



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Algayet  
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche  
scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## ***MEMOIRE DE FIN D'ETUDE***

En vue de l'obtention du Master en Génie Civil  
**Option : Structures**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment R+7 en charpente  
métallique à usage d'administratif et  
commercial à plancher mixte.**

**Encadré par :**

Mr L. RAMDANI

**Présenté par :**

Aidouni Abdelmalek  
Guissi Hadjira

**Membres du jury :**

Mr A.LARABAT ZIANE

Mr M. SERIKMA

2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## **Remercîments**

**Avant tout, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné l'envie, le courage et la force de mener à terme ce travail.**

**Au terme de ce travail nous exprimons toutes nos reconnaissances à notre encadreur MR REMDANI. L Nos vifs remerciements vont également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche et qui nous ont fait l'honneur de participer à l'évaluation de ce modeste travail et de l'enrichir par leurs propositions.**

**Enfin, nous remercions également toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.**





## *Dédicace*

*Ce projet de fin de cycle est dédié a ma chère mère qui n'a jamais cessé de m'encourager de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs, Aucune dédicace ne saurait exprimer le respect et l'estime que j'ai toujours eu pour toi, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit de ta part pour mon bien être.*

*A toi mon cher père aujourd'hui t'es plus là, que dieu t'accueil dans son vaste paradis, j'espère que je pourrai te satisfaire et ce travail t'apporte fierté, j'espère être à la hauteur de tes attentes,*

*A vous mes chers frères Hamza et Abdelhak et mes chers sœur Djamila et Imene, faut que vous sachiez que je suis tellement fiers de vous tous surtout toi mon petit frère Abdelhak t'es ma fierté. Je vous souhaite tous un venir plein de joie, de bonheur, de réussite. Je vous exprime à travers ce travail mes sentiments de fraternité et d'amour.*

*A ma binôme qui a fait de cette année la plus belle année de toutes, je ne vous souhaite que du meilleur.*

*A vous mes chers amis (b.thafath, sabrina, b.hania, b.assia b.fedwa, L.youdas, R.bobeker, cylvia, L. yazid), qui mont aider et soutenus je vous dédie ce travail, je vous remercierai jamais assez, vous serez toujours en ma mémoire.*

*Aidouni abdelmalek*





## *Dédicace*

*Ce projet de fin de cycle est dédié A mes chers parents, Pour moi vous me présente l'univers de l'amour, vous été simplement le symbole de mon existence, la source de tendresse et de dévouement.vos prière et vos bénédiction c'est suffisant pour moi pour savoir par cœur que je vais réussir ou je mis mes pas nulle part , grâce à vous, tout dédicaces existent ne doit même pas être micro éloquente d'exprimer ce que vous méritez. Que dieu vous protège.*

*A mon cher frère DADA Brahim, je suis fière d'être ta sœur, je te souhaite du succès dans ta vie.*

*A ma chère sœur Karima tu es la Personne qui toujours me pousser vers l'avant avec de nouveaux idées, et son mari Nourdine, je vous souhaite une vie heureuse.*

*A ma petite sœur Amina, je te désire un avenir radieux et plein de réussite.*

*A mon défunt frère Smail, je me souviens toujours des moments que nous avons vécu ensemble, je ne l'oublierai jamais, que dieu bénisse ton âme.*

*A ma cousine Nora et sa mère khalati Rabiha, je vous remercie pour vos prières*

*A mes belles amies Ryma, Zakia et Siham.*

*A mon binôme qui a fait de cette année la plus belle année de toutes, je ne vous souhaite que du meilleur.*

*Guissi Hadjira*

## **Mots-clés :**

### **Les actions :**

G	Charge permanente.
Q	Charge d'exploitation.
W, V	Surcharge climatique du vent.
E	Action sismique.
$q_{u,s}$	charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.

### **Sollicitations – Contraintes - Déformations :**

$E_a$	module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).
$\nu$	coefficient de poisson pour l'acier.
G	module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).
$F_p$	effort de précontrainte dans un boulon (kN).
$M_{sd}$	moment sollicitant maximum (kN.m).
$M_{rd}$	moment résistant (kN.m).
$M_{st}$	moment stabilisateur.
$M_{cr}$	moment critique élastique de déversement.
$N_{sd}$	effort normal due aux charges verticales (kN).
$N_u$	effort normal pondéré (kN).
$N_{rd}$	effort normal résistant (KN).
$N_{pl}$	effort normal de plastification (kN).
$V_{sd}$	effort tranchant sollicitant (kN).
$V_{pl}$	effort tranchant de plastification (kN).
$f$	flèche d'une poutre (mm).

$f_{adm}$	flèche admissible (mm).
$f_y$	Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).
$\varepsilon$	allongement relatif (déformation %).
$\varepsilon_y$	déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).
$f_{yb}$	résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).
$\sigma$	contrainte normale (MPa).
$\tau$	contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

### **Caractéristiques géométriques :**

$A$	section brute d'une pièce (cm <sup>2</sup> ).
$A_{net}$	section nette d'une pièce (cm <sup>2</sup> ).
$A_v$	aire de cisaillement (cm <sup>2</sup> ).
$I_y$	moment d'inertie de flexion maximal (cm <sup>4</sup> ).
$A$	épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
$B$	largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
$b_{eff}$	largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).
$H$	hauteur d'une pièce en générale (mm).
$h_p$	hauteur de la tôle profilée (mm).
$h_c$	épaisseur de la dalle en béton armé (cm).
$A_s$	section d'armature de béton (cm <sup>2</sup> ).
$L$	longueur, ou portée d'une poutre (m).
$L_{cr}$	longueur critique (m).
$T$	épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).
$t_f$	épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

$t_w$	épaisseur d'une âme de poutre (mm).
$I$	rayon de giration d'une section (mm).
$L_f$	longueur de flambement (mm).
$v_s$	distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm).
$v_i$	distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

**Coefficients et grandeurs sans dimensions :**

$N$	nombre de connecteur réparti sur une longueur critique.
$P$	nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
$N$	coefficient d'équivalence acier-béton.
$K$	coefficient de flambement.
$K_y, K_z$	coefficient de flambement-flexion
$\beta_w$	facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\Lambda$	élancement de l'élément.
$K_\lambda$	élancement eulérien.
$\Lambda$	élancement réduit.
$\lambda_{LT}$	élancement de déversement.
$\mu$	coefficient de frottement entre deux pièces en contact.
$X$	coefficient de réduction de flambement.
$L_{Tx}$	coefficient de réduction de déversement.
$\Gamma$	coefficient partiel de sécurité.
Indice (sd)	sollicitation de calcul.
Indice (Rd)	résistance de calcul.

# TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>	
<b>CHAPITE1</b>	<b>PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....</b>	<b>2</b>
1.1	INTRODUCTION .....	2
1.1.1	Présentation de l'ouvrage.....	2
1.1.2	Données géométrique de l'ouvrage.....	2
1.1.3	Données concernant le site.....	3
1.2	CONCEPTION DE L'OUVRAGE .....	12
1.2.1	Ossature de la structure .....	12
1.2.1.1	Les poteaux.....	12
1.2.1.2	Les poutres .....	13
1.2.1.3	Contreventement.....	14
1.2.2	Escalier .....	17
1.2.3	Plancher: .....	17
1.2.4	Acrotère.....	18
1.2.5	Assemblages .....	19
1.2.5.1	Assemblage boulonné .....	19
1.2.5.2	Assemblage soudé.....	19
1.2.6	Maçonnerie.....	19
1.2.7	Revêtement.....	19
1.3	MATERIAUX UTILISES .....	20
1.3.1	Acier .....	20
1.3.2	Béton .....	22
1.4	REGLEMENTS UTILISES .....	22
1.5	DEFINITION D'ETATS LIMITE DE CALCUL .....	23
1.5.1	Les actions à prendre en compte dans les calculs.....	23
1.5.1.1	Actions Permanentes $G_i$ : .....	23
1.5.1.2	Actions d'exploitations $Q_i$ .....	23
1.5.1.3	Actions climatiques .....	23
1.5.1.4	Actions accidentelles $E_i$ .....	23
1.5.2	Les situations de projet.....	23
1.5.2.1	En situation durable .....	24
1.5.2.2	En situation accidentelle : (en cas de séisme) .....	24
1.5.3	Les Combinaisons d'actions .....	24
1.5.3.1	Situation durable.....	24
1.5.3.2	Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » .....	25
1.6	LIMITES DES FLECHES ET DES DEPLACEMENTS .....	25
1.7	PRINCIPE ET OBJECTIF DES CALCULS .....	26
<b>CHAPITRE 2</b>	<b>EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....</b>	<b>27</b>
2.1	INTRODUCTION .....	27
2.2	LES CHARGES PERMANENTES (G).....	27
2.2.1	Les planchers.....	27
2.2.1.1	Plancher terrasse inaccessible .....	28
2.2.1.2	Plancher terrasse accessible .....	29
2.2.1.3	Plancher étage courant .....	29
2.2.2	Les cloisons .....	29
2.2.2.1	Murs extérieurs (double parois).....	29
2.2.2.2	Murs intérieur.....	30
2.2.3	Les escaliers .....	30
2.2.3.1	Les éléments constituant de palier.....	30
2.2.3.2	Les éléments constituant la volée .....	30
2.3	CHARGES D'EXPLOITATION (Q) .....	31

2.4	CHARGES CLIMATIQUES .....	31
2.4.1	<i>Effet de la variation de la température</i> .....	31
2.4.2	<i>La charge du la neige et de vent</i> .....	32
<b>CHAPITRE 3</b>		<b>ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES .....</b>
		<b>33</b>
3.1	ETUDE DE PLANCHER .....	33
3.1.1	<i>Etude de plancher mixte</i> .....	34
3.1.1.1	Stade de construction.....	34
3.1.1.2	Stade définitif .....	34
3.1.2	<i>Pré dimensionnement des solives</i> .....	34
3.1.2.1	Plancher étage commercial (type 1).....	35
3.1.2.2	Local administratif (type2).....	43
3.1.2.3	Plancher terrasse (solive type 3) .....	46
3.1.3	<i>Dimensionnement de la connexion</i> :.....	47
3.1.3.1	Calcul des goujons connecteurs : .....	48
3.1.4	<i>Ferraillage de la dalle</i> : .....	52
3.1.4.1	Le rapport de dimension : .....	52
3.1.4.2	Charges et surcharges : .....	52
3.1.4.3	Détermination de la section d'armatures : .....	53
3.2	ETUDE D'ACROTERE.....	55
3.2.1	<i>Evaluation des charges et surcharges:</i> .....	56
3.2.2	<i>Hypothèse de calcul</i> .....	56
3.2.3	<i>Calcul des sollicitations</i> .....	57
3.2.4	<i>Ferraillage</i> .....	59
3.3	ÉTUDE DES ESCALIERS.....	65
3.3.1	<i>Pré dimensionnement des escaliers</i> .....	66
3.3.1.1	Calcul des éléments de l'escalier.....	66
3.3.1.2	Pré dimensionnement de la poutre de volée .....	73
3.3.1.3	Etude de la poutre palière : .....	75
3.4	POTELET : .....	78
3.4.1	<i>Pré dimensionnement des potelets</i> .....	78
3.4.1.1	type 1(potelet a la cage d'escalier).....	78
3.4.1.2	Type2.....	80
<b>CHAPITRE 4</b>		<b>MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE .....</b>
		<b>83</b>
4.1	INTRODUCTION.....	83
4.2	MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE .....	83
4.3	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX .....	84
4.3.1	<i>Pré dimensionnement des poteaux</i> .....	87
4.3.2	<i>Pré dimensionnement des poutres</i> .....	88
4.3.2.1	Poutre principale.....	88
4.3.2.2	Poutre secondaire .....	89
4.4	METHODES DE CALCUL UTILISABLES .....	90
4.4.1	<i>Analyse modale spectrale</i> .....	90
4.4.2	<i>Spectre de réponse du RPA</i> .....	91
4.4.3	<i>Période de vibrations</i> .....	95
4.4.4	<i>La déformation de la structure</i> .....	96
4.4.5	<i>Résultats de force sismique</i> .....	98
4.4.6	<i>Vérification des déplacements</i> : .....	101
4.4.7	<i>Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : Article 5.9 du RPA99 /version2003</i> .....	102
4.4.7.1	Définition : .....	102
<b>CHAPITRE 5</b>		<b>VERIFICATION DES ELEMENTS PRINCIPAUX.....</b>
		<b>104</b>
5.1	INTRODUCTION.....	104
5.2	VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE .....	104
5.2.1	<i>Vérification à la résistance</i> .....	105
5.2.2	<i>Vérification à la stabilité</i> .....	106
5.3	VERIFICATION DE LA POUTRE SECONDAIRE .....	111
5.3.1	<i>Vérification à la résistance</i> .....	112

5.4	VERIFICATION DES POTEAUX.....	114
5.4.1	<i>Vérification à la résistance.....</i>	116
5.4.2	<i>Vérification à la stabilité.....</i>	117
5.5	VERIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS .....	120
<b>CHAPITRE 6</b>		
<b>ETUDE DES ASSEMBLAGES .....</b>		<b>128</b>
6.1	INTRODUCTION.....	128
6.2	ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT .....	129
6.2.1	<i>Assemblage gousset-nœud du portique .....</i>	129
6.2.2	<i>Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique .....</i>	130
6.3	ASSEMBLAGE SOLIVE-POUTRE PRINCIPALE.....	134
6.4	ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE PRINCIPALE.....	137
6.5	ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE SECONDAIRE .....	141
6.6	ASSEMBLAGE POTEAU-POTEAU .....	145
6.7	CALCUL DES PIEDS DE POTEAU .....	152
6.7.1	<i>Dimensionnement de la platine .....</i>	153
6.7.2	<i>Tiges d'ancrages.....</i>	153
6.7.3	<i>Raidisseur .....</i>	154
6.7.4	<i>Bêche d'ancrage.....</i>	154
6.7.5	<i>Vérification de l'assemblage.....</i>	155
6.8	CALCUL DE PIED DE POTELET.....	160
<b>CHAPITRE 7</b>		
<b>ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....</b>		<b>165</b>
7.1	INTRODUCTION.....	165
7.2	TYPE DES FONDATIONS .....	166
7.2.1	<i>Vérification de la semelle filante.....</i>	167
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>		<b>175</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>		<b>176</b>

# LISTE DES FIGURES

<b>FIGURE 1</b> : PLAN DE REZ DE CHAUSSEE.....	4
<b>FIGURE 2</b> : PLAN DE 1 <sup>ER</sup> ETAGE.....	5
<b>FIGURE 3</b> : PLAN DE 2 <sup>EME</sup> /3 <sup>EME</sup> /4 <sup>EME</sup> /5 <sup>EME</sup> /6 <sup>EME</sup> ETAGE.....	6
<b>FIGURE 4</b> : PLAN DE COUVERTURE.....	7
<b>FIGURE 5</b> : PLAN 7 <sup>EME</sup> ETAGE.....	8
<b>FIGURE 6</b> : COUPE A-A ECH/100.....	9
<b>FIGURE 7</b> : COUPE B-B ECH/100.....	10
<b>FIGURE 8</b> : FAÇADE PRINCIPALE-ECH/100.....	11
<b>FIGURE 9</b> : DIFFERENTS TYPES DE POTEAUX.....	13
<b>FIGURE 10</b> : DIFFIRENTS TYPES DE POUTRES METALLIQUES.....	14
<b>FIGURE 11</b> : DIAGRAMME SUR LA MEME TRAVEE ET DIAGONALE SUR DEUX TRAVEES DIFFERENTES.....	15
<b>FIGURE 12</b> : CONTREVENTEMENT EN V.....	16
<b>FIGURE 13</b> : CONTREVENTEMENT EN K.....	16
<b>FIGURE 14</b> : CONSTRUCTION DE PLANCHER COLABORANT.....	18
<b>FIGURE 15</b> : TYPE DE PROFILS LAMINES.....	22
<b>FIGURE 16</b> : LES DIMENSIONS DE LA DALLE COLLABORANT.....	28
<b>FIGURE 17</b> : DISPOSITION DES SOLIVES DE L'ETAGE COMMERCIAL.....	35
<b>FIGURE 18</b> : SCHEMA STATIQUE DE LA SOLIVE A LA PHASE DE CONSTRUCTION.....	35
<b>FIGURE 19</b> : SCHEMA STATIQUE DE LA SOLIVE A LA PHASE FINALE.....	38
<b>FIGURE 20</b> : LARGUEUR EFFECTIVE DE LA DALLE .....	39
<b>FIGURE 21</b> : DISPOSITION DES SOLIVES DE L'ETAGE ADMINISTRATIF.....	43
<b>FIGURE 22</b> : SCHEMA STATIQUE DE LA SOLIVE TYPE 2.....	44
<b>FIGURE 23</b> : SCHEMA STATIQUE DE LA SOLIVE AVEC ETAIEMENT.....	45
<b>FIGURE 24</b> : VUE DE LA CONNECTION DE PLANCHER MIXTE.....	48
<b>FIGURE 25</b> : DIMENSION DE CONNECTEUR.....	49
<b>FIGURE 26</b> : SCHEMA STATIQUE ET LA SECTION DE CALCUL DE L'ACROTERE.....	55
<b>FIGURE 27</b> : SCHEMA REPRESENTATIF DE L'ESCALIER DE REZ DE CHAUSSEE.....	65
<b>FIGURE 28</b> : SCHEMA REPRESENTATIF DE L'ESCALIER DES ETAGE .....	66
<b>FIGURE 29</b> : VUE EN PLAN D'UN ESCALIER DROIT.....	67
<b>FIGURE 30</b> : SCHEMA DE L'ESCALIER DROIT.....	67
<b>FIGURE 31</b> : COUPE EN ELEVATION DES VOLEES 2 ET 3.....	68
<b>FIGURE 32</b> : SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER.....	69
<b>FIGURE 33</b> : SECTION D'ESCALIER A FRRAILLER.....	71
<b>FIGURE 34</b> : SCHEMA STATIQUE ET CHARGE REVENANT AU LIMON.....	73
<b>FIGURE 35</b> : VERIFICATION DE LA FLECHE.....	74
<b>FIGURE 36</b> : DIAGRAMME DES MOMENTS.....	74
<b>FIGURE 37</b> : DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT.....	75
<b>FIGURE 38</b> : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE.....	75
<b>FIGURE 39</b> : VERIFICATION DE LA FLECHE.....	76



<b>FIGURE 40</b> : DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRE PALIERE.....	77
<b>FIGURE 41</b> : DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT.....	77
<b>FIGURE 42</b> : VUE EN 3D DE LA STRUCTURE.....	84
<b>FIGURE 43</b> : BOITE DE DIALOGUE DEFINITION.....	85
<b>FIGURE 44</b> : BOITE DE DIALOGUE SELECTION DES PIECES.....	86
<b>FIGURE 45</b> : BOITE DE DIALOGUE SELECTION.....	86
<b>FIGURE 46</b> : BOITE DE DIALOGUE CALCULS.....	87
<b>FIGURE 47</b> : PREDIMENSIONNEMENT DU POTEAU AVEC ROBOT.....	88
<b>FIGURE 48</b> : PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALE AVEC ROBOT.....	89
<b>FIGURE 49</b> : PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES AVEC ROBOT.....	89
<b>FIGURE 50</b> : DIAGRAMME DE SPECTRE DE REPONSE SELON X-X.....	93
<b>FIGURE 51</b> : DIAGRAMME DE SPECTRE DE REPONSE SELON.....	94
<b>FIGURE 52</b> : RESULTATS DE MODE PROPRE.....	95
<b>FIGURE 53</b> : TRANSLATION SUIVANT L'AXE X-X.....	97
<b>FIGURE 54</b> : TRANSLATION SUIVANT L'AXE Y-Y.....	97
<b>FIGURE 55</b> : TRANSLATION SUIVANT L'AXE Z-Z.....	98
<b>FIGURE 56</b> : POUTRE PRINCIPALE LA PLUS SOLLICITEE.....	105
<b>FIGURE 57</b> : BOITE DE DIALOGUE PARAMETRE.....	107
<b>FIGURE 58</b> : VERIFICATION POUTRE PRINCIPALE.....	110
<b>FIGURE 59</b> : POUTRE SECONDAIRE LA PLUS SOLLICITEE.....	112
<b>FIGURE 60</b> : VERIFICATION POUTRE SECONDAIRE.....	113
<b>FIGURE 61</b> : POTEAU LE PLUS SOLLICITEE.....	115
<b>FIGURE 62</b> : VERIFICATION DE POTEAU.....	119
<b>FIGURE 63</b> : PROPRIETES DE LA SECTION (4CAE100*10).....	121
<b>FIGURE 64</b> : VERIFICATION DE LA CORNIERE EN X 4CAE100*10.....	123
<b>FIGURE 65</b> : PROPRIETE DE LA SECTION (4CAE100*12).....	124
<b>FIGURE 66</b> : VERIFICATION DE LA CORNIERE EN X 4CAE100*12.....	127
<b>FIGURE 67</b> : ASSEMBLAGE GOUSSET NŒUD DU PORTIQUE PAR CORDON DE LA SOUDURE.....	129
<b>FIGURE 68</b> : ASSEMBLAGE DES DAGONALES SUR GOUSSET.....	131
<b>FIGURE 69</b> : VUE D'ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE COUNTREVETEMENT.....	133
<b>FIGURE 70</b> : ASSEMBLAGE SOLIVE-POUTRE PRINCIPALE.....	134
<b>FIGURE 71</b> : SCHEMA ASSEMBLAGE SOLIVE-POUTRE PRINCIPALE.....	134
<b>FIGURE 72</b> : DISPOSITION DES BOULONS.....	136
<b>FIGURE 73</b> : ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE PRINCIPALE.....	137
<b>FIGURE 74</b> : SCHEMA ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE PRINCIPALE.....	138
<b>FIGURE 75</b> : ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE SECONDAIRE.....	142
<b>FIGURE 76</b> : SCHEMA ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE SECONDAIRE.....	142
<b>FIGURE 77</b> : SCHEMA ASSEMBLAGE POTEAU-POTEAU.....	146
<b>FIGURE 78</b> : DIMENSION DE LA PLATINE.....	153
<b>FIGURE 79</b> : DIMENSION DE LA TIGE D'ANCRAGE.....	154
<b>FIGURE 80</b> : VUE D'ENSEMBLE DE L'ASSEMBLAGE.....	155
<b>FIGURE 81</b> : SCHEMA PIED DE POTEAU.....	155
<b>FIGURE 82</b> : SCHEMA PIED DE POTELET.....	160

<b>FIGURE 83</b> : SCHEMA DE LA SEMELLE FILANTE.....	168
<b>FIGURE 84</b> : SCHEMA DE LA POUTRE DE RIGIDITE.....	173

# LISTE DES TABLEAUX

<b>TABLEAU 1:</b> LES VALEURS NOMINALES DES RESISTANCES. ....	19
<b>TABLEAU 2:</b> LES VALEURS LIMITES RECOMMANDEES DES FLECHES VERTICALES. ....	25
<b>TABLEAU 3:</b> CARECTERISTIQUE DE LA TOLE COFRAPLUS60.....	28
<b>TABLEAU 4:</b> CHARGE PERMANENTE DE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE. ....	28
<b>TABLEAU 5:</b> CHARGE PERMANENTE DE PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE.....	29
<b>TABLEAU 6:</b> CHARGE PERMANENTE DE PLANCHER COMMERCIAL ET ADMINISTRATIF.....	29
<b>TABLEAU 7:</b> CHARGE PERMANENTE DE MUR EXTERIEUR.....	29
<b>TABLEAU 8:</b> CHARGE PERMANENTE DE MUR INTERIEUR. ....	30
<b>TABLEAU 9:</b> CHARGE PERMANENTE DE PALIER DE REPOS.....	30
<b>TABLEAU 10:</b> CHARGE PERMANENTE DE LA VOLEE. ....	30
<b>TABLEAU 11:</b> LES CHARGES D'EXPLOITATIONS.....	31
<b>TABLEAU 12:</b> LA VARIATION DE TEMPERATURE. ....	32
<b>TABLEAU 13 :</b> LES VERIFICATIONS DE LA SOLIVE DE L'ETAGE ADMINISTRATIF. ....	44
<b>TABLEAU 14:</b> VERIFICATION DE LA PHASE FINALE.....	45
<b>TABLEAU 15:</b> LES CONDITIONS DE LA PHASE DE CONSTRUCTION. ....	46
<b>TABLEAU 16:</b> LES VERIFICATIONS DE LA PHASE FINALE.....	47
<b>TABLEAU 17:</b> DIMENSIONNEMENT DES VOLEES 2 ET 3.....	68
<b>TABLEAU 18:</b> CHARGE ET SURCHARGE D'ESCALIER. ....	68
<b>TABLEAU 19:</b> MOMENT EN TRAVEE.....	70
<b>TABLEAU 20:</b> FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.....	71
<b>TABLEAU 21:</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	72
<b>TABLEAU 22:</b> PRE DIMENSIONNEMENT DE POTELET TYPE 1. ....	79
<b>TABLEAU 23:</b> PRE DIMENSIONNEMENT DE POTELET TYPE 2. ....	81
<b>TABLEAU 24:</b> RECAPITULATIFS DES SECTIONS ADOPTEES APRES LE PRE DIMENSIONNEMENT.....	90
<b>TABLEAU 25:</b> FACTEUR DE QUALITE. ....	92
<b>TABLEAU 26:</b> SECTION S ADOPTEES.....	95
<b>TABLEAU 27:</b> LE POURCENTAGE DE PARTICIPATION DE MASSE.....	96
<b>TABLEAU 28:</b> VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT.....	100
<b>TABLEAU 29:</b> VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS X-X.....	101
<b>TABLEAU 30:</b> VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS Y-Y. ....	101
<b>TABLEAU 31:</b> VERIFICATION DES EFFETS P - $\Delta$ (SENS X-X).....	103
<b>TABLEAU 32:</b> VERIFICATION DES EFFETS P - $\Delta$ (SENS Y-Y).....	103
<b>TABLEAU 33 :</b> SOLLICITATIONS SUR LE POTEAU HEA500. ....	115
<b>TABLEAU 34:</b> CARACTERISTIQUE DE PROFILE HEB 500.....	115
<b>TABLEAU 35:</b> EPAISSEUR DE GOUSSET EN FONCTION DE L'EFFORT APPLIQUE.....	129
<b>TABLEAU 36:</b> MOMENTS ET EFFORT TRANCHANT AU NIVEAU DES APPUIS.....	173
<b>TABLEAU 37:</b> MOMENTS ET EFFORT TRANCHANT AU NIVEAU DES TRAVEES.....	174
<b>TABLEAU 38:</b> LA SECTION D'ARMATURE DANS LA POUTRE DE RIGIDITE. ....	174

# INTRODUCTION GENERALE

Jetant un regard sur l'histoire de l'architecture, on peut affirmer à juste titre que l'acier la 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.

En construction métallique, la distribution des efforts est à la base de la conception. Aussi, l'art de construire en acier se manifeste principalement dans la construction des ponts, des halles et des toitures aux portées imbattables ou aux formes complexes.

La construction en acier permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction.

---

# CHAPITE1

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### 1.1 Introduction

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'étude .le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en ossature métallique avec les règles actuellement vigueur .Dans ce premier chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

#### 1.1.1 Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à étudier d'un bâtiment à usage administratif et commercial, implantée à Cheraga wilaya d'Alger, zone de sismique 3(sismicité élevée), dont l'altitude de la zone est a 139 m. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 7 étages.

#### 1.1.2 Données géométrique de l'ouvrage

- Longueur total du bâtiment:**34,97 m.**
- Largeur total du bâtiment : **19,58 m.**
- Hauteur total du bâtiment seul : **27,71 m.**

- Hauteur d'étage :
  - RDC : **4.93m.**
  - 1<sup>er</sup> étage : **3.4m.**
  - 2<sup>eme</sup> au 7<sup>eme</sup> étage : **3.23m.**
- Hauteur de l'acrotère : **0.7 m.**
- Toiture plate d'angle inférieur à **4%**.

### 1.1.3 Données concernant le site

Le sol sur lequel reposera la construction est de nature meuble (catégorie S3), avec une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 2$  bars

- Lieu de réalisation : cheraga willaya d'Alger
- Site : plat.
- Altitude géographique : 139m.
- Nature de sol : sol meuble(S3)

## 1.2 Conception de l'ouvrage

### 1.2.1 Ossature de la structure

#### 1.2.1.1 Les poteaux

Dans les ossatures métalliques, les poteaux sont constitués de profilés en H, quelquefois de forte épaisseur, ou de poteaux mixtes. En cas d'effort de compression important, on utilise également les profils pleins forgés.

- **Profilés métalliques :**

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteaux de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage.

- **Profils forgés :**

Les poteaux en acier forgés, de section pleine permettent de reprendre de très grands efforts sur une section dont les dimensions extérieures sont plus faibles que pour tout autre profilé métallique. Ils sont utilisés par exemple pour la réalisation des étages inférieurs de grands bâtiments.

- **Poteaux mixtes :**

Poteaux mixtes acier-béton constituent une alternative intéressante aux poteaux en acier ou en béton armé. Ils sont surtout appréciés pour leurs caractéristiques mécaniques élevées (résistance à la compression et à la flexion, rigidité sous l'effet du vent, ductilité en cas de séisme) et leur bonne résistance au feu. Les sections utilisées sont multiples et permettent au concepteur de varier à loisir les formes les dispositions respectives des deux matériaux acier et béton et l'aspect extérieur.

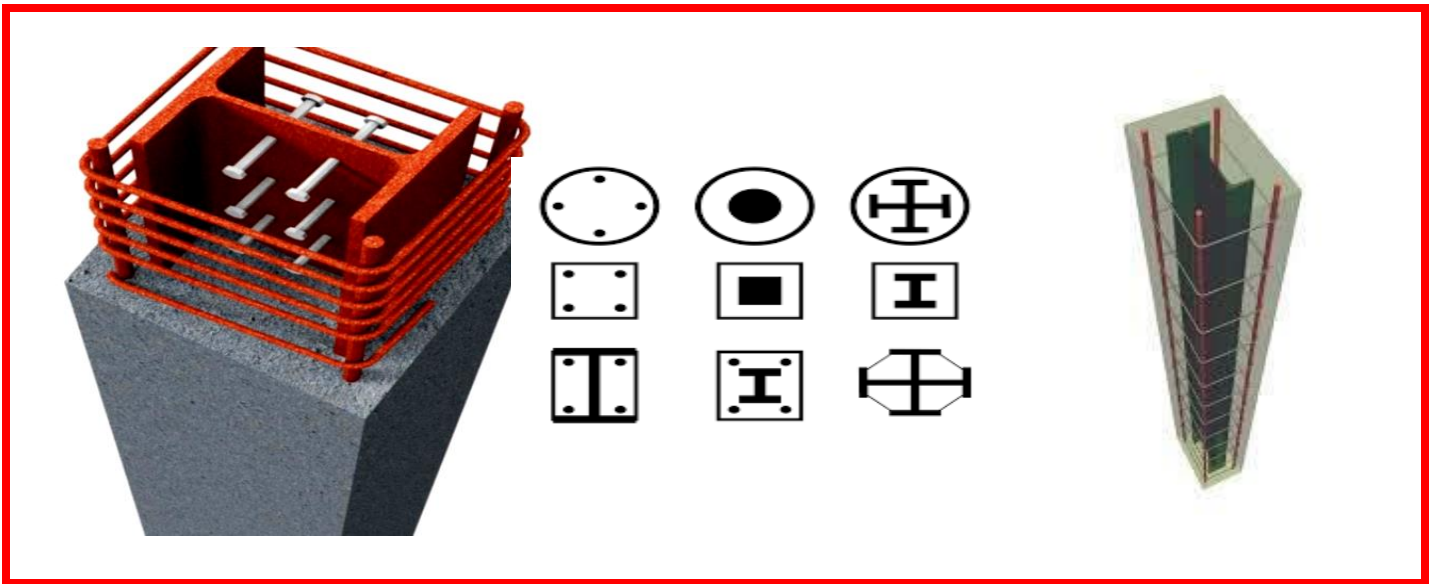


Figure 9: différents types de poteaux.

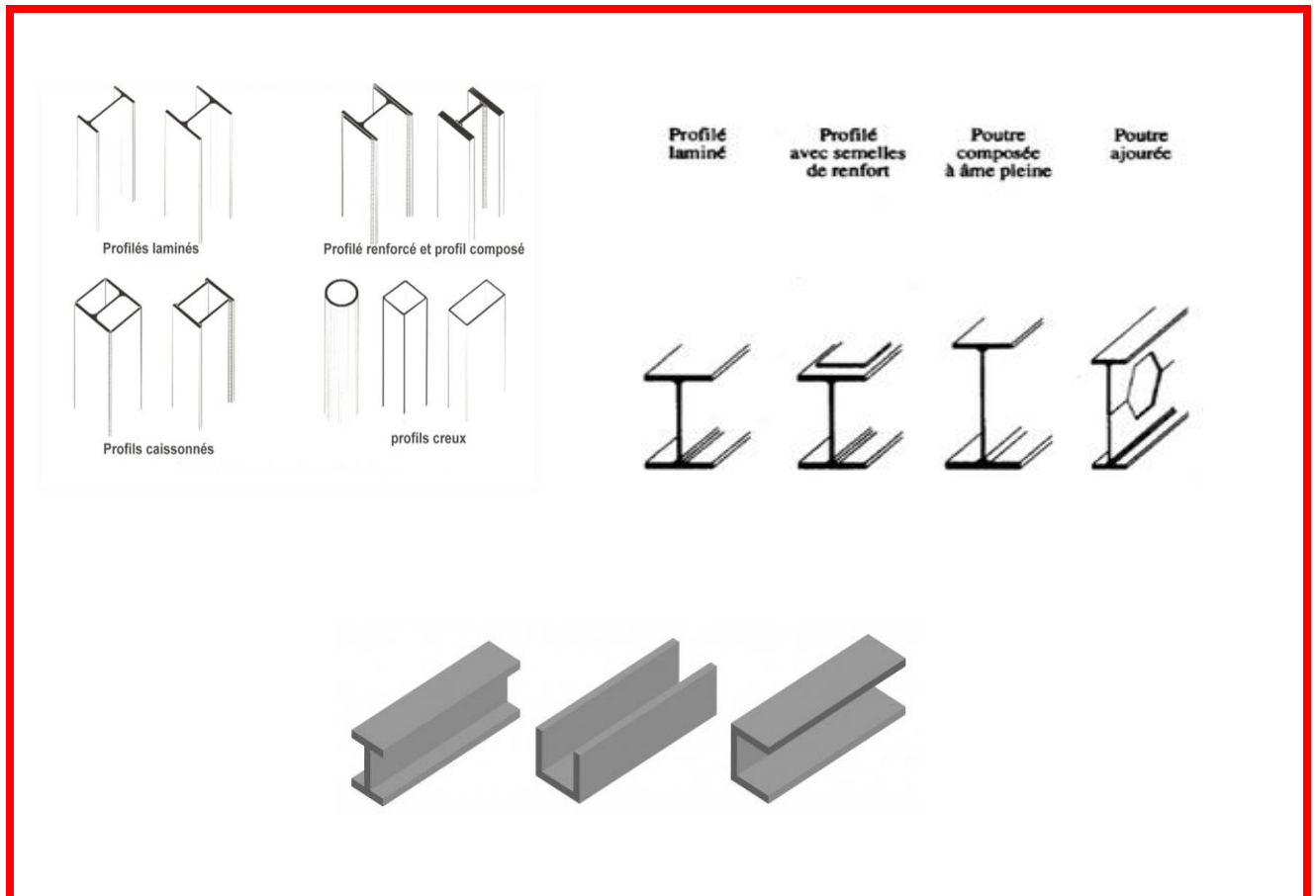
### 1.2.1.2 Les poutres

Les poutres supportent les éléments de plancher et transmettent les charges verticales aux poteaux. La gamme des profils disponibles est large :

- Les profils **IPE** sont les plus utilisés pour les planchers des bâtiments à étage. Particulièrement conçue pour la flexion simple selon leur axe fort. Ils sont très économiques (en raison de leur rapport poids-résistance favorable) et l'épaisseur constante de leurs ailes facilite les assemblages.
- Les série **HEA HEB** et **HEM** sont avant tout utilisées pour la reprise d'efforts importants.
- Les profils en **U** sont surtout utilisés comme poutre de rive de plancher. ils peuvent également être jumèles et utilisés comme poutre moisées de plancher, éventuellement caissonnées pour mieux résister aux efforts de torsion.
- Les poutres composées à **âme pleine** sont quelquefois utilisées si les profilés laminés ne peuvent s'insérer dans les hauteurs imposés.



- Des poutres composées à **double âme pleine** ne sont envisageable que dans le cas d'éléments fortement sollicités : poutre de reprise sous les bâtiments élèves, poutres supérieures des bâtiments suspendus .....etc.
- Les poutres **ajourées** comportent, dans l'âme, des ouvertures de forme polygonale ou circulaire pour le passage des conduites techniques.



**Figure 10:** différents types de poutres métalliques.

### 1.2.1.3 Contreventement

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures non autostables vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs.... La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de

triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds.

### ➤ Quelques types de contreventement

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement parmi lesquelles on peut citer :

#### ⇒ Contreventement en X (croix de Saint André)

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée. Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.

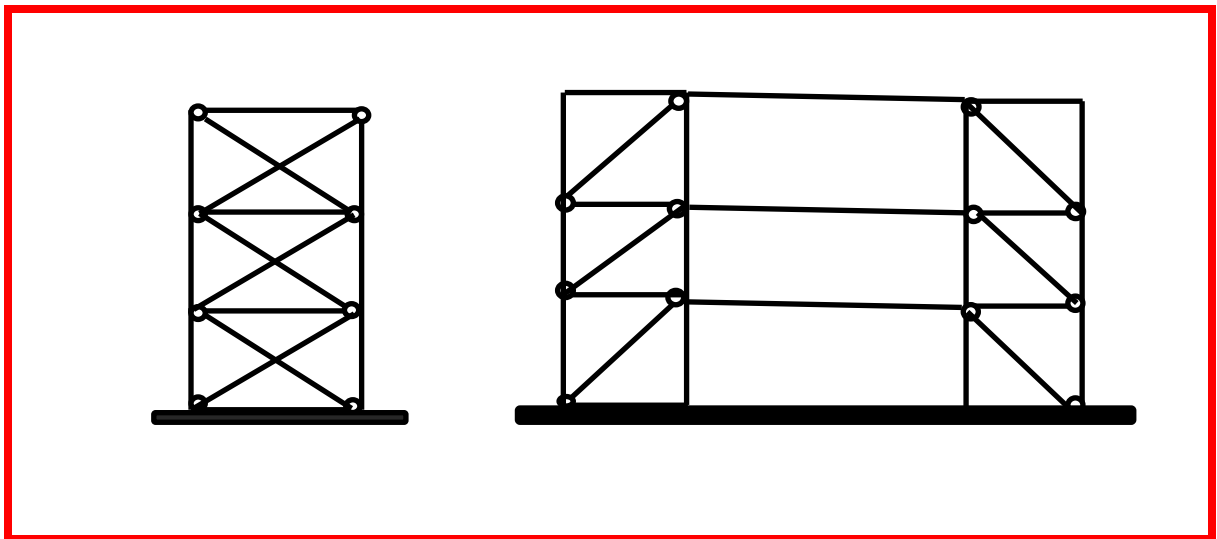


Figure 11: diagonale sur la même travée et diagonale sur deux travées différentes.

#### ⇒ Contreventement en V:

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit

être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités

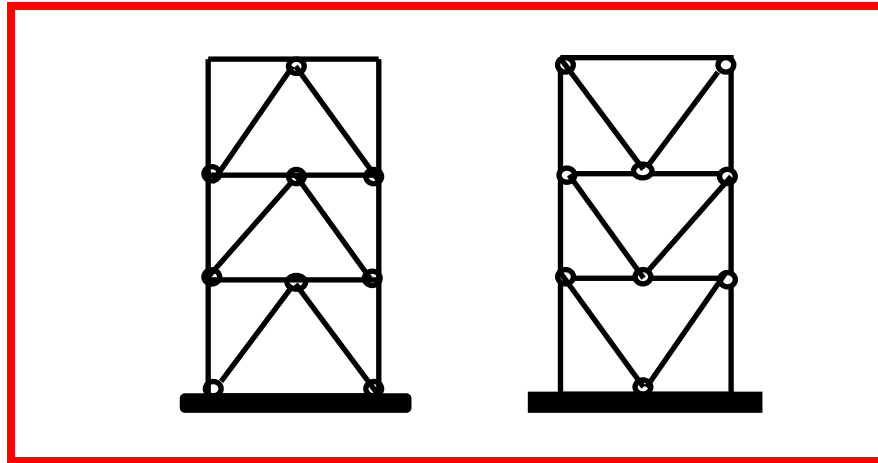


Figure 12: contreventement en V.

⇒ **Contreventement en K:**

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique. Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.

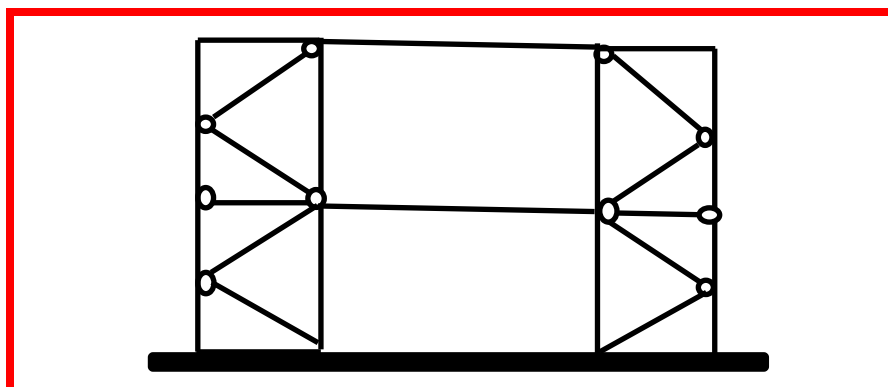


Figure 13: contreventement en K.

Pour assurer la stabilité dans le plan horizontal et globale de la structure nous avons choisis de mettre un contreventement par palée triangulée en croix de saint André suivant les deux directions horizontales. Soit des CAE suivant les deux directions de la structure, dont la disposition considère la plus symétriquement et économiquement possible par rapport au centre de gravité des planchers d'une distribution régulière afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

### 1.2.2 Escalier

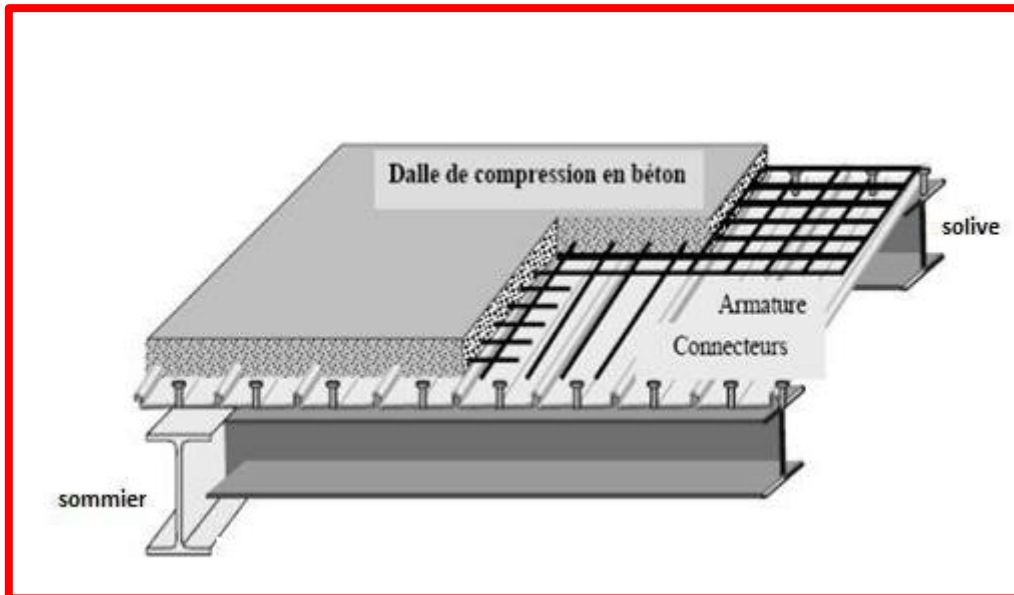
La structure comporte deux types d'escaliers :

- Un escalier à trois volées et à deux paliers de repos.
- Un escalier à deux volées et à un palier de repos.

### 1.2.3 Plancher:

Pour des raisons économiques, mise en œuvre facile et rapide nous avons choisis de mettre un plancher mixte avec dalle collaborante coulée sur un bac d'acier cofraplus60 dont les composantes sont illustrées sur la figure 1.

Les tôles profilées ont un rôle d'armature et de coffrage, autorisant une mise en œuvre rapide et économique. La face inférieure des tôles nervurées ne nécessite généralement aucune protection.



**Figure 14:** construction de plancher collaborant.

#### 1.2.4 Acrotère

Ce sont des éléments de couronnement réalisés en béton armé dose  $350\text{Kg/m}^3$ , se trouvent en niveaux des terrasses sur toute la périphérie de bâtiment, ils sont exécutés comme une bordure et permettent de relever l'étanchéité pour éviter l'infiltration des eaux sous les couches étanches et protéger les façades de l'infiltration des eaux pluviales.

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 70,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.

**Bon à savoir:** il est indispensable d'inclure le mètre de l'acrotère dans le dimensionnement des matériaux nécessaires à une isolation par l'extérieur afin d'éviter l'infiltration d'eau de pluie entre la façade et l'isolant et pour limiter le risque d'apparition de ponts thermiques.

**Bon à savoir :** la hauteur minimale d'un acrotère doit être suffisante pour permettre un relevé d'étanchéité de 15 cm. Pour cela, les acrotères ont une hauteur au moins égale à 15 cm mais plus si l'on souhaite y disposer des rambarde et garde-corps (obligatoires pour les toitures terrasses accessibles) et si l'on souhaite pouvoir y suspendre une console d'acrotère (35 cm minimum pour placer une pince d'acrotère).

### 1.2.5 Assemblages

Les assemblages des éléments de la structure étudiée sont réalisés par des assemblages boulonnés et soudés dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

#### 1.2.5.1 Assemblage boulonné

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité «  $f_{yb}$  » ainsi que celle de la résistance à la traction «  $f_{bu}$  » des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau 1:** les valeurs nominales des résistances.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

#### 1.2.5.2 Assemblage soudé

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

### 1.2.6 Maçonnerie

Ce sont des éléments secondaires qui n'ont aucun rôle dans la résistance de la structure.

- **Murs extérieurs :** en double cloisons, en briques creuses (15+10) cm avec une lame d'air de 5cm.
- **Murs intérieurs :** en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### 1.2.7 Revêtement

C'est l'ensemble des matériaux qui sert à couvrir les surfaces horizontales et verticales qui à pour but rôle de donner un aspect agréable et d'augmenter la résistance à la corrosion et à l'humidité, il y'à deux types de revêtement :

- **Horizontal** : mortier de pose et carrelage pour toutes les pièces (2+2) cm.

Faux plafond pour les plafonds 1 cm d'épaisseur.

- **Vertical**: revêtement des murs intérieurs en plâtre 2 cm d'épaisseur.

Revêtement des murs extérieurs par mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur.

## 1.3 Matériaux utilisés

### 1.3.1 Acier

L'acier est réputé pour ses propriétés élastiques, ductiles et résistantes à la rupture. Cependant, choisir un acier de construction suppose de connaître différents autres paramètres comme sa nuance, sa qualité, et surtout tous ces facteurs d'influence mécanique (écrouissage, traitements thermiques, vitesses d'essai, etc.), ainsi que les contraintes de traction triaxiale, les processus de rupture, l'alternance des sollicitations, etc.

- **Nuance d'acier utilisé en construction métallique :**

Les nuances de base utilisées en construction métallique se réfèrent à la norme NF EN 10025-2. Il s'agit des nuances S235, S275, S355 et S450 dont les limites d'élasticité garanties varient avec l'épaisseur du produit. Seules ces nuances présentent toutes les garanties d'emploi pour la construction métallique selon les règles CM66. En outre, ces nuances ont des teneurs maximales en carbone garanties. C'est une bonne soudabilité métallurgique

- **Pour la réalisation de la structure ; nous avons utilisés l'acier S235 de très hautes performances à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique caractérisée par :**

- Résistance limite d'élasticité :  $f_y=235 \text{ N/mm}^2$ .
- Module de Young:  $E=210\,000 \text{ N/mm}^2$ .
- Coefficient de poisson :  $\nu=0,3$ .
- Module de cisaillement :  $G=E/2(1+\nu) = 81.10^3 \text{ N/mm}^2$ .

- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha=12.10^{-6}\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ .
- Masse volumique :  $7850\text{Kg/m}^3$ .

➤ **Acier pour les armatures**

- Les armatures seront HA de nuance Fe 500.
- Cas de fissurations : préjudiciables (pour le calcul des armatures des fondations).

⇒ **Les profils laminés à chaud :**

L'acier laminé à chaud est un acier qui a été pressé à de très hautes températures (au dessus de la température de cristallisation).

Les fabrications commencent d'abord avec une grande longueur de métal rectangulaire appelé billeterie.

La billeterie est chauffée et ensuite envoyée pour le pré-traitement où elle est aplatée dans un grand cylindre.

De là, elle est maintenue à une température élevée où elle traverse une série de rouleaux pour atteindre ses dimensions finales.

⇒ **L'acier laminé à froid :**

L'acier laminé à froid passe par un procédé de mise en forme à **température ambiante**, permettant sa recristallisation. Étant donné que l'acier est fabriqué à une température beaucoup plus basse, il n'est pas nécessaire de s'inquiéter du changement de volume et de forme du matériau, comme c'est le cas de l'acier laminé à chaud, adapté aux utilisations où des formes précises ne sont pas requises et faibles tolérances. C'est la raison principale pour laquelle le laminage à froid est généralement plus cher que le laminage à chaud.

D'abord on commence la fabrication à partir d'un feuillard galvanisé qui est entraîné entre des galets qui vont plier la tôle à des températures ambiantes jusqu'à obtention de la section demandée, et les profils à froid standard les plus courants sont du type sigma ( $\epsilon$ ), CEE (c), zed (Z) et sigma Eaves



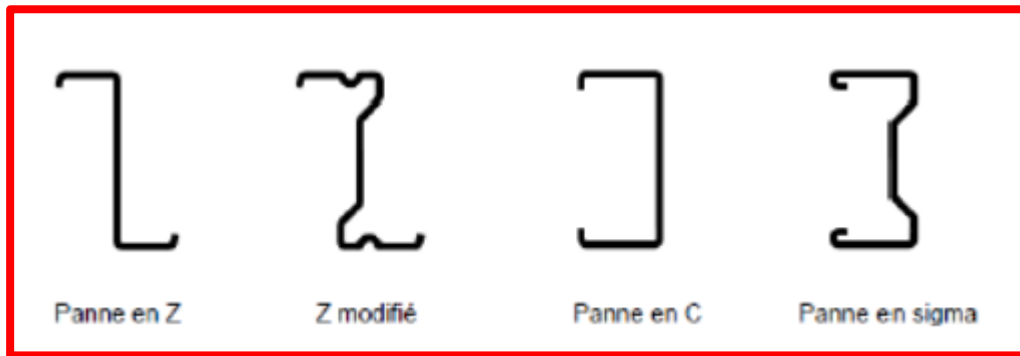


Figure15: type de profils laminés.

### 1.3.2 Béton

C'est un matériau économique qui résiste bien à la compression. On utilise un béton dosé à  $350\text{Kg/m}^3$  de ciment CPJ32, 5 pour les éléments de planchers et fondations. Caractérisé par :

- Masse volumique :  $\rho = 2500\text{Kg/m}^3$ .
- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25\text{ N/mm}^2$ .
- La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1\text{ N/mm}^2$ .
- Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4.10^{-6}$ .
- Pour les planchers, la classe du béton est : C25/30.

### 1.4 Règlements utilisés

- RPA99/2003 (règles parasismique Algériennes).
- D.T.R.B.C.2.44, Eurocode 3 (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »).
- Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).
- D.T.R.B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations).
- D.T.R.B.C2-41 (CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme).

## 1.5 Définition d'états limite de calcul

Les états limites définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure. Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Les paramètres à prendre compte sont notamment les actions, les propriétés des matériaux, et les données géométriques et leur imperfection.

### 1.5.1 Les actions à prendre en compte dans les calculs

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

#### 1.5.1.1 Actions Permanentes $G_i$ :

- Poids propre des éléments de la construction.
- Poids propre des équipements fixes.

#### 1.5.1.2 Actions d'exploitations $Q_i$

- Charges d'exploitation.
- Charges appliquées en cours d'exécution.

#### 1.5.1.3 Actions climatiques

- La variation de température  $\rightarrow T$

#### 1.5.1.4 Actions accidentelles $E_i$

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée  $E$ .
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

### 1.5.2 Les situations de projet

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux situations de projets :

### 1.5.2.1 En situation durable

Les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitations, et climatiques.

### 1.5.2.2 En situation accidentelle : (en cas de séisme)

Les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitations, et les actions sismiques.

## 1.5.3 Les Combinaisons d'actions

### 1.5.3.1 Situation durable

#### ➤ État Limite Ultime:

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée. Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable  $Q$  :  $1.35 G_{max} + G_{min} + 1.5 Q$ .
- Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $1.35 G_{max} + G_{min} + 1.35 (\sum Q_i)$ .

Avec :

$G_{min}$  : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

$G_{max}$  : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

$Q$  : La surcharge d'exploitation.

#### ➤ État Limite de Service:

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commencé à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable  $Q$  :  $G + Q$ .
- Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $G + 0.9 (\sum Q_i)$ .

### 1.5.3.2 Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 »

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q \pm E$ .
- $0.8 G \pm E$  : cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de  $G$  est favorable.

## 1.6 Limites des flèches et des déplacements

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le Tableau ci-après:(tableau 4.1 CCM97) :

**Tableau 2:** les valeurs limites recommandées des flèches verticales.

Conditions	$f$ (flèches dans l'état final)
Toitures en général	L/200
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{vmax}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

## 1.7 Principe et objectif des calculs

### ➤ Résistance et rigidité :

Sous un système de charge donné, les contraintes dans tous les éléments ne doivent pas dépasser les contraintes permises par les règlements relatifs au matériau utilisé. Ainsi, la structure doit supporter les sollicitations extrêmes qui lui sont appliquées sans atteindre la ruine, cette dernière peut être l'écrasement ou simplement une déformation trop grande.

### ➤ Économie:

La structure doit remplir ces fonctions tout en restant le plus économique possible :

- La stabilité.
- La durabilité.
- L'esthétique.

# CHAPITRE 2

## EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### 2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur la structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermiques et climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire D.T.R-BC.2.2. (Charge et surcharges).

### 2.2 Les charges permanentes (G)

Elles sont constituées des poids propres des différents éléments porteurs, du poids des finitions et ainsi que du poids de l'enveloppe (façade et toiture).

#### 2.2.1 Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 12cm d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu **cofraplus60**.

##### ➤ Caractéristiques géométriques de la tôle

**Cofraplus60** : est un profil nervuré cranté latéralement destiné à la réalisation des dalles mixtes. L'adhérence du béton au profil donne à la dalle ainsi armée l'appellation de plancher collaborant. Le profil constitue le coffrage en phase provisoire, allège la dalle grâce à sa géométrie et permet d'économiser la nappe d'armatures basses. Profil multi usages, Cofraplus60 s'adapte à tout type de construction.

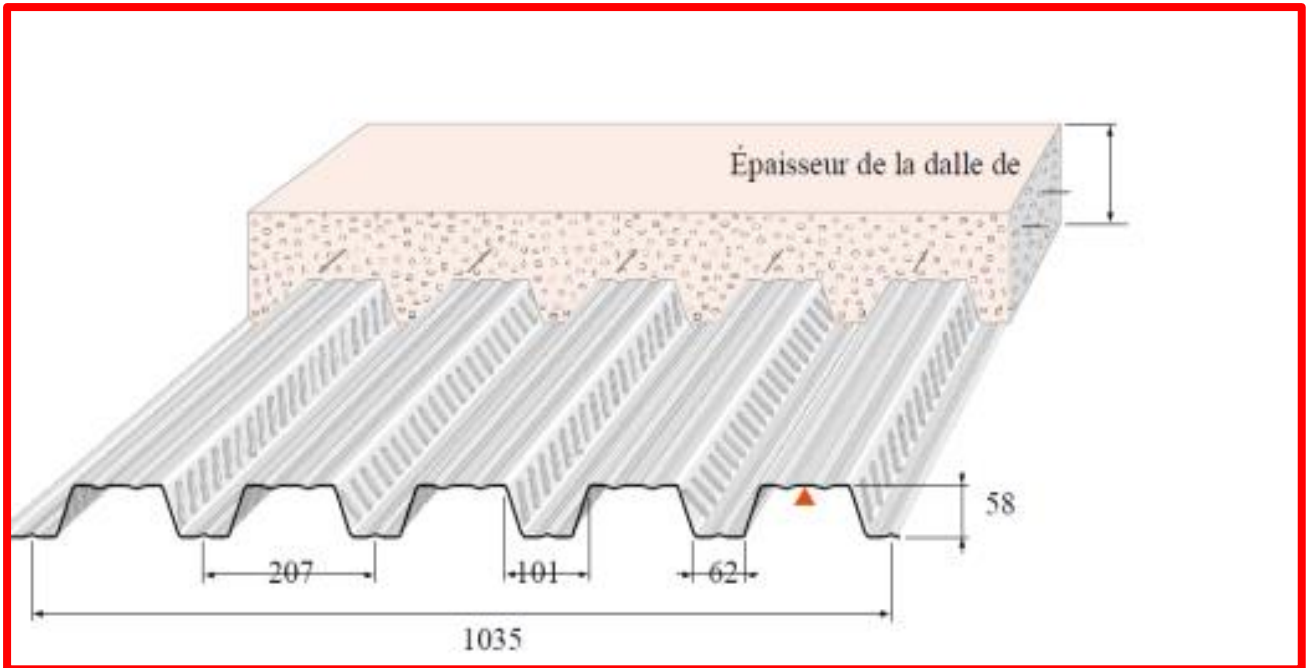


Figure16: les dimension de la dalle collaborant.

Tableau 3: carectéristique de la tole cofraplus60.

Hauteurs des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outil du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)
58	5	207	1035	1

### 2.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau 4: charge permanente de plancher terrasse inaccessible.

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Faux plafond	0.01	10	0.1
Tôle cofraplus60	0.001	/	0.1137
Dalle en béton	0.12	25	3
<b>G=6.49 KN/m<sup>2</sup></b>			

### 2.2.1.2 Plancher terrasse accessible

**Tableau 5:** charge permanente de plancher terrasse accessible.

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle en béton	0.12	25	3
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Tôle cofraplus60	/	0.1137	0.1137
Faux plafond	0.01	10	0.1
Carrelage	0.02	20	0.4
Isolation thermique	0.04	4	0.16
<b>G= 4.17 KN/m<sup>2</sup></b>			

### 2.2.1.3 Plancher étage courant

**Tableau 6:** charge permanente de plancher commercial et administratif.

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison de répartition	0.1	10	1
Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Dalle en béton	0.12	25	3
Faux plafond	0.01	10	0.1
Tôle cofraplus60	/	0.1137	0.1137
<b>G= 5.01 KN/m<sup>2</sup></b>			

## 2.2.2 Les cloisons

### 2.2.2.1 Murs extérieurs (double parois)

**Tableau 7:** charge permanente de mur extérieur.

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.15	/	1.3
Brique creuse	0.1	/	0.9
Lame d'air	0.05	/	/
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>G= 2.6 KN/m<sup>2</sup></b>			



### 2.2.2.2 Murs intérieur

**Tableau 8:** charge permanente de mur intérieur.

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.1	/	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>G= 1.3 KN/m<sup>2</sup></b>			

### 2.2.3 Les escaliers

#### 2.2.3.1 Les éléments constituant de palier

**Tableau 9:** charge permanente de palier de repos.

charge	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Dalle en béton	0.12	25	3
Tôle cofraplus60	0.001	/	0.1137
<b>G=3.91KN/m<sup>2</sup></b>			

#### 2.2.3.2 Les éléments constituant la volée

**Tableau10:** charge permanente de la volée.

charge		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	Horizontal	0.02	22	0.4
	Vertical	$\frac{0.02h}{g}$	22	0.24
Mortier de pose	Horizontal	0.015	20	0.3
	Vertical	$\frac{0.015h}{g}$	20	0.18
Dalle en béton		$\frac{0.12}{\cos\alpha}$	25	3.45
Tôle striée		0.005	90	0.45
Poids de marche		$\frac{h}{2}$	22	1.08
<b>G=7 KN/m<sup>2</sup></b>				
<b>Garde corps :</b>			<b>G= 0.6 KN/m</b>	

## 2.3 Charges d'exploitation (Q)

Les surcharges dites d'exploitation ou d'utilisation sont évaluées en fonction du poids des personnes, du poids du mobilier et des cloisonnements spécifiques et des véhicules et de leur mouvement (dans le cas de parkings en superstructure, des ponts...).pour cela il ya des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

Les valeurs de la surcharge d'exploitation correspondant ce projet sont illustré dans le tableau ci-après :

**Tableau 11:** les charges d'exploitations.

Destination	La valeur de Q (kn/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher étage commercial	5
Plancher étage administratif	2.5
Escalier administratif	2.5
Escalier commercial	5

## 2.4 Charges climatiques

### 2.4.1 Effet de la variation de la température

Comme tout les matériaux, l'acier se dilate se l'effet de l'augmentation de la température, plus la température est élevée plus la limite d'élasticité et la résistance à la traction diminuent et plus la plasticité augmente.

Pour tenir compte des actions dues aux variations de température, il est général suffisant pour les bâtiments et les constructions industrielles, de considérer une variation uniforme de température  $\Delta T$ .

Mentionnons toutefois, sans entre dans des détails, qu'il faut également prend en considération un gradient de température pour les bâtiments élevés exposés totalement ou partialement au rayonnement solaire (comme pour les ponts).

La variation uniforme de température se réfère entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage qui comprises entre +10°C et +25°C et les températures extrêmes, elles prouvant des variations de longueur des éléments de la structure. Ces déformations peuvent êtres calculés au moyen du coefficient de dilatation thermique de l'acier égal à  $12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative  $\Delta T$  de la variation uniforme de température dépend de la zone climatique. Les valeurs proposées dans la norme DTR-BC.2.44 sont données ci-après :

**Tableau 12:** la variation de température.

La zone	La variation de température
l'Algérie du nord	+35°C et -15°C
le proche et moyen sud	45°C et -20°C
L'extrême sud	50°C et -30°C

Le bâtiment est situé à Alger donc si on prend une température de montage  $t_0=20^\circ\text{C}$  donc  $\Delta T=t-t_0=35-20=+15^\circ\text{C}$  donc on prend une variation de température  $\Delta T=15^\circ\text{C}$

#### 2.4.2 La charge du la neige et de vent

Le dimensionnement de chaque bâtiment, que le besoin soit pour une structure temporaire ou définitive, sur un bâtiment, fait l'objet de calcul spécifique de résistance à la neige et au vent. La masse de neige accumulée sous la toiture et les rafales de vent exercent des contraintes. Les composants de la structure varient selon les dimensions du bâtiment afin de garantir une résistance aux contraintes climatiques et notamment aux tempêtes.

Et Dans ce sens, le RNV et Les Eurocodes, ont été mises en place pour harmoniser les méthodes de calcul permettant de s'assurer de la stabilité et du dimensionnement de l'ensemble des éléments constituant le bâtiment. Ce sont des codes de conception et de calcul des ouvrages. Les dernières modifications concernant le DTR relatifs aux charges de neige et de vent datent de 2013. Les codes évoluent très rapidement au fil des données récoltées et des événements climatiques

#### **Remarque :**

Sachant que le bâtiment étudié est constitué de plancher lourd en béton armé et qu'il est en zone de forte sismicité alors on peut dire que les efforts sismiques vont être beaucoup plus importants que les efforts dus au vent. Donc dans notre étude on a négligé le calcul au vent.

# CHAPITRE 3

## ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

### 3.1 Etude de plancher

#### ➤ Introduction

Une dalle mixte consiste à associer deux matériaux pour qu'ils participent ensemble, par leur « collaboration », à la résistance à la flexion. Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature. Pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Si elles sont en acier, les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle en béton par l'intermédiaire de connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte. Une dalle collaborant peut aussi être posée sur des poutres simples (sans connecteurs).

Le pré dimensionnement d'un plancher mixte se fait à partir de ces conditions suivantes :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- Vérification faite selon la condition de résistance.
- Vérification aux vibrations.

### 3.1.1 Etude de plancher mixte

Le calcul de plancher mixte se fait en deux stades :

- Stade de construction.
- Stade définitif.

#### 3.1.1.1 Stade de construction

Il comprend toutes les phases ayant lieu avant que le béton de la dalle ne soit durci. il est caractérisé par le fait que la résistance est assurée par la poutrelle métallique seule.

-les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrière + matérielle).

#### 3.1.1.2 Stade définitif

Dés que le béton durci atteint une résistance suffisante à la compression, toute la fonction porteuse est assurée par la section mixte acier-béton.

-les charges suivantes doivent être considérées lors du dimensionnement de la dalle mixte :

- Poids propre de profilé.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation finale.

### 3.1.2 Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE constituant l'ossature horizontale des planchers de bâtiment qui travaillent à la flexion simple. leur fonction principale est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la dalle. ils peuvent également être chargés de transmettre les forces horizontales dues au vent ou au séisme au système de stabilisation.

### 3.1.2.1 Plancher étage commercial (type 1)

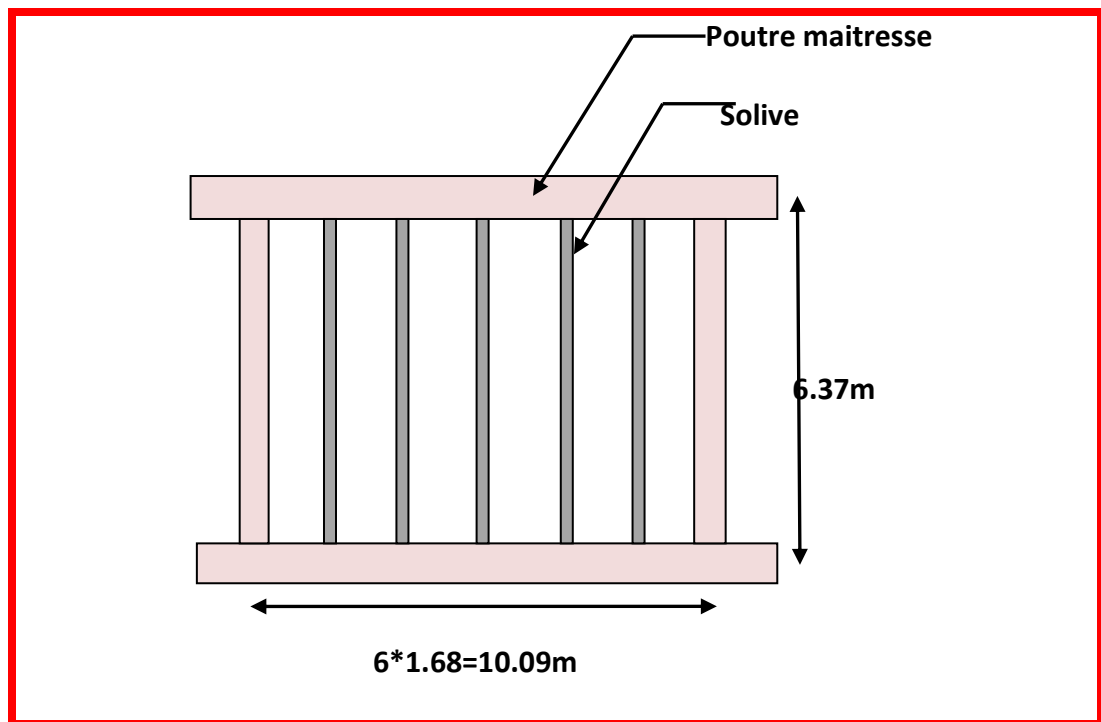


Figure17: disposition des solives de l'étage commercial.

#### ✓ La phase de construction

#### ➤ Les charges :

- Poids propre de béton frais :  $G_b = 0.12 \cdot 25 = 3 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids propre de la tôle :  $G_t = 0.1137 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge des ouvrières :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

Entre axe les solives :  $e = 1.68 \text{ m}$ .

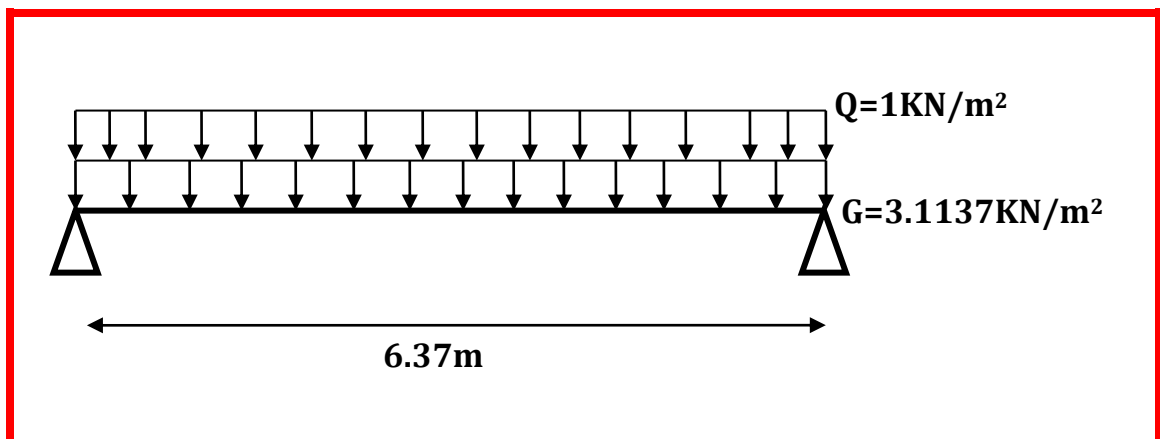


Figure18: schéma statique de la solive à la phase de construction.

➤ **Combinaison de charges**

**ELU :**

$$q'_u = [1.35(G_b + G_t) + 1.5Q] \times e = [1.35(3 + 0.1137) + 1.5 \times 1] \times 1.68$$

$$q'_u = \mathbf{9.58\text{KN/m}}$$

**ELS:**

$$q'_s = (G_b + G_t + Q) \times e = (3 + 0.1137 + 1) \times 1.68$$

$$q'_s = \mathbf{6.91\text{KN/m}}$$

➤ **Vérification de flèche**

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 6.91 \times 6.37^3 \times 300}{384 \times 2.1} = 3322.29 \text{ cm}^4$$

Donc on opte un **IPE240**,  $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification en prenant en compte le poids de profile**

$G_p = 0.307 \text{ KN/ml}$ .

**a) Combinaison de charge :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G_p + q'_u$

$$q_u = 1.35 \times 0.307 + 9.58 = \mathbf{10 \text{ KN/m}}$$

**ELS:**  $q_s = G_p + q'_s$

$$q_s = 0.307 + 6.91 = \mathbf{7.22 \text{ KN/m}}$$

**b) Vérification à la résistance**

IPE240 est de **classe 1** (flexion simple), on fait un calcul plastique.

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{rd,pl} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$M_{sd}$  : Moments fléchissant sollicitant.

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{10 \times 6.37^2}{8} = 50.72 \text{ KN.m}$$

$M_{rd,pl}$  : Moment de résistance plastique.

$$M_{rd,pl} = \frac{367 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 78.40 \text{ KN.m}$$

Donc:

$M_{sd} < M_{rd,pl}$  La condition est vérifiée.

### c) Vérification de l'effort tranchant

La condition s'exprime ainsi :

$$V_{sd} \leq V_{pl} = \frac{fy \times Av}{\sqrt{3} \times \gamma m_0}$$

$Av$  : aire de cisaillement.

$$Av = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r)tf = 19.12 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{235 \times 10^3 \times 19.12 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 235.84 \text{ K}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{10 \times 6.37}{2} = 31.85 \text{ KN}$$

}  $V_{sd} < V_{pl}$  La condition est  
Vérifiée

### d) vérification de la flèche :

La vérification de la flèche s'effectue par la relation suivante :

$$f_{cal} = \frac{5 \times qs \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

Et :

$$f_{cal} = \frac{5 \times qs \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7.22 \times 10^{-2} \times 637^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 3892} = 1.9 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{637}{300} = 2.12 \text{ cm}$$

$f_{cal} < f_{adm}$   $\longrightarrow$  La flèche est vérifiée.



✓ **La phase finale**

➤ **Les charges :**

- Poids propre de profilé :  $G_p=0.307 \text{ KN/m}$ .
- La charge de la dalle :  $G=5.01 \text{ KN/m}^2$  (tableau 6 chapitre 2 p29).
- Surcharge d'exploitation :  $Q=5 \text{ KN/m}^2$  (tableau 11 chapitre 2 p31).

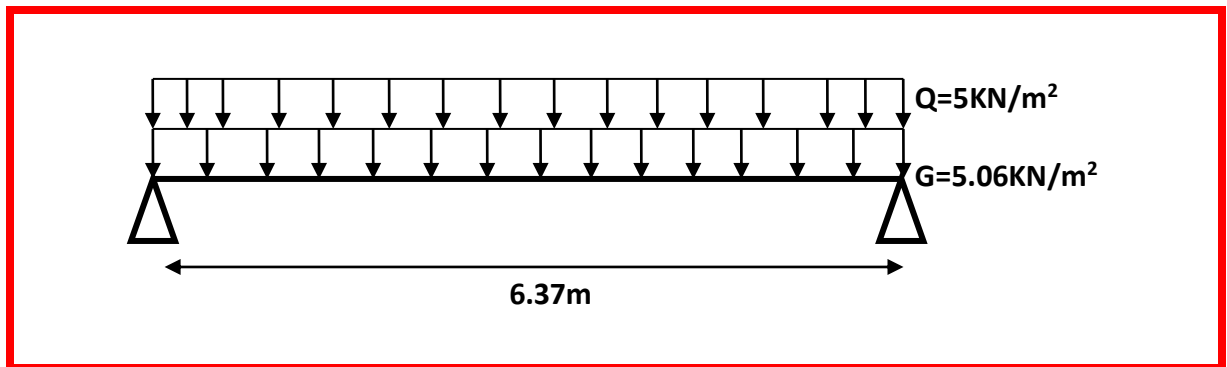


Figure19:schéma statique de la solive à la phase finale.

➤ **Combinaison de charge**

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G_p + [1.35G + 1.5Q] \times e = \mathbf{24.38 \text{ KN/m}}$$

$$\text{ELS: } q_s = G_p + (G + Q) \times e = \mathbf{17.12 \text{ KN/m}}$$

➤ **Largeur effective de la dalle :**

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} \\ b \end{array} \right.$$

Avec :

$l_0$  : Longueur libre d'une poutre simplement appuis.

$b$  : entraxe entre les poutre.

$$b_{eff} = \min (1.59, 1.68) \text{ m} = \mathbf{1.59 \text{ m}}$$

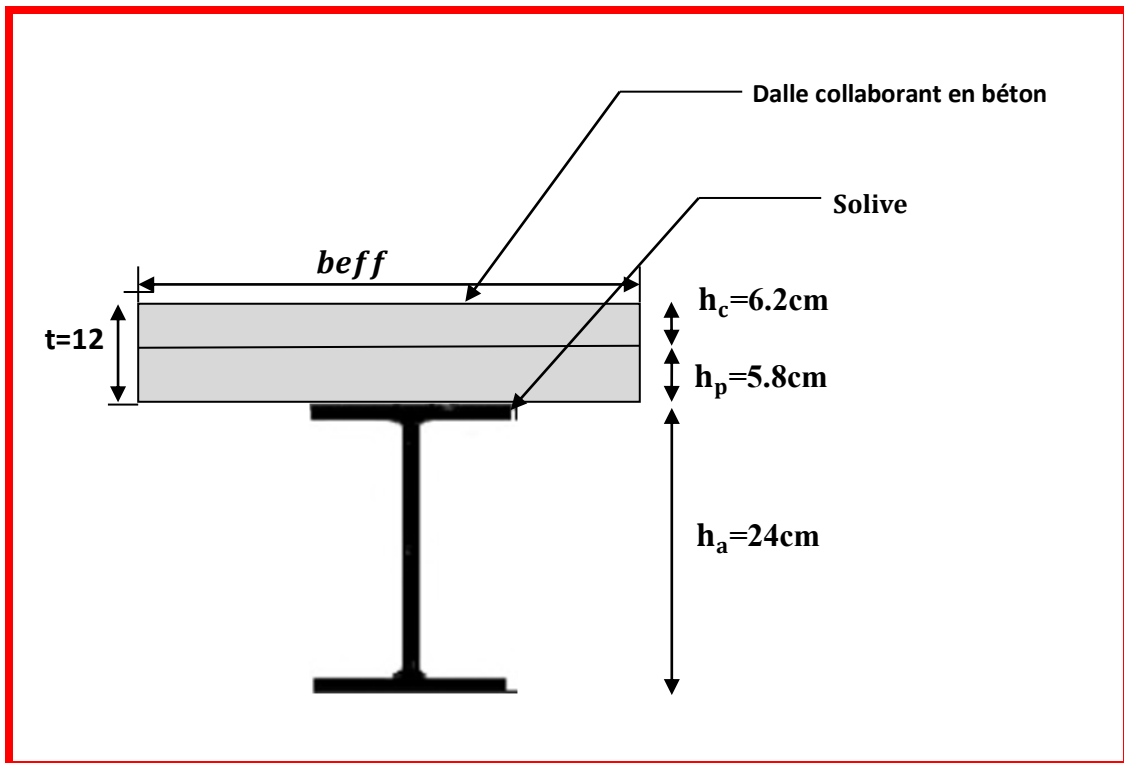


Figure20: largeur effective de la dalle.

### ➤ Calcul de la section mixte

La section mixte est :

$$S = A + \frac{b \times t}{n}$$

A : l'aire de la section de profile.

n : coefficient équivalente Acier-Béton.

$E'_c$  : Le module équivalent du béton.

$$n = \frac{E_a}{E'_c} = \frac{210000}{\frac{30.5 \times 10^3}{2}} = 13.77$$

$$\rightarrow S = 39.1 + \frac{159 \times 12}{13.77} = 177.66 \text{ cm}^2$$

### ➤ Position de l'axe neutre

$$F_c = h_c \times beff \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 62 \times 1590 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 1396.55 \text{ KN}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{39.1 \times 23.5}{1.1} = 835.32 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$  donc l'axe neutre plastique est dans la dalle.

$$Z = \frac{Fa}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \mathbf{37.08 \text{ mm}}$$

### a) Vérification à la résistance

$$M_{rd,pl} = Fa \times \left( \frac{ha}{2} + hp + hc - \frac{z}{2} \right) = \mathbf{184.99 \text{ KN.m}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{23.66 \times 6.37^2}{8} = \mathbf{123.66 \text{ KN.m}}$$

$M_{sd} < M_{rd,pl} \longrightarrow$  La condition est vérifiée.

### b) Position de centre de gravite de la section mixte homogène

$$\sum M_{statique/G} = 0$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times s} = \frac{159 \times 12}{13.77} \times \frac{12+24}{2 \times 177.66} = \mathbf{14.04 \text{ cm}}$$

$d$  : la distance entre le CDG de la solive et la position de l'axe neutre.

$V_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

$V_s$  : Position de la fibre la plus comprimée de béton par rapport à l'axe neutre.

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{24}{2} + 14.04 = \mathbf{26.04 \text{ cm}}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{24}{2} + 12 - 14.04 = \mathbf{9.96 \text{ cm}}$$

### c) Le moment d'inertie de la section mixte $I_m$

Le moment d'inertie d'une section mixte est donné par la formule suivante :

$$I_m = I_a + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \times \left( \frac{h+t}{2} - d \right)^2 = \mathbf{15435.07 \text{ cm}^4}$$

### d) Contraintes de flexion

#### ➤ Contraintes dans la poutre d'acier

**Traction :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \times Vi = \frac{123.38 \times 10^{-3}}{15435.07 \times 10^{-8}} \times 26.04 \times 10^{-2} = -208.62 \text{ MPa}$$

**Compression :**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} \times (Vi - h) = \frac{123.38 \times 10^{-3}}{15435.07 \times 10^{-8}} \times (26.04 - 24) \times 10^{-2} = 16.34 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte dans le béton****Compression (fibre supérieure) :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I \times n} \times Vs = \frac{123.38 \times 10^{-3}}{15435.07 \times 10^{-8} \times 13.77} \times 9.96 \times 10^{-2} = 5.79 \text{ MPa}$$

**Compression (fibre inférieure):**

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{I \times n} \times (Vi - h) = \frac{123.38 \times 10^{-3}}{15435.07 \times 10^{-8} \times 13.77} \times (26.04 - 24) \times 10^{-2} = 1.19 \text{ MPa}$$

**e) Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$Vsd \leq Vpl = \frac{fy \times Av}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$Av = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r)tf = 19.13 \text{ cm}^2$$

$$Vpl = \frac{235 \times 10^3 \times 19.12 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 235.96 \text{ KN}$$

$$Vsd = \frac{qu \times L}{2} = \frac{23.66 \times 6.37}{2} = 77.65 \text{ KN}$$

$Vsd < Vpl$  ➡ La condition est vérifiée.

**f) Vérification de la flèche**

$$f_{cal} = \frac{5 \times qs \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 17.12 \times 10^{-2} \times 6.37^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 15435.07} = 1.13 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{637}{300} = 2.12 \text{ cm}$$

$f_{cal} < f_{adm}$  ➡ La flèche est satisfaite.

**g) Contrainte additionnelle de retrait :****➤ Contraintes dues au retrait**

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b \times t \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (b \times t \times I_a) + (b \times t \times A \times \beta^2)}$$

 $\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{24 + 12}{2} = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

 $\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{3892}{39.1 \times 18} = \mathbf{5.53 \text{ cm}}$$

 $\varepsilon$  : coefficient du retrait de béton

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

D'où :

$$K = \frac{159 \times 12 \times 2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 18 \times 39.1}{(13.77 \times 3892 \times 39.1) + (159 \times 12 \times 3892) + (159 \times 12 \times 39.1 \times 18^2)} = \mathbf{0.167 \text{ N.cm}^{-3}}$$

 $Y_1$  : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{24}{2} + 5.53 = \mathbf{17.53 \text{ cm}}$$

 $Y_2$  : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + t = 17.53 + 12 = \mathbf{29.53 \text{ cm}}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = \mathbf{42 \text{ MPa}}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{as} = K \times Y_1 = 0.167 \times 175.3 = 29.27 \text{ MPa} \\ \sigma_{ai} = K \times (h - Y_1) = 0.167 \times (240 - 175.3) = -10.80 \text{ MPa} \\ \sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times Y_1) = \frac{1}{13.77} (42 - 0.167 \times 175.3) = -0.92 \text{ MPa} \\ \sigma_{bs} = \frac{1}{n} ((E_a \times \varepsilon - K \times Y_2) = \frac{1}{13.77} (42 - 0.167 \times 295.3) = -0.53 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**h) Vérification des contraintes finales**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{as} = 29.27 + 16.34 = \mathbf{47.61 MPa} \\ \sigma_{ai} = -208.62 - 10.80 = \mathbf{-219.42 MPa} \\ \sigma_{bi} = 1.19 + 0.92 = \mathbf{2.11 MPa} \\ \sigma_{bs} = 0.53 + 5.79 = \mathbf{6.32 MPa} \end{array} \right.$$

Donc :

Max ( $\sigma_{as}$  ;  $\sigma_{ai}$ ) = -219.42 MPa <  $F_y=235$ MPa.....vérifié

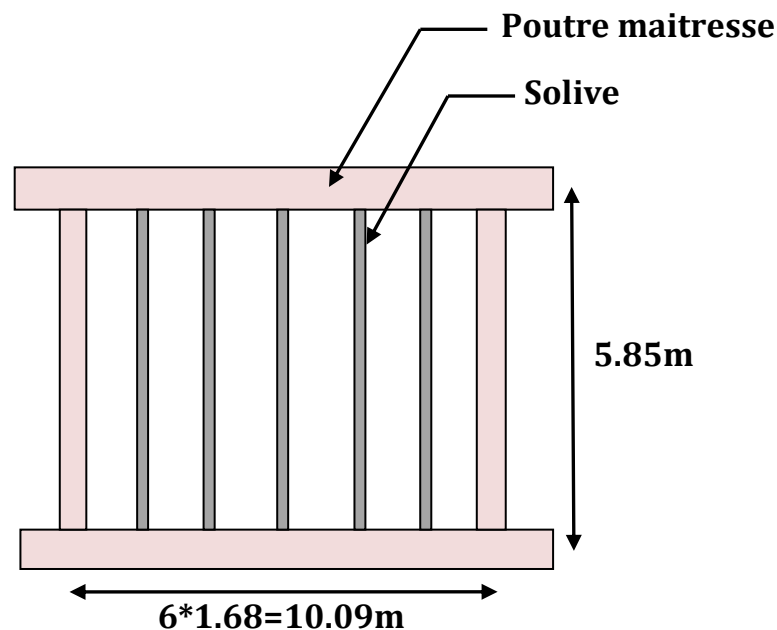
Max ( $\sigma_{bs}$  ;  $\sigma_{bi}$ ) = 6.32MPa <  $0.6f_{c28}=15$  MPa .....vérifié

**❖ solive type 2 et 3 :**

Le choix de la section s'opère par approches successives essayons, après tâtonnement un IPE 200.

**Remarque :**

Ci-dessous nous présentant des tableaux résumant les résultats des calculs utilisés pour la vérification des sections de profil type 2 et 3, ceci est basé sur les mêmes étapes que celles du plancher commercial.

**3.1.2.2 Local administratif (type2)**

**Figure21:** disposition des solives de l'étage administratif.

✓ **La phase de construction**

➤ **Les charges :**

- Poids propre de béton frais :  $G_b = 0.12 \cdot 25 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle :  $G_t = 0.1137 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge des ouvrières :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

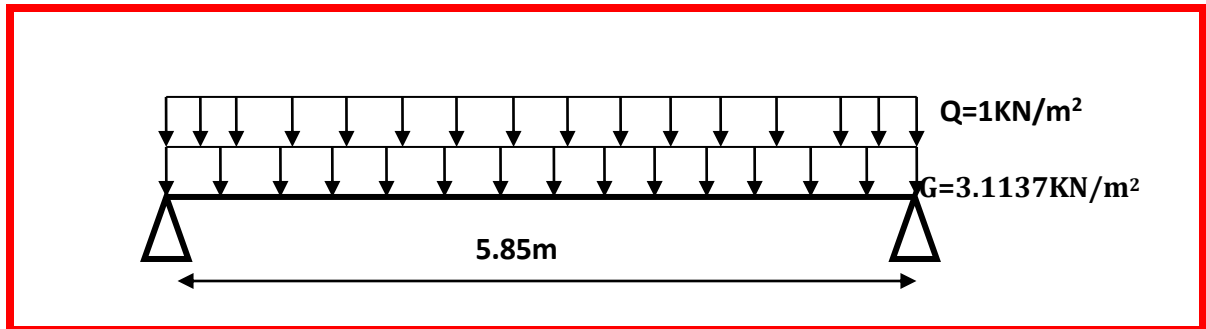


Figure 22: schéma statique de la solive type 2.

➤ **Combinaison de charges :**

ELU :  $q_u = 9.58 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s = 6.91 \text{ KN/m}$

➤ **Vérification de la solive type 2**

Tableau 13 : les vérifications de la solive de l'étage administratif.

<b>Condition de flèche</b>	$f_{cal} = 2.6 \text{ cm}$ $f_{adm} = 1.95 \text{ cm}$	$f_{cal} > f_{adm}$ N'est pas vérifiée
<b>Condition de résistance</b>	$M_{sd} = 41.24 \text{ KN.m}$ $M_{rd, pl} = 47.21 \text{ KN.m}$	$M_{sd} < M_{rd, pl}$ Vérifiée
<b>Condition de cisaillement</b>	$V_{sd} = 28.20 \text{ KN.m}$ $V_{pl, rd} = 172.80 \text{ KN.m}$	$V_{sd} < V_{pl, rd}$ Vérifiée

On Remarque que la condition de flèche n'est pas vérifiée

**Solution :** on met un étaieement à mi-travée.

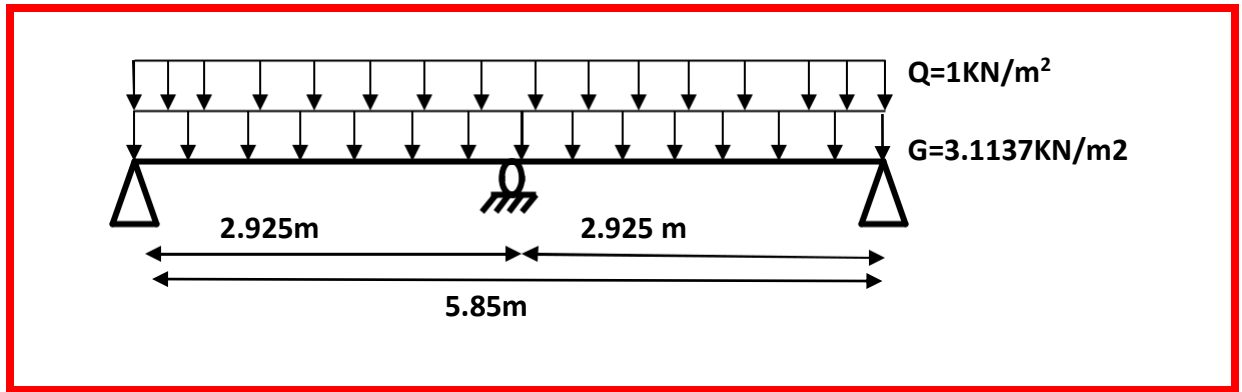


Figure23: schéma statique de la solive avec étaielement.

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.91 \times 10^{-2} \times 292.5^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 1943} = 0.16 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{292.5}{300} = 0.975 \text{ cm}$$

➤ Donc la flèche est vérifiée.

✓ La phase finale

➤ Les charges :

- Poids propre de profilé :  $G_p = 0.224 \text{ KN/m}$
- La charge de la dalle :  $G = 5.01 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

➤ Combinaison de charge :

ELU:  $q_u = 1.35G_p + [1.35G + 1.5Q] \times e = 18.07 \text{ KN/m}$ .

ELS:  $q_s = G_p + (G + Q) \times e = 12.92 \text{ KN/m}$ .

Tableau14: vérification de la phase finale.

Vérification de flèche	$f_{cal} = 0.99 \text{ cm}$ $f_{adm} = 1.95 \text{ cm}$	$f_{cal} < f_{adm}$ Vérifiée
Vérification de résistance	$M_{sd} = 77.30 \text{ KN.m}$ $M_{rd, pl} = 124.99 \text{ KN.m}$	$M_{sd} < M_{rd, pl}$ Vérifiée
Vérification au cisaillement	$V_{sd} = 52.85 \text{ KN.m}$ $V_{pl, rd} = 172.80 \text{ KN.m}$	$V_{sd} < V_{pl, rd}$ Vérifiée
Vérification des contraintes	$\sigma_{as} = 53.39 \text{ MPa}$ $\sigma_{ai} = -200.46 \text{ MPa}$ $\sigma_{bi} = 2.83 \text{ MPa}$ $\sigma_{bs} = 6.05 \text{ MPa}$	Max $(\sigma_{as}; \sigma_{ai}) < 235 \text{ MPa}$ vérifiée Max $(\sigma_{bs}; \sigma_{bi}) < 15 \text{ MPa}$ vérifiée



### 3.1.2.3 Plancher terrasse (solive type 3)

✓ **la phase de construction**

➤ **Les charges :**

- Poids propre de béton frais :  $G_b=0.12*25=3 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle :  $G_t=0.1137\text{KN/m}^2$
- Surcharge des ouvrières :  $Q=1\text{KN/m}^2$

➤ **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = [1.35(G_b + G_t) + 1.5Q] \times e = [1.35(3 + 0.1137) + 1.5 \times 1] \times 1.68$$

$$q_u = 9.64 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS: } q_s = (G_b + G_t + Q) \times e = (3 + 0.1137 + 1) \times 1.68$$

$$q_s = 6.95 \text{ KN/m.}$$

#### Vérification de la solive type 3 :

Tableau 15: les conditions de la phase de construction.

<b>Condition de flèche</b>	$f_{cal}=2.6\text{cm}$ $f_{adm}=3.185\text{cm}$	$f_{cal} < f_{adm}$ vérifiée
<b>Condition de résistance</b>	$M_{sd}=48.90\text{KN.m}$ $M_{rd,pl}=47.21\text{KN.m}$	$M_{sd} > M_{rd,pl}$ N'est pas vérifiée
<b>Condition de cisaillement</b>	$V_{sd}=30.70 \text{ KN}$ $V_{pl,rd}=172.80\text{KN}$	$V_{sd} < V_{pl,rd}$ Vérifiée

On Remarque que la condition de résistance n'est pas vérifiée.

**Solution :** on met un étaieement à mi-travée

↪  $M_{sd}=12.22\text{KN.m} < M_{rd,pl}=47.21\text{KN.m}$  donc la résistance est vérifiée.

✓ **Phase finale :**

- Portée de la solive :  $L=6.37\text{m}$
- Entre axe des solives :  $e=1.68\text{m}$

➤ **Les charges :**

- $G=6.49 \text{ KN/m}^2$  (tableau 4 chapitre 2 p28).
- $G_{IPE200}=0.224 \text{ KN/m}$ .
- $Q=1 \text{ KN/m}^2$  (tableau 11 chapitre 2 p31).

➤ Les combinaisons de charge à considérées sont :

$$G=1.68*G+G_{IPE200}=1.68*6.49+0.224=\mathbf{11.13 \text{ KN/m}}$$

$$Q=1.69*Q=1.68*1=\mathbf{1.68 \text{ KN/m}}$$

**ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 11.13 + 1.5 \times 1.68 = \mathbf{17.54 \text{ KN/m}}$$

**ELS:**

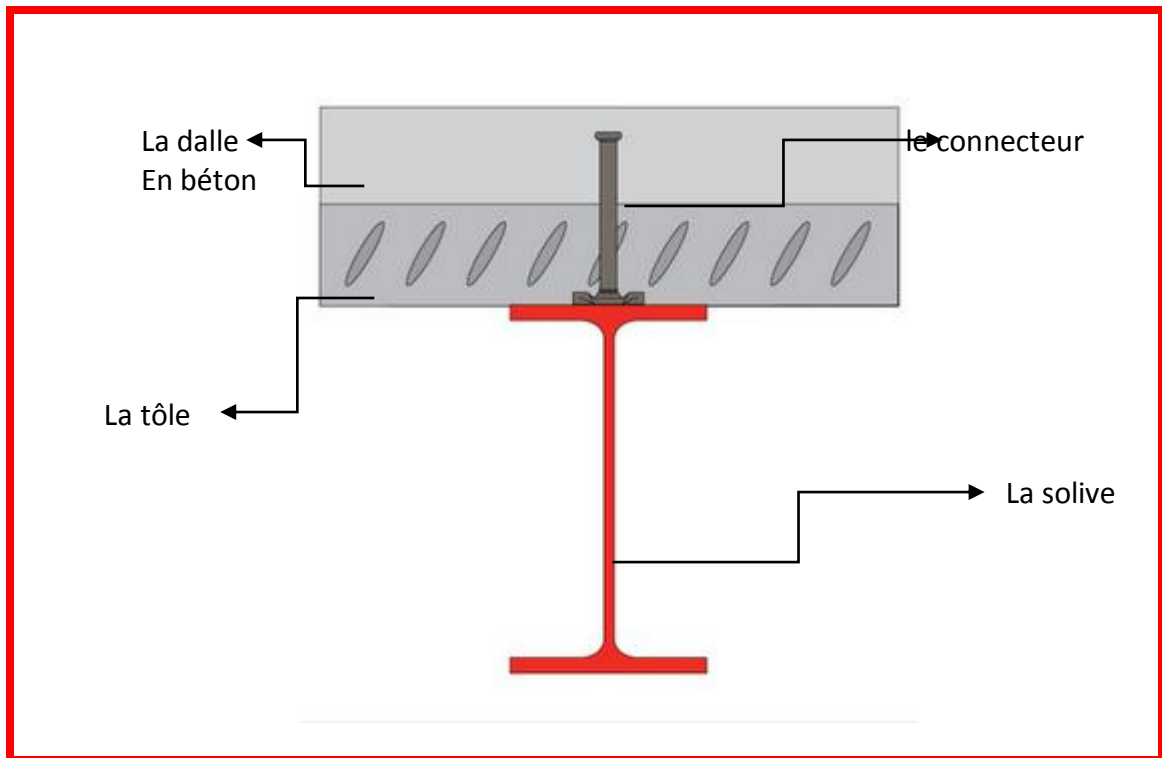
$$q_s = G + Q = 11.13 + 1.68 = \mathbf{12.81 \text{ KN/m}}$$

**Tableau16:** les vérifications de la phase finale.

<b>Vérification de flèche</b>	$f_{cal}=1.35\text{cm}$ $f_{adm}=3.185\text{cm}$	$f_{cal} < f_{adm}$ Vérifiée
<b>Vérification de résistance</b>	$M_{sd}=88.96\text{KN.m}$ $M_{rd,pl}=125.72 \text{ KN.m}$	$M_{sd} < M_{rd,pl}$ Vérifiée
<b>Verification au cisaillement</b>	$V_{sd}=55.96 \text{ KN}$ $V_{pl,rd}=172.93\text{KN}$	$V_{sd} < V_{pl,rd}$ Vérifiée
<b>Vérification des contraintes</b>	$\sigma_{as} = 58.5\text{MPa}$ $\sigma_{ai} = -225.78\text{MPa}$ $\sigma_{bi} = 3.19\text{Mpa}$ $\sigma_{bs} = 6.58\text{Mpa}$	$\text{Max}(\sigma_{as} ; \sigma_{ai}) < 235\text{Mpa}$ vérifiée $\text{Max}(\sigma_{bs} ; \sigma_{bi}) < 15\text{Mpa}$ vérifiée

### 3.1.3 Dimensionnement de la connexion :

La connexion entre la dalle en béton et la poutrelle métallique est la justification même de la construction mixte, cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle). Selon le comportement et la résistance de la connexion, l'interaction peut être différente.



**Figure24:** vue de la connection de plancher mixte.

### 3.1.3.1 Calcul des goujons connecteurs :

Les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fût d'au moins 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductiles dans les limites, du degré de connexion défini par le rapport  $N/N_f$ .

$$5 \leq L \leq 25 \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.25 + 0.03L \text{ (L'EC04 l'art 6.2)}$$

Avec :

L : la portée en mètre.

N : nombre de connecteurs présents à l'intérieur de la même Longueur de poutre.

$N_f$  : nombre de connecteur.

➤ **Les caractéristiques des connecteurs choisis sont les suivants :**

- Diamètre du fut goujon  $d = 19\text{mm}$
- Hauteur hors-tout du goujon  $h = 80\text{mm}$
- La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon  $f_u = 360\text{MPa}$
- La limite d'élasticité  $f_y = 235\text{MPa}$

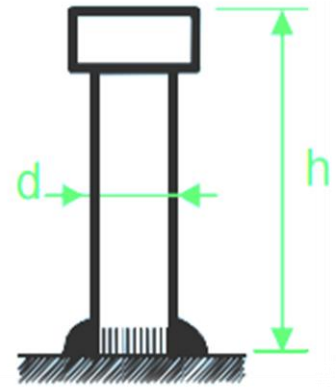


Figure 25: dimension de connecteur.

➤ **Resistance au cisaillement :**

La résistance ultime au cisaillement des goujons soudés dépend du mode de rupture de la connexion, soit l'écrasement du béton autour du goujon, soit la rupture de la tige du goujon.

En supposant une connexion complète, le calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur est donnée par :

$$p_{rd} = \min(p_{rd1}; p_{rd2})$$

Avec :

$$p_{rd1} = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}$$

$p_{rd1}$  : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

$\gamma_v$  : Coefficient partiel de sécurité  $\gamma_v = 1.25$  à ELU.

$$p_{rd2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$p_{rd2}$  : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

13

$\alpha$  : Facteur de correction en fonction de  $(h/d)$ .

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

D'où :

$$p_{rd1} = 0.8 \times 360 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 65.33 \text{ KN}$$

$$p_{rd2} = 0.29 \times 1 \times 19^2 \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 73.13 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$p_{rd} = \min(65.33; 73.13) = 65.33 \text{ KN}$$

- La transmission des efforts rasants entre les connecteurs et la dalle en béton a lieu par cisaillement longitudinal de la dalle. La surface à considérer pour assurer cette transmission est toute surface potentielle de rupture par cisaillement.

**L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :**

$$v_l = F_{cf} = \min\left(\frac{A_a f_y}{\gamma_a}; \frac{0.85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c}\right) \text{ (L'EC4 l'Art 6.5).}$$

En désignant par :

**A<sub>a</sub>** : l'aire de l'élément structural en acier.

**A<sub>c</sub>** : l'aire de la section efficace de béton.

$$\implies v_l = F_{cf} = \min\left(\frac{39.1 \times 23.5}{1.1}; \frac{0.85 \times 1908 \times 25}{1.5}\right) = \min(835.32; 2703) \text{ KN}$$

Donc :

$$v_l = 835.32 \text{ KN}$$

- Dans une poutre simple, l'effort rasant est transmis sur un tronçon de longueur.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6.37}{2} = 3.185 \text{ m}$$

- Le nombre de goujon nécessaire pour obtenir une connexion de la longueur critique d'interface :

$$N_f^{lc} = \frac{v_l}{p_{rd}} = \frac{835.32}{65.33} = 12.78$$

**Soit N=13 goujon par une longueur critique de 3.185m et d'un espacement de :**

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{318.5}{13} = 24.5 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{N}{N_f} = \frac{13}{12.78} = \mathbf{1.02} > 0.25 + 0.03 \times 6.37 = \mathbf{0.44}$$

➡ La condition est vérifiée.

➤ **Vérification des soudures :**

On doit vérifier que les cordons de soudure sont capables de reprendre l'effort de cisaillement, c'est-à-dire :

$$F_{sd} \leq F_{wrd}$$

Et :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

$F_{wrd}$  : Résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation approprié.

$\gamma_{Mw}$  : Coefficient partiel de sécurité.

$f_u$  : Valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées.

$a$  : la gorge.

$l$ :longueur du cordon de soudure circulaire.

$$\mathbf{Fe360} \quad \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ f_u = 360 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$a < \min(d; t_f) = \min(19; 9.8) = \mathbf{9.8 \text{ mm}}$$

$$l = \pi \times d = \pi \times 19 = \mathbf{59.66 \text{ mm}}$$

**Donc :**

$$F_{wrd} = 9.8 \times 59.66 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 121.52 \text{ KN}$$

**L'effort sollicitant :**

$$F_{sd} = \frac{v_l}{N_f} = \frac{835.32}{13} = \mathbf{64.26 \text{ KN}}$$

$$F_{sd} = 64.26 \text{ KN} < F_{wrd} = 121.52 \text{ KN}$$

➡ La condition est vérifiée.

### 3.1.4 Ferrailage de la dalle :

Une dalle mixte est un élément de construction constitué d'une tôle d'acier profilée à froid, recouverte de béton comportant un treillis d'armature. une telle dalle repose sur la structure porteuse du bâtiment composée de poutrelles métalliques.

Dans ce cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont perpendiculaire aux solives.

Largueur  $L_x = 1.59 \text{ m}$

Longueur  $L_y = 6.37 \text{ m}$

Epaisseur  $e = 12 \text{ m}$

#### 3.1.4.1 Le rapport de dimension :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.59}{6.37} = 0.25 < 0.4$$

On néglige la flexion longitudinale. Donc la flexion est suivant la petite dimension  $L_x$ .

Le calcul se fait pour une bonde de longueur de **1.59 m** et de porte  **$L_x = 1 \text{ m}$** .

#### 3.1.4.2 Charges et surcharges :

##### ➤ La charge permanente :

- Poids propre de béton..... $G_b = 25 \cdot 0.12 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du mur (cloison+plâtre)..... $G_m = 1 + 0.1 = 1.1 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage + mortier de pose..... $G_c = 0.4 + 0.4 = 0.8 \text{ KN/m}^2$

$$G = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

##### ➤ La charge d'exploitation :

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Combinaisons des charges :**

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.9 + 1.5 \times 5 = 14.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4.9 + 5 = 9.9 \text{ KN/m}^2$$

On prendra le moment :

- **En appui :  $M_a = 0.5M_0$**
- **En travée :  $M_t = 0.75M_0$**

Avec  $M_0$  est le moment isostatique tel que :

$$M_0 = \frac{q \times L_x^2}{8}$$

Le calcul de section des armatures se fait à E L U :

$$M_0 = \frac{14.12 \times 1^2}{8} = 1.77 \text{ KN.m}$$

Ce qui donne :

$$M_a = 0.5 \times 1.77 = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 1.77 = 1.33 \text{ KN.m}$$

Alors on a 2 sections à calculer l'une au niveau de travée et l'autre au niveau de l'appui.

### 3.1.4.3 Détermination de la section d'armatures :

- **1<sup>er</sup> Section (Travée) :**

$$M_t = 1.33 \text{ KN.m}$$

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

$$d=0.1 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.009 < 0.186 \implies \text{Pivot A}$$



$$\alpha = 1.25(11 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.012$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 9.95 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.33 \times 10^{-3}}{9.95 \times 10^{-2} \times 348} = \mathbf{0.38 \text{ cm}^2/ml}$$

- **2<sup>ème</sup> section (appui):**

$$M_a = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.008 < 0.186 \implies \mathbf{\text{Pivot A}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.008$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 10 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{0.89 \times 10^{-3}}{10 \times 10^{-2} \times 348} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2/ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1}{400} = \mathbf{1.21 \text{ cm}^2/ml}$$

Dans les deux cas la section d'armature trouvée est faible et la condition de non fragilité est déterminante.

- **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \mathbf{0.30 \text{ cm}^2}$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treille soudé  $\emptyset 6$  dont les dimensions des mailles sont égales à **20cm** dans les deux sens.

## 3.2 Etude d'Acrotère

### ➤ Introduction

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.

Du point de vue de calcul, L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse soumise à l'action de son poids propre et à une surcharge de la main courante égale à **1 KN/ml**.

Le calcul de se fera au niveau de la section dangereux, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande de **1m linéaire**.

### ➤ Section

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de (**1m**) de largeur et comme la force **Q** peut s'agir suivant les deux sens ; on va adopter un ferrailage symétrique. On admet que l'enrobage des armatures soit (**e = 2cm**) à partir de l'axe d'armatures

$$b = 100\text{cm}, \quad h = 10\text{cm}, \quad d = 8\text{cm}.$$

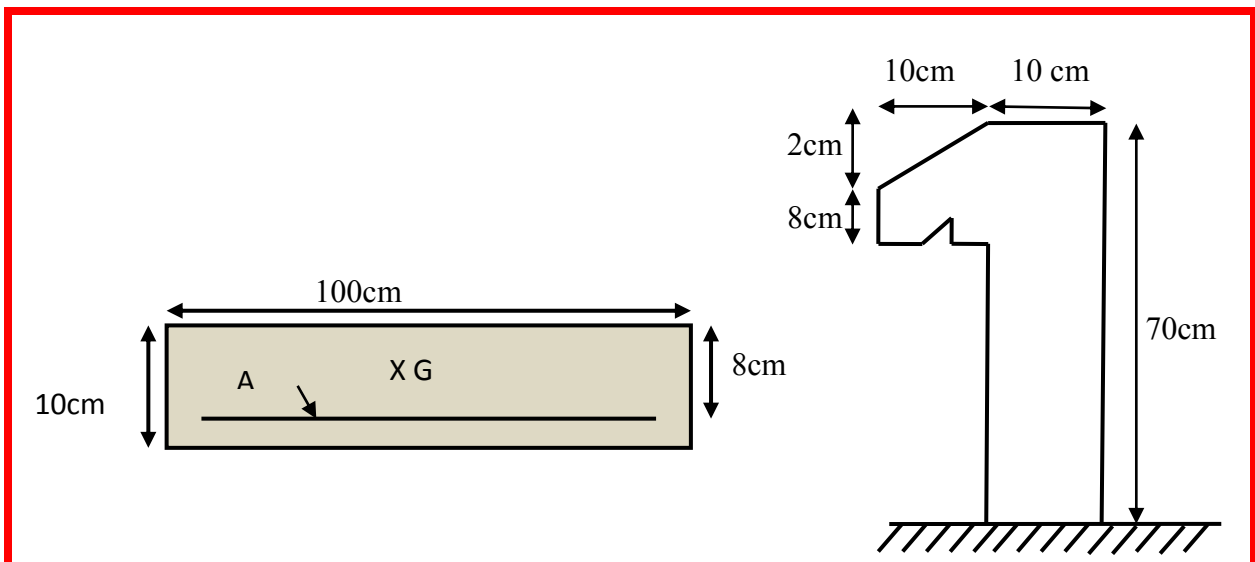


Figure26: schéma statique et la section de calcul de l'acrotère.

### 3.2.1 Evaluation des charges et surcharges:

#### ➤ Poids propre de l'acrotère

- La surface :  $(0.08*0.1)+(0.02*0.1/2)+(0.7*0.1)=0.079\text{m}^2$ .
- Le poids propre de l'acrotère :

$$G_0 = \gamma_b * S \Rightarrow G_0 = 25 * 0.079 = \mathbf{1.975\text{ KN/m}}$$

- Enduit de ciment  $e=15\text{mm}$

$$G1 = (18 * 0.015 * 0.7) * 2 \Rightarrow G1 = \mathbf{0.378\text{KN/m}}$$

Le poids total estimé est :

$$G = G1 + G0 = \mathbf{2.353\text{KN/m}}$$

#### ➤ Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le **RPA99 (article 6.2.3)**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme.

Les forces horizontales de calcul **F<sub>p</sub>** agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$\mathbf{F_p = 4. A. C_p. W_p}$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone → RPA99 (Tableau 4 .1)

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 → RPA99 (Tab 6.1)

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage **2** et **Zone III** (cheraga).

$$\left\{ \begin{array}{l} A= 0.25 \\ C_p= 0.8 \\ W_p= 2.353\text{KN/m} \end{array} \right.$$

$$\implies F_p = 4 * 0.25 * 0.8 * 2.353 = \mathbf{1.882\text{KN/m}}$$

### 3.2.2 Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} G=2.353\text{KN/m} \\ Q= 1\text{KN/m} \\ F_p= 1.882\text{KN/m} \end{array} \right.$$

### 3.2.3 Calcul des sollicitations

#### a) Calcul du centre de pression

$$X_C = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = \frac{[70 \cdot 10 \cdot \frac{10}{2}] + [10 \cdot 8 \cdot (\frac{10}{2} + 10)] + [\frac{(10 \cdot 2)}{2} \cdot (\frac{10}{3} + 10)]}{70 \cdot 10 + 10 \cdot 8 + 10 \cdot \frac{2}{2}} = \mathbf{6.12\text{cm}}$$

$$y_C = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{[70 \cdot 10 \cdot \frac{70}{2}] + [10 \cdot 8 \cdot (\frac{8}{2} + 60)] + [\frac{(10 \cdot 2)}{2} \cdot (\frac{2}{3} + 68)]}{700 + 80 + 10} = \mathbf{38.36\text{cm}}$$

#### b) Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2.353 \text{ KN/m} \implies M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m} \implies M_Q = 1 \cdot 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1.882 \text{ KN/m} \implies M_{F_p} = 1.882 \cdot 38.36 = 0.72 \text{ KN.m}$$

#### c) Les combinaisons

##### ELU:

$$\text{Effort normal de compression : } N = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{3.18\text{KN}}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M = 1.5 \cdot M_Q = \mathbf{1.05\text{K.m}}$$

##### ELS :

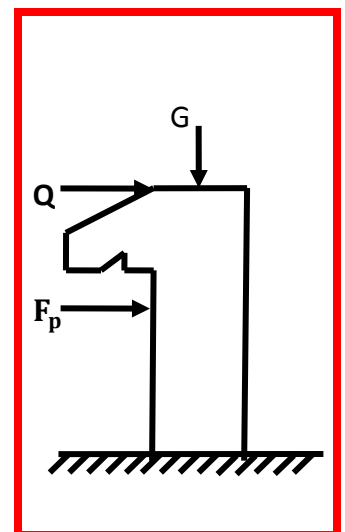
$$\text{Effort normal de compression : } N = G + Q = \mathbf{2.353 \text{ KN}}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M = M_Q = \mathbf{0.7\text{KN.m}}$$

##### RPA :

$$\text{Effort normal de compression: } N = G + Q + E = \mathbf{2.353 \text{ KN}}$$


$$\text{Moment fléchissant : } M = M_Q + M_{F_p} = \mathbf{1.42\text{KN.m}}$$



**d) Position du centre de pression :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{3.18} = 0.33m \quad \left. \vphantom{e_1} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.12m$$

 Le ferrailage se fait par assimilation à la F.Ssoumise à un moment :

$$Mu = Nu * e$$

D'après le **BAEL** la section est soumise à un effort normal composé due a la force de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite de stabilité de forme.

Donc le risque de flambement conduit à remplacer «  $e_1$  » par «  $e$  ».

$$\Rightarrow e = e_1 + e_a + e_2$$

**Tel que :**

$e_a$ : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(\frac{h}{250}; 2cm\right) \rightarrow e_a = 0.02m$$

$e_2$ : Excentricité due aux effets de second-ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = 3l_f^2 \times \frac{(2 + \phi * \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.7} = 0$$

$l_f$ : Longueur de flambement (encastrement libre).

$l_f = 2 \times h$  ( $h$  : hauteur de la section).

$$l_f = 2 \times 0.7 = 1.4m$$

$$\text{D'ou : } e_2 = \frac{3 * 1.4^2 * 2}{10^4 * 0.1} = 1.176cm$$

$$\rightarrow e = 35 + 1.176 = 36.18 cm$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$Nu = 3.18KN$$

$$M_u = N_u * e = 1.15 \text{ KN.m}$$

### 3.2.4 Ferrailage

**L'ELU :**

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 :

$$M_{ua} = M_{uG} + N_U * \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

**Tel que :**

$M_{uG}$ ,  $N_U$  : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

$M_U$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{ua} = 1.15 + 3.18 * \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.25 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} * b * d} = \frac{1.25 * 10^{-3}}{14.2 * 1 * 0.08^2} = 0.014$$

$$U_{bu} < 0.186 \quad \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$U_{bu} < 0.392 \quad \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.018$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z * f_{st}} = 1.25 * \frac{10^{-3}}{0.079 * 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Revenant à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.45 * 10^{-4} - \frac{3.18 * 10^{-3}}{348} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.08 * 2 * \frac{1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A^{cal} \quad \rightarrow \text{on ferraille avec « Amin »}$$

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Soit } 4HA8$$

➤ **Espacement :**

- Armatures principales :  $St \leq \frac{100}{4} = 25 \longrightarrow St = 25 \text{ cm}$
- Armatures secondaire  $St \leq \frac{70}{4} = 17.5 \longrightarrow St = 17 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement « ELU » :**

$$FN \longrightarrow \tau_{adm} = \min(0.15 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3.75 \text{ Mpa}$$

$$Vu = 1.5(Q + Fp) = 1.5(1 + 1.882) = 4.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d * b} = \frac{4.32 * 10^{-3}}{0.08 * 1} = 0.054 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \quad \longrightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

On doit satisfaire la condition suivante :

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$$

On a:

$$\tau_{se} = \frac{T}{0.9d \sum \mu_i} \quad (\text{RPA99/2003 Art A.6.13})$$

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence qui mesure la liaison entre une armature et le béton.

$\sum \mu_i$  : La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

Alors :

$$\tau_{se} = \frac{4.32 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 10.05 \times 10^{-2}} = 0.6 \text{ Mpa}$$

ET :

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28}$$

$\Psi$  : coefficient de scellement

$$\psi = 1.5$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

**Donc :**

$$\tau_{se} = 0.6 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 2.835 \text{ MPa} \longrightarrow \mathbf{\text{Pas de risque à l'adhérence}}$$

**ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

**Position de centre de pression :**

$$c = d - e_A$$

$e_A$  : Distance du centre de pression 'c' à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$e_A = \frac{0.7}{2.353} = 0.297 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_A = 0.297 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0.017 \text{ m} \end{array} \right\} e_A > \frac{h}{6} + N(\text{compression}) \rightarrow \text{La section est} \\ \text{Partiellement comprimée}$$

$$c = 0.08 - 0.297 = -0.217 \text{ m} = 21.7 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots (1) \quad \text{C'est une équation de 3ème degré en } y_c$$

**Avec :**

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c-d) + \frac{90A}{b}(d-c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-d)^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 \end{array} \right.$$

**A'=0**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} p = -3 \times (-21.7)^2 + \frac{90 \times 2.01}{100} (8 + 21.7) = -1358.94 \text{ cm}^2 \\ q = -2 \times (-21.7)^3 - \frac{90 \times 2.01}{100} (8 + 21.7)^2 = 18840.93 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$



**Remarque :**

Il y a deux méthodes pour résoudre l'équation (1) :

- **La 1<sup>ère</sup> méthode :** résolution par tâtonnement

On prend une valeur  $y_c$  telle que  $0 < y = y_c + c < h$ , on injecte  $y_c$  dans l'équation et on refait les calculs en changement de valeur à  $y_c$  jusqu'à ce qu'un approche le zéro.

- **La 2<sup>ème</sup> méthode :**

On calcul  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si  $\Delta < 0 \rightarrow$  trois racines

Calcul  $\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}$  puis  $\varphi$

$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} \rightarrow$  Choisit la solution qui convient

$$y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3}$$

$$y_{c2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_{c3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Si  $\Delta < 0 \rightarrow$  une seule racine

Calculer :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$

$$Z = t^{1/3}$$

$$y_c = Z + c$$

- Nous avons choisi la 2<sup>ème</sup> méthode et avons trouvé les résultats suivants :

$$\Delta = 18840.93^2 \times \frac{4 \times -1358.94^3}{27} = -16808816.75 < 0 \rightarrow 3 \text{ racines réelles}$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.98 \rightarrow \varphi = 167.72^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 42.57$$

**Les racines sont :**

$$y_{c1} = 42.57 \times \cos \frac{167.72}{3} = \mathbf{23.86 \text{ cm}}$$

$$y_{c2} = 42.57 \times \cos \left( \frac{167.72}{3} + 120 \right) = \mathbf{-42.46 \text{ cm}}$$

$$y_{c3} = 42.57 \times \cos \left( \frac{167.72}{3} + 240 \right) = \mathbf{18.60 \text{ cm}}$$

On choisit la solution qui à un sens physique :

N (compressions)  $\longrightarrow y = y_c + c$  avec  $0 < y = y_c + c < h$

$$\left. \begin{array}{l} y_{c1} + c = 2.16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ y_{c2} + c = -64.16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée} \\ y_{c3} + c = -3.1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée} \end{array} \right\} y_c = \mathbf{23.86 \text{ cm}}$$

Ce qui donne :  $y_{ser} = 2.16 \text{ cm}$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A'(y_{ser} - d)^2 + 15A(d - y_{ser})^2$$

**A' = 0**

$$\implies I = \frac{100 \times 2.16^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 2.16)^2 = 1364021 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_{ser} = \frac{2.353}{1364.21} \times 2.16 = 3.73 \times 10^{-3} \text{ KN/cm}^3$$

**a) Pour le béton:**

On doit vérifiée que

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

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 3.73 \times 10^{-3} \times 2.16 \times 10 = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{0.08 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \rightarrow$  La condition est satisfaite.

**b) Pour l'acier :**

On doit vérifiée que :  $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 15K(d - y_{c1} - c) = 3.27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable (élément qui exposé aux intempéries) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 3.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est satisfaite.

- **Schémas de ferrailage d'acrotère est donné dans l'annexe2**

### 3.3 Étude des escaliers

#### ➤ Introduction :

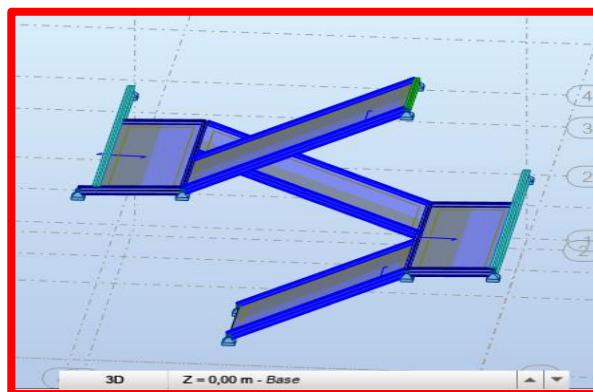
Escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. Il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers

Les différentes fonctions attendues d'un escalier sont les suivantes:

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, cette notion de sécurité étant rattachée essentiellement aux aspects de confort d'utilisation, stabilité de la cadence de marche, protections latérales, etc.
- Être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation, ces charges présentant un caractère dynamique prononcé en raison des possibilités de saut sur les marches (résistance mécanique).
- Résister aux diverses contraintes, auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité).
- Quelquefois, contribuer à décorer l'espace dans lequel il est implanté.

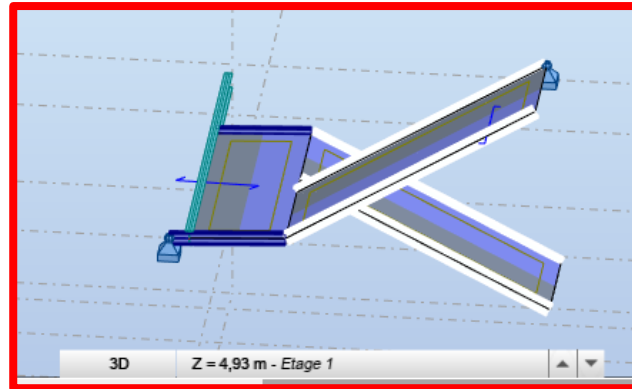
L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place supporté par des profilé type IPE, ils sont constitués de :

⇒ trois volées et deux paliers au rez de chaussée



**Figure27:** schéma représentatif de l'escalier de rez de chaussée.

⇒ deux volées avec un palier intermédiaire pour les autres étages.



**Figure28:** schéma représentatif de l'escalier des étages.

Nous calculerons l'escalier à trois volées et nous adopterons le même Ferrailage pour les escaliers à deux volées.

### 3.3.1 Pr é dimensionnement des escaliers

**Palier** : plan horizontal plus large que les marches courantes. Deux paliers consécutifs délimitent une volée d'escalier. Si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment, on parle de palier d'arrivée (ou palier de départ). Sinon, il s'agit d'un palier intermédiaire (Ou palier de repos).

**Volée** : ensemble de marches successives, compris entre deux paliers (quelle que Soit la nature du palier).

#### 3.3.1.1 Calcul des éléments de l'escalier

- **Volée1 :**

##### a) Calcul du nombre de contremarches et de marches :

Pour avoir un escalier confortable, Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$60 \leq g + 2h \leq 65$$

**Contremarche**: face verticale reliant, quand elle existe, deux marches successives.

**Marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.

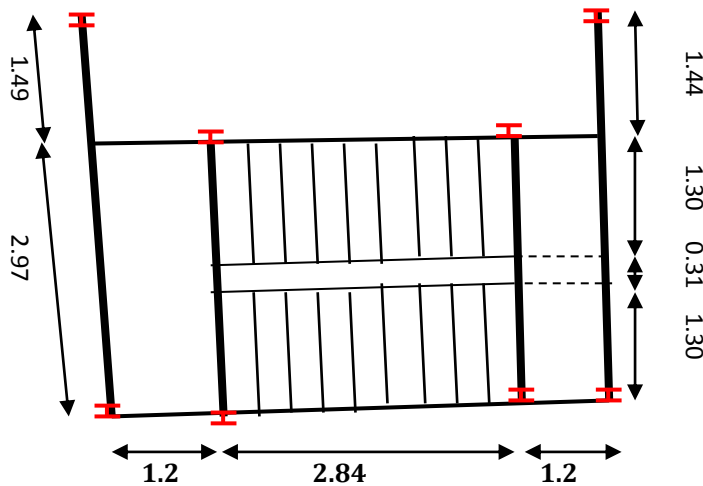


Figure 29: vue en plan d'un escalier droit.

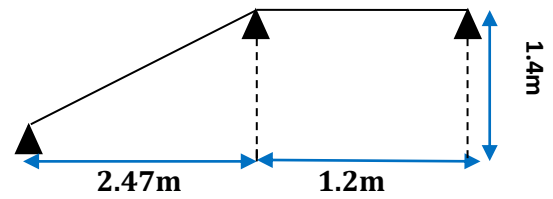


Figure 30: schéma de l'escalier droit.

$h$  : Hauteur d'une contremarche  $\rightarrow 16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$$h = \frac{H}{n}$$

On fixant la hauteur des contres marches  $h$  à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :  $n = 140/17 = 8$  contres marches.

- le nombre de marche est  $(n-1) = 7$  marches

$g$  : Largeur d'une marche  $\rightarrow 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

$$60 \leq g + 2h \leq 65$$

$$60 \leq g + 2 \times 17 \leq 65 \quad \longrightarrow \quad 26 \leq g \leq 31$$

- On prend  $g=30\text{cm}$

**b) Angle de raccordement  $\alpha$  :**

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 29.54^\circ$$

**c) Epaisseur de la paillasse (e) :**

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{Avec : } L = \sqrt{L_0^2 + L_p^2} = 2.84\text{m}$$

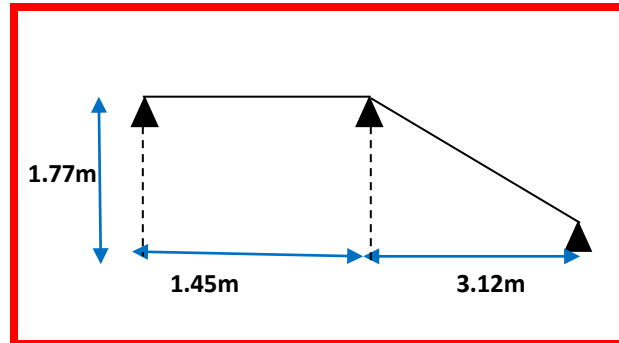
$L_p$  : Longueur du palier.

$L_0$  : Longueur projetée de la volée.

$$9.47\text{cm} \leq e \leq 14.2\text{cm}$$

Soit :  $e=12\text{ cm}$

- Volée 2 et 3 :



**Figure 31:** coupe en élévation des volées 2 et 3.

Tableau 17: dimensionnement des volées 2 et 3.

$L_0$ (m)	$L_p$ (m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha$ (°)	e(cm)
3.12	1.45	1.77	10	17	30	29.54	12

### Remarque

Etant donné que, on a presque les mêmes distances et le même nombre de marches pour les trois volées on calcule une seule fois la pailasse et on adopte le même ferrailage.

### d) Charge et surcharge :

Tableau 18: charge et surcharge d'escalier.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
La volée	7	2.5
Le palier	3.91	2.5

### Les combinaisons :

$$\text{ELU} : q_u = (1.35G_V + 1.5Q_V) \times 1 = 13.2\text{KN/m}$$

$$q_u = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 9.03\text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G_V + Q_V) \times 1 = 9.5\text{ KN/m}$$

$$q_s = (G_p + Q_p) \times 1 = 6.41 \text{ KN/m}$$

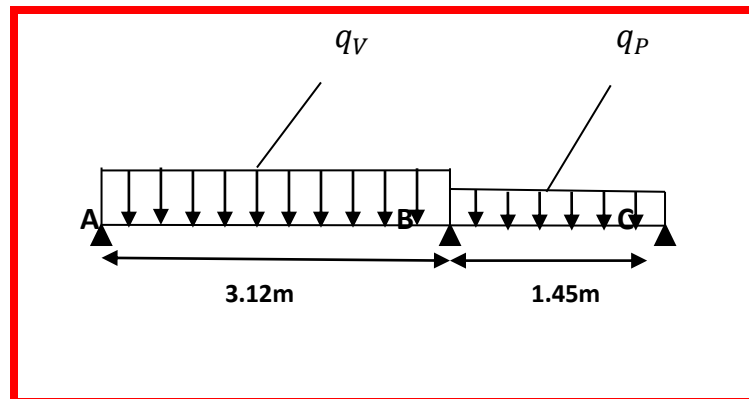


Figure32: schéma statique de l'escalier.

### e) Calcul des efforts internes :

On a une poutre sur trois appuis, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode Caquot minorée

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G'_v = 4.67 \text{ KN/m}^2 \quad G'_p = 2.61 \text{ KN/m}^2$$

⇒ELU :

⇒ELS :

$$q'_v = 10.05 \text{ KN/m}$$

$$q'_v = 7.17 \text{ KN/m}$$

$$q'_p = 7.27 \text{ KN/m}$$

$$q'_p = 5.11 \text{ KN/m}$$

- **Moments aux appuis :**

- **Appuis de rive :**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 (Art 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis. Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal :

$$M_a = -0.15M_0$$

$$M_a^u = \frac{-0.15 \times 10.05 \times 3.12^2}{8} = -1.83 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = \frac{-0.15 \times 7.17 \times 3.12^2}{8} = -1.3 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -0.15M_0$$



$$M_c^u = \frac{-0.15 \times 7.27 \times 1.45^2}{8} = -0.29 \text{ KN.m}$$

$$M_c^s = \frac{-0.15 \times 5.11 \times 1.45^2}{8} = -0.20 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaire**

$$M_B = - \left[ \frac{q_g \cdot l_g'^3 + q_d \cdot l_d'^3}{8.5 \times (l_d' + l_g')} \right]$$

$$M_B^u = -8.43 \text{ KN.m}$$

$$M_c^s = -6 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_t = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0 = \frac{qx}{2}(l-x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

**Tableau 19:** moment en travée.

Travée	Moment(KN.m)	
	ELU	ELS
AB	12.12	8.75
BC	0.03	0.02

- **Effort tranchant :**

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :  $V_{0i} = \pm \frac{ql}{2}$

Travée [AB] :

$$V_A = 17.89 \text{ KN}$$

$$V_B = -23.29 \text{ KN}$$

Travée [BC] :

$$V_B = 12.36 \text{ KN}$$

$$V_C = -0.73 \text{ KN}$$

### f) Ferrailage

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande de 1 m de projection horizontale.

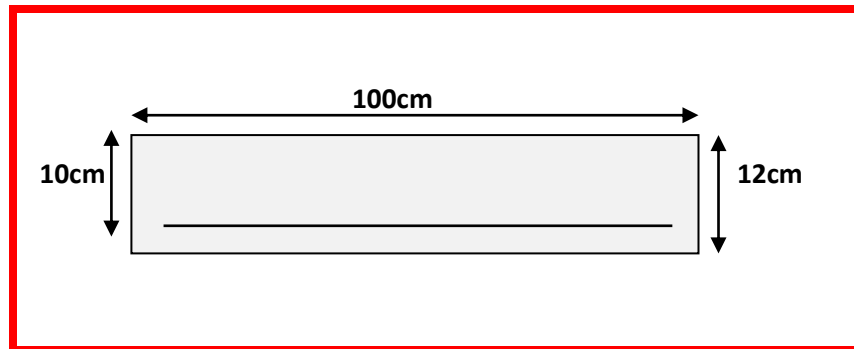


Figure33: section d'escalier à ferrailer.

Les escaliers vont être ferrailés en fonction des sollicitations maximales.

Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$M_t^u = 0.85M_t^{AB} = 0.85 \times 12.12 = \mathbf{10.30 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^u = 0.85M_a^B = 0.4 \times 8.43 = \mathbf{3.37 \text{ KN.m}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 20: ferrailage de l'escalier.

Position	$M_u$ (KN.m)	$U_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	10.30	0.073	0.094	0.096	3.08	1.2	5HA10=3.93	20
Appuis	3.37	0.024	0.03	0.1	0.98	1.2	5HA10=3.93	20

- **Armature de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A_{principale}}{4}$$

**En travée :**  $A_{rép} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  soit 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>/ml

**En appuis :**  $A_{rép} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  soit 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml

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

$$V^{max} = 23.29 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$   $\longrightarrow$  Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

- **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ )

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_t^s = 0.85 M_t^{AB} = 0.85 \times 8.75 = 7.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = 0.4 M_a^B = 0.4 \times 6 = 2.4 \text{ KN.m}$$

– La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau 21:** vérification des contraintes à l'ELS.

Position	$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	7.44	2.89	3784.63	5.68	15	Vérifiée
Appuis	2.4	2.64	3164.71	2	15	Vérifiée

**Schémas de ferrailage d'escalier sont donnés dans l'annexe2**

**Remarque :**

Ci-après, nous avons procédé un pré dimensionnement de limon et de la poutre palière par le biais d'un calcul manuel, à noter que les vérifications ainsi que les sections on été effectuées par le logiciel Robot et ce, après modélisation d'un escalier similaire à celui du projet.

### 3.3.1.2 Pré dimensionnement de la poutre de volée

C'est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

- La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v+Q) \times lm}{2} + G_{garde\ corp} = \frac{(7+2.5) \times 1.3}{2} + 0.6 = 6.775 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p+Q) \times lm}{2} = \frac{(3.91+2.5) \times 1.3}{2} = 4.16 \text{ KN/m}$$

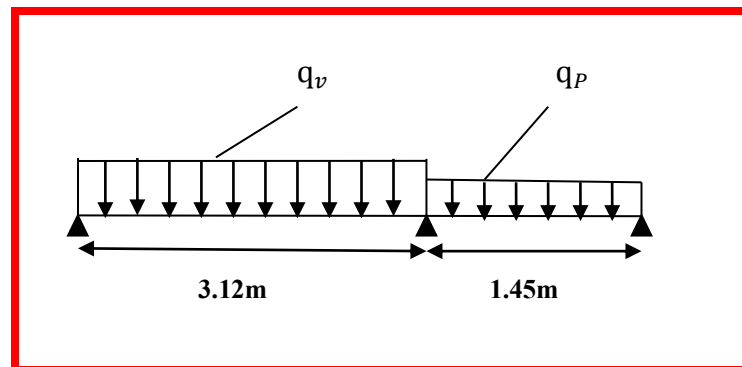


Figure34: schéma statique et charge revenant au limon.

$$q = \max\{q_v ; q_p\} = 6.775 \text{ KN/m}$$

#### ➤ Vérification de flèche

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 6.775 \times 6.37 \times 3.58^3 \times 300}{384 \times 2.1} = 578.23 \text{ cm}^4$$

Donc on opte un **IPE160**,  $I_y = 869.3 \text{ cm}^4$

#### ➤ Vérification en prenant en compte le poids de profile

##### a) Vérification de flèche

$$f_{cal} < f_{adm}$$

Barre/Cas	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
3/ 4 (C)	0,0	0,0	-0,0
26/ 4 (C)	0,0	-0,0	-0,3
29/ 4 (C)	0,0	-0,0	-0,2
5035/ 4 (C)	-0,0	0,2	-0,3
5036/ 4 (C)	0,0	-0,0	0,0
5037/ 4 (C)	0,0	-0,0	0,0
5054/ 4 (C)	-0,0	0,0	0,0
5055/ 4 (C)	-0,0	0,0	0,0
5064/ 4 (C)	0,0	-0,2	-0,4
5066/ 4 (C)	0,0	0,1	0,1
5068/ 4 (C)	0,0	-0,1	-0,7
5070/ 4 (C)	0,0	0,0	-0,4
5071/ 4 (C)	0,0	-0,0	-0,7
5332/ 4 (C)	0,0	-0,0	-0,6
5333/ 4 (C)	-0,0	0,0	-0,7

Figure35: vérification de la flèche.

$$f_{cal} = 0.7 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{300} = 1.19 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

**b) Vérification de La résistance :**

IPE160 est de classe 1 (flexion simple), on fait un calcul plastique.

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{rd,pl} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

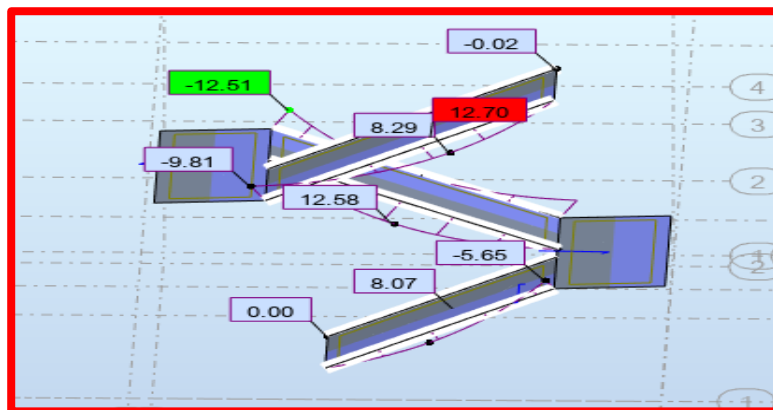


Figure36: diagramme des moments.

$$M_{sd}^{max} = 12.70 \text{ KN.m} \leq M_{rd,pl} = 29.12 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ok}$$

**c) Vérification de l'effort tranchant**

La condition s'exprime ainsi :  $V_{sd} \leq V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

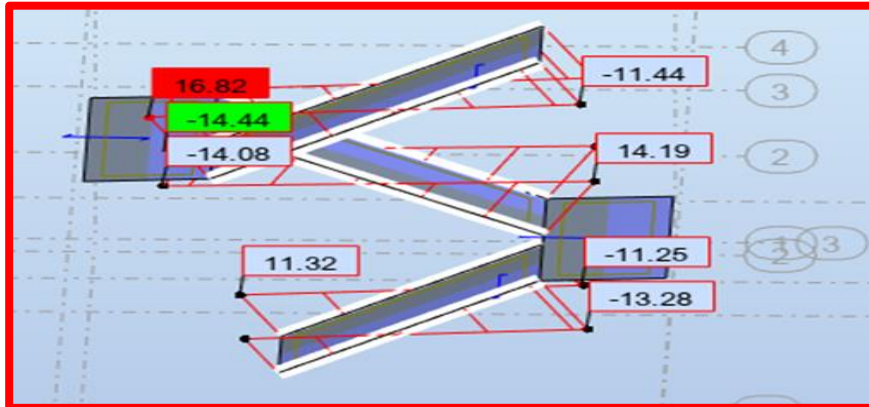


Figure37: diagramme des efforts tranchant.

$V_{sd} = 16.82 \leq V_{pl} = 135.65 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ok}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors IPE160 conviens

**3.3.1.3 Etude de la poutre palière :**

La poutre est considérée comme étant semi encastree dans les poteaux de la cage d'escalier, sa portée est de 4.46 m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

➤ **Les charges revenant à la poutre palière sont :**

- Charge des cloisons..... = 2.6x1,76 = 4.58KN/m
- Charges revenant du palier..... = 3.91x1.2/2 = 2.35KN/m
- Charge d'exploitation..... Q = 2,5x0,6 = 1,5KN/m

$q_{serv} = 4.576 + 2.35 + 1.5 = 8.43 \text{ KN/m}$

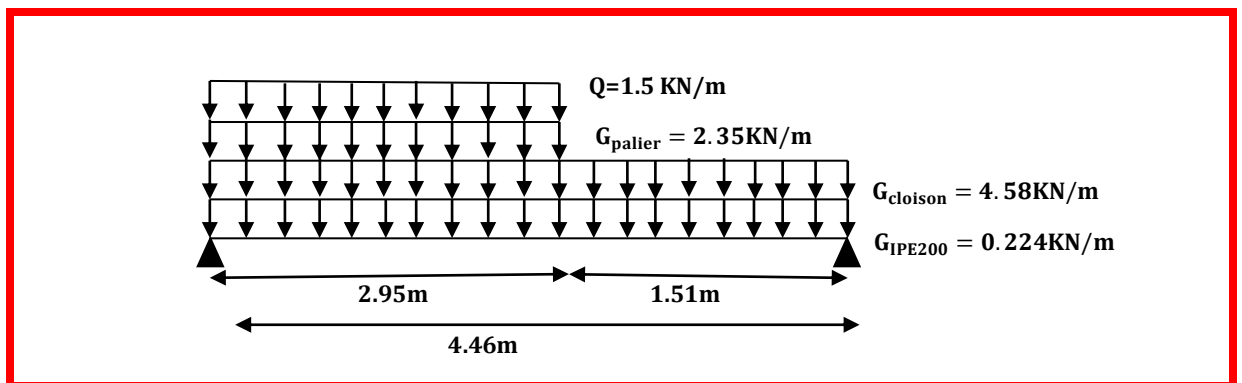


Figure38: schéma statique de la poutre palière.

➤ **Condition de flèche**

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 8.43 \times 4.46^3 \times 300}{384 \times 2.1} = 1391.15 \text{ cm}^4$$

Soit IPE200 →  $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification en prenant en compte le poids de profile**

a) **Vérification de flèche**

$$f_{cal} < f_{adm}$$

Barre/Cas	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
3/ 4 (C)	0,0	0,0	-0,0
26/ 4 (C)	0,0	-0,0	-0,3
29/ 4 (C)	0,0	-0,0	-0,2
5035/ 4 (C)	-0,0	0,2	-0,3
5036/ 4 (C)	0,0	-0,0	0,0
5037/ 4 (C)	0,0	-0,0	0,0
5054/ 4 (C)	-0,0	0,0	0,0
5055/ 4 (C)	-0,0	0,0	0,0
5064/ 4 (C)	0,0	-0,2	-0,4
5066/ 4 (C)	0,0	0,1	0,1
5068/ 4 (C)	0,0	-0,1	-0,7
5070/ 4 (C)	0,0	0,0	-0,4
5071/ 4 (C)	0,0	-0,0	-0,7
5332/ 4 (C)	0,0	-0,0	-0,6
5333/ 4 (C)	-0,0	0,0	-0,7

Figure39: vérification de la flèche.

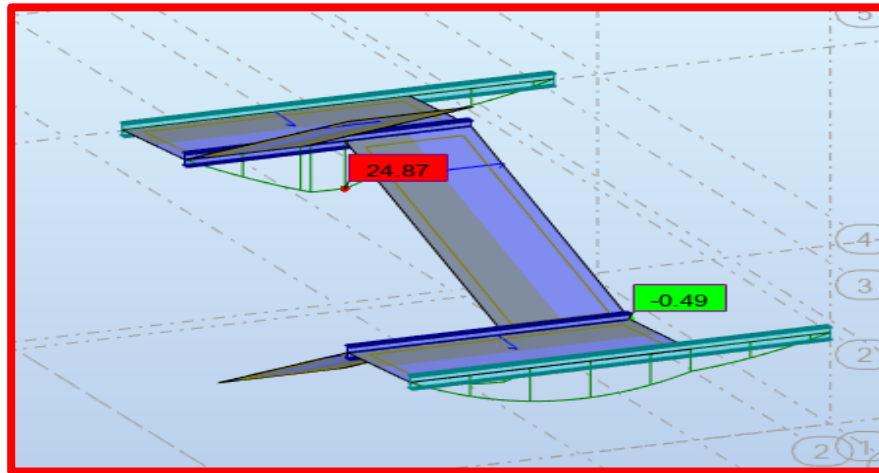
$$f_{cal} = 0.7 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{300} = 1.49 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ ok}$$

b) **Vérification à la résistance**

IPE200 est de classe 1 (flexion simple), on fait un calcul plastique.

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{rd,pl} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

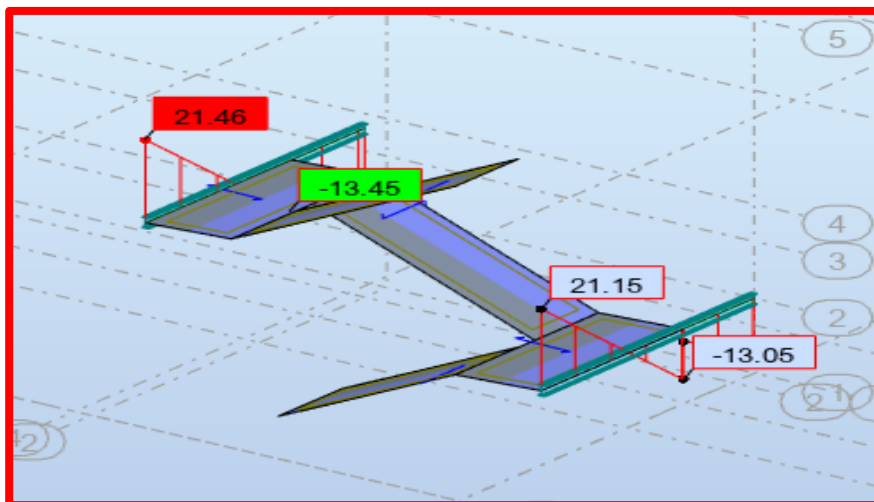


**Figure40:** diagramme des moments de la poutre palière.

$$M_{sd} = 24.87 \leq M_{rd,pl} = 51.84 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ok}$$

**c) Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$



**Figure41:** diagramme des efforts tranchant.

$$V_{sd} = 21.46 \leq V_{pl} = 172.80 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **IPE200** conviens pour la poutre palière.



## 3.4 Potelet :

### ➤ Introduction

Les potelets sont des éléments verticaux d'un bâtiment simple ou multiple chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur le bâtiment. Le choix du type de section pour les potelets dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels on peut citer :

- Le type de sollicitation, c'est-à-dire l'importance relative de la flexion dans le plan de bâtiment et de l'effort normal.
- L'élançement des potelets dans le plan des bâtiments pour le phénomène de flambement.
- Le type de section choisir pour la poutre et la liaison doit être la plus simple et la plus directe possible. En particulier lorsque la liaison est de type rigide c'est-à-dire lorsqu'elle doit transmettre un moment de flexion important, il est souvent nécessaire de prévoir un même type de section (par exemple profilés laminés) pour la poutre et pour le potelet.

Les profilés laminés en I sont conçus pour la flexion selon leur axe de forte inertie. Les profilés à large ailes (profilés H) sont capables de supporter des efforts normaux importants. L'épaisseur de leur aile permet d'éviter le voilement local. La forme de ces sections enfin est très favorable pour les assemblages de poutre, barre de contreventement.....

- Nous avons proposé deux types de potelets ayant pour objectif de renforcer le comportement de la structure, le dimensionnement a été effectué par le logiciel robot.

### 3.4.1 Pré dimensionnement des potelets

#### 3.4.1.1 type 1 (potelet a la cage d'escalier)

Ce type est destiné à rigidifier la cage d'escalier qui assurent ici un rôle porteur analogue à celui des poteaux, permettant aux éléments de l'escalier faire appuie.

Nous retrouvons dans le tableau des résultats, les profilés proposés pour la famille potelet type 1.

**Tableau 22:** pré dimensionnement de potelet type 1.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 5 Potelet escalier</b>						
5089 Potelet _5089	HEA 340	ACIER	34.23	66.05	0.23	5 ELU 1
5089 Potelet _5089	HEB 360	ACIER	31.88	65.79	0.17	5 ELU 1
5089 Potelet _5089	HEA 180	ACIER	66.19	109.06	1.04	5 ELU 1
5089 Potelet _5089	HEA 200	ACIER	59.53	98.98	0.80	5 ELU 1
5089 Potelet _5089	HEA 220	ACIER	53.76	89.45	0.61	5 ELU 1

➔ On opte **HEA200**

⇒ **Vérification des pièces :**

Les vérifications appliquées sur les potelets type 1 sont représentées ci-après :

## vérification de potelet type 1

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 5089 Potelet\_5089

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 1.35G+1.5Q+1.5QC

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 452.38 kN	My <sub>Ed</sub> = 1.83 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -0.90 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -1.00 kN
Nc,Rd = 1265.01 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -6.78 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = -3.99 kN*m	Vy,T,Rd = 612.12 kN
Nb,Rd = 644.28 kN	My,c,Rd = 100.93 kN*m	Mz,c,Rd = 47.90 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -0.94 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 74.39 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 47.02 kN*m	Vz,T,Rd = 245.29 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 4.93 m      Lam<sub>y</sub> = 0.63  
 Lcr,y = 4.93 m      Xy = 0.82  
 Lamy = 59.53      kzy = 0.52



en z:

Lz = 4.93 m      Lam<sub>z</sub> = 1.05  
 Lcr,z = 4.93 m      Xz = 0.51  
 Lamz = 98.98      kzz = 0.70

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.36 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.79} = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{t,y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{y} = 59.53 < \lambda_{y,max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 98.98 < \lambda_{z,max} = 210.00$       STABLE  
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.56 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.80 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

### 3.4.1.2 Type2

ce type de potelet a été crée pour diminuer la portée entre les poteaux.et ce, en jouant le rôle d'un support pour la fixation des contreventements.

les résultats de dimensionnement de potelet type 2 sont représentés dans le tableau ci-après :

**Tableau 23:** pré dimensionnement de potelet type 2.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 6 Potelet CV</b>						
3425 Poteau_3425	HEA 160	ACIER	75.05	123.72	0.55	11 0.8G-Ex
3425 Poteau_3425	HEA 180	ACIER	66.19	109.06	0.40	11 0.8G-Ex
3425 Poteau_3425	HEA 200	ACIER	59.53	98.98	0.30	11 0.8G-Ex
3425 Poteau_3425	HEA 120	ACIER	100.80	163.32	1.22	11 0.8G-Ex
3425 Poteau_3425	HEA 140	ACIER	85.98	140.05	0.80	11 0.8G-Ex

➔ On opte **HEA 160**

⇒ **Vérification des pièces**

Les résultats des vérifications des potelets de type 2 sont donnés comme suit :

## Vérification de potelet type 2

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 3425 Poteau\_3425

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 4.93 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 11 0.8G-Ex 2\*0.80+15\*-1.00

**MATERIAU:**

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** HEA 160

h=15.2 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=16.0 cm	Ay=32.53 cm <sup>2</sup>	Az=13.21 cm <sup>2</sup>	Ax=38.77 cm <sup>2</sup>
tw=0.6 cm	Iy=1672.98 cm <sup>4</sup>	Iz=615.57 cm <sup>4</sup>	Ix=12.25 cm <sup>4</sup>
tf=0.9 cm	Wply=245.15 cm <sup>3</sup>	Wplz=117.63 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>,Ed</sub> = 158.69 kN	My <sub>,Ed</sub> = -3.86 kN*m	Mz <sub>,Ed</sub> = -0.33 kN*m	Vy <sub>,Ed</sub> = 0.08 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 828.27 kN	My <sub>,Ed,max</sub> = -3.86 kN*m	Mz <sub>,Ed,max</sub> = -0.33 kN*m	Vy <sub>,T,Rd</sub> = 401.22 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 316.01 kN	My <sub>,c,Rd</sub> = 52.37 kN*m	Mz <sub>,c,Rd</sub> = 25.13 kN*m	Vz <sub>,Ed</sub> = -1.29 kN
	MN <sub>,y,Rd</sub> = 48.59 kN*m	MN <sub>,z,Rd</sub> = 25.13 kN*m	Vz <sub>,T,Rd</sub> = 162.93 kN
			Tt <sub>,Ed</sub> = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

L <sub>y</sub> = 4.93 m	Lam <sub>y</sub> = 0.80
L <sub>cr,y</sub> = 4.93 m	X <sub>y</sub> = 0.72
Lam <sub>y</sub> = 75.05	k <sub>zy</sub> = 0.54



en z:

L <sub>z</sub> = 4.93 m	Lam <sub>z</sub> = 1.32
L <sub>cr,z</sub> = 4.93 m	X <sub>z</sub> = 0.38
Lam <sub>z</sub> = 123.72	k <sub>zz</sub> = 1.01

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.19 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{y} = 75.05 < \lambda_{max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 123.72 < \lambda_{max} = 210.00$       STABLE  
 $N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.35 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))  
 $N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.56 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

# CHAPITRE 4

## MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE

### 4.1 Introduction

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes.

Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face aux charges sismiques (horizontales) on fait appel à un système de contreventement.

L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'économie et l'aspect architectural.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. Dans notre modélisation on a utilisé le logiciel des éléments finis Robot version 2021.

### 4.2 Modélisation 3D de la structure

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, La modélisation d'une structure consiste à établir un modèle à partir des plans architecturaux (Modèle réel) de la construction, et

d'y ajouter les modifications nécessaires pour une approche du meilleur comportement possible et d'une résistance optimale de la structure sous l'action des différentes charges.

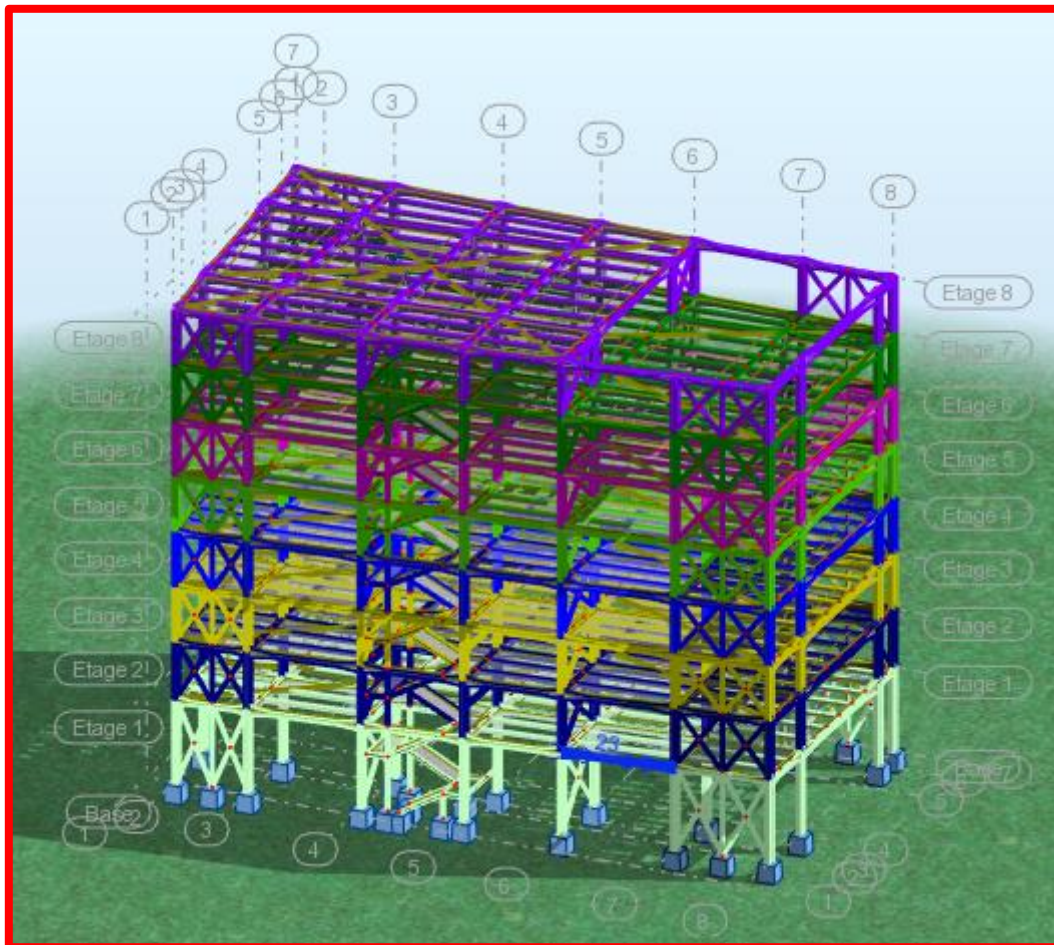


Figure42: vue en 3D de la structure.

### 4.3 Pré dimensionnement des éléments principaux

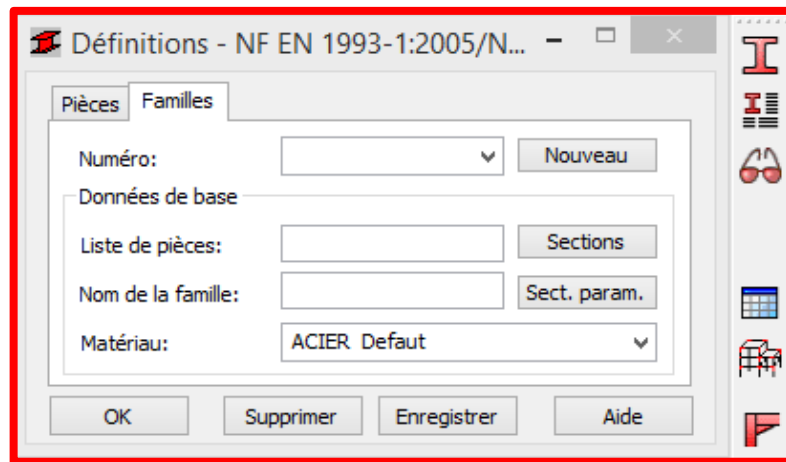
Le pré dimensionnement des sections des éléments sera effectué automatiquement par le logiciel **robot**.

Avant de commencer le processus de pré dimensionnement, il est nécessaire de définir des barres ou des groupes (familles). La vérification de ces barres peut ensuite être effectuée via la boîte de dialogue **Calculs**.

La procédure de base est la suivante :

1-Cliquez sur le menu **Dimensionnement** ensuite sur **Dimensionnement des barres en acier**.

2- Une boîte de dialogue similaire à celle de dessous (**Définitions**) apparaît, nous permettant de définir des groupes ou des familles.



**Figure43:** boîte de dialogue définition.

### ➤ Onglet famille

Cet onglet permet de définir des groupes de barres.

- **Numéro**

Sélectionnez un numéro de groupe ou cliquez sur **Nouveau** pour en créer un nouveau.

- **Nouveau**

Permet d'ajouter un groupe (famille) à la liste existante.

- **Données de base**

- **Liste de pièces**

Spécifiez la liste des barres qui appartiennent à un groupe défini.

- **Nom**

Saisissez le nom du groupe.(poteau; poutre\_p; poutre\_s ;...)

- **Matériau**

Sélectionnez un matériau pour le groupe de barres (dans notre cas on met acier)



- Sections

Ouvre la boîte de dialogue Sélection, des sections qui vous permet de sélectionner les types de sections qui seront utilisés lors des processus de vérification et de dimensionnement.

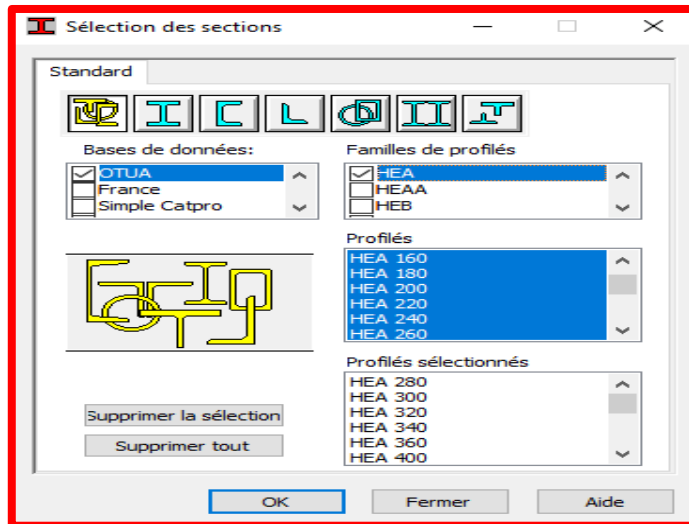



Figure44: boîte de dialogue sélection des pièces

3-Dans Barre d'outils cliquez sur  une boîte de dialogue apparait, cliquez sur l'onglet **Groupe** choisir liste des groupes nécessaire.

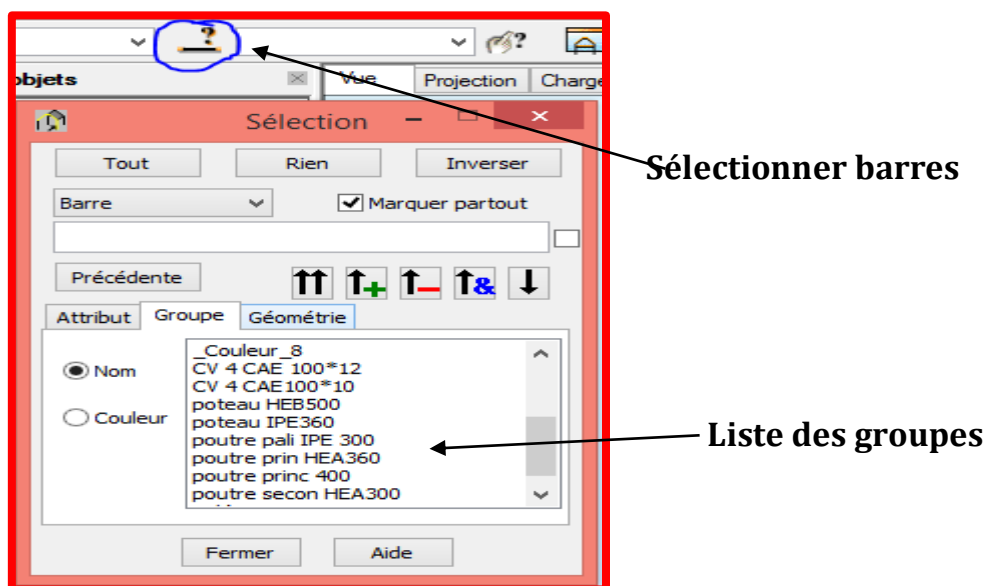
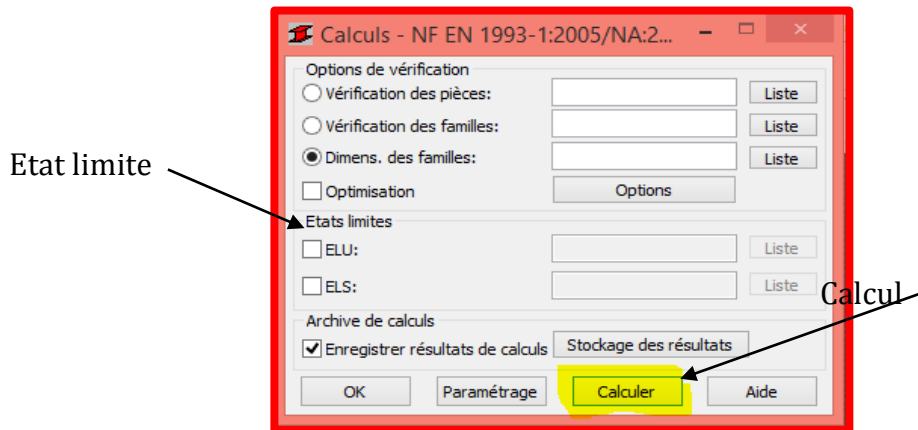


Figure45: boîte de dialogue sélection.

4-Utilisez la boîte de dialogue **Calculs** pour spécifier les options de vérification et les états limites, puis cliquez sur **Calculs**.



**Figure46:** boîte de dialogue calculs.

5-une fois le calcul terminé, un tableau apparaît, choisir la section de profilé la plus optimale.

#### 4.3.1 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitations aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature

Famille 1 —————> pot

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage

- En suivant les étapes mentionné ci-dessus, nous saisissons le numéro de famille correspondant aux type de barres poteau (1) dans la rubrique de dimensionnement des familles, et de cocher sur type d'état limite comme indiqué sur la figure ci-dessous, puis nous cliquons sur **Calculer**.

- Après avoir lancé le calcul, le logiciel nous fournit une liste des
- profilés, les résultats sont donnés sous forme d'un tableau dans la figure ci-après :










Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 POT						
89 Poteau_89	 HEA 400	ACIER	10.10	23.16	2.23	6 ELU 2
	 HEA 450		8.99	23.31	0.95	
	 HEA 500		8.10	23.47	0.75	
47 Poteau_47	 HEB 360	ACIER	15.94	32.90	0.93	6 ELU 2
	 HEB 400		14.43	33.33	0.83	
	 HEB 450		12.88	33.62	0.74	
89 Poteau_89	 HEB 340	ACIER	11.61	22.58	2.03	6 ELU 2
47 Poteau_47	 HEA 320	ACIER	18.15	32.89	39.59	7 ELU 3

Figure47: pré dimensionnement du poteau avec robot.

-Les profilés indiqués en vert sont corrects vis à vis de la contrainte (Ok) mais on bénéficie d'une réserve de résistance (ratio  $\ll 1$ ).

#### Remarque :

Le Ratio définit le rapport de la contrainte de calcul sur la contrainte ultime du matériau ( $235 \text{ daN/cm}^2$  pour l'acier).

 On opte **HEB 450**.

### 4.3.2 Pré dimensionnement des poutres

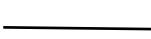
Les poutres utilisées en construction métallique de bâtiment sont de divers type selon leur utilisation et leur disposition en plan et en élévation.

- Le pré dimensionnement des poutres basées sur le même principe que les poteaux, ce dernier s'effectue sur les deux types principale et secondaire.

#### 4.3.2.1 Poutre principale

Ce sont des éléments porteurs, ont pour rôle de recevoir les charges des planchers et de les transmettre aux poteaux.

- **Définition des poutres principales :**

Famille 2  pout\_P

On lance le calcul, et nous obtenons les résultats listés dans le tableau ci-dessous :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 2 POUT_P						
2703 Poutre_2703	HEA 340	ACIER	26.79	59.47	0.75	1 elu3
	HEA 360		25.33	59.74	0.94	
	HEA 400		22.87	60.52	0.63	
2701 Poutre_270	IPE 600	ACIER	17.12	104.19	1.32	1 elu3

Figure48: pré dimensionnement des poutres principales avec robot.

➔ On opte pour le profilé **HEA 360**.

### 4.3.2.2 Poutre secondaire

Ce sont des éléments de chaînage entre les poteaux et de répartition.

- **Définition des poutres secondaire**

Famille 3 ➔ pout\_S

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 POUT_S						
2064 Poteau_2064	HEA 260	ACIER	15.49	26.16	0.83	7 ELU 3
	HEA 280		12.43	24.19	0.63	
2647 Poutre_2647	IPE 360	ACIER	33.14	151.88	1.30	7 ELU 3
	IPE 400		29.95	145.56	0.94	
	IPE 450		26.77	139.70	0.90	
2064 Poteau_2064	HEA 240	ACIER	14.65	28.21	1.48	6 ELU 2
	HEA 550		7.39	23.78	0.24	
	HEA 600		5.86	24.04	0.22	

Figure49: pré dimensionnement des poutres secondaires avec robot.

Une fois les données d'entrée et le type de résultats souhaités sélectionnés, on lance le calcul et on obtient les résultats illustré dans la figure ci-dessous :

➔ On opte **HEA280**.

⇒ **Récapitulation des sections adoptées aux différents éléments :**

**Tableau 24:** récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement.

Section	Poteau	Poutre principale	Poutre secondaire
RDC	HEB450	HEA360	HEA280
1 <sup>er</sup>	HEB450	HEA360	HEA280
2 <sup>ème</sup>	HEB450	HEA360	HEA280
3 <sup>ème</sup>	HEB450	HEA360	HEA280
4 <sup>ème</sup>	HEB450	HEA360	HEA280
5 <sup>ème</sup>	HEB450	HEA360	HEA280
6 <sup>ème</sup>	HEB450	HEA360	HEA280
7 <sup>ème</sup>	HEB450	HEA360	HEA280

⇒ **Etude sismique :**

#### 4.4 Méthodes de calcul utilisables

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Notre étude s'est portée sur la méthode d'analyse modale spectrale.

##### 4.4.1 Analyse modale spectrale

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures, est basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

⇒ **Principe de la méthode spectrale**

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (RPA99) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

#### 4.4.2 Spectre de réponse du RPA

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période ( $T$ ), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des accélérations maximales d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1) \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Calcul des paramètres de spectre**

**A:** Coefficient d'accélération de zone, il est donné par le tableau 4.1 du **RPA99/version 2003**.

Pour la structure étudiée nous avons:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right. \longrightarrow \mathbf{A = 0,25}$$

**$\eta$ :** Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

**$\xi$ :** Pourcentage d'amortissement critique (**Tab 4.2 RPA99 / 2003**).

**Acier dense**  $\implies \xi = 5 \%$

$$\implies \eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = \mathbf{1}$$

**Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.

- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 RPA2003.

Le tableau suivant présente les pénalités observées ou non dans notre structure :

**Tableau 25:** facteur de qualité.

Critère «q»	$P_q$	
	$P_{qx}$	$P_{qy}$
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0.05
<b>2. Redondance en plan</b>	0.05	0
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0.05	0.05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0.1	0.1
	<b><math>Q_x=1.2</math></b>	<b><math>Q_y=1.2</math></b>

**R** : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement :

Mixte portique/ palées triangulées en X  $\implies R = 5$

**T** : période fondamentale de la structure (variable).

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$\implies$ d'après le tableau 4.7 RPA99/2003 les périodes caractéristiques sont données par :

$$\text{Site meuble } S_3 : \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

- Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel robot (spectre RPA99) après avoir injecté les paramètres du spectre suivant X et Y calculés précédemment :

**Données:**

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations
Nombre de modes	:	10
Nombre d'itérations	:	40
Tolérance	:	1.00000e-04
Amortissement	:	0.050
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

**Cas 15** : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_X  
**Type d'analyse:**Sismique - RPA 99 (2003)

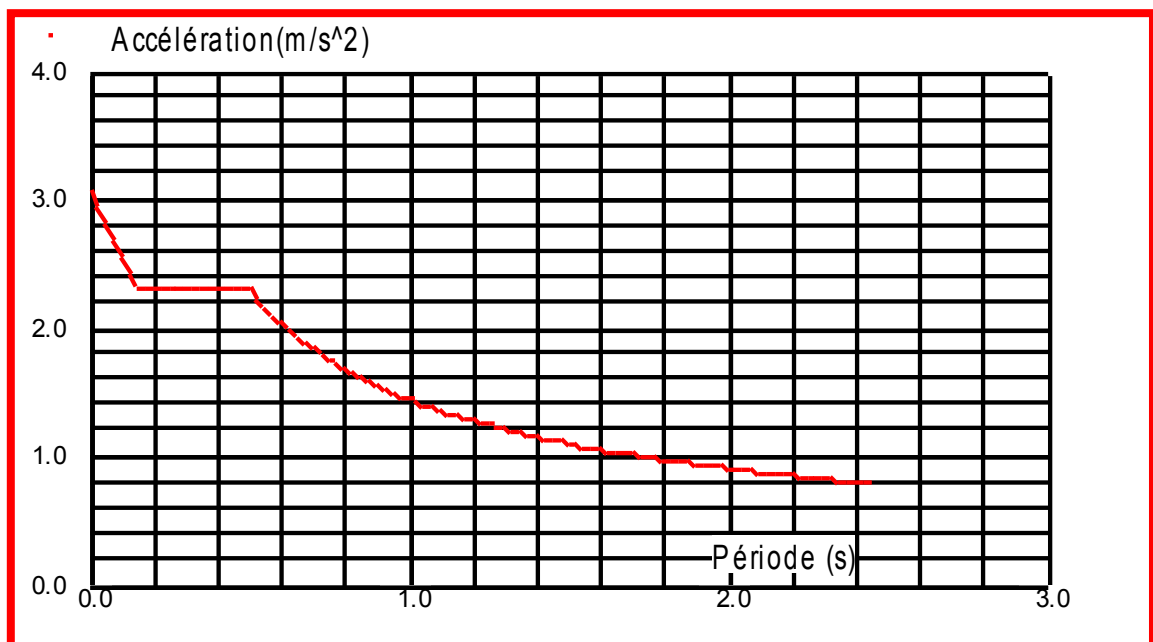
**Excentricité de masse**  $ex = 5.000 (\%)$   $ey = 5.000 (\%)$

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



**Figure50:** diagramme de spectre de réponse selon X-X.



**Données:**

Zone : @VAL(ZoneRPA99)@  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.200  
 Coefficient de comportement : 5.000  
 Amortissement :  $\alpha = 5.00\%$

**Paramètres du spectre:**

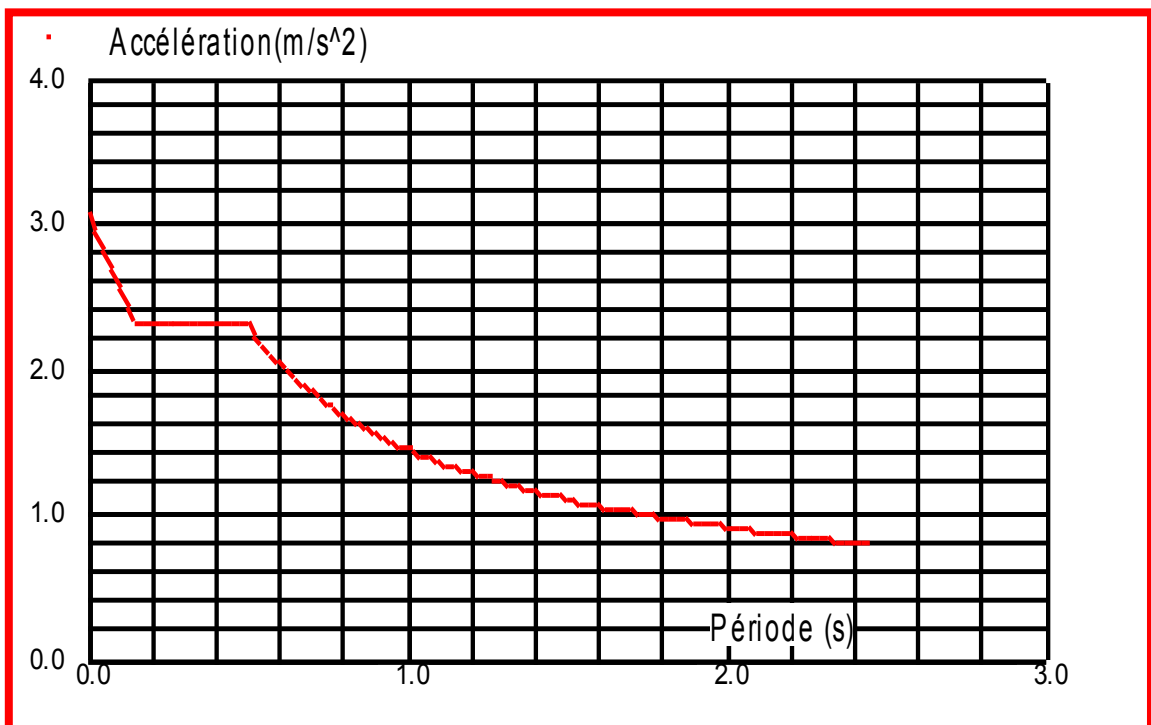
Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.000$   
 $A = 0.250$   
 $T_1 = 0.150$   $T_2 = 0.500$

**Cas 16** : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_Y  
 Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Excentricité de masse  $e_x = 5.000\%$   $e_y = 5.000\%$

Direction de l'excitation:

$X = 0.000$   
 $Y = 1.000$   
 $Z = 0.000$



**Figure51:** diagramme de spectre de réponse selon Y-Y.

### 4.4.3 Période de vibrations

Le tableau suivant montre les 10 premières périodes de vibration de la structure étudiée :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
14/ 1	1,06	0,95	2,83	65,33
14/ 2	1,20	0,83	73,22	69,58
14/ 3	1,35	0,74	75,75	75,41
14/ 4	3,28	0,30	75,84	75,41
14/ 5	3,80	0,26	77,13	88,96
14/ 6	4,31	0,23	92,01	91,62
14/ 7	4,35	0,23	92,05	91,65
14/ 8	4,44	0,23	92,07	91,66
14/ 9	4,49	0,22	92,07	91,66
14/ 10	4,63	0,22	92,16	91,72

Figure52: résultats de mode propre.

#### Remarque :

Le comportement de la structure d'après les résultats de pré dimensionnement des éléments donne la période fondamentale suivante  $T=0.95s$ . On prévoit une réduction de cette période en modifiant la rigidité de la structure par la modification des sections des éléments, après plusieurs tâtonnements son a opté pour les éléments suivants :

Tableau 26: section s adoptées.

Niveau	Poteau	Poutre principale	Poutre secondaire
RDC	HEB500	HEA360	HEA300
1 <sup>er</sup>	HEB500	HEA360	HEA300
2 <sup>ème</sup>	HEB500	HEA360	HEA300
3 <sup>ème</sup>	HEB500	HEA360	HEA300
4 <sup>ème</sup>	HEB500	HEA360	HEA300
5 <sup>ème</sup>	HEB500	HEA360	HEA300
6 <sup>ème</sup>	HEB500	HEA360	HEA300
7 <sup>ème</sup>	HEB500	HEA360	HEA300

Donc on a retrouvé les résultats suivants :

**Tableau 27:** le pourcentage de participation de masse.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
14/ 1	1,30	0,77	67,11	8,03
14/ 2	1,41	0,71	77,99	68,90
14/ 3	1,70	0,59	78,67	78,56
14/ 4	4,33	0,23	91,03	80,83
14/ 5	4,73	0,21	94,90	91,41
14/ 6	5,11	0,20	95,13	91,66
14/ 7	5,15	0,19	95,82	91,67
14/ 8	5,48	0,18	96,10	93,62
14/ 9	5,65	0,18	96,13	94,40
14/ 10	6,04	0,17	96,13	94,43

A partir de ce tableau, on remarque bien que la période fondamentale passe de 0.95s à 0.77s et que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 6 donc les 10 modes de vibration représentés dans le tableau sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

#### 4.4.4 La déformation de la structure

La déformation de la structure suivant les modes sur chaque direction (X, Y et Z) sont présentés sur les figures ces dessus :

⇒ 1<sup>er</sup> mode :

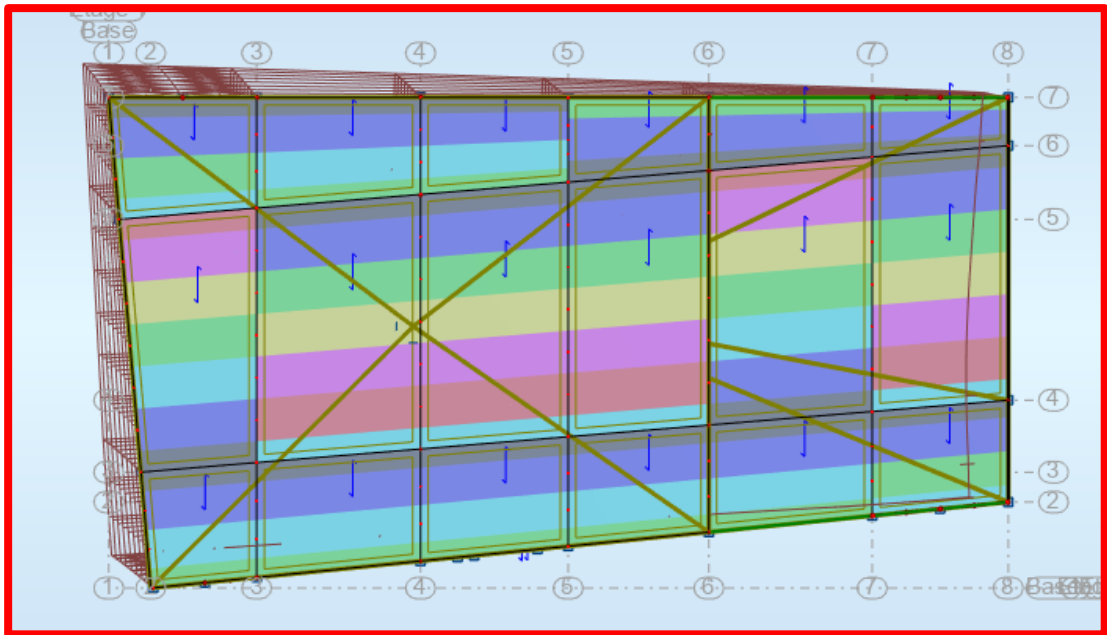


Figure53: translation suivant l'axe X-X.

⇒ 2<sup>ème</sup> mode :

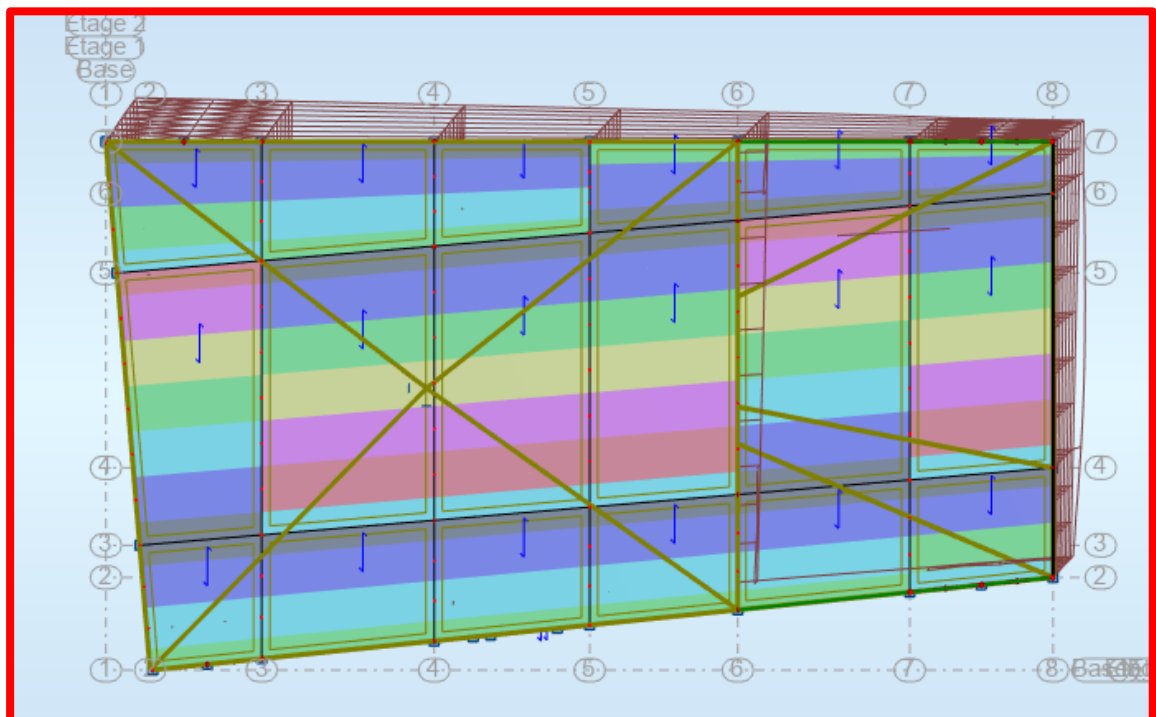


Figure54: translation suivant l'axe Y-Y.

⇒ 3<sup>ème</sup> mode :

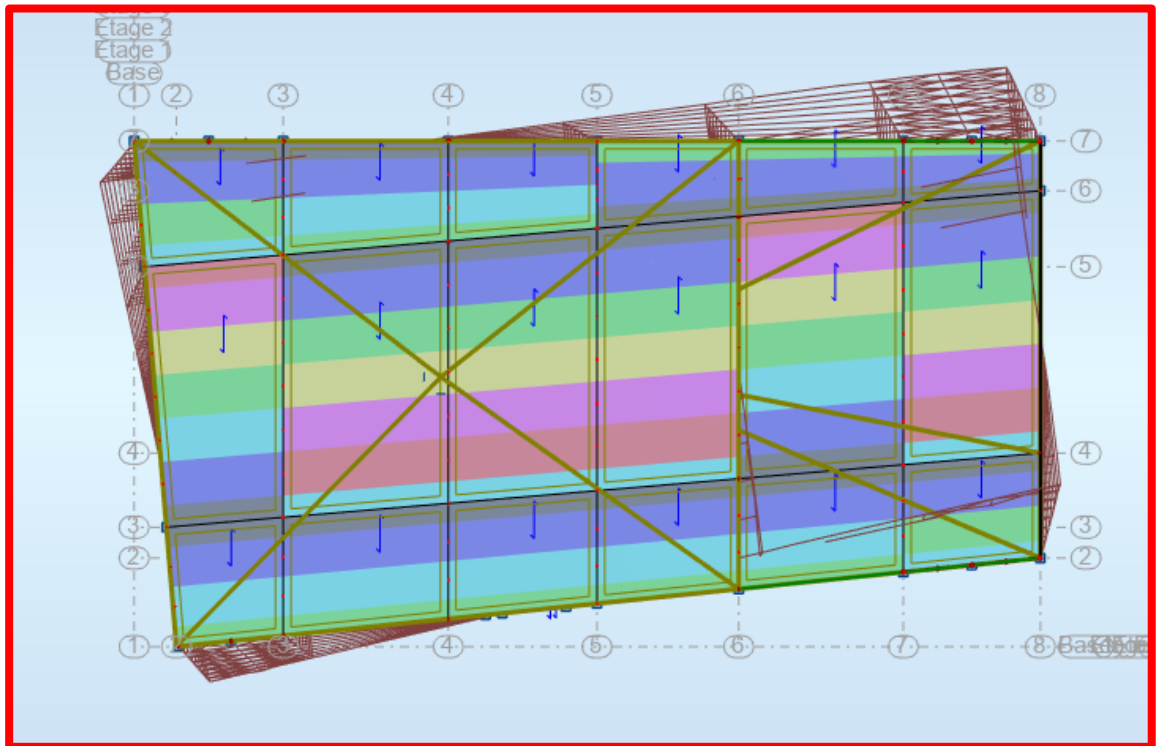


Figure55: rotation suivant l'axe Z-Z.

#### 4.4.5 Résultats de force sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

- Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}}$$

- **Vérification des efforts tranchant**

D'après le fichier des résultats du Robot nous avons un effort tranchant dynamique à la base donne par les deux spectres suivant X et Y :

$$V_{dyn} \begin{cases} V_{dyn}^X = 2948.68KN \\ V_{dyn}^Y = 2764.56KN \end{cases}$$

D'après le RPA 99/version 2003 article 4.2.3, la force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule :

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$D$ :Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T < T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T < 3.0s \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T > 3.0s \end{cases}$$

$T$  : période fondamentale de la structure

Pour une structure contreventée par des palées triangulées en  $X$ , la période fondamentale est donnée par l'expression du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $\rightarrow h_N = 27.71m$

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage donnée par le **tableau 4.6 du RPA99 /2003**.

Dans la structure étudiée le contreventement est assuré par des palées triangulées en  $X$  avec remplissage en maçonnerie dans les deux directions

$\rightarrow C_T = 0.05$

**D'où :**

$$T_x = T_y = 0.05 \times 27.71^{3/4} = 0.604s$$

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.604s < 3.0s$$

$$\Rightarrow D_X = D_Y = 2.5\eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} = 2.2$$

$W$ : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec; } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

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

$$\text{Dans notre cas : } \beta = \begin{cases} 0.2 \text{ pour les étages à usage bureaux.} \\ 0.6 \text{ pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

A l'aide de logiciel robot on peut déterminer directement le poids de la structure

$$\Rightarrow W = 2709.17 \text{ t}$$

La force sismique totale à la base de la structure est alors donnée par :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q_{X,Y}}{R} \times W$$

$$\Rightarrow V_{st}^x = V_{st}^y = \frac{0.25 \times 2.2 \times 1.2}{5} \times 27091.72 = 3576.11 \text{ KN}$$

**Tableau 28:** vérification d'effort tranchant.

Résultats des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn} < 0.8 \times V_{st}$
Sens X-X	2948.68	3576.11	2860.89	vérifiée
Sens Y-Y	2764.56	3576.11	2860.89	N'est pas vérifiée

On remarque que la condition de RAP n'est pas vérifiée dans le sens (Y-Y).  $V_{dyn} < 0.8V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) de la valeur calculée par le rapport

$$r = 0.8 \times V_{sr} / V_{dyn}$$

Soit :  $r=1.03$

#### 4.4.6 Vérification des déplacements :

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules 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 (article 5.10).

Les résultats de déplacement dans chaque étage et les déplacements relatifs sont regroupés dans le tableau qui suit :

**Tableau 29:** vérification des déplacements dans le sens X-X.

Niveau	Sens X-X			Observation
	$\Delta K$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta K/h_k$ (%)	
RDC	2.00	493	0.406	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	1.50	340	0.441	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1.6	323	0.495	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1.70	323	0.526	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	1.80	323	0.557	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	1.70	323	0.526	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	1.60	323	0.526	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	1.60	323	0.495	Vérifiée

**Tableau 30:** vérification des déplacements dans le sens Y-Y.

Niveau	Sens Y-Y			Observation
	$\Delta K$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta K/h_k$ (%)	
RDC	1.70	493	0.345	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	1.50	340	0.441	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	1.60	323	0.495	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	1.60	323	0.495	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	1.60	323	0.495	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	1.60	323	0.441	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	1.40	323	0.433	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	1.60	323	0.495	Vérifiée

D'après les deux tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui condition est vérifiée.



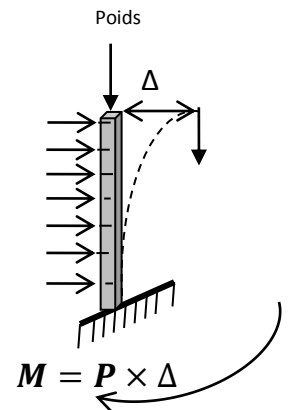
#### 4.4.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : Article 5.9 du RPA99 /version2003

##### 4.4.7.1 Définition :

L'effet (P- $\Delta$ ) est un effet du second ordre (non linéaire) qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement ( $\Delta$ ).

L'effet (P- $\Delta$ ) est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.



Les effets de seconde ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite:

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} < 0.10$$

**$Pk$** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$Pk = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta WQi)$$

**$Vk$**  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

**$\Delta k$** : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

**$hk$** : Hauteur d'étage (k).

**Si :**

**$0.1 \leq \theta k < 0.20$**  : 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>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1+\theta k}$

$\theta k > 0.20$ : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés sur le tableau ci- après :

**Tableau 31:** vérification des effets P - $\Delta$  (sens X-X).

Niveaux	Sens X – X					
	$\Delta$ (cm)	$Pk$ (KN)	$Vk$ (KN)	(cm)	$\theta k$	Observation
<b>RDC</b>	2	27091.72	2948.68	493	0.037	<i>vérifiée</i>
<b>1<sup>er</sup></b>	1.5	22884.93	2780.95	340	0.036	<i>vérifiée</i>
<b>2<sup>ème</sup></b>	1.6	22733.45	2773.01	323	0.041	<i>vérifiée</i>
<b>3<sup>ème</sup></b>	1.7	19376.79	2566.57	323	0.040	<i>vérifiée</i>
<b>4<sup>ème</sup></b>	1.8	15993.49	2309.75	323	0.039	<i>vérifiée</i>
<b>5<sup>ème</sup></b>	1.6	12608.71	2001.79	323	0.031	<i>vérifiée</i>
<b>6<sup>ème</sup></b>	1.7	9222.86	1623.28	323	0.030	<i>vérifiée</i>
<b>7<sup>ème</sup></b>	1.6	5788.89	1138.45	323	0.025	<i>vérifiée</i>

**Tableau 32:** vérification des effets P - $\Delta$  (sens Y-Y).

Niveaux	Sens y - y					
	$\Delta$ (cm)	$Pk$ (KN)	$Vk$ (KN)	(cm)	$\theta k$	Observation
<b>RDC</b>	1.7	27091.72	2764.56	493	0.034	<i>vérifiée</i>
<b>1<sup>er</sup></b>	1.5	22884.93	2627.51	340	0.038	<i>vérifiée</i>
<b>2<sup>ème</sup></b>	1.6	22733.45	2620.02	323	0.043	<i>vérifiée</i>
<b>3<sup>ème</sup></b>	1.6	19376.79	2433.74	323	0.039	<i>vérifiée</i>
<b>4<sup>ème</sup></b>	1.6	15993.49	2192.42	323	0.036	<i>vérifiée</i>
<b>5<sup>ème</sup></b>	1.6	12608.71	1900.12	323	0.033	<i>vérifiée</i>
<b>6<sup>ème</sup></b>	1.4	9222.86	1543.11	323	0.026	<i>vérifiée</i>
<b>7<sup>ème</sup></b>	1.6	5788.89	1086.82	323	0.026	<i>vérifiée</i>

Donc les effets P-  $\Delta$  peuvent être négligés dans les deux sens

# CHAPITRE 5

## VERIFICATION DES ELEMENTS

### PRINCIPAUX

#### 5.1 Introduction

Pour satisfaire aux exigences de résistance et d'utilisation d'une structure, CCM 97 s'appuie sur les vérifications aux états limites. Les états limites ultimes (ELU) sont associés à la ruine de la structure tandis que les états limites de service (ELS) correspondent à des états au-delà desquels les critères d'exploitation normale ne sont plus satisfaits

En ce qui concerne les vérifications aux ELU, CCM 97 fait une large place au calcul plastique. La résistance de la structure mixte peut être déterminée par un calcul plastique pour les sections soumises à la traction, à la compression ou à la flexion chaque fois que ces sections sont de classe 1 ou 2. Le calcul plastique est également utilisé pour déterminer la résistance à l'effort tranchant. Toutefois, la résistance élastique peut être utilisée dans tous les cas sans restriction.

#### 5.2 Vérification de la poutre principale

La longueur de la poutre :  $L = 10.12$  m.

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison:

$1.35G + 1.5 Q + 0.8T$ .

$$\begin{cases} V_{sd} = 361.53 \text{ KN} \\ M_{sd} = 600.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

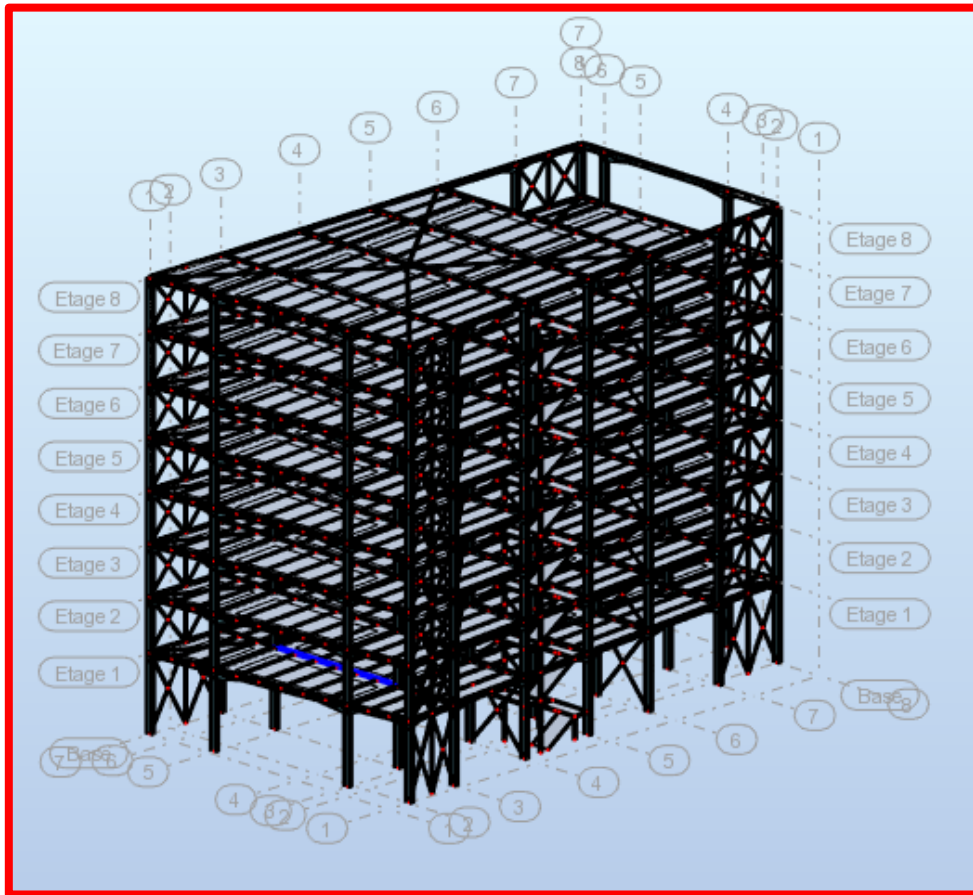


Figure 56: poutre principale la plus sollicitée.

## A. Vérification manuelle

### 5.2.1 Vérification à la résistance

#### ➤ Vérification au cisaillement

La condition s'exprime ainsi :

$$V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{rd} = \frac{235 \times 66.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 817.83 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 361.53 \text{ KN} < V_{rd} = 817.83 \text{ KN}$  (Condition vérifiée).

$0.5V_{rd} = 408.92 \text{ KN} > V_{sd} = 361.53 \text{ KN}$  (Condition vérifiée).

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

➤ **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} < M_{rd}$$

$$M_{rd} = \frac{235 \times 4207.86 \times 10^{-3}}{1.1} = \mathbf{898.95 \text{ KN.m}}$$

$M_{sd} = \mathbf{600.48 \text{ KN.m}} < M_{rd} = \mathbf{898.95 \text{ KN.m}}$  (Condition vérifiée).

### 5.2.2 Vérification à la stabilité

➤ **Vérification au déversement**

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêchent le déversement ;

➡ Donc le profilé **HEA 360** convient comme poutre principale.

### B. Vérification avec ROBOT

Pour débuter les vérifications des pièces (poteaux, poutres .CV....), il nous faut d'abord définir les paramètres des types de barres, les pièces et les familles relatives à la poutre, aux poteaux et aux contreventements ... de la structure.

Pour cela, dans la liste des bureaux disponibles, sélectionner :

- **Dimensionnement** ➤ **Dimensionnement des barres en acier** -

**Options** ➤ **Paramètres réglementaires** pour ouvrir la boîte de dialogue Type de barre, puis cliquez sur .

- Cliquez sur **Paramètres** dans la boîte de dialogue Définitions.

Cette boîte de dialogue est utilisée avec les normes de dimensionnement acier suivantes :

EN 1993-1:2005/A1:2014

NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014 (Annexe en français)

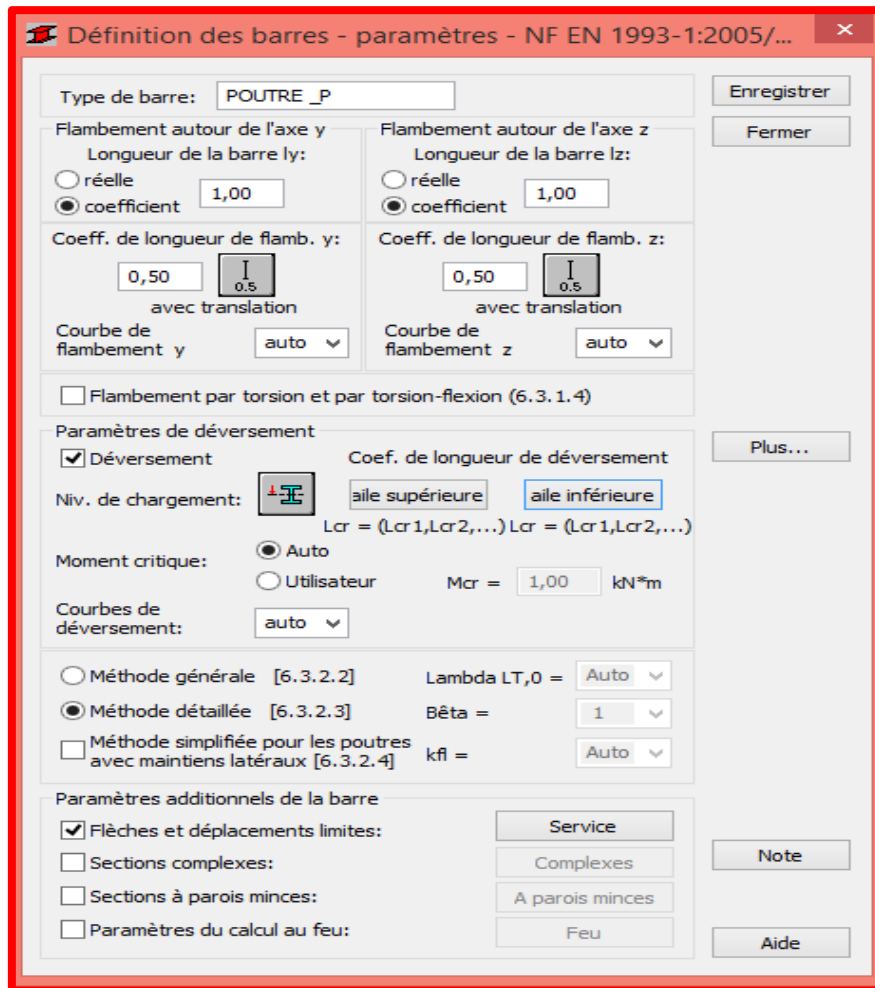


Figure 57: boîte de dialogue paramètre.

### ➤ Éléments de la boîte de dialogue

#### – Type de barre

Spécifiez un nom pour le type de barre.

#### – Flambement autour de l'axe Y ou Flambement autour de l'axe Z

Définissez la longueur de la barre pour les plans correspondants.

Vous pouvez le faire de deux façons :

Sélectionnez **Réelle** et spécifiez la longueur réelle de la barre.

Saisissez la valeur 1,0 afin d'indiquer que chaque barre définie en tant que  $L_y$  à l'aide de cette catégorie prendra la longueur réelle.

Cliquez sur **Coefficient**. Indiquez un facteur par lequel la longueur réelle sera multipliée pour obtenir la valeur voulue. Par exemple, si vous saisissez

la valeur 0.25, la valeur obtenue sera égale à un quart de la longueur réelle. Le deuxième mode de définition est très commode pour la définition simultanée de plusieurs barres dont les longueurs réelles sont différentes et dont les appuis sont disposés de la même façon. Si vous voulez enregistrer les paramètres saisis en tant que catégorie, cette façon de définir la longueur est indispensable.


#### – Coefficient de longueur de flambement

Définissez le coefficient de longueur de flambement de la barre dans les deux directions.

Le logiciel propose automatiquement la longueur réelle de la barre (ou, éventuellement, la longueur totale des barres composantes).

Le coefficient de longueur de flambement dépend des conditions d'appui des nœuds aux extrémités de la barre situés dans le plan du flambement.

Le flambement est toujours pris en compte dans les calculs lorsqu'un effort de compression s'exerce sur une barre, même s'il est négligeable par rapport à d'autres efforts internes. Le programme n'effectue pas par lui-même une analyse séparée pour déterminer si l'impact du flambement peut être ignoré ou non.

Sélectionnez  dans la boîte de dialogue Conditions de flambement pour exclure les effets de flambement des calculs.

#### – Vérification du flambement par flexion-torsion pour les tés, les sections et les sections en I mono symétrique

Sélectionnez cette option pour effectuer une vérification supplémentaire des barres composées de certains types de formes en termes de flambement par flexion-torsion.

#### – Paramètres de déversement

Fournit les options utilisées lors de la vérification du déversement de la barre : type de déversement, niveau de chargement, moment critique et coefficient de longueur de déversement.

#### – Déversement

Sélectionnez cette option pour prendre en compte le déversement lors des calculs.

Cliquez sur l'icône appropriée pour ouvrir la boîte de dialogue de définition des paramètres correspondants.

– **Niveau de chargement**

Détermine les conditions de déversement.

Spécifiez le niveau auquel la charge est appliquée en définissant l'ordonnée de la hauteur de l'application de la charge mesurée dans le repère des axes de la section de la barre.

– **Coefficient de longueur de déversement**

Deux longueurs de déversement peuvent être résolues séparément : l'aile supérieure et l'aile inférieure. Des contraintes de compression peuvent apparaître dans l'aile supérieure ou dans l'aile inférieure pour différents cas de charge. On définit le coefficient multiplicateur de la longueur de base de la barre pour obtenir la longueur de déversement. Comme longueur de base, on prend la longueur  $I_z$ . Vous pouvez saisir la valeur du coefficient directement ou sélectionner l'icône avec les conditions d'appui typiques pour lesquelles le coefficient sera pris de façon automatique.

Si vous souhaitez appliquer une charge à un point caractéristique d'une section, telle que **l'aile supérieure** ou **inférieure** par exemple, cliquez sur Aile supérieure ou Aile inférieure, puis sélectionnez le coefficient approprié pour automatiquement mettre à jour la valeur de coordonnée.

– **Moment critique**

Sélectionnez cette option si vous voulez calculer le moment critique élastique pour le déversement automatiquement ou manuellement.

Si vous sélectionnez l'option **Utilisateur**, vous devez entrer une valeur pour le moment critique **Mcr** précis.

– **Courbe de déversement**

Sélectionnez un type de courbe dans la liste (a, b, c ou d), ou laissez le programme en sélectionner un automatiquement.

Par défaut, Robot utilise le type et les dimensions de la section et la méthode de déversement (selon les tableaux 6.4 et 6.5 de la norme) pour sélectionner l'une des courbes automatiquement.



### – Méthode de calcul du déversement

Sélectionnez la méthode à utiliser pour le calcul du déversement.

- Méthode générale (cf. le chapitre 6.3.2.2 de la norme Eurocode 2005)
- Méthode détaillée (cf. le chapitre 6.3.2.3 de la norme Eurocode 2005)
- Méthode simplifiée pour les barres avec raidisseurs longitudinaux (cf. le chapitre 6.3.2.4 de la norme Eurocode 2005).

**Remarque** : Les symboles sont expliqués dans la boîte de dialogue **Résultats** (onglet Résultats détaillés) qui contient les définitions de tous les paramètres admis pour les calculs des barres en acier et les valeurs des résultats obtenus à l'issue des calculs de ces barres.

Cliquez sur le bouton Plus pour ouvrir une boîte de dialogue supplémentaire dans laquelle vous pouvez définir les autres paramètres du type de barre définis dans la norme, à savoir : type de charge, paramètres de la section, etc.

### – Paramètres additionnels de la barre

Sélectionnez d'autres paramètres de la barre si nécessaire.

**Flèches et déplacements limites** : sélectionnez cette option, puis cliquez sur Service pour ouvrir la boîte de dialogue Service supplémentaire. Les paramètres de type de barre (déplacements limites, contreflèche) peuvent ensuite être définis.

- **En fin** on clique sur Enregistrer pour ajouter le type de barre des paramètres et noms définis à la liste de types de barres acier existants et on lance le calcul des vérifications.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
90 90	HEA 360	ACIER E24	57.10	135.68	0.88	18 elu2
2703 Poutre_270	HEA 360	ACIER E24	25.33	59.74	0.82	1 elu3
597	HEA 360	ACIER E24	57.09	135.68	0.80	18 elu2
2563 Poutre_256	HEA 360	ACIER E24	13.46	31.75	0.76	4 G+Q+Qc+Ex
2612 Poutre_261	HEA 360	ACIER E24	13.46	31.75	0.72	4 G+Q+Qc+Ex
2554 Poutre_255	HEA 360	ACIER E24	27.67	65.25	0.72	1 elu3
2652 Poutre_265	HEA 360	ACIER E24	27.67	65.25	0.72	1 elu3

Figure58: vérification poutre principale.

## Vérification des poutres principales

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

:

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 elu2 2\*1.35+(3+12)\*1.50+13\*0.80

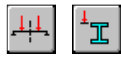


### PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 360

h=70.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=30.0 cm	Ay=105.00 cm <sup>2</sup>	Az=66.50 cm <sup>2</sup>	Ax=228.51 cm <sup>2</sup>
tw=1.0 cm	Iy=150109.54 cm <sup>4</sup>	Iz=11827.11 cm <sup>4</sup>	Ix=209.50 cm <sup>4</sup>
tf=1.8 cm	Wely=4207.86 cm <sup>3</sup>	Welz=788.47 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 1096.93 kN	My <sub>Ed</sub> = -600.48 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -11.28 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 13.37 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 4881.76 kN	My <sub>el,Rd</sub> = 898.95 kN*m	Mz <sub>el,Rd</sub> = 168.45 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 1289.04 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 4881.76 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 898.95 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 168.45 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -361.53 kN
			Vz <sub>T,Rd</sub> = 818.04 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 898.95 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = 0.11 kN*m
			Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 32787.14 kN*m	Courbe <sub>LT</sub> - d	XLT = 1.00
L <sub>cr,low</sub> = 1.18 m	Lam <sub>LT</sub> = 0.17	f <sub>i,LT</sub> = 0.51	XLT <sub>mod</sub> = 1.00

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.96 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{z,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed})^2} / (fy/gM0) = 0.97 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My_{Ed}/Mb_{Rd} = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} * N_{Rk} / gM1) + k_{yy} * My_{Ed} / (XLT * My_{Rk} / gM1) + k_{yz} * Mz_{Ed} / (Mz_{Rk} / gM1) = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} * N_{Rk} / gM1) + k_{zy} * My_{Ed} / (XLT * My_{Rk} / gM1) + k_{zz} * Mz_{Ed} / (Mz_{Rk} / gM1) = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

### DEPLACEMENTS LIMITES



#### Flèches (REPERE LOCAL):

$$uz = 0.9 \text{ cm} < uz_{max} = L/300.00 = 3.4 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 20 els2 (2+3+12+13)\*1.00

**Profil correct !!!**

## 5.3 Vérification de la poutre secondaire

La longueur de la poutre L=5.77m

Les efforts sont tirés à partir du Robot Sous la combinaison : G +Q+Ex

$$\begin{cases} V_{sd} = 36.56 \text{ KN} \\ M_{sd} = 119.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

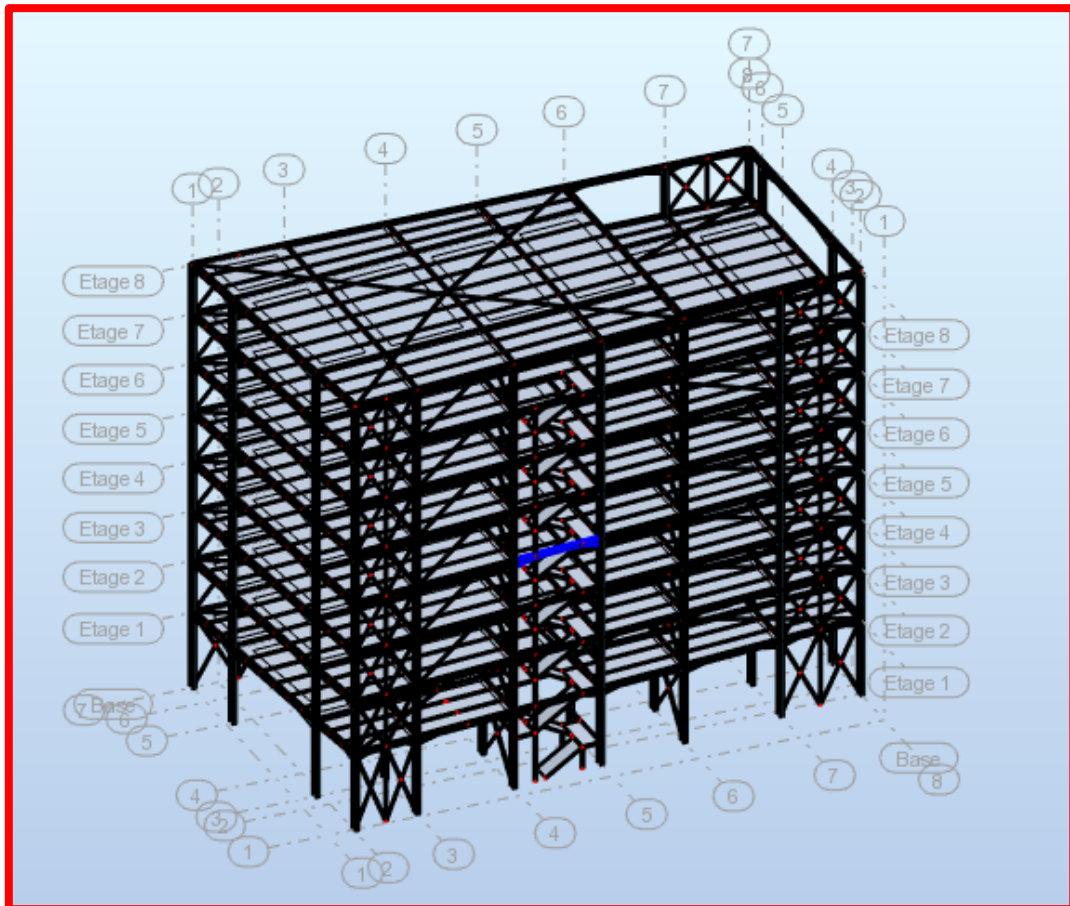


Figure 59: poutre secondaire la plus sollicitée.

## A. Vérification manuelle

### 5.3.1 Vérification à la résistance

#### ➤ Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{rd} = \frac{23.5 \times 46.92}{\sqrt{3} \times 1.1} = 577.30 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 36.56 \text{ KN} < V_{rd} = 577.30 \text{ KN}$  (Condition vérifiée).

$0.5V_{rd} = 288.65 \text{ KN} > V_{sd} = 36.56 \text{ KN}$  (Condition vérifiée).

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

#### ➤ Vérification au moment résistant

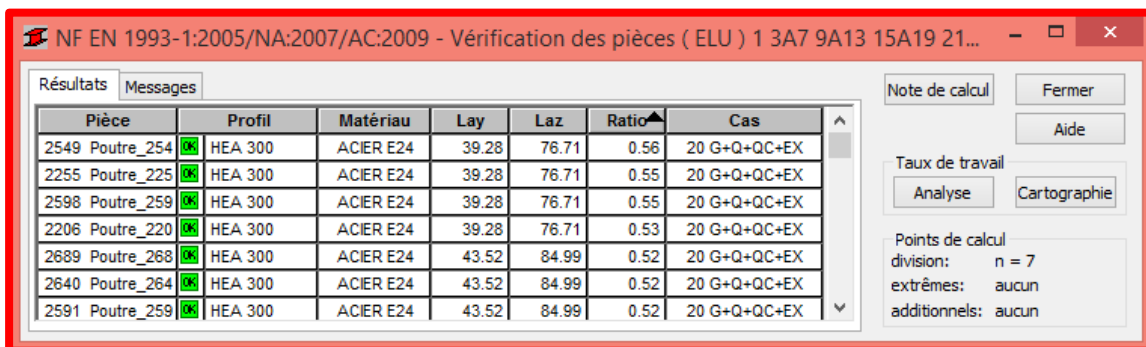
$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{rd} = \frac{235 \times 2744.96 \times 10^{-3}}{1.1} = 586.42 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 119.13 \text{ KN.m} < M_{rd} = 586.42 \text{ KN.m}$  (Condition vérifiée).

➔ Donc le profilé **HEA 300** convient comme poutre secondaire.

## B. Vérification avec ROBOT



Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2549 Poutre_254	HEA 300	ACIER E24	39.28	76.71	0.56	20 G+Q+QC+EX
2255 Poutre_225	HEA 300	ACIER E24	39.28	76.71	0.55	20 G+Q+QC+EX
2598 Poutre_259	HEA 300	ACIER E24	39.28	76.71	0.55	20 G+Q+QC+EX
2206 Poutre_220	HEA 300	ACIER E24	39.28	76.71	0.53	20 G+Q+QC+EX
2689 Poutre_268	HEA 300	ACIER E24	43.52	84.99	0.52	20 G+Q+QC+EX
2640 Poutre_264	HEA 300	ACIER E24	43.52	84.99	0.52	20 G+Q+QC+EX
2591 Poutre_259	HEA 300	ACIER E24	43.52	84.99	0.52	20 G+Q+QC+EX

Points de calcul  
 division: n = 7  
 extrêmes: aucun  
 additionnels: aucun

Figure60: vérification poutre secondaire.

## vérification des poutres secondaires

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 20 G+Q+QC+EX (2+3+12+15)\*1.00



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300**

h=58.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=30.0 cm	Ay=84.00 cm <sup>2</sup>	Az=46.92 cm <sup>2</sup>	Ax=177.99 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=81444.12 cm <sup>4</sup>	Iz=9460.97 cm <sup>4</sup>	Ix=117.74 cm <sup>4</sup>
tf=1.4 cm	Wely=2744.96 cm <sup>3</sup>	Welz=630.73 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 93.17 kN	My <sub>Ed</sub> = -119.13 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 19.95 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -8.51 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 3802.51 kN	My <sub>el,Rd</sub> = 586.42 kN*m	Mz <sub>el,Rd</sub> = 134.75 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 1031.83 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 3802.51 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 586.42 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 134.75 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 36.56 kN
			Vz <sub>T,Rd</sub> = 577.28 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 310.97 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.06 kN*m
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 747.44 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.50
Lcr,low=11.54 m	Lam_LT = 0.93	f <sub>i,LT</sub> = 1.21	XLT,mod = 0.53

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

k<sub>yy</sub> = 1.00



en z:

k<sub>zz</sub> = 1.00

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.38 < 1.00$  (6.2.1(7))  
 $\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{z,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed})^2} / (fy/gM0) = 0.23 < 1.00$  (6.2.1.(5))  
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.06 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\text{Tau}_{ty,Ed} / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\text{Tau}_{tz,Ed} / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$My_{Ed}/Mb_{Rd} = 0.38 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))  
 $N_{Ed} / (Xmin * N_{Rk} / gM1) + kyy * My_{Ed} / (XLT * My_{Rk} / gM1) + kyz * Mz_{Ed} / (Mz_{Rk} / gM1) = 0.56 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed} / (Xmin * N_{Rk} / gM1) + kzy * My_{Ed} / (XLT * My_{Rk} / gM1) + kzz * Mz_{Ed} / (Mz_{Rk} / gM1) = 0.56 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## 5.4 Vérification des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

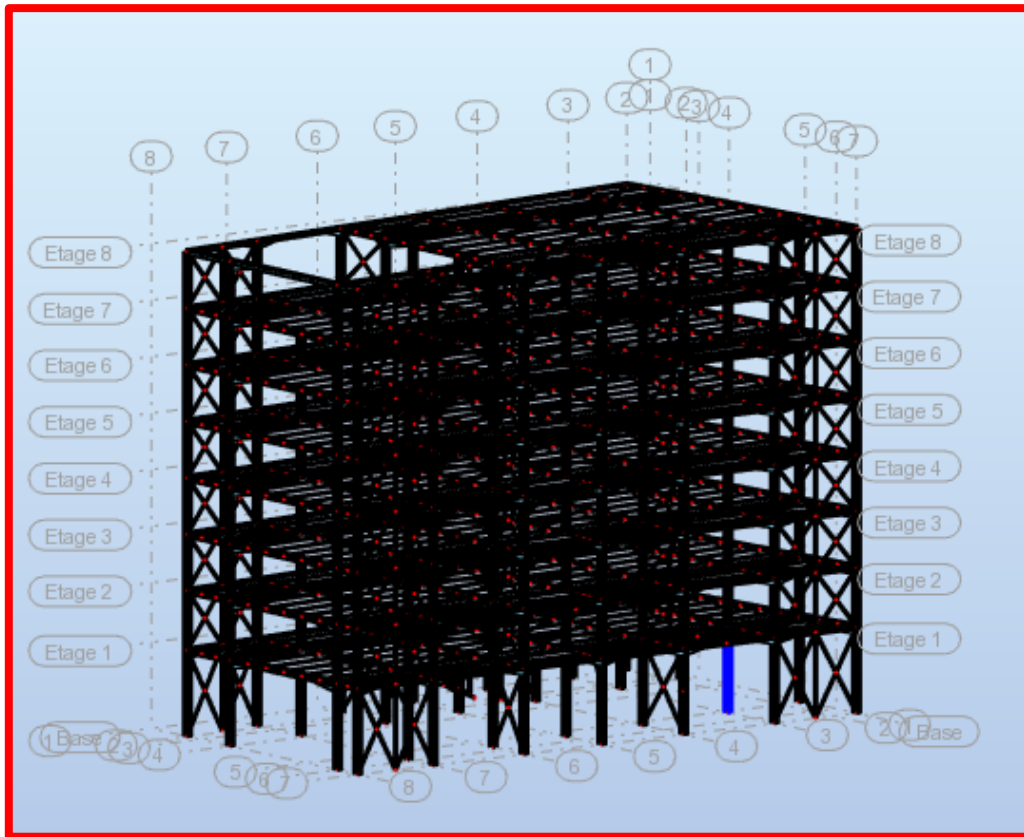


Figure 61: poteau le plus sollicitée.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

Tableau 33 : sollicitations sur le poteau HEA500.

h (m)	N(KN)	$M_y$ (KN.m)	$M_z$ (KN.m)	$V_z$ (KN)
4.93	3144.08	185.10	2.74	56.57

➤ **Caractéristique de profilé HEB500:**

Tableau 34: caractéristique de profilé HEB 500.

Profilé	poids	section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	$t_f$ mm	$t_w$ mm	d mm	$I_y$ cm <sup>4</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$W_{ply}$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}$ cm <sup>3</sup>	$i_y$ cm	$i_z$ cm
<b>HEB500</b>	190.91	238.64	500	300	28	14.5	390	107200	12620	4815	1292	21.19	7.27

## A. Vérification manuelle

### 5.4.1 Vérification à la résistance

#### ➤ Classe de la section

⇒ la semelle

On a:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$c = \frac{b}{2} = 150\text{mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{28} = 5.36 < 10\varepsilon \rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

⇒ Ame fléchie

$$d = 390\text{mm}$$

$$t_w = 14.5\text{mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 26.9 < 72\varepsilon \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

#### ➤ Vérification à l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} < V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{rd} = \frac{89.82 \times 10^{-1} \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = \mathbf{1107.87\text{ KN}}$$

$$V_{sd} = 56.57\text{KN} < V_{rd} = 1107.87\text{KN} \rightarrow \text{(La condition est vérifiée).}$$

$0.5V_{rd} = \mathbf{553.93\text{ KN}} > V_{sd} = \mathbf{56.57\text{KN}} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant (La condition est vérifiée).

➤ **Vérification au moment fléchissant**

La condition s'exprime ainsi :

$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 4815 \times 10^{-3}}{1.1} = \mathbf{1028.66 \text{ KN.m}}$$

$M_{sd} = 186.50 \text{ KN.m} < M_{rd} = 1028.66 \text{ KN.m} \rightarrow$ (Condition vérifiée).

➤ **Vérification à l'effort normal**

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{235 \times 238.64 \times 10^2}{1.1} = \mathbf{5098.22 \text{ KN}}$$

$N_{sd} = 3144.08 \text{ KN} \leq N_{pl,rd} = 5098.22 \text{ KN} \rightarrow$ (Condition vérifiée).

### 5.4.2 Vérification à la stabilité

Les éléments à section transversale de Classe 1 sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_y \frac{M_{sdy}}{w_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + K_z \frac{M_{sdz}}{w_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1 \dots \dots \dots (I)$$

➤ **vérification au flambement**

Le flambement est un phénomène global qui apparaît sur l'ensemble du poteau et non a un endroit localisé comme le voilement- Il est caractérisé par un déplacement hors plan de l'ensemble de la section Il est influencé par les caractéristiques globales du poteau telles que la rigidité de la section, la hauteur et les conditions de retenue aux appuis.

Le risque de flambement d'un élément comprimé n'est pas à considérer si  $\bar{\lambda} \leq \mathbf{0.2}$ .



⇒ **Longueur de flambement :**

$$L_{fy} = L_{fz} = 0.5L_0 = 0.5 \times 4.93 = 2.47m$$

- **Suivant l'axe (y-y)**

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A}$$

$\bar{\lambda}$  : Élancement réduit de l'élément.

**Classe 1** →  $\beta_A = 1$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93.9 \varepsilon$$

**Et:**

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$\lambda$ : L'élancement pour le mode de flambement à considérer.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{247}{21.19} = 11.63$$

⇒  $\bar{\lambda}_y = 0.12 < 0.2$  Pas de risque de flambement.

- **Suivant l'axe (Z-Z)**

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{247}{7.27} = 33.91$$

⇒  $\bar{\lambda}_z = 0.36 > 0.2$  Donc il ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z)

⇒ **Calcul de  $\chi$  :**

$\chi$  : Le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer indiqué dans le paragraphe 5.5.1 des CCM97 en fonction de l'élancement approprié  $\lambda$  et de la courbe de flambement adéquate.

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1.67 > 1.2$$

$$t_f = 28 \text{ mm}$$

} ⇒ Courbe de flambement « c »

$$\bar{\lambda}_z = 0.36 ; \text{ courbe c} \Rightarrow \chi = 0.9413$$

⇒ Calcul de  $K_z$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{w_{plz} - w_{elz}}{w_{elz}} \right) \quad \text{Mais } \mu_z \leq 0.9.$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\psi$$

$\beta_{Mz}$  : Le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{1.21}{2.74} = -0.44 \rightarrow \beta_{Mz} = 2.11$$

On trouve :

$$\mu_z = 0.614 < 0.9$$

$$K_z = 0.64 < 1.5$$

Donc à partir de l'équation (I) on aura :  $0.67 < 1 \rightarrow$  (Condition vérifiée).

### B. Vérification avec ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
47 Poteau_47	OK HEB 500	ACIER E24	11.63	33.89	0.73	18 elu2
52 Poteau_52	OK HEB 500	ACIER E24	11.63	33.89	0.71	18 elu2
89 Poteau_89	OK HEB 500	ACIER E24	8.02	23.37	0.71	5 G+Q+Qc+Ey
54 Poteau_54	OK HEB 500	ACIER E24	11.63	33.89	0.69	5 G+Q+Qc+Ey
37 Poteau_37	OK HEB 500	ACIER E24	11.63	33.89	0.69	5 G+Q+Qc+Ey
72 Poteau_72	OK HEB 500	ACIER E24	8.02	23.37	0.67	18 elu2

Figure62: vérification de poteau.

## Vérification des poteaux

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 500**

h=50.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=30.0 cm	Ay=182.09 cm <sup>2</sup>	Az=89.82 cm <sup>2</sup>	Ax=238.64 cm <sup>2</sup>
tw=1.4 cm	Iy=107176.00 cm <sup>4</sup>	Iz=12623.90 cm <sup>4</sup>	Ix=540.10 cm <sup>4</sup>
tf=2.8 cm	Wply=4814.57 cm <sup>3</sup>	Wplz=1291.65 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 3144.08 kN	My <sub>Ed</sub> = -93.82 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 1.21 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -0.80 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 5098.22 kN	My <sub>Ed,max</sub> = 185.10 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = -2.74 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 2245.95 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 4799.03 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 1028.57 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 275.94 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -56.57 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 462.74 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 218.68 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 1107.87 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 4.93 m	Lam <sub>y</sub> = 0.12
Lcr,y = 2.47 m	Xy = 1.00
Lamy = 11.63	kyy = 0.61

flambement par torsion:

Courbe,T=b	alfa,T=0.34
Lt=4.93 m	fi,T=0.69
Ncr,T=20633.19 kN	X,T=0.87
Lam <sub>T</sub> =0.52	Nb,T,Rd=4459.10 kN



en z:

Lz = 4.93 m	Lam <sub>z</sub> = 0.36
Lcr,z = 2.47 m	Xz = 0.94
Lamz = 33.89	kyz = 0.32

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b	alfa,TF=0.34
Ncr,y=365580.26 kN	fi,TF=0.69
Ncr,TF=20633.19 kN	X,TF=0.87
Lam <sub>TF</sub> =0.52	Nb,TF,Rd=4459.10 kN

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

N <sub>Ed</sub> /N <sub>c,Rd</sub> = 0.62 < 1.00 (6.2.4.(1))
My <sub>Ed</sub> /MN <sub>y,Rd</sub> = 0.20 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz <sub>Ed</sub> /MN <sub>z,Rd</sub> = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My <sub>Ed</sub> /MN <sub>y,Rd</sub> ) <sup>2.00</sup> + (Mz <sub>Ed</sub> /MN <sub>z,Rd</sub> ) <sup>3.08</sup> = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy <sub>Ed</sub> /Vy <sub>T,Rd</sub> = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz <sub>Ed</sub> /Vz <sub>T,Rd</sub> = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau <sub>ty,Ed</sub> /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau <sub>tz,Ed</sub> /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

Lambda <sub>y</sub> = 11.63 < Lambda <sub>max</sub> = 210.00	Lambda <sub>z</sub> = 33.89 < Lambda <sub>max</sub> = 210.00	STABLE
N <sub>Ed</sub> /Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.71 < 1.00 (6.3.1)		
N <sub>Ed</sub> /(Xy*N <sub>Rk</sub> /gM1) + kyy*My <sub>Ed,max</sub> /(XLT*My <sub>Rk</sub> /gM1) + kyz*Mz <sub>Ed,max</sub> /(Mz <sub>Rk</sub> /gM1) = 0.73 < 1.00 (6.3.3.(4))		
N <sub>Ed</sub> /(Xz*N <sub>Rk</sub> /gM1) + kzy*My <sub>Ed,max</sub> /(XLT*My <sub>Rk</sub> /gM1) + kzz*Mz <sub>Ed,max</sub> /(Mz <sub>Rk</sub> /gM1) = 0.72 < 1.00 (6.3.3.(4))		



**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 3.3 cm Vérifié

**Cas de charge décisif:** 20 els2 (2+3+12+13)\*1.00

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 3.3 cm Vérifié

**Cas de charge décisif:** 19 els1 (2+3+12)\*1.00

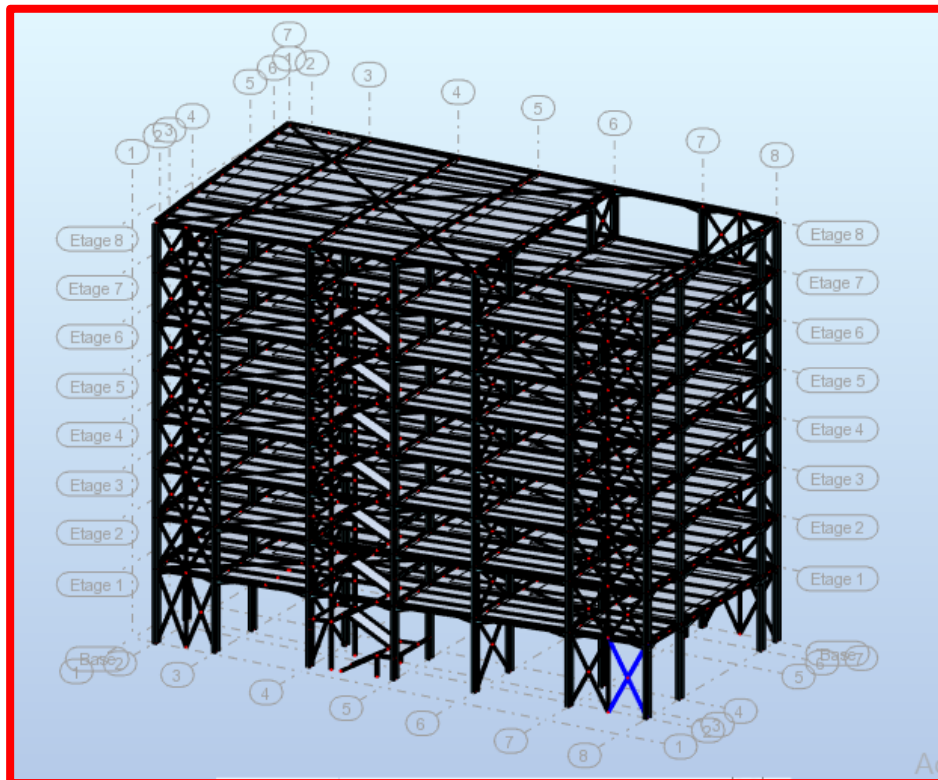
**Profil correct !!!**

## 5.5 Vérification des systèmes de contreventements

➤ **Palées triangulées en X → CAE100 × 10**

Nom	Valeur	Unité
Section...	4 CAE 100x10	
Principal...		
Ax	76,60	[cm <sup>2</sup> ]
Iy	1315,87	[cm <sup>4</sup> ]
Iz	1975,59	[cm <sup>4</sup> ]
Dimensi...		
b	22,5	[cm]
h	20,0	[cm]
Vy	11,3	[cm]
Vpy	11,3	[cm]
Vz	10,0	[cm]
Vpz	10,0	[cm]

Figure 63: propriétés de la section (4CAE100\*10).



### ⇒ Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort  $N_{tsd} = 821,95 \text{ kN}$ , obtenue sous la combinaison  $G + Q + Ex$  (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

$A = 76.6 \text{ cm}^2$  (section brute)

$$N_{trd} = \frac{76.6 \times 23.5}{1.1} = 1636 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{tsd} \leq N_{trd} \text{ (condition vérifiée)}$$

$\Rightarrow$  **Vérification sous l'effort de compression**

Les diagonales sont sollicitées à la compression  $N_{c,sd} = 821.95 \text{ KN}$ , donné par la combinaison :  $G + Q + Ex$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot \beta_A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 4CAE 100 × 10 est (1)  $\rightarrow \beta_A = 1$

➤ **Longueurs de flambement**

$$L_{ky} = L_0 = 2.8 \text{ m.}$$

$$L_{kz} = L_0 = 2.8 \text{ m.}$$

➤ **Les rayons de giration :**

$$i_y = 4.14 \text{ m}$$

$$i_z = 5.08 \text{ m}$$

➤ **Les élancements**

**Selon (y-y)**

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{280}{4.14} = 67.56$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = 0.72$$

Courbe de flambement **b**  $\rightarrow \chi_y = 0.7719$

**Selon (z-z)**

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{280}{5.08} = 55.13$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = 0.59$$

Courbe de flambement **c**  $\rightarrow \chi_z = 0.7912$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.7719$$

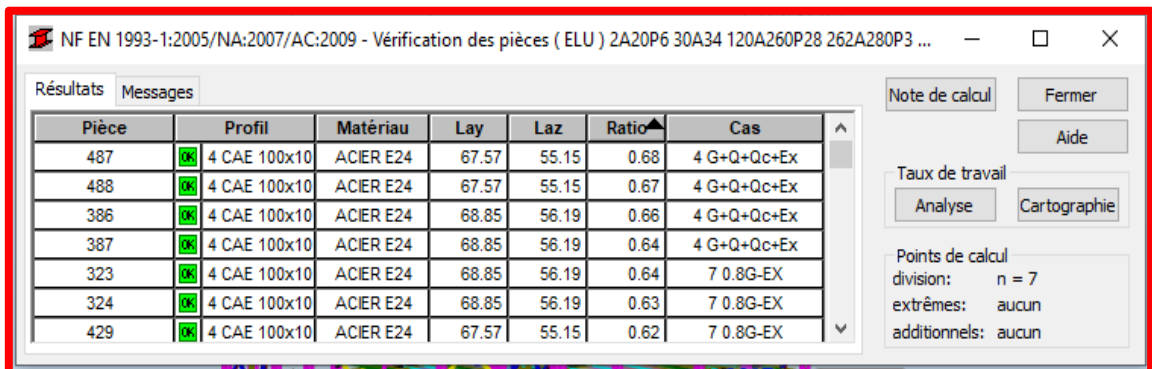
Alors :

$$N_{c,rd} = 0.7912 \times 76.6 \times 1 \frac{23.5}{1.1} = \mathbf{1263.18KN}$$

↪  $N_{c,sd} \leq N_{c,rd} \dots \dots \dots (Condition\ vérifiée)$

Donc pas de risque de flambement.

⇒ **Vérification avec le logiciel ROBOT :**



**Figure64:** vérification de la cornière en X 4CAE100\*10.

Vérification des pièces

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 4 G+Q+Qc+Ex



**PARAMETRES DE LA SECTION: 4 CAE 100x10**

h=20.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=22.5 cm	Ay=40.00 cm2	Az=40.00 cm2	Ax=76.60 cm2
tw=1.0 cm	Iy=1315.87 cm4	Iz=1975.59 cm4	Ix=25.33 cm4
tf=1.0 cm	Wely=131.59 cm3	Welz=175.61 cm3	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>i,Ed</sub> = 821.95 kN	My,Ed,max = 0.27 kN*m	Mz,Ed = -0.51 kN*m	Vy,Ed = -0.18 kN
Nc,Rd = 1636.45 kN	My,c,Rd = 28.11 kN*m	Mz,Ed,max = -0.51 kN*m	Vy,T,Rd = 493.37 kN
Nb,Rd = 1264.29 kN		Mz,c,Rd = 37.52 kN*m	Vz,Ed = 0.39 kN
			Vz,T,Rd = 493.37 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:	Lam <sub>y</sub> = 0.72	en z:	Lam <sub>z</sub> = 0.59
Ly = 2.80 m	Xy = 0.77	Lz = 2.80 m	Xz = 0.84
Lcr,y = 2.80 m	kyz = 1.07	Lcr,z = 2.80 m	kzz = 1.11
Lamy = 67.57		Lamz = 55.15	

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.5.(1))  
 N<sub>i,Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.52 < 1.00 (6.2.1(7))  
 sqrt(Sig<sub>x,Ed</sub><sup>2</sup> + 3\*Tau<sub>z,Ed</sub><sup>2</sup>)/(fy/gM0) = 0.52 < 1.00 (6.2.1.(5))  
 Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))  
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

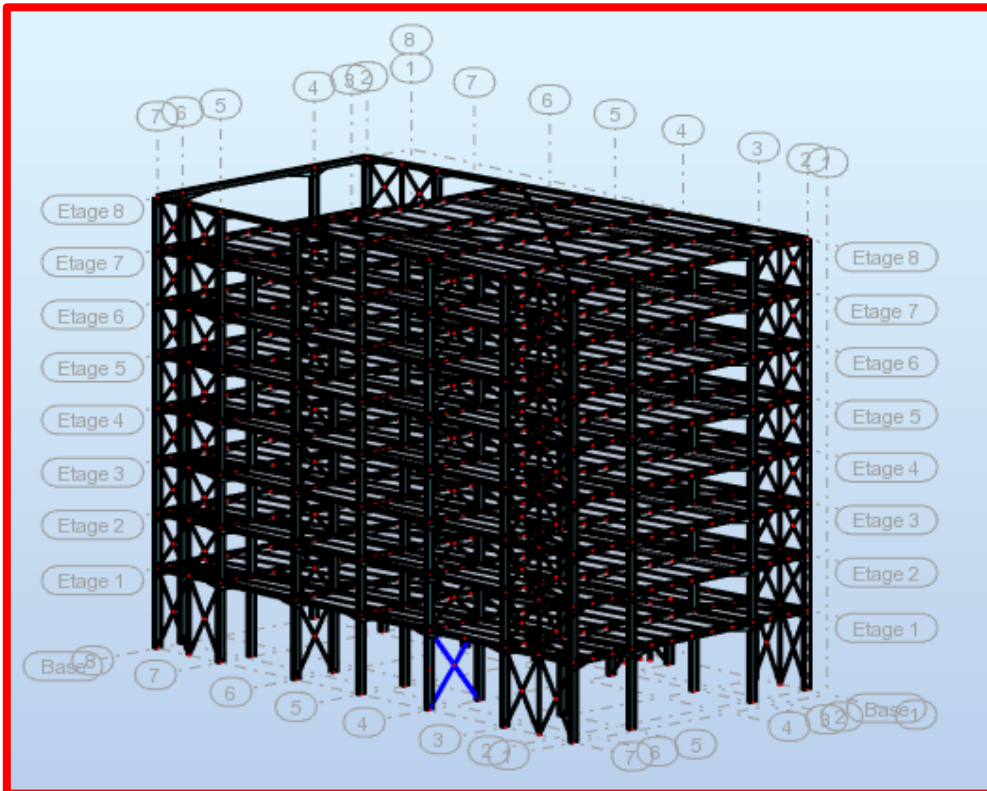
Lambda<sub>y</sub> = 67.57 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00      Lambda<sub>z</sub> = 55.15 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00      STABLE  
 N<sub>i,Ed</sub>/(Xy\*N<sub>c,Rk</sub>/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.68 < 1.00 (6.3.3.(4))  
 N<sub>i,Ed</sub>/(Xz\*N<sub>c,Rk</sub>/gM1) + kzy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kzz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.62 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

➤ Palées triangulées en X → CAE100 × 12

Nom	Valeur	Unité
Section...	4 CAE 100x12	
Principal...		
Ax	90,84	[cm <sup>2</sup> ]
Iy	1590,72	[cm <sup>4</sup> ]
Iz	2391,25	[cm <sup>4</sup> ]
Dimensi...		
b	22,5	[cm]
h	20,0	[cm]
Vy	11,3	[cm]
Vpy	11,3	[cm]
Vz	10,0	[cm]
Vpz	10,0	[cm]

Figure65: propriété de la section (4CAE100\*12).



⇒ **Vérification sous l'effort de traction**

$N_{tsd} = 873.85 kN$ , donné par la combinaison :  $G + Q + EY$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot \beta_A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$A = 90.84 \text{ cm}^2$  (section brute)

$$N_{trd} = \frac{90.84 \times 23.5}{1.1} = 1940.67 kN$$

⇒  $N_{tsd} \leq N_{trd} \dots \dots \dots$  (condition vérifiée)

⇒ **Vérification sous l'effort de compression**

$N_{c,sd} = 873.85 kN$ , donné par la combinaison :  $G + Q + Ey$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot \beta_A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 4CAE 100 × 10 est (3) →  $\beta_A = 1$



➤ **Longueurs de flambement**

$$L_{ky} = L_{kz} = 3.13 \text{ m.}$$

➤ **Les rayons de giration :**

$$i_y = 4.18 \text{ m}$$

$$i_z = 5.13 \text{ m}$$

➤ **Les élancements**

**Selon (y-y)**

$$\lambda_y = \frac{313}{4.18} = 74.80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = 0.8$$

Courbe de flambement **b** →  $\chi_y = 0.7245$

**Selon (z-z)**

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{313}{5.13} = 61.01$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} = 0.65$$

Courbe de flambement **c** →  $\chi_z = 0.7551$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.7245$$

Alors :

$$N_{c,rd} = 1406.02 \text{ KN}$$

$$\curvearrowright N_{c,sd} \leq N_{c,rd} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

**Donc** pas de risque de flambement.

⇒ **Vérification avec le logiciel ROBOT :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
547	4 CAE 100x12	ACIER E24	74.79	61.00	0.66	5 G+Q+Qc+Ey
548	4 CAE 100x12	ACIER E24	74.79	61.00	0.65	5 G+Q+Qc+Ey
556	4 CAE 100x12	ACIER E24	79.40	64.76	0.61	5 G+Q+Qc+Ey
555	4 CAE 100x12	ACIER E24	79.40	64.76	0.61	5 G+Q+Qc+Ey
569	4 CAE 100x12	ACIER E24	79.40	64.76	0.56	9 0.8G-Ey
570	4 CAE 100x12	ACIER E24	79.40	64.76	0.56	9 0.8G-Ey
701	4 CAE 100x12	ACIER E24	77.83	63.48	0.54	5 G+Q+Qc+Ey

Figure66: vérification de la cornière X 4CAE100\*12.

### vérification des CV CAE100\*12

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.



**PARAMETRES DE LA SECTION: 4 CAE 100x12**

h=20.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=22.5 cm	Ay=48.00 cm <sup>2</sup>	Az=48.00 cm <sup>2</sup>	Ax=90.84 cm <sup>2</sup>
tw=1.2 cm	Iy=1590.72 cm <sup>4</sup>	Iz=2391.25 cm <sup>4</sup>	Ix=43.32 cm <sup>4</sup>
tf=1.2 cm	Wely=159.07 cm <sup>3</sup>	Welz=212.56 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 873.85 kN	Mz,Ed = 1.06 kN*m	Vy,Ed = 0.33 kN
Nc,Rd = 1940.67 kN	My,Ed,max = 0.53 kN*m	Vy,T,Rd = 592.05 kN
Nb,Rd = 1410.25 kN	My,c,Rd = 33.98 kN*m	Vz,Ed = 0.67 kN
	Mz,Ed,max = 1.06 kN*m	Vz,T,Rd = 592.05 kN
	Mz,c,Rd = 45.41 kN*m	Tt,Ed = -0.00 kN*m
		Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 3.13 m	Lam_y = 0.80
Lcr,y = 3.13 m	Xy = 0.73
Lamy = 74.79	kyz = 1.04



en z:

Lz = 3.13 m	Lam_z = 0.65
Lcr,z = 3.13 m	Xz = 0.81
Lamz = 61.00	kzz = 1.09

**flambement par torsion:**

Courbe,T=b	alfa,T=0.34
Lt=3.13 m	fi,T=0.69
Ncr,T=7981.14 kN	X,T=0.88
Lam_T=0.52	Nb,T,Rd=1701.05 kN

**flambement en flexion-torsion**

Courbe,TF=b	alfa,TF=0.34
Ncr,y=3365.88 kN	fi,TF=0.92
Ncr,TF=3365.88 kN	X,TF=0.73
Lam_TF=0.80	Nb,TF,Rd=1410.25 kN

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$   
 $N,Ed/Nc,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$   
 $\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3 * \text{Tau},z,Ed^2} / (fy/gM0) = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$

$Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\text{Lambda},y = 74.79 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 61.00 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$

$N,Ed/\text{Min}(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.1)$

$N,Ed/(Xy * N,Rk/gM1) + kyy * My,Ed,\text{max} / (XLT * My,Rk/gM1) + kyz * Mz,Ed,\text{max} / (Mz,Rk/gM1) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

$N,Ed/(Xz * N,Rk/gM1) + kzy * My,Ed,\text{max} / (XLT * My,Rk/gM1) + kzz * Mz,Ed,\text{max} / (Mz,Rk/gM1) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

Profil correct !!!

# CHAPITRE 6

## ETUDE DES ASSEMBLAGES

### 6.1 Introduction

En construction métallique, où les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- Transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux.
- Correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, etc.).
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.

De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure. L'interaction ossature-assemblage ne pouvant être négligée, la conception des assemblages doit donc être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

## 6.2 Assemblage des éléments de contreventement

### Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique

Les diagonales fixées à un gousset au moyen des boulons, les goussets sont soudés aux éléments porteurs. La section transversale de la diagonale est de type cornier **4CAE 100\*10**.

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction  $N_t=647.60 \text{ KN}$ .

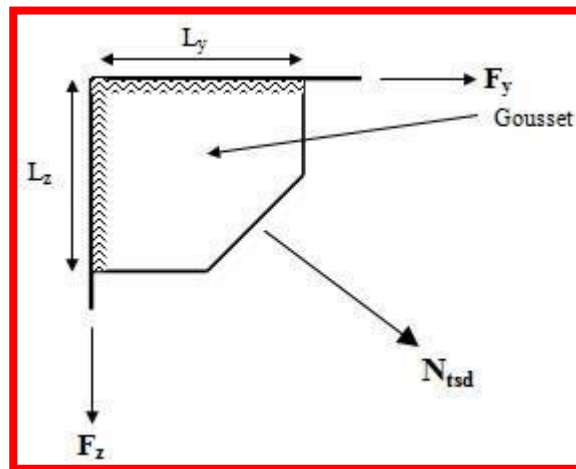


Figure67: assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

### 6.2.1 Assemblage gousset-nœud du portique

#### ➤ Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau 35: épaisseur de gousset en fonction de l'effort appliqué.

F(KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

$N_t=647.60 \text{ KN}$ , on prend : **e=10 mm**.

Pré dimensionnement de la gorge de soudure Elle est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_{\max}$$

$t_{\max}$  : Épaisseur maximale des pièces assemblées.

$$t_{\max} = t_{\text{HEB500}} = 28.5\text{mm} \rightarrow \text{donc } a = \mathbf{15\text{mm}}$$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times F_u} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{S235} \rightarrow \begin{cases} F_u = 360\text{MPa} \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ \beta_w = 0.8 \end{cases}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes ( $F_x$  et  $F_y$ ).

$$\tan \alpha = \frac{2.66}{5.60} = 0.475 \rightarrow \alpha = \mathbf{25.4^\circ}$$

Alors

$$F_y = N \cos \alpha = 585 \text{ KN}$$

$$F_x = N \sin \alpha = 277.78 \text{ KN}$$

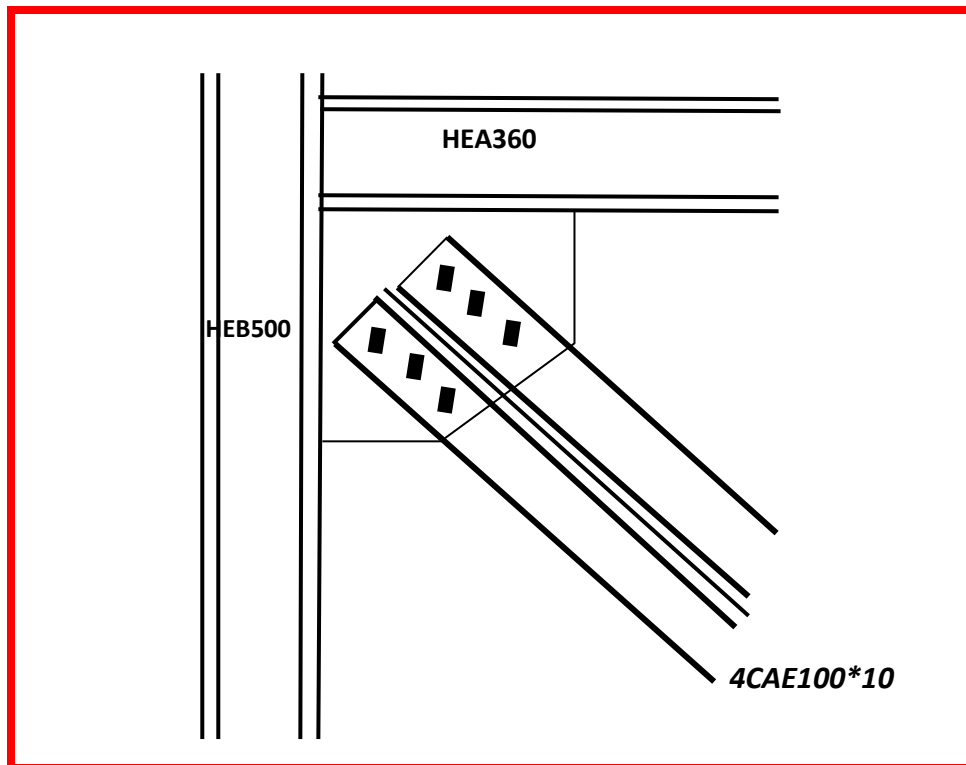
A partir de l'équation (1) on trouve :

$$L_y = 19 \text{ cm}$$

$$L_x = 9 \text{ cm}$$

### 6.2.2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose trois boulons dans chaque rangée.



**Figure68** : assemblage des dagonales sur gousset.

Distribution de l'effort normal sur les boulons :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p}$$

Avec

- p : nombre de plan de cisaillement
- n : nombre de boulons

$$F_{v,sd} = \frac{647.60}{6 \times 2} = 53.96 \text{ KN}$$

#### ❖ Dimensionnement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \gamma_{Mb}}{0.6 f_{ub}} = \frac{53.96 \times 1.25 \times 10^3}{0.6 \times 800} = \mathbf{140.5 \text{ mm}^2}$$

On choisit des boulons de type **M18**  $\rightarrow A_s = 192 \text{ mm}^2$

➤ **Disposition constructive**

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par **l'Eurocode 3** (Tableau 3.3), suivant la nature de l'effort appliqué et la disposition des trous (en parallèle ou en quinconce).

$$\begin{cases} 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_2 = 100\text{mm} \\ e_1 = 50\text{mm} \\ e_2 = 50\text{mm} \end{cases}$$

➤ **Condition de diamétrale**

Les pièces assemblées impriment une contrainte de cisaillement aux boulons. Le boulon jouant le rôle de butée produit, par réaction, une contrainte normale sur la surface des trous dans les pièces avec les quelles ils sont en contact.

La vérification réglementaire est la suivante:

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

$\Rightarrow$  **Gousset**

$$F_{v,sd} = 53.96 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

Et :

$\gamma_{Mb} = 1.5$   $\rightarrow$  Résistance des boulons sollicités à la traction.

$\gamma_{Mb} = 1.25$   $\rightarrow$  Résistance des boulons sollicités autre qu'à la traction.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \rightarrow \alpha = 0.92$$

Ce qui donne :  $F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.92 \times 360 \times 18 \times 12 \times 10^{-3}}{1.25} = 143.07 \text{ KN}$

$F_{b,Rd} = 143.07 \text{ KN} > F_{v,sd} = 53.96 \text{ KN}$  (Condition vérifiée)

$\Rightarrow$  **La cornière**

$$F_{v,sd} = 53.96 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.92 \times 360 \times 18 \times 10 \times 10^{-3}}{1.25} = 119.23 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 119.23 \text{ KN} > F_{v,sd} = 53.96 \text{ KN} (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Vérification de la section nette de la cornière**

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = 0.9 \times A_{net} \times f_{ub} / \gamma_{Mb}$$

Avec :

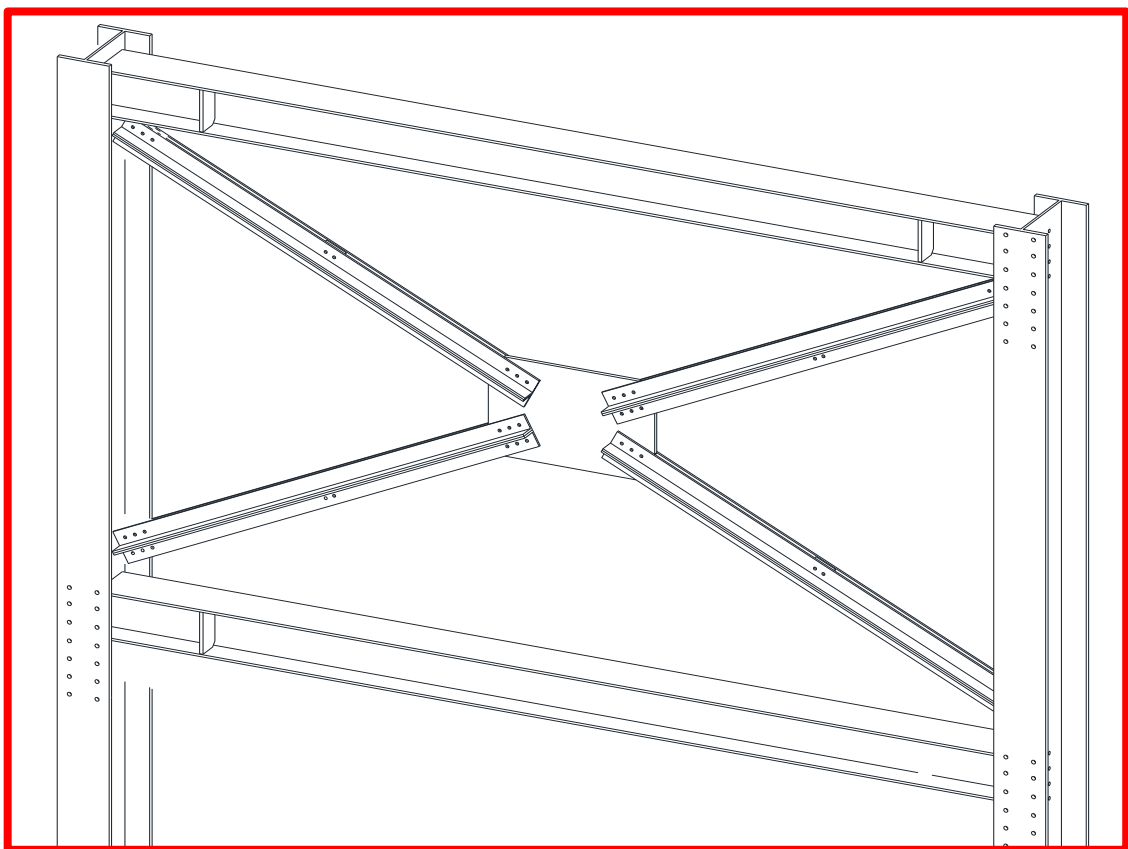
$$A_{net} = e \times \left( b - n_i \phi + \frac{\sum l_i^2}{4t_i} \right)$$

$$A_{net} = 10 \times (250 - 1 \times 16) = 2340 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times 2400 \times 800 \times 10^{-3}}{1.5} = 1152 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{647.60}{6} = 107.93 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 107.93 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 1152 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Figure69:** vue d'assemblage des éléments de contreventement.

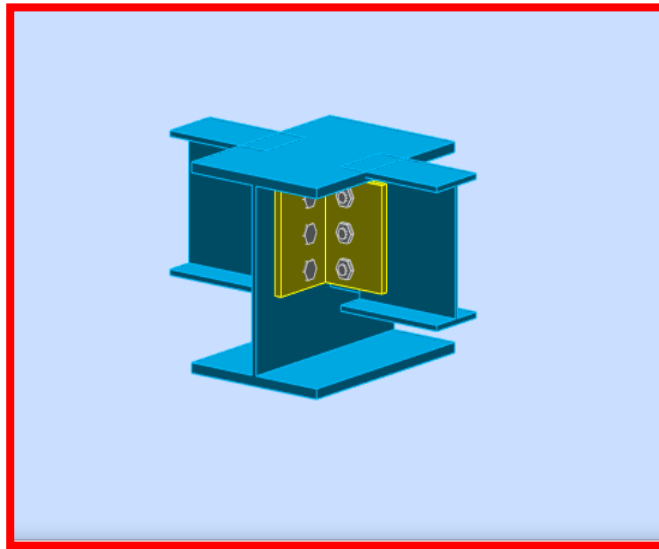


### 6.3 Assemblage solive-poutre principale

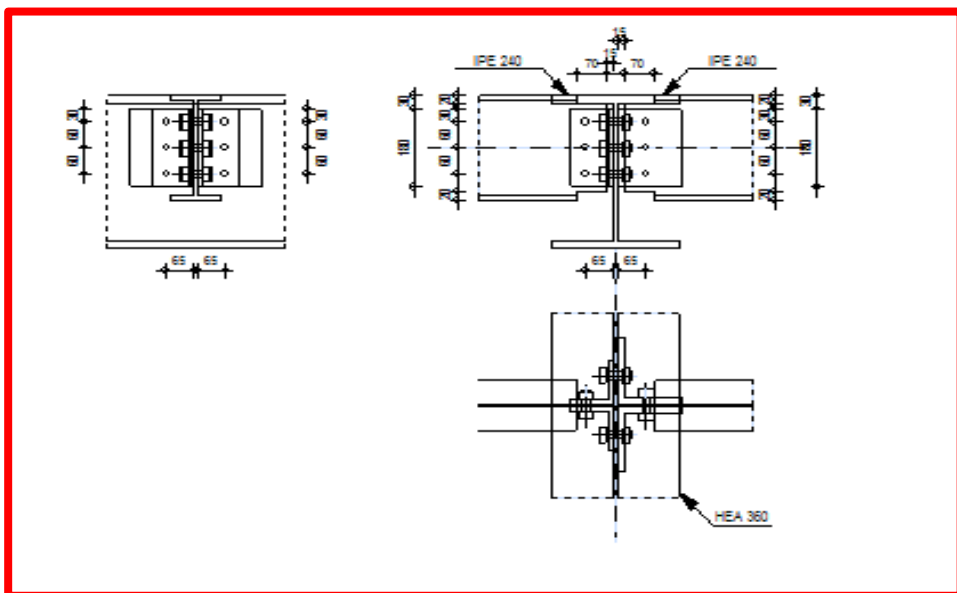
L'assemblage est réalisé à l'aide des cornières qui relie l'extrémité de la solive en « **IPE 240** » avec l'âme de la poutre principale en « **HEA360** », avec une file verticale de trois boulons de type **ordinaire** de Classe **8.8**, caractérisés par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{yb} = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant  $V$  repris par l'assemblage est :  $V_{sd} = 112.45 \text{ kN}$ .



**Figure70:** assemblage solive-poutre principale.



**Figure71:** schéma assemblage solive-poutre principale.

### ➤ Dimensionnement des boulons

#### a) Coté solive

$$F_{s,rd} = (K_s \times \mu \times \frac{n}{\gamma_{ms}}) F_{p,cd} \text{ (CCM97 art 6.5.6.1)}$$

$$F_{p,cd} = 0.7 \times A_s f_{ub}$$

Avec :

$F_{s,rd}$  : Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontrainte.

$F_{p,cd}$  : Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage).

$n$  : Nombre d'interface de frottement.

$\mu$  : coefficient de frottement.

$K_s$  : Facteur de forme.

⇒ Il faut satisfaite la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} < F_{s,rd}$$

Avec :

$n_b$  : Nombre des boulons.

$$A_s \geq \frac{V \times \gamma_{Ms}}{K_s \times n_b \times n \times \mu \times f_{ub}} = \frac{112.45 \times 1.25 \times 10}{1 \times 3 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 800} = 139.45 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M18 ⇒  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

#### b) Coté poutre principale

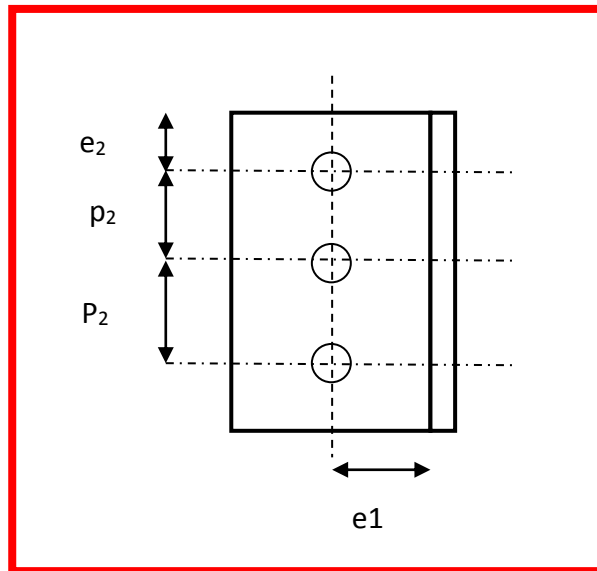
On adopte des boulons de type M18 ⇒  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

#### ❖ Choix de la cornière

On a choisit une cornière L100\*100\*10

⇒ **Disposition géométrique**

$$\begin{cases} 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_2 = 60\text{mm} \\ e_1 = 65\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \end{cases}$$



**Figure72:** disposition des boulons.

### ⇒ Vérification des boulons au cisaillement

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe **8.8** alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{s,rd} = (K_s \times \mu \times \frac{n}{\gamma_{ms}}) F_{p,cd}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} < F_{s,rd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{67.45}{3} = \mathbf{22.50\text{ KN}}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 2 \times 0.7 \times 1.57 \times 800 \times 10^{-1}}{1.25} = \mathbf{42.20\text{ KN}}$$

$$\frac{V}{n_b} = \mathbf{22.5\text{ KN}} < F_{s,rd} = \mathbf{42.20\text{ KN}} \rightarrow \text{vérifiée}$$

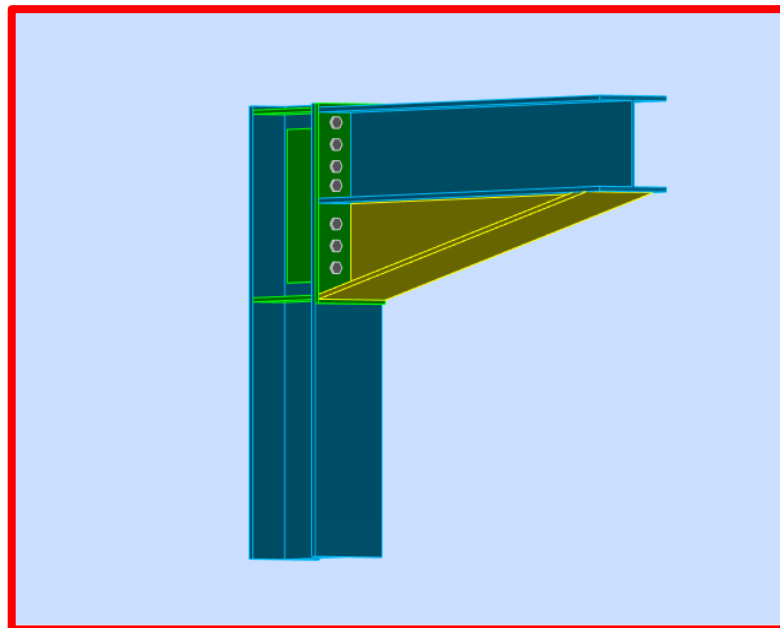
## 6.4 Assemblage poteau-poutre principale

Le principe de cet assemblage est de souder une platine en bout de la poutre principale « **HEA360** », qui est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre pour permettre son assemblage avec le poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant, Dont la combinaison la plus défavorable est : **G+Q+Ey**

$M_{b,Ed} = 492,15 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$       Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b,Ed} = 270,12 \text{ [kN]}$       Effort tranchant dans la poutre droite



**Figure73:** assemblage poteau-poutre principale.

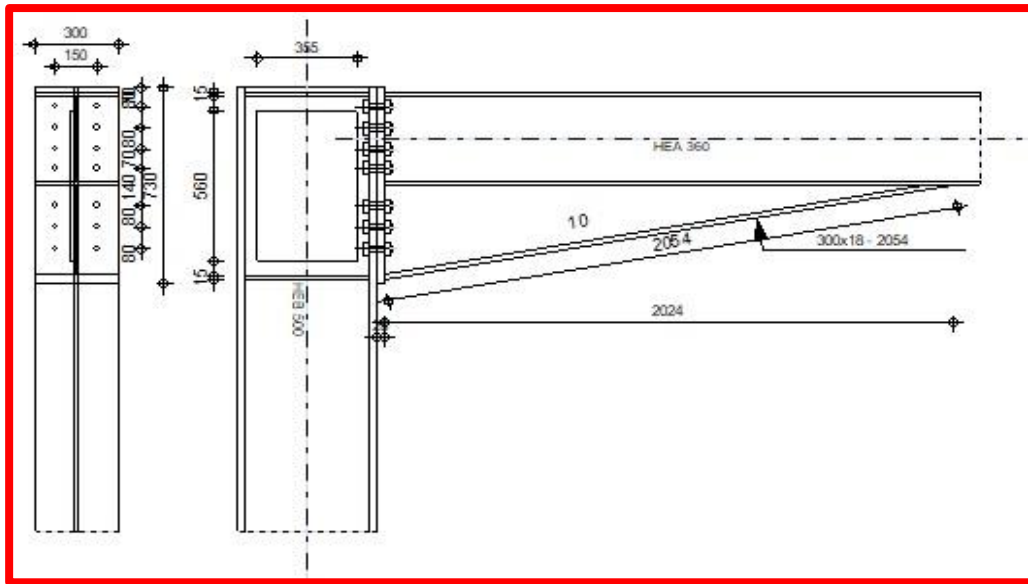


Figure 74 : schéma assemblage poteau-poutre principale.

**POTEAU**

Profilé:	HEB 500		
Barre N°:	47		
$\alpha = -90,0$		[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c = 500$		[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 300$		[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 14$		[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 28$		[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 27$		[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 238,64$		[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} = 107176,00$		[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yc} = 235,00$	[MPa]		Résistance

**POUTRE**

Profilé:	HEA 360		
Barre N°:	90		
$\alpha = -0,0$		[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b = 350$		[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f = 300$		[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} = 10$		[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} = 18$		[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b = 27$		[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b = 27$		[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b = 142,76$		[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} = 33089,80$		[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yb} = 235,00$	[MPa]		Résistance

**BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	254,16	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangés des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	150	[mm]	
Entraxe $p_i =$	80;80;70;140;80;80	[mm]	

### PLATINE

$h_p =$	730	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	25	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### JARRET INFERIEUR

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	18	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	350	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	2024	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	9,8	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### RAIDISSEUR POTEAU

#### Supérieur

$h_{su} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	15	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	143	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	15	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### PLATINE - RENFORT AME DU POTEAU

Typ:	d'un côté		
$h_a =$	560	[mm]	Longueur de la platine

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	18	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	10	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	10	[mm]	Soudure horizontale
$a_{p1} =$	10	[mm]	Soudure horizontale
$a_{p2} =$	10	[mm]	Soudure verticale

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M3} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel

**RESULTATS****RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$N_{cb,Rd} = 3354,81$	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression

**CISAILLEMENT**

$V_{cb,Rd} = 1139,12$	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,24 < 1,00$	vérifié

$M_{b,pl,Rd} = 490,83$	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)
$M_{cb,Rd} = 1014,20$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion

**RESISTANCES DU POTEAU**

$V_{wp,Ed} = 808,47$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement
$V_{wp,Rd} = 1777,62$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement
$F_{c,wc,Rd1} = 2645,69$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,45 < 1,00$	vérifié

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{tfc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	636	508,32	508,32	935,70	508,32	866,53	508,32	990,73
2	556	292,98	508,32	901,87	465,10	771,96	508,32	990,73
3	476	71,27	508,32	901,87	465,10	771,96	508,32	990,73
4	406	246,75	508,32	901,87	465,10	771,96	508,32	990,73
5	266	212,66	508,32	901,87	465,10	771,96	508,32	990,73
6	186	148,73	508,32	901,87	465,10	771,96	508,32	990,73
7	106	5,58	508,32	925,64	465,10	771,96	508,32	990,73

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$** 

$M_{j,Rd} = 705,29$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,70 < 1,00$	vérifié

**VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N**

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$	$0,94 < 1,00$	vérifié
---	---------------	---------

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	508,32	-107,44	508,32	354,70	247,27	273,36

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
2	508,32	-107,44	292,98	204,44	97,00	361,81
3	508,32	-107,44	71,27	49,73	-57,71	418,91
4	508,32	-107,44	246,75	172,18	64,74	380,80
5	508,32	-107,44	212,66	148,39	40,95	394,81
6	508,32	-107,44	148,73	103,78	-3,66	418,91
7	508,32	-107,44	5,58	3,90	-103,54	418,91

V<sub>j,Rd</sub> = 2667,51 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement  
 V<sub>b1,Ed</sub> / V<sub>j,Rd</sub> ≤ 1,0 0,10 < 1,00 **vérifié**

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	242,57 < 365,00	<b>vérifié</b>
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	245,75 < 365,00	<b>vérifié</b>
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	121,28 < 262,80	<b>vérifié</b>

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	39,26	1904,76
1	636	5	45	18	2	15,19	966,32
2	556	2	16	6	1	5,94	330,24
3	476	2	15	5	1	4,81	229,20
4	406	2	21	7	1	5,42	220,29
5	266	3	22	8	1	3,69	98,17
6	186	2	16	6	1	1,99	36,99
7	106	4	38	14	2	2,22	23,55

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

S<sub>j,rig</sub> = 54926,16 [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide  
 S<sub>j,pin</sub> = 3432,88 [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé  
 S<sub>j,ini</sub> ≥ S<sub>j,rig</sub> **RIGIDE**

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,94

**6.5 Assemblage poteau-poutre secondaire**

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une poutre secondaire « **HEA300** » pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau « **HEB500** ». Chacun de ces deux éléments, destinés à être solidarise l'un à l'autre, est préalablement et symétriquement percés de part et d'autre pour faciliter leur jonction.



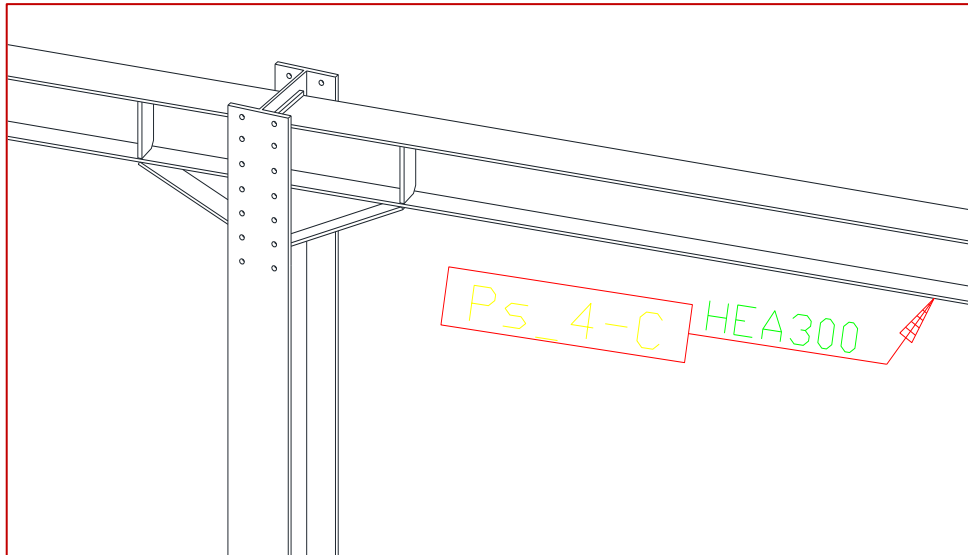


Figure75: assemblage poteau-poutre secondaire.

Pour assurer une meilleure résistance aux flexions, qui en sont les sollicitations prédominantes, un jarret est installé sous la poutre ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

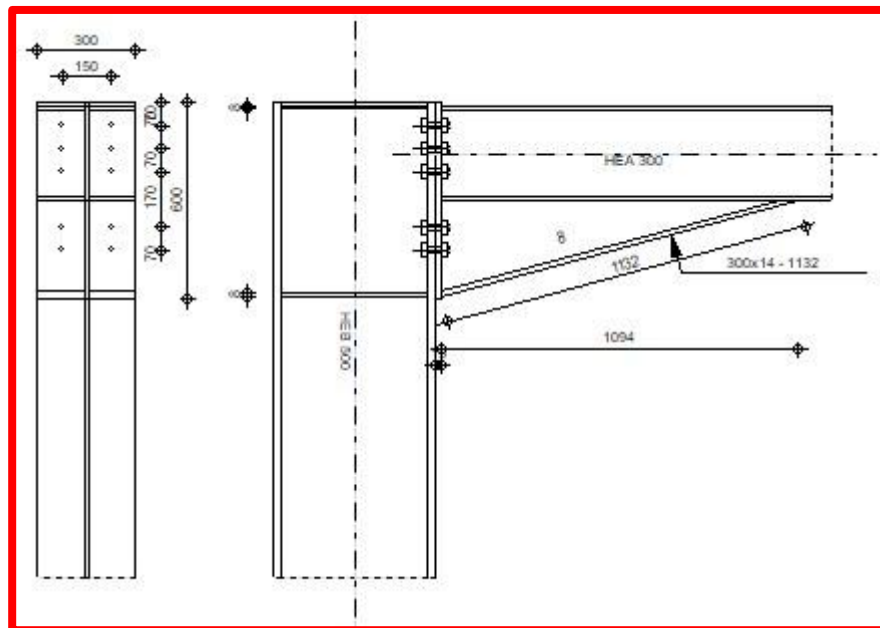


Figure76: schéma assemblage poteau-poutre secondaire.

**POTEAU**

Profilé: HEB 500  
 Barre N°: 165  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau: ACIER E24

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **POUTRE**

Profilé: HEA 300  
 Barre N°: 2581  
 $\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 $d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 176,40$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangés des boulons  
 $h_1 = 70$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 150$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 70; 70; 170; 70$  [mm]

### **PLATINE**

$h_p = 600$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 300$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 15$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **JARRET INFERIEUR**

$w_d = 300$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 290$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 1094$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = 14,8$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **RAIDISSEUR POTEAU**

#### **Supérieur**

$h_{su} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 143$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### **Inférieur**

$h_{sd} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 143$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel

### EFFORTS

$M_{b1,Ed} =$	-43,97	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-13,09	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	159,22	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

### RESULTATS

#### RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd} =$	2644,45	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction
$V_{cb,Rd} =$	840,25	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		$0,02 < 1,00$	<b>vérifié</b>
$M_{b,pl,Rd} =$	325,07	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)
$M_{cb,Rd} =$	719,80	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$F_{c,fb,Rd} =$	1272,28	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

#### RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} =$	-231,89	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement
$V_{wp,Rd} =$	1149,05	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,20 < 1,00$	<b>vérifié</b>
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	1209,38	[kN]	Résistance de l'âme du poteau

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

#### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	433	258,84	352,80	852,46	258,84	718,44	352,80	495,37
2	363	22,12	352,80	844,14	256,92	698,32	352,80	495,37
3	193	99,20	352,80	844,14	256,92	698,32	352,80	495,37
4	123	57,87	352,80	844,14	256,92	698,32	352,80	495,37
5	53	254,61	352,80	871,68	275,61	802,76	352,80	495,37

#### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION $N_{j,Rd}$

$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$			
$N_{j,Rd} =$	692,64	[kN]	Résistance de l'assemblage à la traction
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		$0,23 < 1,00$	<b>vérifié</b>

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**

**TABEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	433	258,84	352,80	852,46	258,84	718,44	352,80	495,37
2	363	22,12	352,80	844,14	256,92	698,32	352,80	495,37
3	193	99,20	352,80	844,14	256,92	698,32	352,80	495,37
4	123	57,87	352,80	844,14	256,92	698,32	352,80	495,37
5	53	233,93	352,80	871,68	275,61	802,76	352,80	495,37

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 158,77$  [kN\*m]

Résistance de l'assemblage à la flexion

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$        $0,28 < 1,00$

vérifié

**VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N**

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$        $0,51 < 1,00$

vérifié

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd} = 1271,18$

[kN]

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$        $0,01 < 1,00$

vérifié

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$

$36,69 < 365,00$

vérifié

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$

$35,11 < 365,00$

vérifié

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$

$18,34 < 262,80$

vérifié

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,51**

**6.6 Assemblage poteau-poteau**

Ce sont des assemblages rigide qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre.

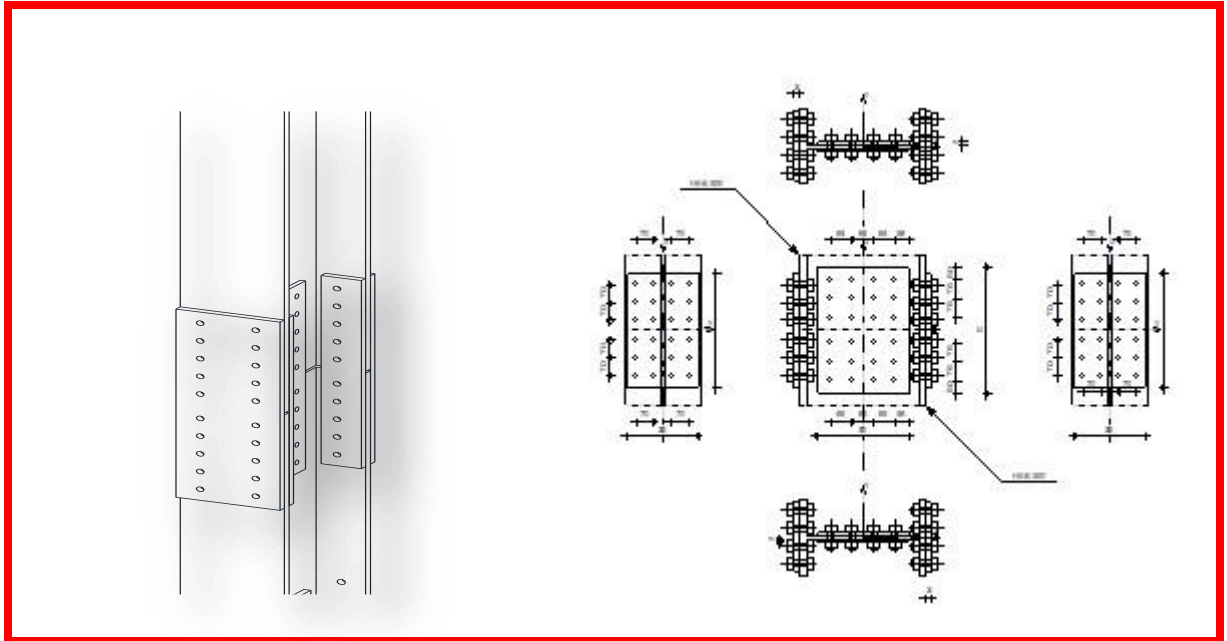


Figure77: schéma assemblage poteau-poteau.

## Géométrie

### POTEAU

Profilé: HEB 500

$h_{c1} = 500$  [mm]

Hauteur de la section de la poutre

$b_{fc1} = 300$  [mm]

Largeur de la section de la poutre

$t_{wc1} = 15$  [mm]

Épaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fc1} = 28$  [mm]

Épaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{c1} = 27$  [mm]

Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{c1} = 238,64$  [cm<sup>2</sup>]

Aire de la section de la poutre

$I_{yc1} = 107176,00$  [cm<sup>4</sup>]

Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yc1} = 235,00$  [MPa]

Résistance

$f_{uc1} = 365,00$  [MPa]

### ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 500$  [mm]

Longueur de la platine

$h_{pw} = 370$  [mm]

Hauteur de la platine

$t_{pw} = 15$  [mm]

Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24

$f_{ypw} = 235,00$  [MPa]

Résistance de calcul

$f_{upw} = 365,00$  [MPa]

Résistance à la traction

### PLATINE

$l_{pe} = 450$  [mm]

Longueur de la platine

$h_{pe} = 280$  [mm]

Hauteur de la platine

$t_{pe} = 24$  [mm]

Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24

$f_{ype} = 235,00$	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{upe} = 365,00$	[MPa]	Résistance à la traction

**PAROI****BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9

$d = 24$	[mm]	Classe du boulon
$d_0 = 26$	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s = 3,53$	[cm <sup>2</sup> ]	Diamètre du trou de boulon
$A_v = 4,52$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$f_{yb} = 900,00$	[MPa]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$n_h = 3$		Résistance du boulon à la traction
$n_v = 4$		Nombre de colonnes des boulons
$e_1 = 57$	[mm]	Nombre de rangés des boulons
$p_2 = 75$	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 85$	[mm]	Ecartement
		Entraxe

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE ET GAUCHE DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9

$d = 24$	[mm]	Classe du boulon
$d_0 = 26$	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s = 3,53$	[cm <sup>2</sup> ]	Diamètre du trou de boulon
$A_v = 4,52$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$f_{yb} = 900,00$	[MPa]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$n_h = 2$		Résistance du boulon à la traction
$n_v = 3$		Nombre de colonnes des boulons
$e_1 = 40$	[mm]	Nombre de rangés des boulons
$p_2 = 70$	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 70$	[mm]	Ecartement
		Entraxe

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$		Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} = 1,25$		Coefficient de sécurité partiel

**EFFORTS**

$N_{Ed1} = 1866,00$	[kN]	Effort axial
$V_{z,Ed1} = 102,44$	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed1} = 249,98$	[kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS**

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS****cisaillement des boulons**

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$	$ 106,05  < 162,85$	vérifié
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 29,54  < 199,54$	vérifié
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$110,08 < 434,29$	vérifié

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS****cisaillement des boulons**

$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ 84,86  < 200,79$	vérifié
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 3,96  < 156,17$	vérifié
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$84,95 < 217,15$	vérifié

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS****CISAILLEMENT DES BOULONS**

$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ 11,58  < 200,79$	vérifié
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 3,96  < 156,17$	vérifié
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$12,24 < 217,15$	vérifié

**VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]****POTEAU**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		41,54	19,57	102,44 (*1)	849,43 (*)	0,12	vérifié
2		19,57	136,06	844,03 (*2)	4238,49 (**)	0,20	vérifié
3		19,57	136,06	844,03 (*2)	4238,49 (**)	0,20	vérifié
4		39,15	25,66	844,03 (*2)	1280,59 (**)	0,66	vérifié
5		32,20	21,28	950,64 (*3)	2116,51 (***)	0,45	vérifié
6		128,80	24,64	950,64 (*3)	2467,01 (***)	0,39	vérifié
7		32,20	21,28	71,33 (*4)	2116,51 (***)	0,03	vérifié
8		128,80	24,64	71,33 (*4)	2467,01 (***)	0,03	vérifié

**ÉCLISSE D'AME**

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
----	--------	-----------------------------	-----------------------------	------------	-------------------	--------------------	------

**ÉCLISSE D'AME**

Nr	Modèle	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub>  /V <sub>eff,Rd</sub>	Etat
1		33,22	20,25	51,22 (*1)	746,44 (*)	0,07	vérifié
2		20,25	33,22	422,02 (*2)	1244,92 (**)	0,34	vérifié
3		20,25	33,22	422,02 (*2)	1244,92 (**)	0,34	vérifié
4		40,50	26,55	422,02 (*2)	1324,75 (**)	0,32	vérifié

**PLATINE EXTERNE DROITE**

Nr	Modèle	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub>  /V <sub>eff,Rd</sub>	Etat
1		28,56	28,80	-2,44 (*1)	807,97 (*)	0,00	vérifié
2		28,80	36,96	930,50 (*2)	1469,98 (**)	0,63	vérifié
3		57,60	31,68	930,50 (*2)	1706,56 (**)	0,55	vérifié

**PLATINE EXTERNE GAUCHE**

Nr	Modèle	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub>  /V <sub>eff,Rd</sub>	Etat
1		28,56	28,80	-2,44 (*1)	807,97 (*)	0,00	vérifié
2		28,80	36,96	91,46 (*2)	1469,98 (**)	0,06	vérifié
3		57,60	31,68	91,46 (*2)	1706,56 (**)	0,05	vérifié
4		57,60	31,68	91,46 (*2)	1706,56 (**)	0,05	vérifié

**VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]**

**POTEAU**

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,44 < 0,80$	
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 249,98  < 1007,45$	vérifié

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 1866,00  < 4344,61$	vérifié
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 1866,00  < 5608,04$	vérifié

V<sub>pl,Rd</sub> = 983,66 [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ 102,44  < 983,66$	vérifié
------------------------	---------------------	---------

**ÉCLISSE D'AME**

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,65 < 0,80$	
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 21,48  < 62,42$	vérifié

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 422,02  < 1048,57$	vérifié
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 422,02  < 1304,25$	vérifié



$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ 51,22  < 753,01$	vérifié
------------------------	--------------------	---------

**PLATINE EXTERNE DROITE**

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,57 < 0,80$	
--	---------------	--

$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 6,32  < 47,80$	vérifié
--------------------------	------------------	---------

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 930,50  < 1110,07$	vérifié
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 930,50  < 1579,20$	vérifié

$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -2,44  < 573,10$	vérifié
------------------------	--------------------	---------

**PLATINE EXTERNE GAUCHE**

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,60 < 0,80$	
--	---------------	--

$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 6,32  < 64,11$	vérifié
--------------------------	------------------	---------

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 91,46  < 1274,05$	vérifié
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 91,46  < 1579,20$	vérifié

$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -2,44  < 573,10$	vérifié
------------------------	--------------------	---------

**PAROI SUPERIEURE****BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS****cisaillement des boulons**

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$	$ 119,48  < 162,85$	vérifié
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 56,25  < 199,54$	vérifié
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$132,06 < 434,29$	vérifié

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS****CISAILLEMENT DES BOULONS**

$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ -17,31  < 200,79$	vérifié
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 6,58  < 156,17$	vérifié
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$18,52 < 217,15$	vérifié

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS****cisaillement des boulons**

$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ 102,59  < 200,79$	vérifié
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 6,58  < 156,17$	vérifié
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$102,80 < 217,15$	vérifié

**VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]**

**POTEAU**

Nr	Modèle	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub>  /V <sub>eff,Rd</sub>	Etat
1		41,54	19,57	-222,36 (*1)	849,43 (*)	0,26	vérifié
2		19,57	136,06	664,38 (*2)	4238,49 (**)	0,16	vérifié
3		19,57	136,06	664,38 (*2)	4238,49 (**)	0,16	vérifié
4		39,15	25,66	664,38 (*2)	1280,59 (**)	0,52	vérifié
5		32,20	21,28	1121,59 (*3)	2116,51 (***)	0,53	vérifié
6		128,80	24,64	1121,59 (*3)	2467,01 (***)	0,45	vérifié

**ÉCLISSE D'AME**

Nr	Modèle	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub>  /V <sub>eff,Rd</sub>	Etat
1		33,22	20,25	-111,18 (*1)	746,44 (*)	0,15	vérifié
2		20,25	33,22	332,19 (*2)	1244,92 (**)	0,27	vérifié
3		20,25	33,22	332,19 (*2)	1244,92 (**)	0,27	vérifié
4		40,50	26,55	332,19 (*2)	1324,75 (**)	0,25	vérifié

**PLATINE EXTERNE DROITE**

Nr	Modèle	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub>  /V <sub>eff,Rd</sub>	Etat
1		28,56	28,80	-6,00 (*1)	807,97 (*)	0,01	vérifié

**PLATINE EXTERNE GAUCHE**

Nr	Modèle	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub>  /V <sub>eff,Rd</sub>	Etat
1		28,56	28,80	-6,00 (*1)	807,97 (*)	0,01	vérifié
2		28,80	36,96	1088,64 (*2)	1469,98 (**)	0,74	vérifié
3		57,60	31,68	1088,64 (*2)	1706,56 (**)	0,64	vérifié
4		57,60	31,68	1088,64 (*2)	1706,56 (**)	0,64	vérifié

**VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]**

**POTEAU**

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,60 < 0,80$	
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ -409,02  < 1007,45$	vérifié

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 1468,81  < 4344,61$	vérifié
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 1468,81  < 5608,04$	vérifié
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -222,36  < 983,66$	vérifié

### ÉCLISSE D'AME

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,65 < 0,80$	vérifié
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ -38,57  < 74,35$	

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 332,19  < 1048,57$	vérifié
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 332,19  < 1304,25$	vérifié

$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -111,18  < 753,01$	vérifié
------------------------	----------------------	---------

### PLATINE EXTERNE DROITE

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,57 < 0,80$	vérifié
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 10,45  < 47,80$	

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -284,20  < 1110,07$	vérifié
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -284,20  < 1579,20$	vérifié

$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -6,00  < 573,10$	vérifié
------------------------	--------------------	---------

### PLATINE EXTERNE GAUCHE

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,57 < 0,80$	vérifié
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 10,45  < 47,80$	

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 1088,64  < 1110,07$	vérifié
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 1088,64  < 1579,20$	vérifié

$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -6,00  < 573,10$	vérifié
------------------------	--------------------	---------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,74

## 6.7 Calcul des pieds de poteau

### Introduction

La base des poteaux 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, dans notre cas les poteaux sont encastré à leur base. Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la

résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

### 6.7.1 Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée avec l'effort de compression maximal ( $N=3125.76\text{kN}$ ) et le moment ( $M=93.96\text{kN.m}$ ) par la relation suivante :

$$\delta < \bar{\delta}_b \rightarrow \frac{N_t}{b \times a} + \frac{6 \times M}{b \times h^2} \leq \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

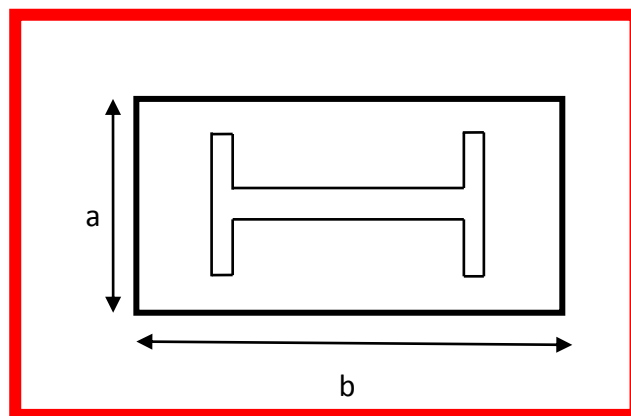


Figure78: dimension de la platine.

$$\rightarrow b \times \bar{\delta}_b \times h^2 - 6 \times M \geq 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Soit } a = 0,6 \text{ m} \\ b > 0,5\text{m} \Rightarrow \text{Soit } b=0,7\text{m} \end{array} \right.$$

### 6.7.2 Tiges d'ancrages

On les place pour prévenir tout décollement de la platine (force de soulèvement, moment d'encastrement); leur serrage peut d'ailleurs parfois engendrer des efforts dimensionnant pour la platine. Suivants les efforts on peut concevoir des tiges droites, courbes, avec plaques d'ancrages. Le type le plus courant étant les tiges avec courbures :

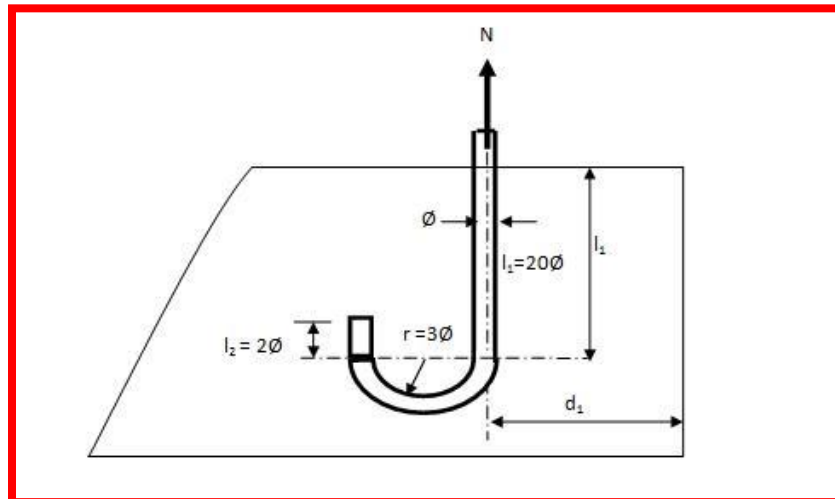


Figure 79: dimension de la tige d'ancrage.

- La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable,

Soit :  $\varnothing = 30\text{mm}$  (classe HR10.9/M30)

$$\left\{ \begin{array}{l} l_1 = 60\text{cm} \\ l_2 = 6\text{cm} \\ r = 9\text{cm} \end{array} \right.$$

### 6.7.3 Raidisseur

Nous avons mis des raidisseurs avec tôle trapézoïdal qui vont nous servir à diminuer les moments de flexion :

Longueur :  $\rightarrow b = 65\text{cm}$

Largeur :  $\rightarrow a = 60\text{cm}$

Hauteur :  $\rightarrow h_s = 45\text{cm}$

Épaisseur :  $\rightarrow t_s = 2\text{cm}$

### 6.7.4 Bêche d'ancrage

Assure la reprise de l'effort tranchant en cas de frottement insuffisants, et éventuellement les moments de torsion d'encastrement. Elle est constituée par une chute en I ou en H de faible hauteur soudée sur la platine.

$\rightarrow$  Soit : **IPE100, h=10cm**

### ❖ La soudure poteau/platine

Celle-ci doit équilibrer l'effort de compression d'une part, les efforts de traction dans les tiges d'ancrage d'autre part.

-la soudure sur la platine :  $a_p=11\text{mm}$

-la soudure sur la bêche :  $a_w= 5\text{mm}$

-la soudure sur les raidisseurs :  $a_s=8\text{mm}$

### ❖ Vue d'ensemble de l'assemblage

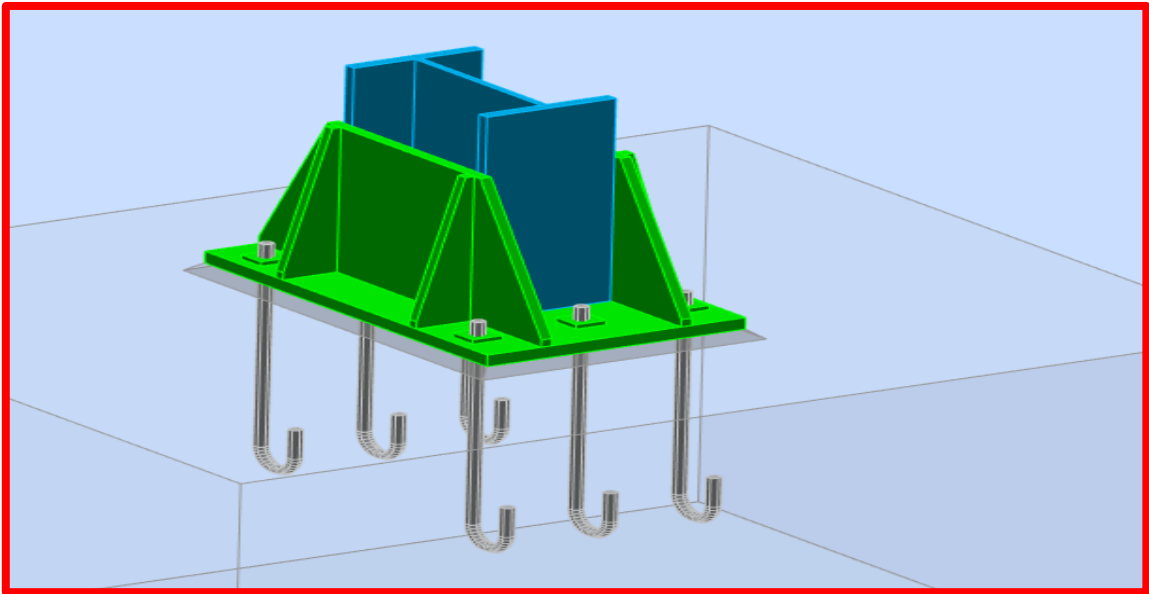


Figure 80 : vue d'ensemble de l'assemblage.

### 6.7.5 Vérification de l'assemblage

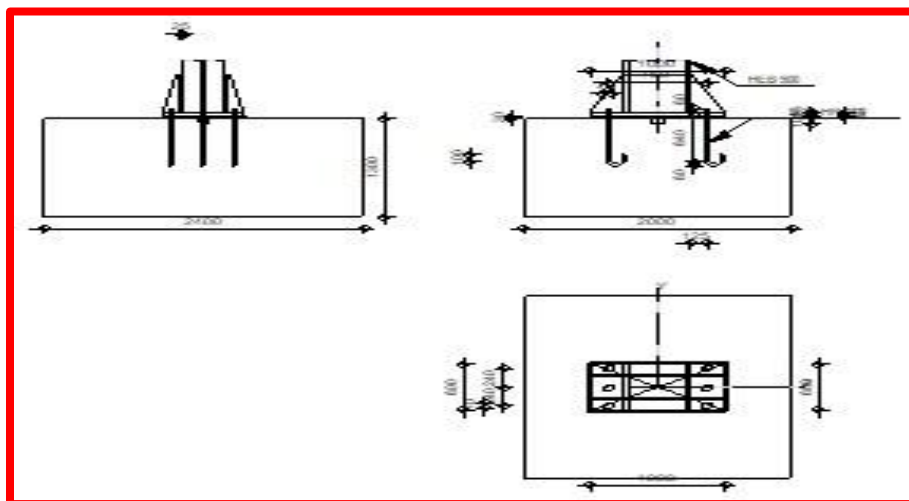


Figure81: schéma pied de poteau.

### POTEAU

Profilé:	HEB 500		
Barre N°:	47		
$L_c =$	4,93	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	500	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	28	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	238,64	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	107176,00	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	700	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	40	[mm]	Épaisseur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9			Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	30	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	5,61	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	7,07	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	585	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	240	[mm]	

#### **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	640	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

#### **Platine**

$l_{wd} =$	70	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	70	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15	[mm]	Épaisseur

### BECHE

Profilé:	IPE 100		
$l_w =$	100	[mm]	Longueur
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yw} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### RAIDISSEUR

$l_s =$	650	[mm]	Longueur
---------	-----	------	----------

$l_s =$	650	[mm]	Longueur
$w_s =$	600	[mm]	Largeur
$h_s =$	450	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	25	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	25	[mm]	Grugeage

### **COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

### **SEMELLE ISOLEE**

$L =$	2000	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2400	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1300	[mm]	Hauteur de la semelle

#### **Béton**

Classe BETON25

$f_{ck} =$  25,00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

#### **Mortier de calage**

$t_g =$  30 [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} =$  12,00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} =$  0,30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### **SOUDURES**

$a_p =$	11	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	5	[mm]	Bèche
$a_s =$	8	[mm]	Raidisseurs

### **EFFORTS**

$N_{j,Ed} =$	-1863,36	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-4,90	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	102,71	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-256,22	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-11,46	[kN*m]	Moment fléchissant

### **RESULTATS**

#### **ZONE COMPRIMEE**

##### **COMPRESSION DU BETON**

$c =$	62	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle
$F_{c,Rd,n} =$	11294,07	[kN]	Résistance du béton à la compression
$F_{c,Rd,y} =$	3349,22	[kN]	Résistance du béton à la flexion $M_y$
$F_{c,Rd,z} =$	4016,09	[kN]	Résistance du béton à la flexion $M_z$

##### **AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$M_{c,Rd,y} =$	2710,86	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$h_{f,y} =$	494	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$F_{c,fc,Rd,y} =$	5491,43	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées
$M_{c,Rd,z} =$	1806,60	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$h_{f,z} =$	354	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$F_{c,fc,Rd,z} =$	5096,63	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées



**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	11294,07	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} =$	3349,22	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} =$	4016,09	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		0,16 < 1,00	vérifié
$M_{j,Rd,y} =$	591,53	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)		0,43 < 1,00	vérifié
$M_{j,Rd,z} =$	47,72	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		0,24 < 1,00	vérifié
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,67 < 1,00	vérifié

**CISAILLEMENT****PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

$F_{1,vb,Rd,y} =$	547,50	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise
$F_{1,vb,Rd,z} =$	524,69	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$F_{2,vb,Rd} =$	140,24	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier
$F_{v,Rd,sm} =$	91,76	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$F_{v,Rd,cp} =$	181,88	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier
-----------------	--------	------	---

**ECRASEMENT DU BORD DU BETON**

$F_{v,Rd,c,y} =$	174,48	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord
$F_{v,Rd,c,z} =$	249,42	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$F_{f,Rd} =$	559,01	[kN]	Résistance au glissement
--------------	--------	------	--------------------------

**CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON**

$F_{v,Rd,wg,y} =$	233,33	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton
$F_{v,Rd,wg,z} =$	128,33	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} =$	1342,88	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		0,00 < 1,00	vérifié
$V_{j,Rd,z} =$	1237,88	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,08 < 1,00	vérifié
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,09 < 1,00	vérifié

**CONTROLE DES RAIDISSEURS****Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_d =$	2,25	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle
$\sigma_g =$	9,64	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures
$\tau =$	27,13	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur
$\sigma_{\zeta} =$	47,05	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{Mo}) \leq 1.0$ (6.1)		0,20 < 1,00	vérifié

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_d =$	3,24	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle
--------------	------	-------	--

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_g = 16,00$	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures
$\tau = 35,27$	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur
$\sigma_z = 61,18$	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,26 < 1,00$ <b>vérifié</b>		

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} = 42,69$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$\tau_{\perp} = 42,69$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
$\tau_{y  } = -0,22$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$
$\tau_{z  } = 3,36$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance

**SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS**

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} = 0,00$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$\tau_{\perp} = 0,00$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
$\tau_{  } = 118,70$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle
$\sigma_z = 0,00$	[MPa]	Contrainte totale équivalente
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{  } * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,60 < 1,00$ <b>vérifié</b>		

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} = 27,02$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$\tau_{\perp} = 27,02$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
$\tau_{  } = 44,09$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle
$\sigma_z = 93,55$	[MPa]	Contrainte totale équivalente
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance

**SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} = 143,88$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$\tau_{\perp} = 143,88$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
$\tau_{  } = 41,39$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle
$\sigma_z = 296,56$	[MPa]	Contrainte totale équivalente
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{  } * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,86 < 1,00$ <b>vérifié</b>		

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} = 107,91$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$\tau_{\perp} = 107,91$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
$\tau_{  } = 58,54$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle
$\sigma_z = 238,45$	[MPa]	Contrainte totale équivalente
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{  } * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,69 < 1,00$ <b>vérifié</b>		

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} = 30$	[mm]	Cof. de rigidité du béton comprimé
$k_{15,y} = 0.425 * I_{eff} * t_p^3 / (m^3)$		
$k_{16,y} = 3$	[mm]	Cof. de rigidité du boulon d'ancrage en traction

$\lambda_{0,y} =$	0,25		Elancement du poteau
$S_{j,ini,y} =$	776844,19	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,y} =$	1369591,89	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} =$	41	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé
$k_{15,z} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction
$\lambda_{0,z} =$	0,72		Elancement du poteau
$S_{j,ini,z} =$	547305,15	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,z} =$	161319,61	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE			

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,86

### 6.8 Calcul de pied de potelet

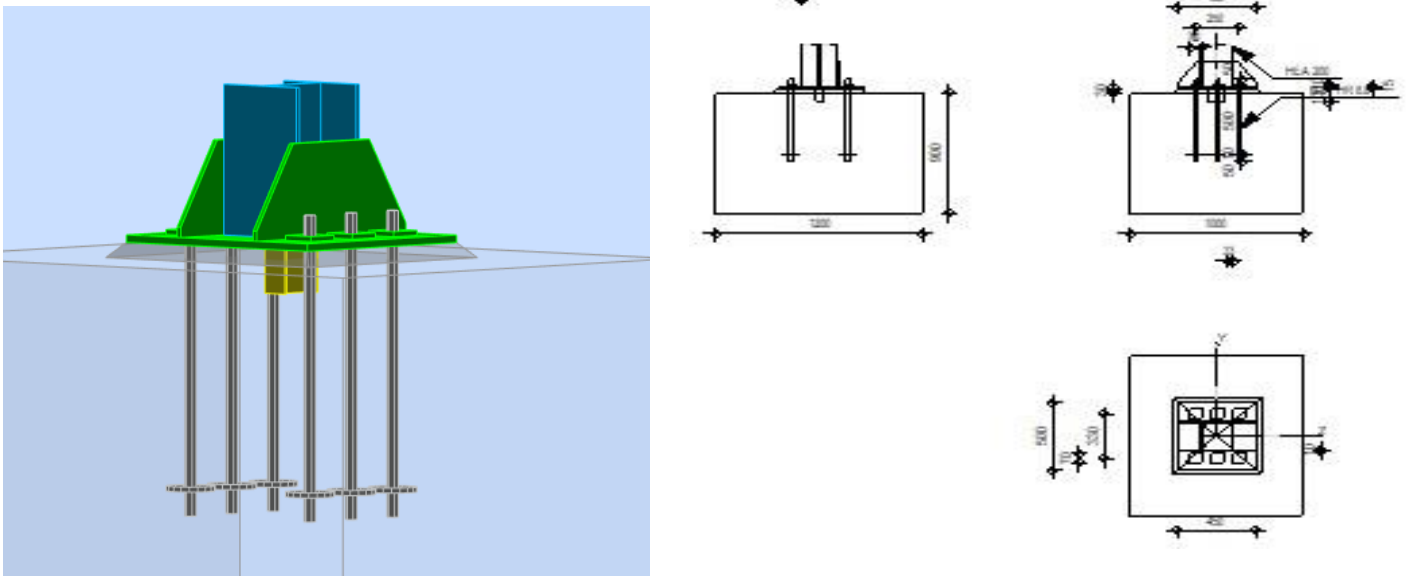


Figure82: schéma pied de potelet.

**POTEAU**

Profilé:	HEA 200		
Barre N°:	5088		
$L_c =$	4,93	[m]	Longueur du poteau
Matériau:	ACIER E24		

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} =$	450	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	500	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	15	[mm]	Epaisseur
<b>Matériau:</b> ACIER E24			
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	640,00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	24	[mm] Diamètre du boulon
$n_H =$	3	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2	Nombre de rangés des boulons

Ecartement  $e_{Hi} =$  125 [mm]

Entraxe  $e_{Vi} =$  330 [mm]

**BECHE**

Profilé: IPE 100		
$l_w =$	100	[mm] Longueur
<b>Matériau:</b> ACIER E24		
$f_{yw} =$	235,00	[MPa] Résistance

**RAIDISSEUR**

$l_s =$	450	[mm] Longueur
$h_s =$	190	[mm] Hauteur
$t_s =$	10	[mm] Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm] Grugeage
$d_2 =$	20	[mm] Grugeage

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

$L =$	1000	[mm] Longueur de la semelle
$B =$	1200	[mm] Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe		BETON25	
$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDURES**

$a_p =$	2	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	2	[mm]	Bèche
$a_s =$	2	[mm]	Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas: 9: 0.8G-Ey 2\*0.80+16\*-1.00

$N_{j,Ed} =$	-386,56	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-0,17	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-3,51	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	6,47	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-4,29	[kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$c =$	26	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle
$f_{jd} =$	33,33	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint
$F_{c,Rd,n} =$	2717,52	[kN]	Résistance du béton à la compression
$F_{c,Rd,y} =$	998,66	[kN]	Résistance du béton à la flexion My
$F_{c,Rd,z} =$	936,24	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$M_{c,Rd,y} =$	338,87	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$h_{fy} =$	252	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$F_{c,fc,Rd,y} =$	1345,35	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées
$M_{c,Rd,z} =$	269,97	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$h_{fz} =$	210	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$F_{c,fc,Rd,z} =$	1285,58	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	2717,52	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} =$	998,66	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} =$	936,24	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,14 < 1,00	vérifié	
$M_{j,Rd,y} =$	29,50	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,22 < 1,00	vérifié	
$M_{j,Rd,z} =$	18,81	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,23 < 1,00	vérifié	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,45 < 1,00	vérifié	

**CISAILLEMENT****PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

$F_{1,vb,Rd,y} =$	262,80	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise
$F_{1,vb,Rd,z} =$	262,80	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$F_{2,vb,Rd} = 71,80$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier
$F_{v,Rd,sm} = 43,87$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$F_{v,Rd,cp} = 126,66$	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier
------------------------	------	---

**ECRASUREMENT DU BORD DU BETON**

$F_{v,Rd,c,y} = 58,25$	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord
$F_{v,Rd,c,z} = 67,02$	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$F_{f,Rd} = 115,97$	[kN]	Résistance au glissement
---------------------	------	--------------------------

**CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON**

$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton
$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 612,51$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 507,51$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b>
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b>

**CONTROLE DES RAIDISSEURS**

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_d = 7,29$	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle
$\sigma_g = 45,79$	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures
$\tau = 43,46$	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur
$\sigma_z = 75,62$	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 (6.1)$	$0,32 < 1,00$	<b>vérifié</b>

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} = 44,70$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$\tau_{\perp} = 44,70$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
$\tau_{y  } = -0,08$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$
$\tau_{z  } = -0,79$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$
$\beta_w = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 (4.1)$	$0,17 < 1,00$	<b>vérifié</b>
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y  }^2 + \tau_{z  }^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 (4.1)$	$0,26 < 1,00$	<b>vérifié</b>
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z  }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 (4.1)$	$0,21 < 1,00$	<b>vérifié</b>

**SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS**

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} = 0,00$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$\tau_{\perp} = 0,00$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
$\tau_{  } = 150,43$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle
$\sigma_z = 0,00$	[MPa]	Contrainte totale équivalente
$\beta_w = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{  } \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 (4.1)$	$0,76 < 1,00$	<b>vérifié</b>

**SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	89,82	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$\tau_{\perp} =$	89,82	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
$\tau_{\parallel} =$	112,48	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle
$\sigma_z =$	265,01	[MPa]	Contrainte totale équivalente
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,77 < 1,00 <b>vérifié</b>

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$k_{13,y} =$	15	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé
$k_{15,y} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction
$\lambda_{0,y} =$	0,63		Elancement du poteau
$S_{j,ini,y} =$	99931,55	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,y} =$	47182,29	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE			

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} =$	20	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé
$k_{15,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction
$\lambda_{0,z} =$	1,05		Elancement du poteau
$S_{j,ini,z} =$	92747,79	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,z} =$	17066,55	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE			

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,77**

# CHAPITRE 7

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### 7.1 Introduction

La présente étude constitue au choix et au dimensionnement du type de fondation nécessaire pour le bâtiment. L'infrastructure doit donc constituer un ensemble rigide capable de remplir les triples fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Cependant, dans la recherche de toutes les caractéristiques ci-hauts, nous associons au choix de cette fondation les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage) : tenir compte de la disponibilité humaine et matérielle.
- Economie : chercher le meilleur coupe sécurité / coût.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 bars pour une profondeur de 1.5m par rapport à la cote de terrain naturel.



## 7.2 Type des fondations

Pour avoir le type de fondation on doit comparer la surface total des fondations a celle de bâtiment telle que :

$$S_{\text{fondation}} \leq 50\% S_{\text{bâtiment}}$$

D'après le RPA99 (version 2003) le dimensionnement se fait selon les combinaisons :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante

$$\frac{N_S^T}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_f \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$S_f$  : La surface totale des fondations nécessaire pour le projet

$N$  : effort normale transmis par l'ouvrage.

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 682.26 \text{ m}^2$

$$S_f \geq \frac{33470.5 \times 10^{-3}}{0.2} = 167.35 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_f}{S_{bat}} = \frac{167.35}{682.26} = 0.25 \rightarrow S_f = 25\% S_{bat} < 50\% S_{bat}$$

On déduit que la surface totale des semelles ne dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment. Donc on opte pour une semelle isolé.

### Vérification de la semelle isolée

$\sigma_M \leq 2\overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow$  Situation accidentel

$$\frac{N_S^{max}}{A * B} \left( 1 + \frac{6e}{A} \right) \leq 2\overline{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

$N_s = 1863.36 \text{ KN}$

$M = 257.14 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M}{N} = 0.138m$$

$$a/b = A/B = 1.17 \Rightarrow A = 1.17B$$

**Où :** a et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres.  
(Voir chapitre 6 calculs des assemblages- pieds de poteau).

$$\text{Dans l'équation (1)} \Rightarrow 0.294B^3 - 1.17B - 0.828 = 0$$

La résolution de l'équation de 3ème degré a été effectuée par le logiciel **MATLAB**

```
>> p=[0.294 0 -1.17 -0.828]

p =

    0.2940         0   -1.1700   -0.8280

>> roots(p)

ans =

    2.2832
   -1.4058
   -0.8774
```

Alors : **B=2.28** ; **H=2.67**

On remarque que le type de semelle isolé ne convient pas pour la structure à cause de chevauchement des semelles vu que l'entraxe minimal des poteaux est **2.19m**. Ceci nous amène à opter pour une semelle filante.

### 7.2.1 Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante qui nous semble la plus sollicitée.

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N$  : L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$N_1 = 1620.75 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2148.37 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1599.8 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1973.85 \text{ KN}$$

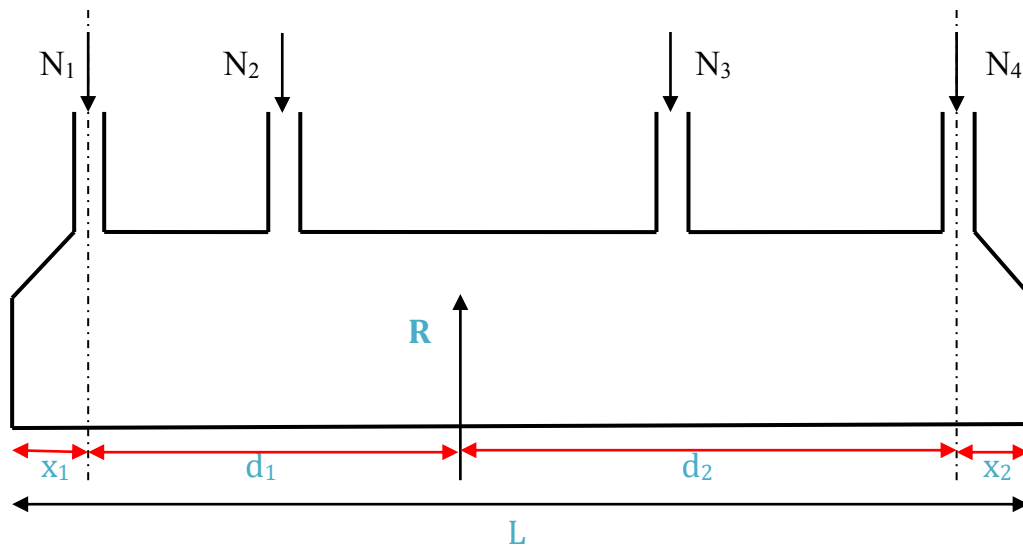


Figure 83: schéma de la semelle filante.

$$N = \sum_{i=1}^4 N_i = 7342.77 \text{ KN}$$

On fixe l'un des bornes  $\rightarrow x_1 = \frac{70}{2} + 50 = 85 \text{ cm}$

$$R = \sum N = 7342.84 \text{ KN}$$

$$\sum M_{(0)} = 0 \Rightarrow R \times d_1 = 2398.37 * 4.57 + 1849.8 * 14.69 + 2223.85 * 19.09$$

$$\rightarrow d_1 = \frac{70931.10}{7342.77} = 9.66 \text{ m}$$

$$d_2 = L - d_1 = 9.43 \text{ m}$$

La réaction de cd n'est pas concentré et pour éviter les tassements différentielles on doit faire passer  $R$  par le milieu de la semelle.

$$d_1 + x_1 = \frac{L}{2} \rightarrow L = 21.02 \text{ m}$$

$$d_2 + x_2 = \frac{L}{2} \rightarrow x_2 = 1.08 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{7342.84 \times 10^{-3}}{0.2 \times 21.02} = 1.75 \text{ m}$$

On prend : **B=2 m**

Va que l'entraxe minimal des poteaux est de 4.19m, on constate qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles .ce qui nous a conduits à opter pour ce type de fondation.

$$h_t \geq \left( \frac{B - b}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \left( \frac{2 - 0.6}{4} \right) + 0.05 = 0.4 \text{ m}$$

$$h_t = 0.5 \text{ m}$$

$$\frac{h}{3} \leq h_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{0.5}{2} \leq h_0 \leq 0.5 \rightarrow 0.17 \leq h_0 \leq 0.25$$

Soit :

$$h_t = 0.5 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.2 \text{ m}$$

➤ **Calcul le poids propre de la semelle**

$$G_0 = 25V = 25(V_{TOT} - V')$$

$$V_{TOT} = L \times B \times h = 21.02 \times 2 \times 0.5 = 21.02 \text{ m}^3$$

$$V' = \left[ 2(h - h_0) \left( \frac{B - b}{2} \right) \right] \frac{L}{2} + [(h - h_0)(x_1 + x_2)] \times \frac{B}{2}$$

$$V' = \left[ 2(0.5 - 0.2) \left( \frac{2 - 0.6}{2} \right) \right] \frac{21.02}{2} + [(0.5 - 0.2)(0.85 + 1.08)] \times \frac{2}{2} = 4.97 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25(21.02 - 4.97) = \mathbf{401.25 \text{ KN}}$$

On doit vérifier  $\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma = \frac{N_T + G_0}{L \times B} = \frac{(7342.84 + 401.25) \times 10^{-3}}{21.02 \times 2} = \mathbf{0.184 \text{ MP}_a} < \bar{\sigma}_{sol} = \mathbf{0.2 \text{ MP}_a}$$

Donc on opte pour L=21 m      B= 2 m

h=0.5m      h0= 0.2m

Les semelles filantes ou continue sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, donc on doit vérifier la longueur élastique ( $L_e$ ) tel que :

$$L_e = (4EI/K_z B)^{1/4}$$

$E$  : modale d'élasticité de béton ( $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ )

$K_z$  : Coefficient de raideur du sol ( $K_z = 40000 \text{ KN/m}^3$ )

$I$  : moment d'inertie de la semelle ( $I = Bh^3/12$ )

$$L_e = \left[ (4 \times 3.2 \times 10^7 \times \frac{2 \times 0.5^3}{12}) / (40000 \times 2) \right]^{1/4} = 2.4 \text{ m}$$

D'où  $L < \frac{\pi \times L_e}{2} + a$

$L^{max}$  : Entre axe maximale des trames

$a$  : largeur du poteau

$L^{max} < \frac{\pi \times L_e}{2} + a = 4.47 \text{ m}$  (Condition n'est pas vérifiée).

$$L_e = 6.89 \text{ m}$$

D'où  $h^3 = \frac{12L_e^4 \times K_z \times B}{4BE} \Rightarrow h = \left( \frac{12L_e^4 \times K_z}{4BE} \right)^{1/3} \rightarrow h = 1.58 \text{ m}$

On prend  $h=1.6 \text{ m}$  et  $h_0=0.7 \text{ m}$

On doit révéifier la condition suivant  $\sigma < \bar{\sigma}$

Avec les nouvelles dimensions de h:

$$V_{TOT} = L \times B \times h = 21.02 \times 2 \times 1.6 = 70.21 \text{ m}^3$$

$$V' = 17.90 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25(70.21 - 17.90) = 52.31 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{(7342.84 + 52.31) \times 10^{-3}}{21.02 \times 2} = 0.176 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{ MP}_a$$

Alors on opte pour  $L=22 \text{ m}$   $B=2 \text{ m}$   $h=1.6 \text{ m}$  et  $h_0=0.7 \text{ m}$

#### ❖ La section d'armature dans la semelle filante

$$N_q^s = \sum N^s + G_0 = 8950.52 \text{ KN}$$

**Les armatures parallèles // B :**

Calcul à l'ELU :

$$A_u^B = \frac{f_t^u}{f_{st}} = \frac{N_T^u(A - a)}{8 \times d \times f_{st}} = 68.44 \text{ cm}^2$$

Accidentel  $\gamma_s = 1 \rightarrow f_{st} = 434.78 \text{ MPa}$ 

$$A_s^B = \frac{f_t^s}{f_{st}} = \frac{N_T^s(A - a)}{8 \times d \times f_{st \text{ acc}}} = 53.12 \text{ cm}^2$$

 $A_u^B > A_s^B \rightarrow$  On ferraille avec ELU choisit 63HA12=71.25 cm<sup>2</sup>

$$s_t = \frac{22 - 0.1}{65} \rightarrow s_t = 33 \text{ cm} > 25 \text{ MPa} \dots \dots \text{pas vérifié}$$

 $\rightarrow$  Soit 90HA10=70.7cm<sup>2</sup> ; st= 22cm ....vérifié**Armature parallèle// L :**

$$A^L = \frac{A_u^L}{3} = 23.57 \text{ cm}^2$$

Choix 16HA14=24.63cm<sup>2</sup>

$$s_t = \frac{2 - 0.1}{16} = 12 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

**Schémas de ferrailage de la semelle filante est donné dans l'annexe 7** **$\Rightarrow$  Etude des longrines**

Les longrines sont des éléments de l'infrastructure qui sont capable de solidariser l'ensemble des semelles pour éviter l'écartement des poteaux elles résistent à l'effort de traction provoqué par le glissement

D'après le RPA99 version 2003 la dimension minimale de la section transversale de la longrine est :

S3  $\longrightarrow$  (25\*30) cm<sup>2</sup> on prend (30\*30) cm<sup>2</sup>.

D'où :

$$F_t = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right).$$

N : l'effet normal max dans les poteaux

 $\alpha$ : Coefficient dépend de la catégorie de site et la zone sismique

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone III} \\ \text{Site 3} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 10$$

### a) Calcul à L'ELU :

$$F_t^u = \max\left(\frac{N^u}{\alpha}; 20KN\right) = \max\left(\frac{3143.84}{10}; 20KN\right) = 314.38 KN$$

$$A_s = \frac{F_t^u}{f_{st}} = \frac{314.38 \times 10^{-3}}{434.75} = 7.23 cm^2$$

### b) Calcul à L'ELS

$$F_t^s = \max\left(\frac{N^s}{\alpha}; 20KN\right) = \max\left(\frac{2148.37}{10}; 20KN\right) = 214.84 KN$$

$$A_s = \frac{F_t^s}{f_{st}} = 4.29 cm^2$$

$$A^{min} = 0.6\%(b \times h) = 0.6 \times 30 \times \frac{30}{100} = 5.4 cm^2$$

$$A = \max(A_u; A_s; A^{min}) = A_u = 7.23 cm^2$$

➔ Choix 6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup>

### ❖ Calcul de ferrailage transversal

En traction les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce donc le choix de section d'un seul corps transversal, sera à

$$t = 4\emptyset 6 = 1.13 cm^2$$

### ❖ Espacement :

$$st \leq \min(20cm : 15\emptyset_e^{min}) \Rightarrow st = 15cm$$

Schémas de ferrailage des longrines sont donnés dans l'annexe 2

### ⇒ Dimensionnement de la poutre de rigidité

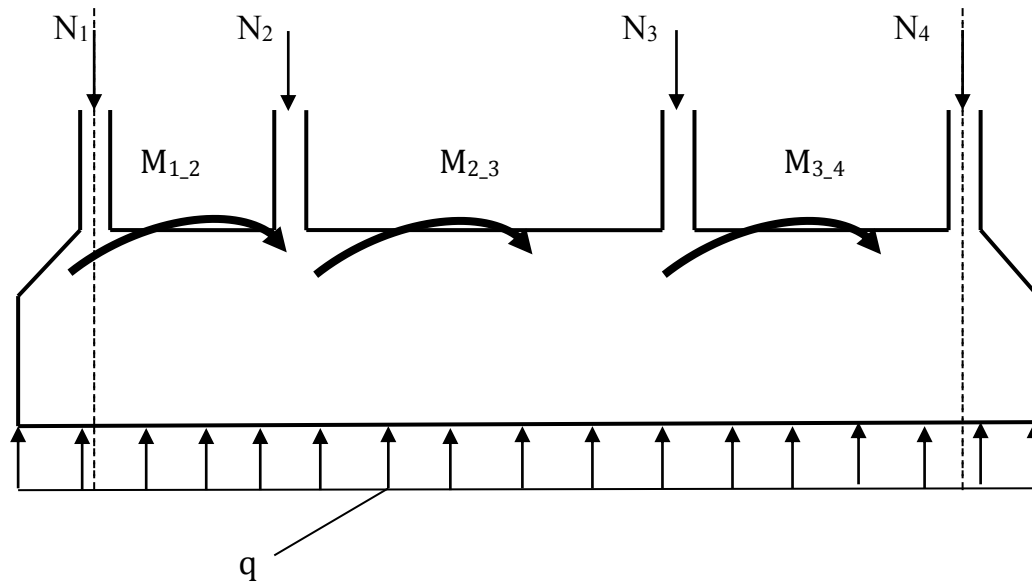
Cette poutre est créée parallèle à L pour reprendre la flexion ces dimension (B×H) cm<sup>2</sup>  
On prend B forfaitairement c'est la longueur de la platine **b=0.6** m, et on dimensionne H comme suit :

$$\frac{L^{max}}{9} \leq H \leq \frac{L^{max}}{6} \rightarrow \frac{10.12}{9} \leq H \leq \frac{10.12}{6}$$

$\Rightarrow 1.02 \text{ m} \leq H \leq 1.68 \text{ m}$  , on prend  $h=1.1 \text{ m}$

❖ **La section d'armature dans la poutre de rigidité:**

La poutre de rigidité travaille à la flexion simple



**Figure 84:** schéma de la poutre de rigidité.

$$\begin{aligned} N_1 &= 795.15 \text{ KN} & N_2 &= 3035.85 \text{ KN} \\ N_3 &= 3143.84 \text{ KN} & N_4 &= 952.25 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$q = \frac{\sum_{i=1}^4 N}{L} = 360.32 \text{ KN}$$

La détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM. Les résultats sont :

**Tableau 36:** moments et effort tranchant au niveau des appuis.

Appuis	$M_{au}(\text{Kn. m})$	$M_{as}(\text{Kn. m})$	$V(\text{KN})$
1	328.34	304.14	308.70
2	1480.22	1333.33	851.53
3	1081.46	95.50	1497.89
4	405.36		540.48



**Tableau 37:** moments et effort tranchant au niveau des travées.

Travée	$M_{tu}(Kn.m)$	$M_{ts}(Kn.m)$
1-2	196.13	128.78
2-3	1320.13	1110.45
3-4	170.07	135.24

On résume les calculs de la section d'armature dans le tableau qui suit :

**Tableau 38:** la section d'armature dans la poutre de rigidité.

Position	$M(Kn.m)$	$U_{bu}$	$\alpha$	z(m)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}$	$A^{adopté}(cm^2)$
Travée 1-2	196.13	0.021	0.026	1.04	4.34	6.09	6HA16
Travée 2-3	1320.13	0.141	0.19	0.97	29.30	6.09	6HA16+6HA20
Travée 3-4	170.07	0.018	0.023	1.04	3.76	6.09	6HA16
Appuis de rive	405.36	0.045	0.056	1.03	9.08	6.09	6HA16
Appuis inter	1480.22	0.285	0.431	0.87	35.48	6.09	8HA16+6HA20

#### ❖ Calcul des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min(\phi_{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(16 ; 17,14 ; 55)$$

Soit  $\phi_t = 10mm$  et  $A_{trans} = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (2cadre  $\phi 10$ )

On adopte pour un espacement entre les armatures transversale  $St = 15cm$

⇒ **Vérification nécessaire à L'ELU:**

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérification que  $\tau_u < \bar{\tau}$

Fissuration nuisible la semelle est en contact avec le sol ( $e=5cm$ ).

FN  $\rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1 f_{c28} ; 4 MPa) = 2.5 MPa$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{1487.98 \times 10^{-3}}{0.6 \times 1.05} = 2.36 MPa < \bar{\tau} = 2.5 MPa$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

# CONCLUSION GENERALE

L'étude de cette structure nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation. La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel ROBOT.

Dans ce travail on a étudié les différentes étapes de la construction d'un bâtiment venant de l'étude climatique et le rapport entre le lieu d'implantation avec le choix des profilés. Ce dernier est basé sur l'étude sismique, des planchers, et des contreventements, on doit aussi mentionner que la formation et la construction de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire et à développer.

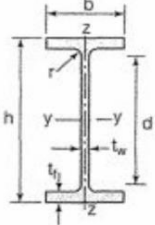
Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurités, techniques et économiques.

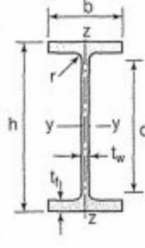
# BIBLIOGRAPHIE

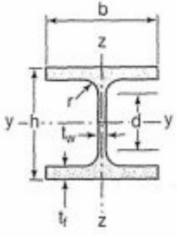
- [1] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [2] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008
- [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [4] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [5] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [6] A.P.K, Constructions métalliques et mixte acier-béton, TOME I. Pierre bourrier et jacques Brozzetti, Eyrolles, 1996
- [7] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. M. Belazougui. Office des publications universitaires, 1986.
- [8] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.
- [9] Anciens mémoires de fin d'étude.

# Annexes

## Annexe 1

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

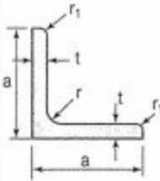
Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
$I_x$		$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J
$I_y$		$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
cm <sup>4</sup>		cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		$I_x$	$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J
		$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
		cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	



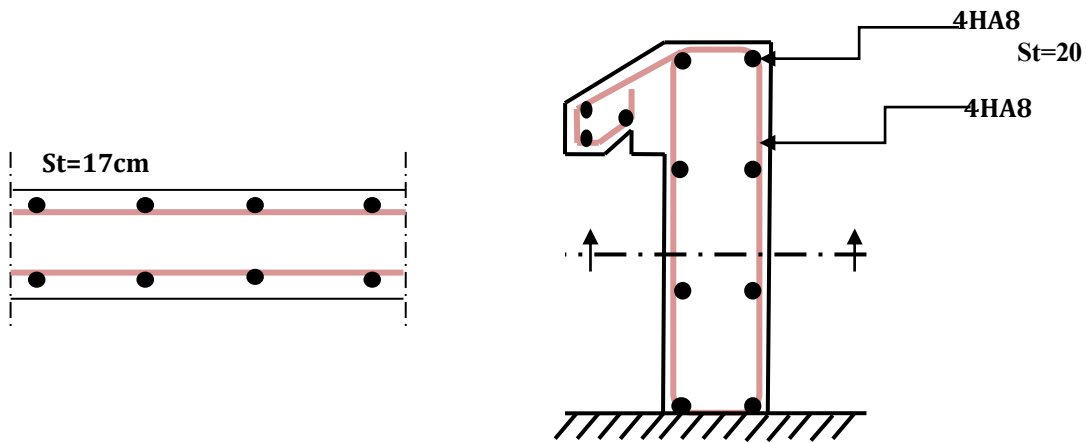
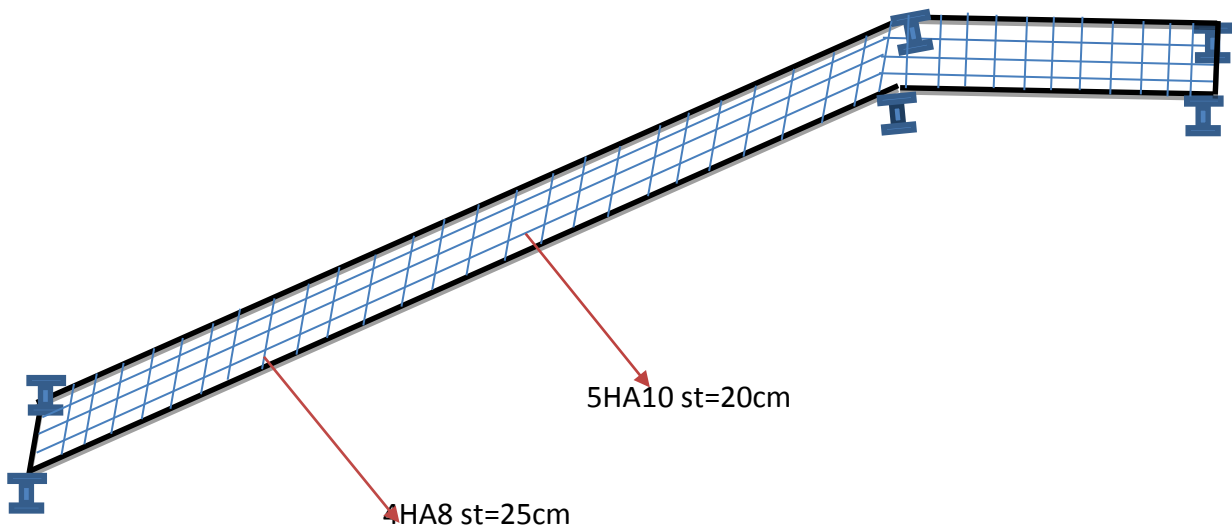
Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>			P	A	d	Axe yy = Axe zz
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>
		a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
	a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	Axe yy = Axe zz			
	a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66

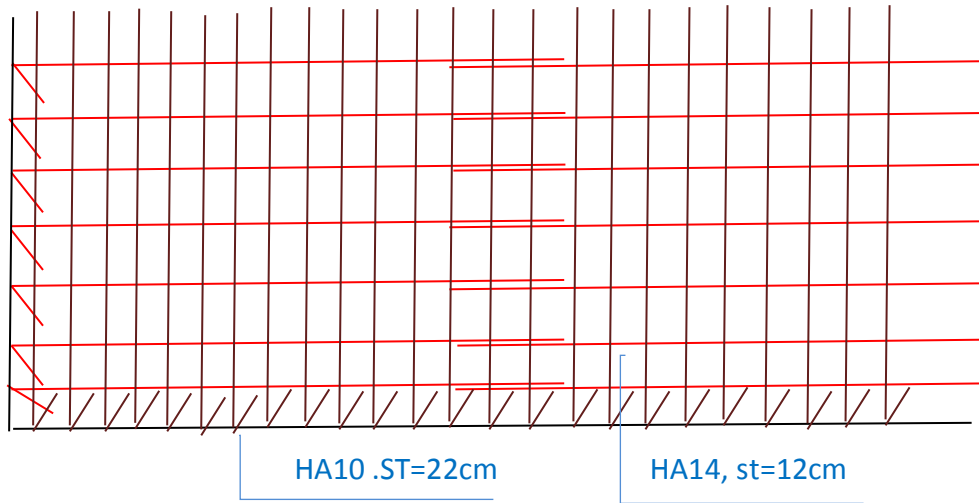
**Annexe 2**  
**Tableau des armatures (1)**

<b>Φ (mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
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

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre Φ (mm)

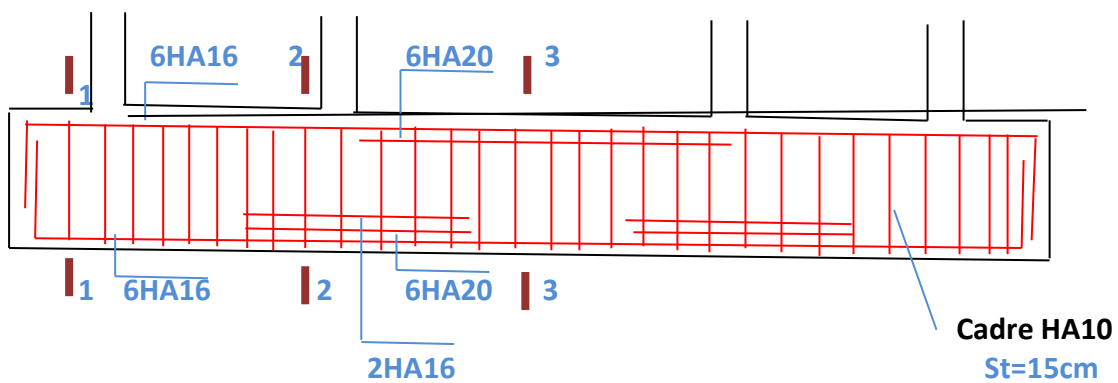
**Schémas de ferrailage d'acrotère :****Schémas de ferrailage d'escalier :**

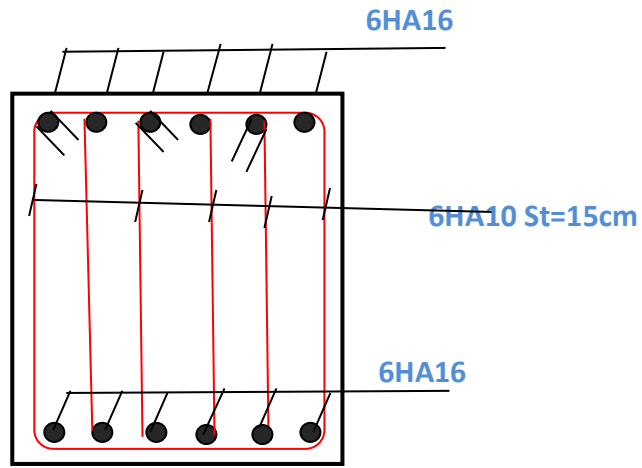
## Schémas de ferrailage dans la Semelle filante



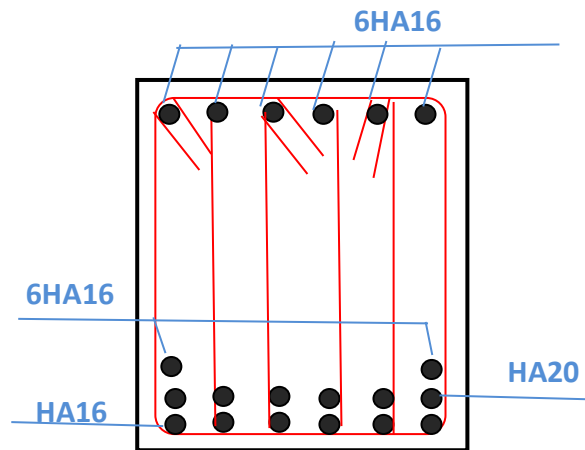
Vue en plan

## Schémas de ferrailage dans La poutre de rigidité

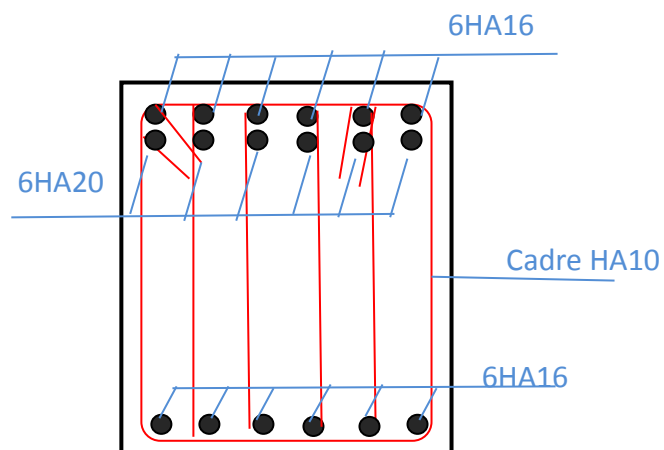




COUPE1-1

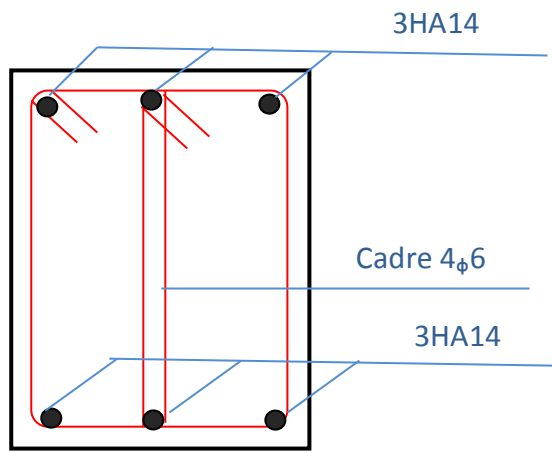


COUPE2-2



COUPE3-3

## Schémas de ferrailage dans La longrine



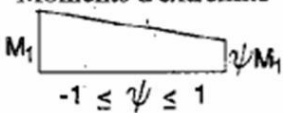
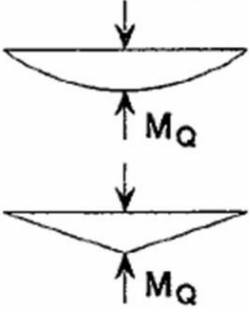
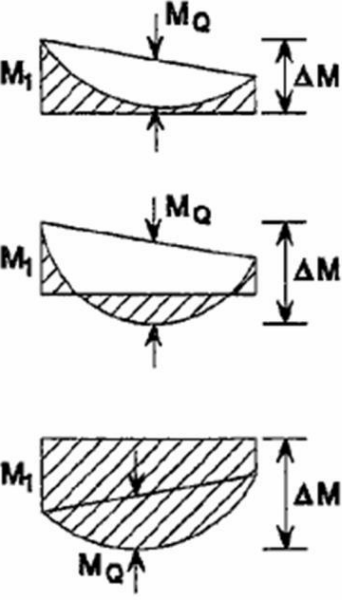
Coupe 1-1

**Annexe 3**  
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



Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$ 

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
Moments d'extrémité  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =  \text{Max}M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

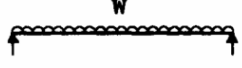

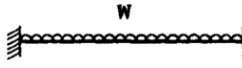

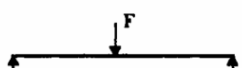

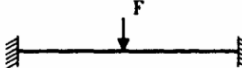

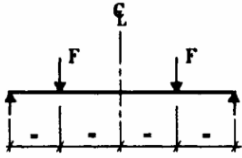

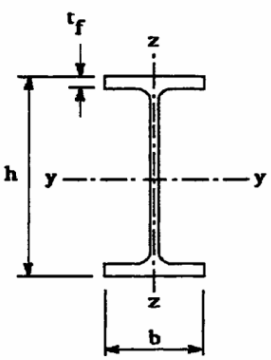
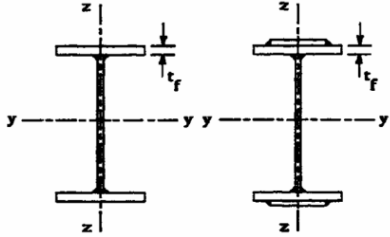
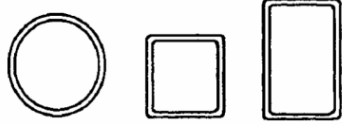
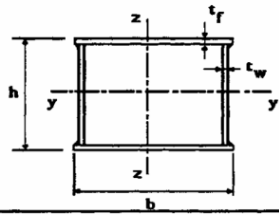
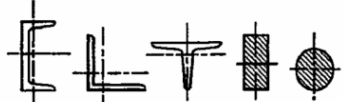
<b>Tableau F.1.2 Coefficients <math>C_1</math>, <math>C_2</math> et <math>C_3</math>, pour différentes valeurs de <math>k</math>, dans le cas de charges transversales</b>					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

