 + 4.125 = 30.025 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{30.025 \times 7^2}{8} = 183,91 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{55}{700} = 0,078 > \frac{98.168}{10 \times 183.91} = 0,53 \quad \text{Vérifiée}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{14,04 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,46} = 0,0101 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Vérifiée}$$

**IV.2.2.2 Armatures des poutres (Armature de peau) :**

Les armatures dénommées "armatures de peau" sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 4 fois leur diamètre.

On entend par écartement la distance entre axes de deux barres consécutives. En outre, dans les cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable, les prescriptions sont modifiées par celles données dans A.4.5.3.4 (A.7.3 CBA93).

Outre le cas général spécifié en (A.7.3 CBA93) il y a lieu dans le cas courant de poutre de longueur inférieure à 25 m avec  $b_0$  supérieur à 0.15m de prendre les valeurs de sections "d'armatures de peau" par mètre de longueur de parois suivantes:

- Fissuration peu préjudiciable 0
- Fissuration préjudiciable  $1 \text{ cm}^2/\text{m}$

**❖ BAEL 6.1.3.1 ARMATURES DE PEAU :**

«La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre ; il est loisible de compter comme armatures de peau les armatures de précontrainte prétendues voisines d'un parement.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins  $2 \text{ cm}^2$  par mètre de largeur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

Il est cependant loisible de ne pas disposer d'armatures transversales de peau pour les pièces dont la plus grande dimension transversale n'excède pas 40 cm.»

$$A_p = 0.1\% * B * A = 0.001 * 55 * 30 = 1.65 \text{ cm}^2 \quad (A_p : \text{armatures de peau})$$

$$\text{On choisit } A_p = 2 \text{ HAT12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

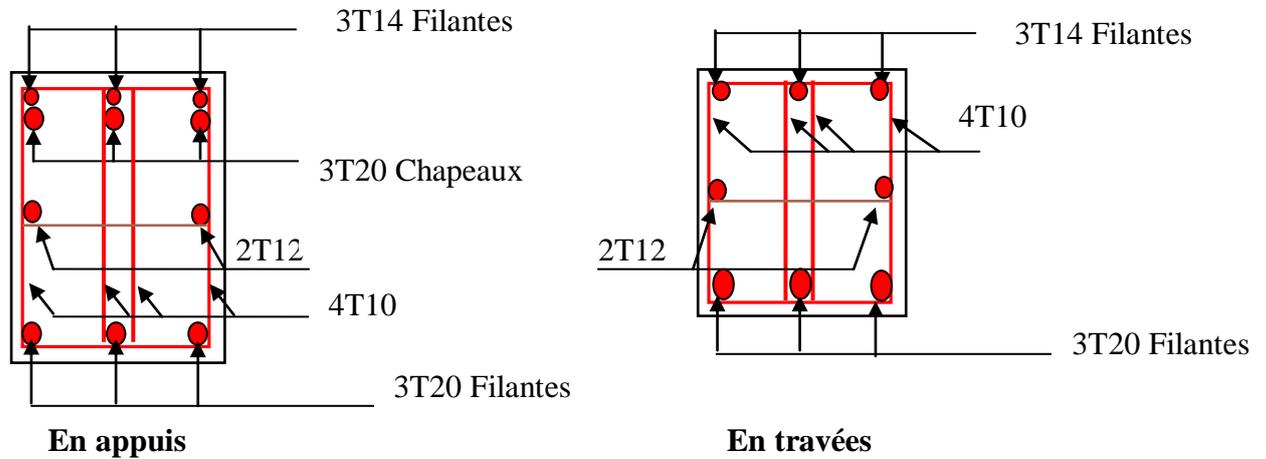


Figure 99 : Schéma de ferraillage des poutres principales

IV.2.2.3 Ferraillage des poutres secondaires :

d) Les armatures longitudinales:

Le ferraillage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel SAP 2000, et cela après comparaison avec le ferraillage minimum donné par le RPA99 V2003.

Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
40×30	Appui/Z <sub>c</sub>	65.96	102.705	5.47	6	3T12+3T12 = 6.79
	Travée /Z <sub>r</sub>	39.31		3.17		3T14 = 4.62

Tableau 67 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Z<sub>c</sub> : zone courante

Z<sub>r</sub> : zone de recouvrement

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

**e) Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,4 ; 1,14 ; 3) = 1,14 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**f) Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 36 \text{ cm}$$

BAEL 91 (Art H.III.3)

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 71,47 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{102,705 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,47} = 0,93 \text{ MPa}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \quad \text{On adopte un espacement de 20 cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(10 ; 16,8)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 20 \times 46 = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**IV.2.2.4 Vérifications des poutres secondaires:****e) Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**f) Vérifications des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
40×30	102.705	0.93	3,25

**Tableau 68** : Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ Pas de risque de cisaillement.}$$

**g) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

➤ **En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ **En appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

section	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$M_u^a$ (MN.m)	Ap rive (cm <sup>2</sup> )	Ap inter (cm <sup>2</sup> )
40×30	6.79	0,28	2.93	-21.24

**Tableau 69** : Vérification au cisaillement

**h) Vérification à l'ELS :**

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **Etat limite de compression du béton :**

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$y = 14,22 \text{ cm}$$

$$I = 2,65 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,028}{0,00265} \times 0,142 = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,49 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{40}{500} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,08 > 0,0625 \quad \text{Vérifiée}$$

$$M_t = 28 \text{ KN.m}$$

$$G = 3.76 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 3.76 + 3 = 6.76 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.76 \times 5^2}{8} = 21.125 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{28}{10 \times 21.125} = 0,073$$

Vérifiée

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0061 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Vérifiée

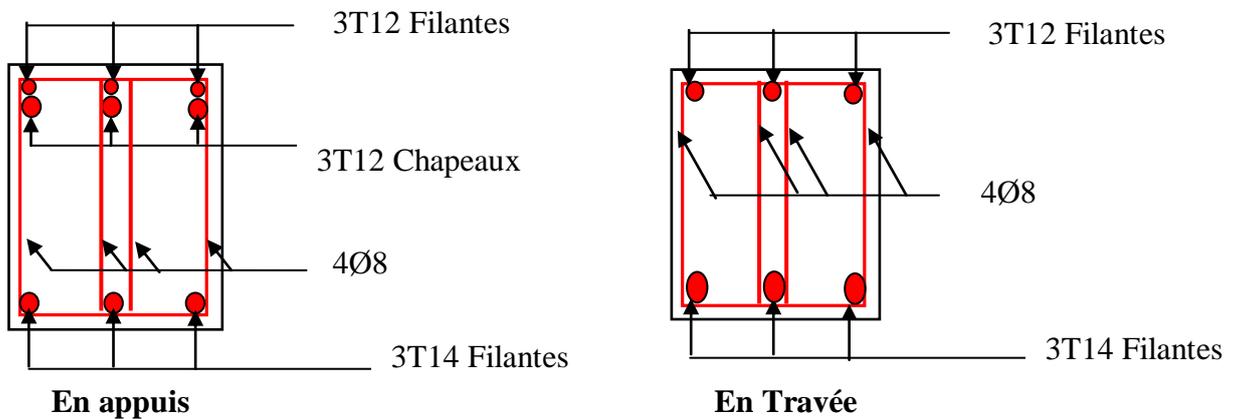


Figure 100 : Schéma de ferraillage des poutres secondaires

---

**C - ETUDE DES FONDATIONS ET DE LA  
STABILITE D'ENSEMBLE**

---

---

***Chapitre I :***  
*Etude de l'infrastructure*

---

## I.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

## I.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

La contrainte admissible du sol site  $S_3$   $\sigma_{sol} = 1,8\text{bar}$

La profondeur d'ancrage :  $D = 2\text{m}$ .

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action accidentelles suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

## I.3 Fondations des vestiaires

On a des Poteaux de section  $(40*35)\text{ cm}^2$ .

### I.3.1- Détermination des sollicitations:

Les sollicitations les plus défavorables sont données par le SAP2000 est sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
$N^{\max}$ (KN)	285.83	383	280
$M_y$ (KN.m)	2.18	0.09	0.07
$M_x$ (KN.m)	41.47	16.97	12.39
$V_y$ (KN)	1.21	0.02	0.02
$V_x$ (KN)	26.83	14.11	10.30

**Tableau 70** : Les sollicitations à la base des poteaux  $(40*35)$

### I.3.2- Pré dimensionnement de la semelle :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base  $(a*b)$ , donc les semelles sont rectangulaire  $(A*B)$ .

A et b : dimension du poteau considéré.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire  $(a*b)$ , donc :  $S = A * B$ .

$$N^{\max} = 383 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et p\^oteau homodh\^etiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \sigma_{sol}}}$$

$$\text{Donc : } B = \sqrt{\frac{0,4 \times 0,383}{0,35 \times 0,18}} = 1,56 \text{ m}$$

$$\text{D'o\^u : } A = \frac{a}{b} B = \frac{0,35}{0,4} \times 1,56 = 1,36 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } \boxed{A=1,4\text{m}} \text{ \& } \boxed{B=1,6\text{m}}$$

- **Crit\^ere de non poin\^onnement:**

On doit v\^erifier :  $\sigma_M < \sigma_{sol}$

$\sigma_M$  : La contrainte maximale dans la semelle donn\^ee par la formule suivante :

$$\text{On a : } e = \frac{M}{N}$$

$$(1) \left\{ \begin{array}{l} e < \frac{a}{6} \\ e < \frac{A}{24} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{sensA}$$

Si :

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} e < \frac{b}{6} \\ e < \frac{B}{24} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{sensB}$$

On calculera :

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

1) **Sinon :**

$$\sigma_{Max} = \frac{2N}{3\left(\frac{A}{2} - e_0\right)B}$$

$$\sigma_M = \frac{3 \times \sigma_{\max}}{4}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bar} = 0,18 \text{ MPa}$$

**II.3.3- Dimensionnement de la semelle:**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,6-0,4}{4} = 30cm \\ \frac{1,4-0,35}{4} = 26,25cm \end{array} \right.$$

soit  $d = 30cm$

$$h = d + c = 30 + 5 = \mathbf{35 \text{ cm}}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,35 = \mathbf{1,65 \text{ m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 1,6 \times 1,4 \times 0,35 \times 25 = 19,6 \text{ KN}$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_x \times (h + l_1)$$

$$M_{bx} = M_x + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
$N^{\max}$ (KN)	305.44	402,61	299,61
$M_{by}$ (KN.m)	55.84	28.31	26.67
$M_{bx}$ (KN.m)	95.13	45.19	33
$V_y$ (KN)	1.21	0.02	0.02
$V_x$ (KN)	26.83	14.11	10.30

**Tableau 71** : Les sollicitations à la base de la semelle type 1

**I.3.4 Vérification des contraintes :**

On a :  $e = \frac{M}{N}$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{6} = 0,23 \Rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{6} = 0,26 \Rightarrow \text{sensB} \end{array} \right.$$

Condition vérifier sauf dans le cas accidentelle sens A, d'où le diagramme est trapézoïdale, les formule a utilisée est :

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

- **Cas accidentelle sens A diagramme triangulaire :**

$$\sigma_{Max} = \frac{2N}{3\left(\frac{A}{2} - e_0\right)B} \quad \sigma_M = \frac{3 \times \sigma_{max}}{4}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)	σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)
Situation accidentelle		Sens B	0,182	2,3	-0,35	2,22 > 1,8
		Sens A	0,311 > A/6	3,35	0	2,51 > 1,8
Situation Durable	ELU	Sens B	0,0703	2,27	-1,58	1,82 > 1,8
		Sens A	0,112	2,66	-0,73	2,45 > 1,8
	ELS	Sens B	0,089	1,78	-1,05	1,47 < 1,8
		Sens A	0,11	1,96	-0,78	1,74 < 1,8

**Tableau 72 : Vérification des contraintes dans le sol (type1)**

Les contraintes moyennes ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A= 1,8m** et **B = 2m**.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2-0,4}{4} = 40cm \\ \frac{1,8-0,35}{4} = 36,25cm \end{array} \right.$$

soit  $d = 40cm$

$$h = d + c = 40 + 5 = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

l<sub>1</sub> : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,45 = \mathbf{1,55 \text{ m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 2 \times 1,8 \times 0,45 \times 25 = 40,5 \text{ KN}$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_x \times (h + l_1)$$

$$M_{bx} = M_x + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
$N^{\max}$ (KN)	326,33	428,5	320,5
$M_{by}$ (KN.m)	55,84	28,31	20,67
$M_{bx}$ (KN.m)	95,13	45,19	32,99
$V_y$ (KN)	1.21	0.02	0.02
$V_x$ (KN)	26.83	14.11	10.30

**Tableau 73 :** Les sollicitations à la base de la semelle type 1

- **Vérification des contraintes :**

On a : 
$$e = \frac{M}{N}$$

$$e < \frac{A}{6} = 0,3 \Rightarrow \text{sensA}$$

$$e < \frac{B}{6} = 0,33 \Rightarrow \text{sensB}$$

Condition vérifier, d'où le diagramme est trapézoïdale, les formule a utilisée est :

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		sens	$e_0$ (m)	$\sigma_{\max}$ (bar)	$\sigma_{\min}$ (bar)	$\sigma_{\text{moy}}$ (bar)
Situation accidentelle		Sens B	0,171	1,37	0,44	1,13<1,8
		Sens A	0,291	1,78	0,027	1,34<1,8
Situation durable	ELU	Sens B	0,066	1,42	0,95	1,30<1,8
		Sens A	0,105	1,61	0,77	1,40<1,8
	ELS	Sens B	0,064	1,06	0,72	0,97<1,8
		Sens A	0,102	1,19	0,58	1,04<1,8

**Tableau 74 :** Vérification des contraintes dans le sol (type1)

### I.3.5 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{2}{4} = 0,5m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$\text{sens A : } e_0 = 0,291m$$

$$\text{sens B : } e_0 = 0,171m$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

### I.3.6 Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

- Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

- Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens A}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

**a)-situation accidentelle:**

- **Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,171 > \frac{0,35}{6} = 0,058 \\ e_0 = 0,171 > \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,171) \left( \frac{\frac{2}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2}{2} - 0,171} \right)^2 \frac{326,33}{27}$$

$$M_1 = 85,6 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{85,6 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 5,44 \text{ cm}^2 \\ A = 5,94 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures à " A ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,291 > \frac{0,35}{6} = 0,087 \\ e_0 = 0,291 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$Z_A = 0,9 \times d_A = 0,9 \times 0,35 = 0,315$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,35 - 9 \times 0,291) \left( \frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,35}{\frac{1,8}{2} - 0,291} \right)^2 \frac{326,33}{27}$$

$$M_1 = 92,31 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{93,31 \times 10^{-3}}{0,315 \times 400} = 7,4 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,4 \text{ cm}^2$$

**b) situation durable :**

**b-1) à l'E L U:**

- **Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,066 < \frac{0,4}{6} = 0,067 \\ e_0 = 0,066 < \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 428,5 \left( 1 + \frac{3 \times 0,066}{2} \right) = 464,54 \text{ KN}$$

$$N' = 470,92 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{470,92 \times 10^{-3} \times (2 - 0,4)}{8 \times 0,36 \times 348} = 7,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,52 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,105 > \frac{0,35}{6} = 0,058 \\ e_0 = 0,105 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,35 - 9 \times 0,105) \left( \frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,35}{\frac{1,8}{2} - 0,105} \right)^2 \frac{428,5}{27}$$

$$M_1 = 96,54 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{96,54 \times 10^{-3}}{0,315 \times 400} = 7,66 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,66 \text{ cm}^2$$

**b-2) E L S:****- Armatures parallèles à " B'':**

$$\begin{cases} e_0 = 0,064 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,064 < \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 320,5 \left( 1 + \frac{3 \times 0,064}{2} \right) = 351,27 \text{ KN}$$

$$N' = 351,27 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{351,27 \times 10^{-3} \times (2 - 0,4)}{8 \times 0,36 \times 348} = 5,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,6 \text{ cm}^2$$

**- Armatures parallèle à " A'':**

$$\begin{cases} e_0 = 0,102 > \frac{0,35}{6} = 0,058 \\ e_0 = 0,102 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,35 - 9 \times 0,102) \left( \frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,35}{\frac{1,8}{2} - 0,102} \right)^2 \frac{320,5}{27}$$

$$M_1 = 71,97 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{71,97 \times 10^{-3}}{0,315 \times 400} = 5,71 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,71 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité :**

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 180 \times 45$$

$$\text{Min } A_A = 9,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 200 \times 45$$

$$\text{Min } A_B = 10,87 \text{ cm}^2$$

#### d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si :

( $l_s > B/4$  dans le sens B ; et  $l_s > A/4$  dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

**Suivant B :** on prend pour le sens B, des barres HA12

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{200}{4} = 50 \text{ cm}$$

➤ L'encrage droit des barres est suffisant. **(BAEL91)**

**Suivant A :** on prend pour le sens A, des barres HA12

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{180}{4} = 45 \text{ cm}$$

➤ Il faut prévoir des crochets d'encrage. **(BAEL91)**

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$l_s$ (cm)	$S_t$ (cm)
		ELU	ELS					
$A_s$ (B)	5,94	7,52	5,6	10,87	10HA12	11,31	45	20
$A_s$ (A)	7,4	7,66	5,71	9,78	9HA12	10,18	45	20

**Tableau 75 :** Les armatures des semelles type 1

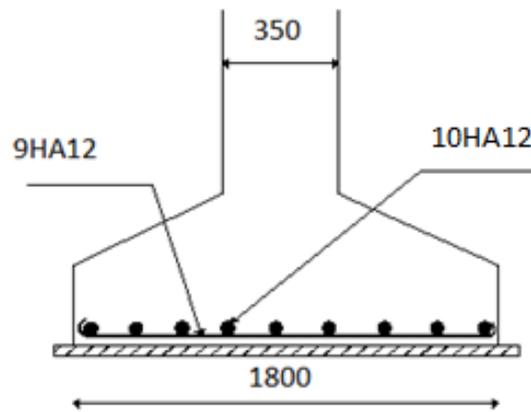


Figure 101 : Ferrailage de la semelle type 1

### I.3.7 Calcul des longrines (type1):

#### I.3.7.1 Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

#### I.3.7.2 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

30 cm x 30 cm : site de catégorie S<sub>4</sub>

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :( 30x35) cm<sup>2</sup>

#### I.3.7.3 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_u^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$  (zone IIa, site S3)

$$ELU \rightarrow N_t = \left( \frac{383}{12} \right) = 31,91KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left( \frac{280}{12} \right) = 23,33KN$$

et  $A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{31,91 \times 10^{-3}}{348} = 0,91cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{23,33 \times 10^{-3}}{201} = 1,11cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,3cm^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit **6HA12**, avec  $A_s = 6,79 cm^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$$5,51cm^2 < 6,79cm^2 \quad \text{est vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{280}{6} = 46,67KN / ml$$

La plus grande portée est :  $l=5m$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2,5cm$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5cm^4$$

$$f = \frac{5 \times 46,67 \times (500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 1,68 < 2,5 \quad \text{vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à :  $\min(20 cm, 15\Phi)$

$$S_t < (20cm, 15 \times 0,8) = 12cm$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

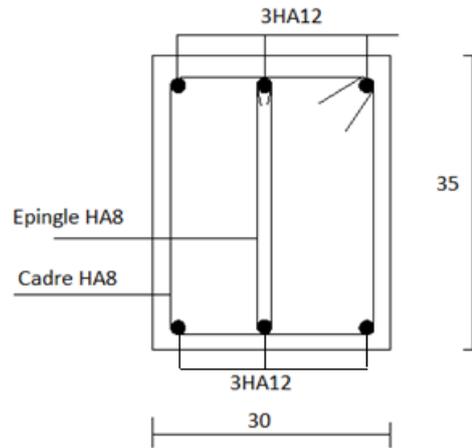


Figure 102 : Schéma de ferrailage des longrines (type1)

I. 3.8 Semelle isolée avec poteau excentré (type1)

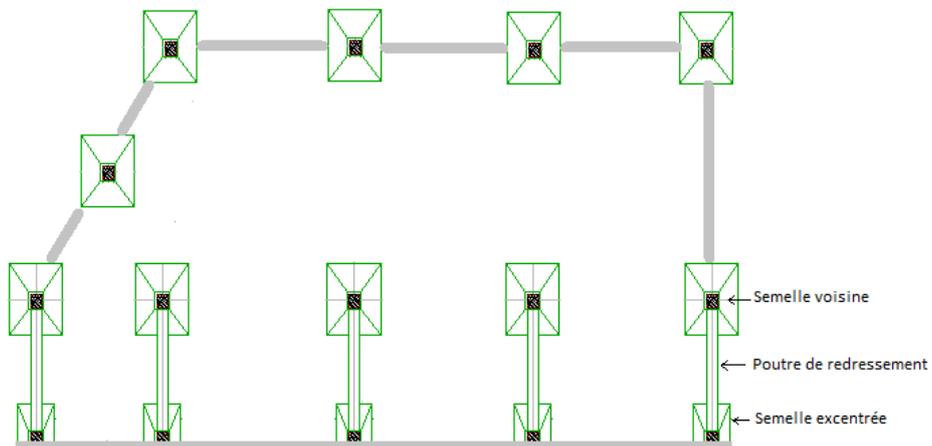


Figure 103 : Vue en plan des fondations des vestiaires

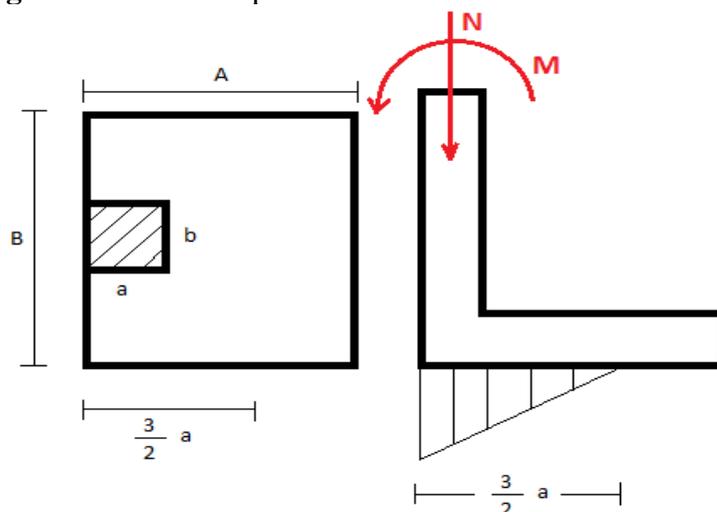


Figure104 : Répartition des contraintes d'une semelle excentrée

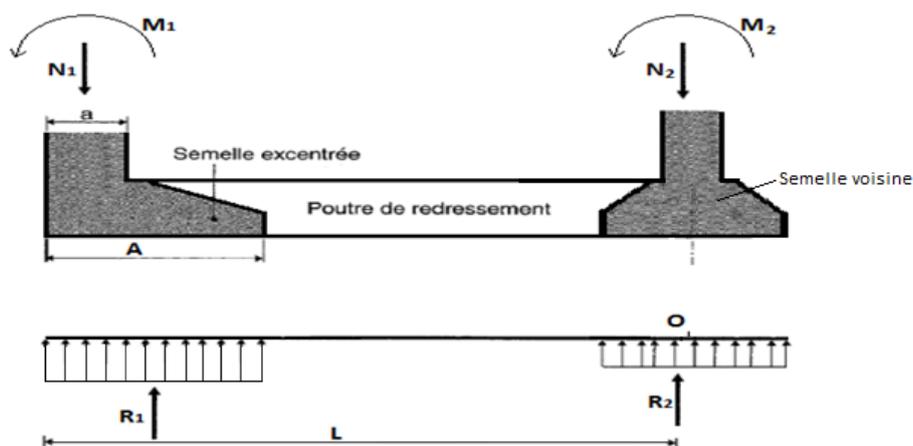


Figure 105 : Représentation des contraintes sur une poutre de redressement

$$R_1 + R_2 = N_1 + N_2$$

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow N_1 \times (L - a/2) + M_1 + M_2 - R_1(L - A/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = \frac{N_1 \times (L - a/2) + M_1 + M_2}{L - A/2}$$

Les sollicitations les plus défavorables pour les poteaux concernés par l'excentricité sont données dans le tableau suivant :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
	G+Q+E	ELU	ELS
		G+1,5V <sub>D1</sub>	G+S
N <sub>1</sub> <sup>max</sup> (KN)	43,62	119,97	87,95
M <sub>1x</sub> (KN.m)	26,145	1,07	0,8
M <sub>1y</sub> (KN.m)	34,485	9,79	7,15
V <sub>1x</sub> (KN)	19,458	8,03	5,86
V <sub>1y</sub> (KN)	15,52	0,99	0,75
N <sub>2</sub> <sup>max</sup> (KN)	86,02	121,11	76,88
M <sub>2x</sub> (KN.m)	23,20	0,41	0,28
M <sub>2y</sub> (KN.m)	34,01	14,14	7,50
V <sub>2x</sub> (KN)	7,77	2,37	1,28
V <sub>2y</sub> (KN)	10,15	0,24	0,17

Tableau 76 : Les sollicitations à la base des poteaux (40\*35) excentré « 1 »/ voisin « 2 »

**I.3.8.1 Pré dimensionnement de la semelle:****a) Situation accidentelle :**

$$R_1 = \frac{N_1 \times (L - a/2) + M_1 + M_2}{L - A/2} = \frac{43,62(4 - 0,2) + 34,485 + 34,01}{4 - A/2}$$

$$R_1 = \sigma_{sol} \times A \times B$$

$$\text{mais : } B = \frac{5}{4} \times A = 1,25 \times A$$

$$\Rightarrow -A^3 + 8 \times A^2 - 1,82 \geq 0$$

Résolution par approximations successives :

$$A = 0,6\text{m} ; B = 1,25 \times A = 0,75\text{m}$$

Soit :

$$\mathbf{A = 1\ m ; B = 1\ m}$$

**b) ELU :**

$$R_1 = \frac{N_1 \times (L - a/2) + M_1 + M_2}{L - A/2} = \frac{119,97(4 - 0,2) + 9,79 + 7,15}{4 - A/2}$$

$$R_1 = \sigma_{sol} \times A \times B$$

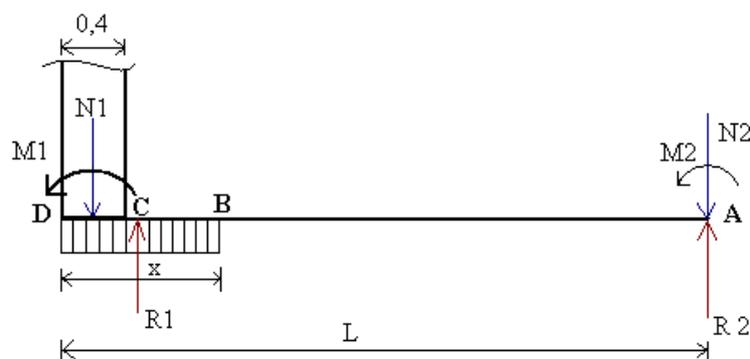
$$\text{mais : } B = \frac{5}{4} \times A = 1,25 \times A$$

$$\Rightarrow -A^3 + 8 \times A^2 - 4,19 = 0$$

Résolution par approximations successives :

$$A = 0,75\text{m} ; B = 1,25 \times A = 0,93\text{m}$$

Finalement on prend : **A = 1m ; B = 1,2m**

**c) Dimensionnement de la poutre de redressement:**

**Figure 106** : Schéma statique de la poutre de redressement

**I.3.8.2 Calcul de l'effort tranchant :**

$$R_1 + R_2 = N_1 + N_2 \Rightarrow R_2 = 119,71 + 121,11 - 135,09 = 105,73 \text{ kN}$$

$$V_A = R_2 - N_2 = 15,38 \text{ kN}$$

$$V_B = \frac{135,09}{1} 0,5 - 119,71 = -52,16 \text{ kN}$$

$$V_C = \frac{135,09}{1} 0,75 - 119,71 - 45,105 = -63,79 \text{ kN}$$

$$V_D = \frac{135,09}{1} 0,95 - 119,71 - 135,09 = -126,46 \text{ kN}$$

**I.3.8.3 Calcul du moment max :**

- **Coupe virtuel en B :**

$$V_A \times (L - x) - M_2 - M_B = 0$$

$$M_B = V_A \times (L - x) - M_2 = 15,38 \times (4 - 1) - 34,01$$

$$M_B = 12,13 \text{ KNm}$$

- **Coupe virtuel en C :**

$$V_A \times \left(L - \frac{x - 0,4}{2}\right) - M_2 - M_C - \frac{R_1}{x} \left(\frac{x - 0,4}{2}\right) (x - 0,4) = 0$$

$$M_C = 15,38 \times \left(4 - \frac{1 - 0,4}{2}\right) - 14,14 - \frac{135,09}{1} \left(\frac{1 - 0,4}{2}\right) (1 - 0,4)$$

$$M_C = 18,44 \text{ KNm}$$

- **Coupe virtuel en D :**

$$V_A \times L - M_2 - M_1 - M_D - R_1 \frac{x}{2} = 0$$

$$M_D = 15,38 \times 4 - 14,14 - 8,03 - 135,09 \frac{1}{2}$$

$$M_D = 28,19 \text{ KNm}$$

- **Choix de la section de la poutre de redressement :**

$$H_t \geq L/10 = 400/10 = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } H_t = 40 \text{ cm et } B = 30 \text{ cm}$$

**I.3.9 Ferrailage de la poutre de la poutre de redressement type1 :****a) Les armatures longitudinales**

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel SAP 2000, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
40×30	Appui/Z <sub>c</sub>	-	126,46	-	6	3T12 = 3,39
	Travée /Z <sub>r</sub>	28,19		3.17		3T14 = 4.62

**Tableau 77 :** Les armatures longitudinales dans les longrines (type1)

Z<sub>c</sub> : zone courante

Z<sub>r</sub> : zone de recouvrement

**➤ Longueur de recouvrement :**

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

**b) Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,4 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,4 ; 1,14 ; 3) = 1,14 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**c) Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 36 \text{ cm} \quad \text{BAEL 91 (Art H.III.3)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq -79,47 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{126,46 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 1,13 \text{ MPa}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \quad \text{On adopte un espacement de 20 cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(10 ; 16.8)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 80$  cm

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 20 \times 46 = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### d) Vérifications :

##### 1) Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

##### 2) Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \quad (\text{F.T.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
40×30	0,126	1,13	2,5

**Tableau 78 :** Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

### I.4 Fondation de la salle de sport

On a des poteaux de section (50\*40) cm<sup>2</sup>.

#### I.4.1- Détermination des sollicitations:

Les sollicitations les plus défavorables sont données par le SAP2000 est sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	G+1,5V <sub>D1</sub>	G+S
N <sup>max</sup> (KN)	90,21	130,29	81,58
M <sub>y</sub> (KN.m)	13,09	3,34	2,04
M <sub>x</sub> (KN.m)	64,09	23,34	12,09
V <sub>y</sub> (KN)	15,52	4,34	2,93
V <sub>x</sub> (KN)	3,44	2,57	1,82

**Tableau 79** : Les sollicitations à la base des poteaux (50\*40)

#### I.4.2- Pré dimensionnement de la semelle :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a\*b), donc les semelles sont rectangulaire (A\*B).

A et b : dimension du poteau considéré.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a\*b), donc : S = A \* B.

$$N^{\max} = 383 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et p\^oteau homodh\^etiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \sigma_{sol}}}$$

$$\text{Donc : } B = \sqrt{\frac{0,5 \times 0,1303}{0,4 \times 0,18}} = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{D'o\^u : } A = \frac{a}{b} B = \frac{0,4}{0,5} \times 0,95 = 0,76 \text{ m}$$

Soit : **A=1m & B=1m**

#### I.4.3- Dimensionnement de la semelle:

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1-0,5}{4} = 12,5 \text{ cm}, \frac{1-0,4}{4} = 15 \text{ cm} \right\}$$

Soit  $d = 20\text{cm}$ .

$$h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,25 = 1,75 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 1 \times 1 \times 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN}$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_x \times (h + l_1)$$

$$M_{bx} = M_x + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	G+1,5V <sub>D1</sub>	G+S
$N^{\max}$ (KN)	96,46	136,64	87,83
$M_{by}$ (KN.m)	19,97	8,48	5,68
$M_{bx}$ (KN.m)	96,03	32,02	17,95
$V_y$ (KN)	15,52	4,34	2,93
$V_x$ (KN)	3,44	2,57	1,82

**Tableau 80** : Les sollicitations à la base de la semelle type 2

#### I.4.4- Vérification des contraintes :

On a : 
$$e = \frac{M}{N}$$

$$e > \frac{A}{6} = 0,167 \Rightarrow \text{sens A}$$

$$e > \frac{B}{6} = 0,167 \Rightarrow \text{sens B}$$

- La condition n'est pas vérifiée pour le sens A, sens B cas accidentelle ; d'où le diagramme est triangulaire, la formule utilisée est :

$$\sigma_{Max} = \frac{2N}{3\left(\frac{A}{2} - e_0\right)B} \quad \sigma_M = \frac{3 \times \sigma_{max}}{4}$$

Pour le cas où la Condition est vérifiée, le diagramme est trapézoïdale, les formules a utilisées sont :

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)	σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)
Situation accidentelle		Sens B	0,145	1,80	0,12	1,38 < 1,8
		Sens A	0,709	-0,31	-	-
Situation Durable	ELU	Sens B	0,062	1,87	0,85	1,61 < 1,8
		Sens A	0,234	3,42	0	2,57 > 1,8
	ELS	Sens B	0,065	1,22	0,53	1,05 < 1,8
		Sens A	0,204	1,98	0	1,49 < 1,8

**Tableau 81** : Vérification des contraintes dans le sol (type2)

**Les valeurs négatives représentent une traction, donc un renversement de la semelle.**

Ainsi on augmente la section de la semelle à **A = 2,2m** et **B = 2,4m**.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,4-0,5}{4} = 47,5cm \\ \frac{2,2-0,4}{4} = 45cm \end{array} \right.$$

soit  $d = 50cm$

$$h = d + c = 50 + 5 = \mathbf{55 \text{ cm}}$$

l<sub>1</sub> : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,55 = \mathbf{1,45 \text{ m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 2,4 \times 2,2 \times 0,55 \times 25 = 72,6 \text{ KN}$$

- **Les moments à la base:**

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	G+1,5V <sub>D1</sub>	G+S
N <sup>max</sup> (KN)	162,81	202,99	154,18
M <sub>by</sub> (KN.m)	19,97	8,48	5,68
M <sub>bx</sub> (KN.m)	96,03	32,02	17,95
V <sub>y</sub> (KN)	15,52	4,34	2,93
V <sub>x</sub> (KN)	3,44	2,57	1,82

**Tableau 82:** Les sollicitations à la base de la semelle type 2

- **Vérification des contraintes :**

On a : 
$$e = \frac{M}{N}$$

$$\frac{A}{6} = 0,36 \Rightarrow \text{sensA}$$

$$\frac{B}{6} = 0,4 \Rightarrow \text{sensB}$$

- La condition est vérifiée sauf pour le cas accidentelle ; d'où le diagramme est trapézoïdale, les formules utilisées sont :

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

- Cas accidentel :

$$\sigma_{Max} = \frac{2N}{3\left(\frac{A}{2} - e_0\right)B} \quad \sigma_M = \frac{3 \times \sigma_{max}}{4}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement	sens	$e_0$ (m)	$\sigma_{\max}$ (bar)	$\sigma_{\min}$ (bar)	$\sigma_{moy}$ (bar)	
Situation accidentelle	Sens B	0,104	0,45	0	0,34<1,8	
	Sens A	0,539	0,8	0	0,6<1,8	
Situation durable	ELU	Sens B	0,041	0,42	0,34	0,4<1,8
		Sens A	0,157	0,55	0,22	0,46<1,8
	ELS	Sens B	0,036	0,32	0,26	0,31<1,8
		Sens A	0,116	0,38	0,19	0,33<1,8

**Tableau 83** : Vérification des contraintes dans le sol (type2)

#### I.4.5- Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{2,2}{4} = 0,55m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{2,4}{4} = 0,6m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$\text{sens A : } e_0 = 0,539m < 0,55m$$

$$\text{sens B : } e_0 = 0,104m < 0,6m$$

La vérification au renversement est satisfaite.

#### I.4.6- Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

- Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

- Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens A}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

**a)-situation accidentelle:**

- **Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,104 > \frac{0,50}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,104 > \frac{2,4}{24} = 0,1 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,4 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,104) \left( \frac{\frac{2,4}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{2,4}{2} - 0,104} \right)^2 \frac{162,81}{27}$$

$$M_1 = 49,71 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,5 = 0,45$$

$$A_s = \frac{49,71 \times 10^{-3}}{0,45 \times 400} = 2,76 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,76 \text{ cm}^2$$

## - Armatures à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,539 > \frac{0,4}{6} = 0,067 \\ e_0 = 0,539 > \frac{2,2}{24} = 0,092 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$Z_A = 0,9 \times d_A = 0,9 \times 0,4 = 0,36$$

$$M_1 = (4 \times 2,2 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,539) \left( \frac{\frac{2,2}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,2}{2} - 0,539} \right)^2 \frac{162,81}{27}$$

$$M_1 = 97,88 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{91,88 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 6,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,38 \text{ cm}^2$$

**b) situation durable :****b-1) à l'E L U:**

## - Armatures parallèle à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,041 < \frac{0,5}{6} = 0,837 \\ e_0 = 0,041 < \frac{2,4}{24} = 0,1 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 202,99 \left( 1 + \frac{3 \times 0,041}{2,4} \right) = 213,4 \text{ KN}$$

$$N' = 213,4 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{213,4 \times 10^{-3} \times (2,4 - 0,5)}{8 \times 0,45 \times 348} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,24 \text{ cm}^2$$

## - Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,157 > \frac{0,4}{6} = 0,067 \\ e_0 = 0,157 > \frac{2,2}{24} = 0,092 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,2 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,157) \left( \frac{\frac{2,2}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,2}{2} - 0,157} \right)^2 \frac{202,99}{27}$$

$$M_1 = 58,49 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{58,49 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 4,06 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,06 \text{ cm}^2$$

## b-2) E L S:

## - Armatures parallèles à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,036 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,036 < \frac{2,4}{24} = 0,1 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 154,18 \left( 1 + \frac{3 \times 0,036}{2,4} \right) = 161,12 \text{ KN}$$

$$N' = 161,12 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{161,12 \times 10^{-3} \times (2,4 - 0,5)}{8 \times 0,45 \times 348} = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,44 \text{ cm}^2$$

## - Armatures parallèle à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,116 > \frac{0,4}{6} = 0,067 \\ e_0 = 0,116 > \frac{2,2}{24} = 0,092 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,2 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,116) \left( \frac{\frac{2,2}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,2}{2} - 0,116} \right)^2 \frac{154,18}{27}$$

$$M_1 = 42,81 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{42,81 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 3,18 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,18 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité :**

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 220 \times 55$$

$$\text{Min } A_A = 14,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 240 \times 55$$

$$\text{Min } A_B = 15,94 \text{ cm}^2$$

**d) Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si :

( $l_s > B/4$  dans le sens B ; et  $l_s > A/4$  dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}} \quad \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

$l_s$  : longueur de scellement

**Suivant B :** on prend pour le sens B, des barres HA14

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{240}{4} = 60 \text{ cm}$$

**Suivant A :** on prend pour le sens A, des barres HA14

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{220}{4} = 55 \text{ cm}$$

➤ Il faut prévoir des crochets d'encrage. (**BAEL91**)

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	l <sub>s</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)
		ELU	ELS					
A <sub>s</sub> (B)	2,76	3,24	2,44	15,94	11HA14	16,93	55	22
A <sub>s</sub> (A)	6,36	4,06	3,18	14,61	10HA14	15,39	55	22

Tableau 84 : Les armatures des semelles type 2

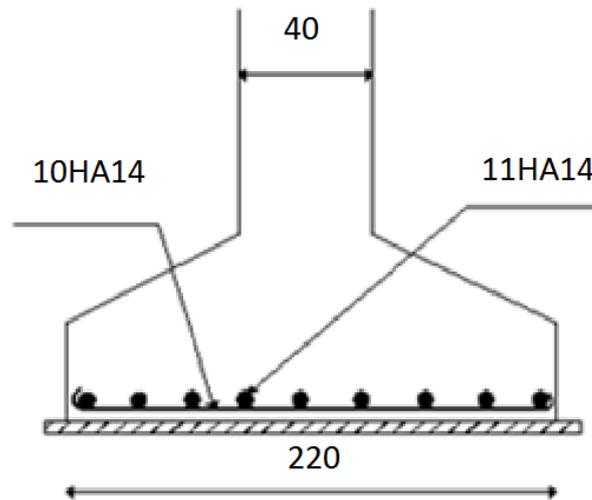


Figure 107 : Ferrailage de la semelle type 2

**I.4.7 Calcul des longrines types2 :**

$$ELU \rightarrow N_t = \left( \frac{202,99}{12} \right) = 16,92KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left( \frac{154,18}{12} \right) = 12,84KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{16,92 \times 10^{-3}}{348} = 0,48cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{12,84 \times 10^{-3}}{201} = 0,6cm^2$$

$$A_{min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{min} = 6,3cm^2$$

Donc on ferraille avec A<sub>min</sub> Soit **6HA12** , avec A<sub>s</sub> = 6,79 cm<sup>2</sup>

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$$0,6 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \quad \text{est vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{154,18}{6} = 25,7 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est :  $l=4\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

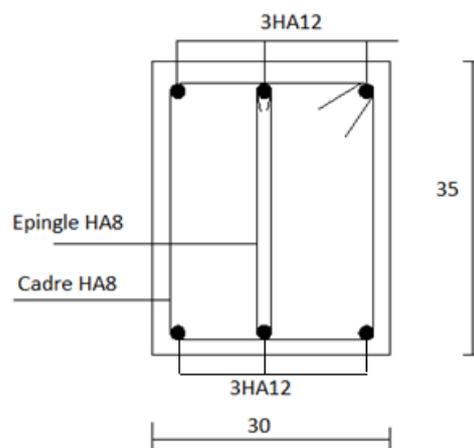
$$f = \frac{5 \times 25,7 \times (400)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 0,38 < 2,5 \quad \text{vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à :  $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.



**Figure 108 :** Schéma de ferrailage des longrines type2

I.4.8 Semelle isolée avec poteau excentré

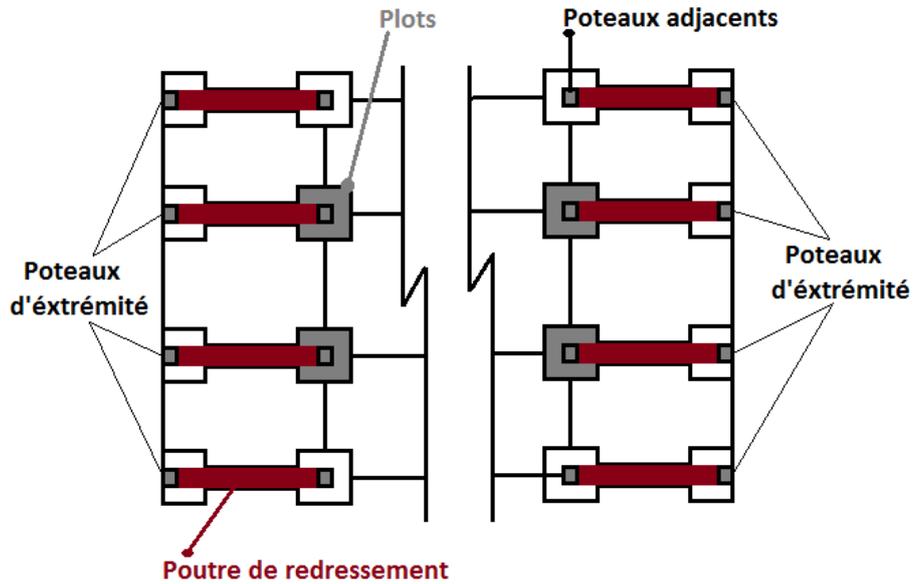


Figure 109 : Vue en plan des fondations de la salle de sport

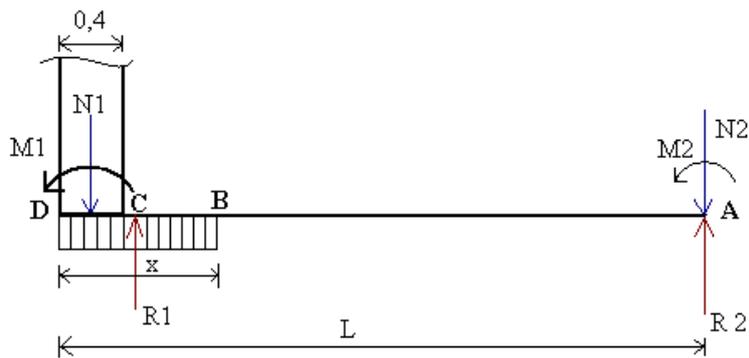


Figure 110 : Schéma statique de la poutre de redressement

$$R_1 + R_2 = N_1 + N_2$$

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow N_1 \times (L - a/2) + M_1 + M_2 - R_1(L - A/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = \frac{N_1 \times (L - a/2) + M_1 + M_2}{L - A/2}$$

Les sollicitations les plus défavorables pour les poteaux concernés par l'excentricité sont données dans le tableau suivant :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
	G+Q+E	ELU	ELS
		G+1,5V <sub>D1</sub>	G+S
N <sub>1</sub> <sup>max</sup> (KN)	90,21	106,80	71,81
M <sub>1x</sub> (KN.m)	64,09	3,33	1,77
M <sub>1y</sub> (KN.m)	37,27	0,43	0,65
V <sub>1x</sub> (KN)	14,43	0,35	0,40
V <sub>1y</sub> (KN)	15,52	0,79	0,42
N <sub>2</sub> <sup>max</sup> (KN)	86,02	121,11	76,88
M <sub>2x</sub> (KN.m)	23,20	0,41	0,28
M <sub>2y</sub> (KN.m)	34,01	14,14	7,50
V <sub>2x</sub> (KN)	7,77	2,37	1,28
V <sub>2y</sub> (KN)	10,15	0,24	0,17

**Tableau 85** : Les sollicitations à la base des poteaux (40\*50) excentré « 1 » / voisin « 2 »

#### I.4.8.1 Prédimensionnement de la semelle:

- Situation accidentelle :

$$R_1 = \frac{N_1 \times (L - a/2) + M_1 + M_2}{L - A/2} = \frac{90,21(3,65 - 0,2) + 64,09 + 23,2}{3,65 - A/2}$$

$$R_1 = \sigma_{sol} \times A \times B$$

$$\text{mais : } B = \frac{5}{4} \times A = 1,25 \times A$$

$$\Rightarrow -A^3 + 7,3 \times A^2 - 3,56 \geq 0$$

Résolution par approximations successives :

$$A = 0,9\text{m} ; B = 1,25 \times A = 1,125\text{m}$$

Soit :

$$A = 1 \text{ m} ; B = 1,2 \text{ m}$$

- **ELU :**

$$R_1 = \frac{N_1 \times (L - a/2) + M_1 + M_2}{L - A/2} = \frac{106,8(3,65 - 0,2) + 3,33 + 0,41}{3,65 - A/2}$$

$$R_1 = \sigma_{sol} \times A \times B$$

$$\text{mais : } B = \frac{5}{4} \times A = 1,25 \times A$$

$$\Rightarrow -A^3 + 7,3 \times A^2 - 3,31 = 0$$

Résolution par approximations successives :

$$A = 0,765\text{m} ; B = 1,25 \times A = 0,95\text{m}$$

Finalement on prend : **A = 1m ; B = 1,2m**

#### I.4.8.2 Calcul de l'effort tranchant :

$$R_1 + R_2 = N_1 + N_2 \Rightarrow R_2 = 90,21 + 86,02 - 126,51 = 49,72\text{kN}$$

$$V_A = R_2 + N_2 = 36,3\text{kN}$$

$$V_B = \frac{90,21}{1} 0,55 - 36,3 = 13,153\text{kN}$$

$$V_C = \frac{90,21}{1} 0,75 - 36,3 - 45,105 = -13,74\text{kN}$$

$$V_D = \frac{90,21}{1} 0,95 - 36,3 - 90,21 = -40,81\text{kN}$$

#### I.4.8.3 Calcul de du moment max :

- **Coupe virtuel en B :**

$$V_A \times (L - x) - M_2 - M_B = 0$$

$$M_B = V_A \times (L - x) - M_2 = 36,3 \times (3,65 - 1) - 23,2$$

$$M_B = 72,99\text{KNm}$$

- **Coupe virtuel en C :**

$$V_A \times \left(L - \frac{x-0,4}{2}\right) - M_2 - M_C - \frac{R_1}{x} \left(\frac{x-0,4}{2}\right) (x-0,4) = 0$$

$$M_C = 36,3 \times \left(3,65 - \frac{1-0,4}{2}\right) - 23,2 - \frac{90,21}{1} \left(\frac{1-0,4}{2}\right) (1-0,4)$$

$$M_C = 82,2\text{KNm}$$

- **Coupe virtuel en D :**

$$V_A \times L - M_2 - M_1 - M_D - R_1 \frac{x}{2} = 0$$

$$M_D = 36,3 \times 3,65 - 23,2 - 64,09 - 90,21 \frac{1}{2}$$

$$M_D = 0,1 \text{KNm}$$

- **Choix de la section pour la poutre de redressement :**

$$Ht \geq L/10 = 345/10 = 34,5 \text{cm}$$

Soit  $Ht=40\text{cm}$  et  $B=30\text{cm}$

### I.4.9 Ferrailage de la poutre de redressement type 2

#### a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel SAP 2000, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
40×30	Appui	0	40,81	-	6	-
	Travée	82,2		6,93		3T16 + 3T12 = 9.42

**Tableau 86 :** Les armatures longitudinales dans les poutres de redressement (type2)

Z<sub>c</sub> : zone courante

Z<sub>r</sub> : zone de recouvrement

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

#### b) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,6 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,6 ; 1,14 ; 3) = 1,14 \text{cm}$$

Donc on prend  $\phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**b.1) Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 36 \text{ cm} \quad \text{BAEL 91 (Art H.III.3)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq -79,47 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{40,81 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 0,36 \text{ MPa}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \quad \text{On adopte un espacement de 20 cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(10 ; 16,8)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 20 \times 46 = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**Vérifications :****c) Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**d) Vérifications des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } : \bar{\tau} = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \quad (\text{F.T.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
40×30	40,81	0,36	2,5

**Tableau 87** : Vérification des contraintes tangentielles de la longrine de redressement (type2)

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

---

***Chapitre II :***  
*Vérification à la stabilité*  
*d'ensemble*

---

## II.1 Introduction:

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

$\sum$  Moments résistants (stabilisateurs)  $\geq$   $\sum$  moments renversants.

$$\sum M_{st} \geq \sum M_R$$

## II.2 Détermination des moments renversants ( $M_R$ )

### II.2.1 Cas de vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale ( $F_H$ )
- Une composante verticale ( $F_V$ )

#### a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ( $C_{pi}=0,12$ )

zone	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
<b>D</b>	351,22	211,2	74,177	0	0	-	<b>3</b>
<b>E</b>	-762,011	211,2	-160,94	0	18,45	17,6	3
<b>F</b>	136,97	108,24	0	14,825	3,6	17,6	-
<b>Auvent1</b>	745,767	77,44	0	57,75	1,03	17,6	-
<b>G</b>	-776,20	371,36	0	-288,25	10,25	17,6	-
<b>H</b>	-395,71	108,24	0	-42,83	16,9	17,6	-
<b>Auvent2</b>	-624,01	77,44	0	-48,323	19,47	17,6	-
<b>F<sub>r</sub> (toi)</b>	-	-	0	-	-	-	-
<b>F<sub>r</sub> (par)</b>	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=-86,76$	-	-	17,6	3
			-	$F_V=-306,83$	14,50	17,6	-

**Tableau 88** : Vent sur la façade principale  $C_{pi}=0,12$

### Calcul de $M_R$

$$M_R /_{xx} = 5400,2 \text{ KN.m}$$

$$M_R /_{yy} = 904,62 \text{ KN.m}$$

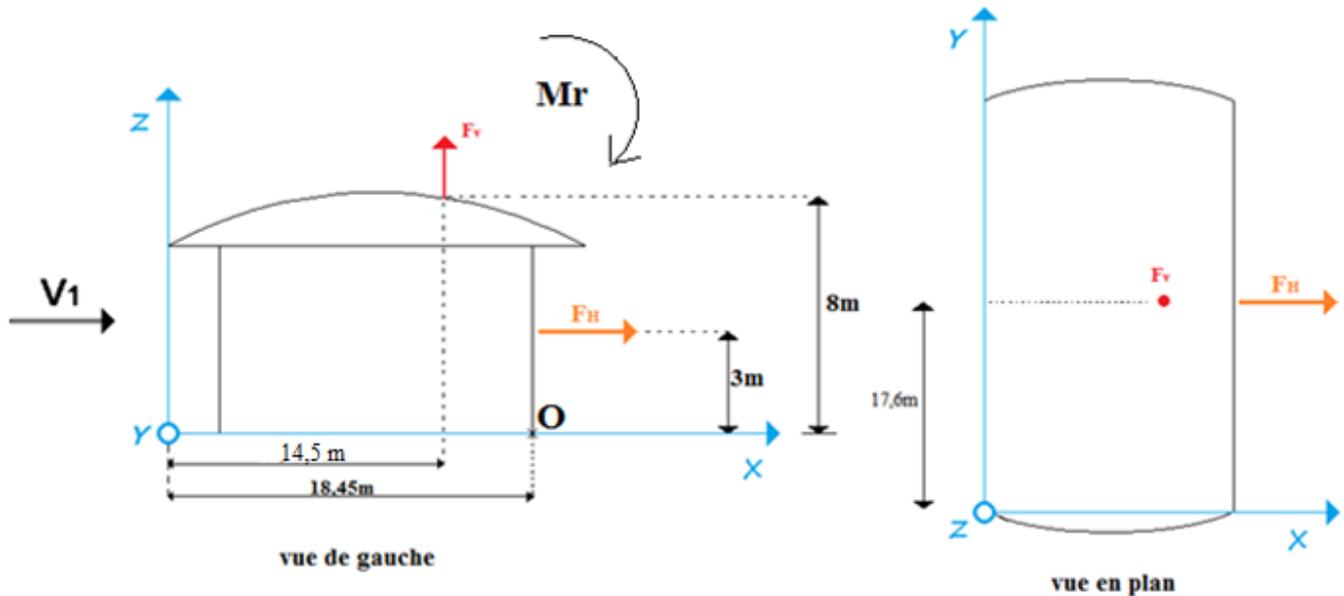


Figure 111 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade principale avec dépression intérieure

b) Vent sur façade principale avec surpression intérieure (Cpi=0,8)

zone	qj (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	211,2	0	0	-	-	-
E	-762.011	211,2	-160,94	0	18,45	17,6	3
F	-380.5	108,24	0	-41,19	3,6	17,6	-
Auvent1	228.3	77,44	0	17,68	1,03	17,6	-
G	-1293.8	371,36	0	-480,465	10,25	17,6	-
H	-913.2	108,24	0	-98,85	16,9	17,6	-
Auvent2	-1141.5	77,44	0	-88,4	19,47	17,6	-
F <sub>r</sub> (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F <sub>r</sub> (par)	-	-	0	-	-	-	-
			F <sub>H</sub> =-160,94	-	-	17,6	3
			-	F <sub>V</sub> =-691,25	12,21	17,6	-

Tableau 89 : Vent sur la façade principale Cpi=0,8

Calcul de MR

$$M_R /xx = 12166 \text{ KN.m}$$

$$M_R /yy = 4796,22 \text{ KN.m}$$

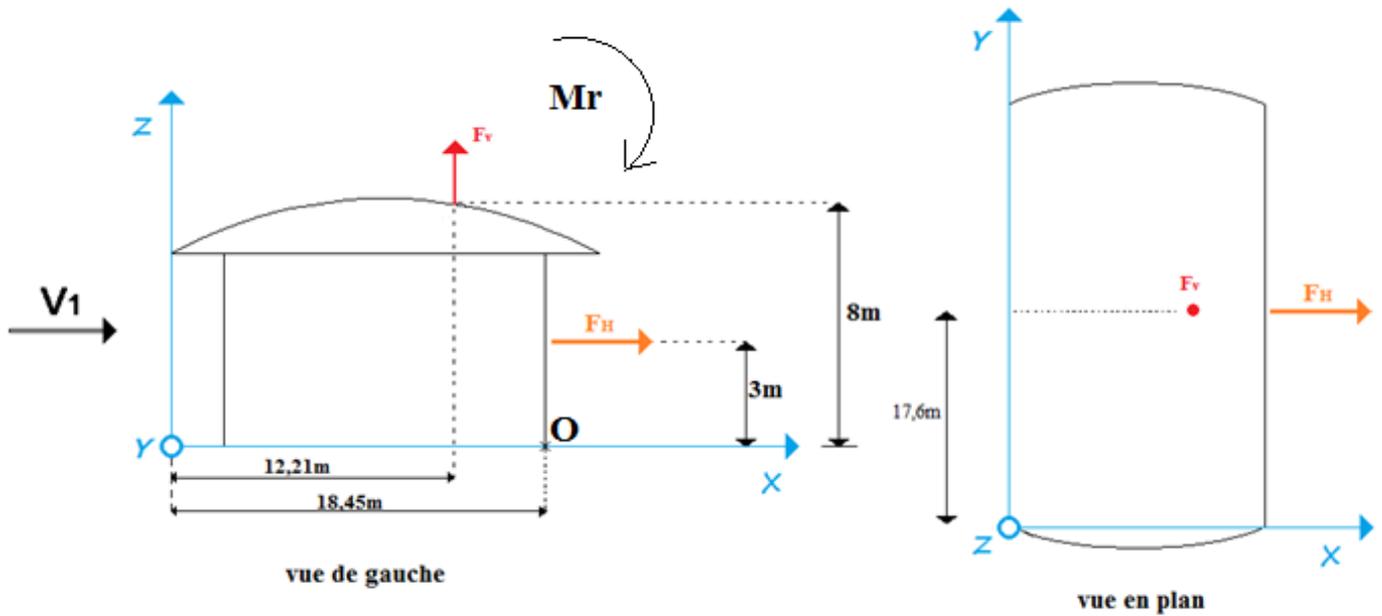


Figure 112 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade principale avec surpression intérieure

c) Vent sur la façade latéral avec dépression intérieur (Cpi=-0,5)

zone	qj (N/m²)	S (m²)	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	930,25	98,4	91,54	0	10,25	-	3
	836,25x0,94x1,3	30	30,66				7,46
E	143,115	98,4	-14,08	0	10,25	-	3
	836,25x0,94x0,2	30	-4,716				7,46
F'=2xF	-777,71	2x7,056	0	-10,975	10,25	0,84	-
G'=2xG	-700	21,34	0	-14,94	10,25	0,84	-
H'=2xH	-155,54	141,8	0	-20,055	10,25	5,04	-
I'=2xI	0	565,48	0	0	10,25	21,8	-
F <sub>r</sub> (toi)	-	-	25	-	10,25	17,6	-
			F <sub>H</sub> =103,404		10,25	-	4,12
				F <sub>V</sub> =-45,97	10,25	2,67	-

Tableau 90 : Vent sur la façade latérale Cpi=-0,5

Calcul de MR

MR /yy : Il n'ya pas lieu de le calculé vue la symétrie des efforts par rapport a l'axe X.

MR/xx = FH 4,12 + Fv (35,2 - 2,67) = 1921,43KN.m

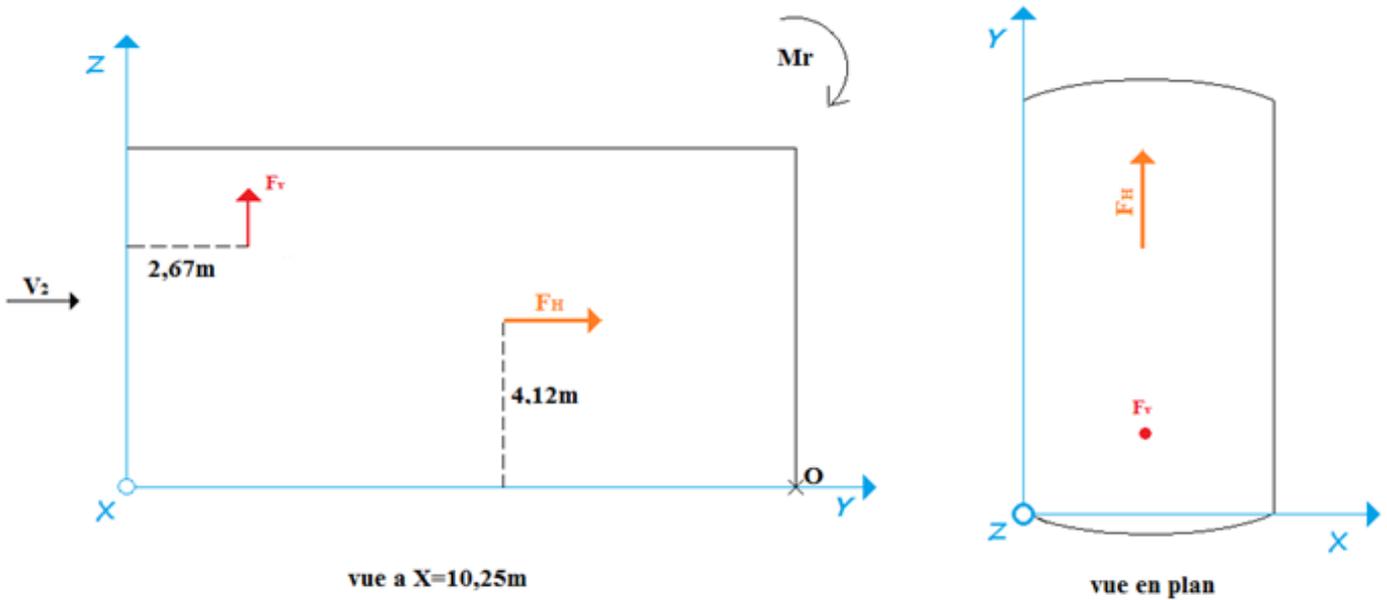


Figure 113 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade latérale avec dépression intérieure

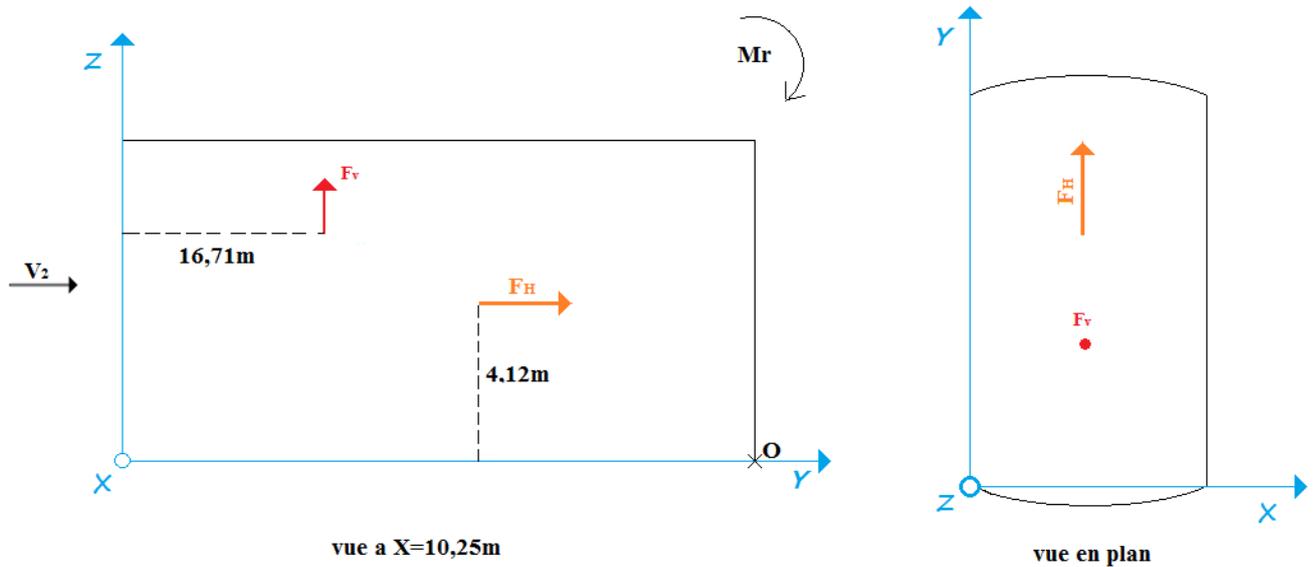
d) Vent sur la façade latérale avec surpression intérieur (Cpi=0,8)

zone	qj (N/m²)	S (m²)	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	-	-	-	-	-	-
E	930,25 836,25x0,94x1,3	98,4 30	91,54 30,66	0	10,25	-	3 7,46
F'=2xF	-1788,7	2x7,056	0	-25,24	10,25	0,84	-
G'=2xG	-1710,9	21,34	0	-36,51	10,25	0,84	-
H'=2xH	-1166,57	141,8	0	-165,42	10,25	5,04	-
I'=2xI	-1011,02	565,48	0	-571,71	10,25	21,8	-
F <sub>r</sub> (toi)	-	-	25	-	10,25	17,6	-
			F <sub>H</sub> =147,2		10,25	-	4,12
			-	F <sub>V</sub> =-798,9	10,25	16,71	-

Tableau 91 : Vent sur la façade latérale Cpi=0,8

M<sub>R</sub> /yy : Il n'y a pas lieu de le calculé vue la symétrie des efforts par rapport a l'axe X.

$$M_{R/xx} = F_H \cdot 4,12 + F_v \cdot (35,2 - 16,71) = 15387,12 \text{ kN.m}$$



**Figure 114** : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade latérale avec surpression intérieure

### II.2.2 Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

**Réaction à la base :**

Le mode	Réaction				
	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)	F <sub>z</sub> (KN)	M <sub>xx</sub> (KN.m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)
CQC	238,81	238,61	+116,54	1341,55	1387,91

**Tableau 92** : Réaction à la base due aux effets sismiques

**N.B** : Vue que l'effort F<sub>z</sub> et positif, donc il ne crée aucun moment de renversement.

**CQC** : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} = 1341,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} = 1387,91 \text{ KN.m}$$

### II.3 Calcul des moments résistant (stabilisateurs)

- Poids de la structure :

$$P_T = 2646,21 \text{ kN} \quad (\text{chapitre de l'étude sismique})$$

- Poids des fondations :

$$P_F = 24 \times 2,4 \times 2,2 \times 0,55 \times 25 = 1742 \text{ kN}$$

- Poids des avants poteaux :

$$P_F = 24 \times 0,4 \times 0,5 \times 1,45 \times 25 = 174 \text{ kN}$$

- poids total de la structure

$$P_t = 4562,21 \text{ kN}$$

#### 1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$- M_{st/xx} = 4562,21 \times 17,6 = 80294,896 \text{ KN.m}$$

$$- M_{st/yy} = 4562,21 \times 8,25 = 37638,233 \text{ KN.m}$$

### II.4 Vérification au renversement de la structure

		C <sub>pi</sub>	M <sub>R</sub> (KN.m)		M <sub>St</sub> (KN.m)	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V <sub>1</sub> )	0,12	5400,2	904,62	80294,896	37638,233
		0,8	12166	4796,22		
	Vent sur la façade latérale (V <sub>2</sub> )	-0,5	-	1921,47		
		0,8	-	15387,12		
Cas du séisme			1341,55	1387,91		
					0,8.M <sub>st</sub>	0,8.M <sub>st</sub>
					64235,916	30110,586

**Tableau 93** : Vérification au renversement de la structure

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

**II.5 Calcul du joint sismique :**

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + ( \text{\$1} + \text{\$2} ) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm (4 .19 RPA)}$$

§1 et § 2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.4.3 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Partie A : §1 =8 mm

Partie B : §2 = 2,5 mm

$$\text{Donc : } d_{min} = 15 + ( 8 + 25 ) = 48 \text{ mm}$$

**Donc pour raison de sécurité, on opte pour un joint sismique de 10cm.**

---

# CONCLUSION

---

L'étude de ce projet nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000 ou AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- Les possibilités d'erreurs sont nombreuses, et peuvent se situer à différents niveaux, notamment durant la modélisation, et c'est difficile de s'en apercevoir.
- La bonne conception des assemblages est primordiale pour la stabilité des structures métalliques néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'un assemblage trop rigide et surdimensionné.
- La jonction de la ferme avec le poteau en béton armé se fait par des tiges d'encrage et se calcule comme un pied de poteau encastré.
- Pour les fondations on a opté pour des semelles isolées, et d'autres excentrées avec des poutres de redressement pour éliminer le renversement d'assurer la répartition des contraintes sur le sol.
- Le rôle très important que jouent les dispositions constructives dans le comportement dynamique de la structure.
- Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, et de faciliter l'exécution des travaux au chantier tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.
- Le projet s'est fixé comme objectif la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constituent la principale règle dans le domaine du génie civil.

## **BIBLIOGRAPHIE**

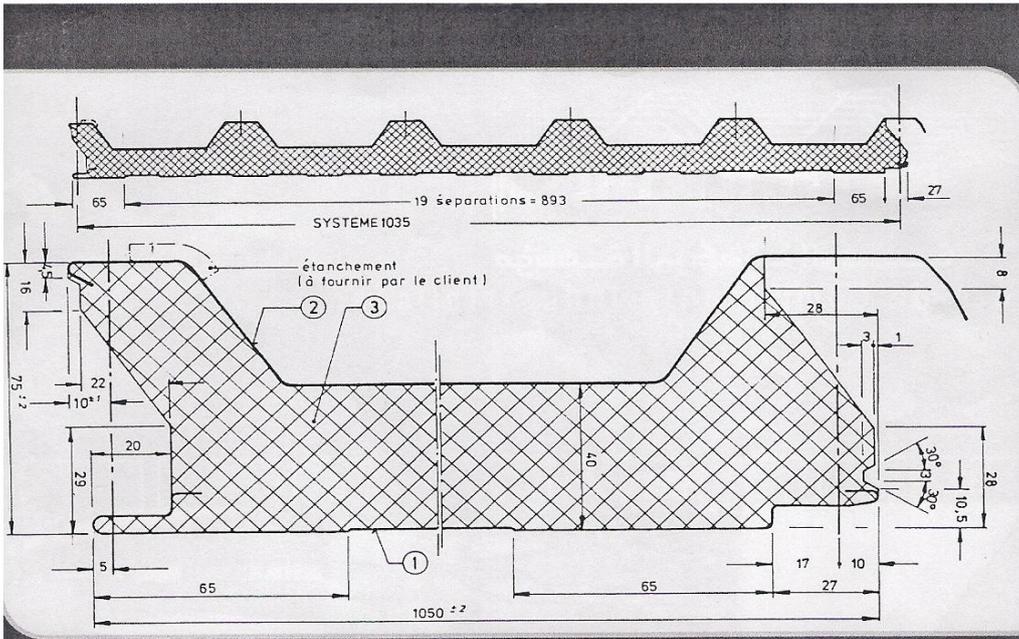
- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- [4] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [5] Regles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [6] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [7] A.P.K, Constructions métalliques et mixte acier-béton, TOME I. Pierre bourrier et jacques Brozzetti, Eyrolles, 1996
- [8] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. *M. Belazougui*. Office des publications universitaires, 1986.
- [9] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4&, Ministère de l'habitat.

---

# ANNEXES

---

# Annexe 1



- 1 Tôle de recouvrement, lissée. épaisseur 0.55 mm ou 0.40 mm.
- 2 Tôle de recouvrement profilé trapézoïdal 35/207, épaisseur 0.75 mm ou 0.60 mm.
- 3 Mousse dure PUR sans CFC.

## Caractéristiques Géométriques & Techniques

### BATICOMPOS

Filiiale du Groupe CEVITAL

Siège social & Usine :

BP 75 Beni-Mançour 06 261

W. de Bejaia

Tél. : +213 34 34 01 73

+213 34 34 01 74

+213 34 34 01 76

+213 34 34 01 77

Fax : +213 34 34 01 69

E-mail :

baticompos\_ups@baticompos.com.dz

ups\_bmr@yahoo.fr

www.baticompos.com.dz

Bureau d'Alger :

Cité Communale "Groupe 2"

N° 3, 1<sup>er</sup> étage

Dar El-Beida - ALGER

Mob. : 0770 32 16 93

Type	Longueur Maxi.	Largeur Standard	Epaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité	Coefficient de Transmission Thermique	Distance entre traverses maxi. en mm		
					$1/\lambda$		K	n° Supports de Travée	
	m	mm	mm	Kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> K/W	W/m <sup>2</sup> .K	1	2	3
<i>Surface Prélaquée</i>									
TL 75 P	12	1035	75	14.20	2.32	0.40	*	*	*
<i>Surface Mixte</i>									
TL 75 M <sub>1</sub> , M <sub>2</sub>	12	1035	75	15.21	2.32	0.40	*	*	*
<i>Surface Galvanisée</i>									
TL 75 G	12	1035	75	17.90	2.32	0.40	*	*	*



## Annexe 2

### IV. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la construction d'une résidence universitaire de 3000 lits, projetée au village dit Chouyou, sis à Amizour, est situé sur un terrain en pente :

Le sous sol du site est constitué par :

- Une Couche végétale.
- Des argiles Limoneuse à passage graveleux à caillouteux.
- Des marnes associées aux tufs volcaniques.

En se basant sur la nature du sous-sol du site ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles qu'il y a lieu d'ancrer à 2 m de profondeur et de prendre une contrainte admissible  $Q_{adm} = 1.8 \text{ bars}$ .

Le site est situé sur un terrain en pente, il y'a lieu d'assurer un bon système de drainage des eaux pluviales.

### Ingénieur charge de l'étude

Directeur de Labo

A. DJOUDER



### Annexe 3 :

#### Section réelles d'armatures

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\varnothing$  en mm

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**Annexe 4 : Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$**

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

## Annexe 5 : Caractéristiques des profils

	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>j</sub>	d	p <sub>min</sub>	p <sub>max</sub>	AL	AG
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
							x10 <sup>2</sup>						
IPE 80 A*/ www.geniecivil.org (hichem)	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	0,325	64,90
	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	0,328	54,64
IPE A 100*/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	####	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	0,400	49,33
IPE A 120*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	0,475	45,82
IPE A 140*	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	0,551	42,70
IPE A 160*	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	0,623	39,47
IPE A 180*	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	50	50	0,705	33,12
IPE A 200*	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	56	60	0,779	31,05
IPE A 220*	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	58	66	0,858	29,24
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	102	104	1,622	17,56
IPE A 500*	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	104	114	1,760	16,40
IPE A 550*	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	110	122	1,893	15,45

	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el.y</sub>	W <sub>pl.y</sub> ♦	i <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el.z</sub>	W <sub>pl.z</sub> ♦	i <sub>z</sub>	s <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>9</sup>
IPE 80 A	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,61	50,41	1939	193,9	301,6	4,38	62,00	62,78	1125
IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,56	70,21	2622	259,6	408,5	4,38	74,60	143,5	1548
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,61	60,30	2432	231,6	361,5	4,55	68,52	86,53	1710
IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,52	82,69	3224	304,2	480,5	4,55	81,22	187,5	2302

	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>i</sub>	d	Ø	P <sub>min</sub>	P <sub>max</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm		mm	mm
							x10 <sup>2</sup>					
HE 100 AA•	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64
HE 120 AA•	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74
HE 140 AA•	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82
HE 160 AA•	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90
HE 180 AA•	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98
HE 200 AA•	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106
HE 220 AA•	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124
HE 240 AA•	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146
HE 260 AA•	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166
HE 280 AA•	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186
HE 300 AA•	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208
HE 320 AA•	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198

	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el.y</sub>	W <sub>pl.y</sub> ♦	i <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el.z</sub>	W <sub>pl.z</sub> ♦	i <sub>z</sub>	s <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>9</sup>
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512

	G	h = b	t	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	A	Z <sub>s</sub> =y <sub>s</sub>	v	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
						x10 <sup>2</sup>	x10	x10	x10	x10		
L 20 x 20 x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3x/-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4x/-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3x/-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4x/-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4x/-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4x/-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5x/-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5x/-	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4x/-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5x/-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6x/-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L 60 x 60 x 5x/-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6x/-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8x/-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L 70 x 70 x 6-	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L 75 x 75 x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L 80 x 80 x 8-	9,63	80	8	10	5	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L 80 x 80 x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L 90 x 90 x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L 90 x 90 x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L 90 x 90 x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L 90 x 90 x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L 100 x 100 x 8*-/	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10*-/	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12*-/	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 10*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L 120 x 120 x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 130 x 130 x 12*-/	23,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 150 x 150 x 10*-/	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	$I_u$	$i_u$	$I_v$	$i_v$	$I_{yz}$
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90
L 75 x 75 x 6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83
L 75 x 75 x 8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,53
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,23	1,55	-51,27
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,02	1,76	-54,53
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,87	1,76	-61,51
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,63	1,75	-68,20
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,32	1,75	-74,60
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,47	1,96	-85,37
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,65	1,95	-104,0
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	328,0	3,80	85,42	1,94	-121,3
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,72	2,15	-140,3
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,3	4,20	115,0	2,14	-164,1
L 120 x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L 120 x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L 120 x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,0	2,34	-216,6
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8
L 120 x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L 130 x 130 x 12	23,6	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,5
L 150 x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,0	2,96	-368,0