

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA - Béjaïa-*

*Faculté de Technologie*

*Département de Génie Civil*



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

## MEMOIRE DE FIN DE CYCLE

En vue de l'obtention du diplôme de Master  
en Construction Métallique

Thème

**Etude d'un bâtiment R+1 en charpente  
métallique à usage de bureaux**

Réalisé par :

*M<sup>elle</sup> : Mansouri Madina*

*M<sup>elle</sup> : Bitout Nadia*

Encadré par :

*M<sup>r</sup> : Iddir Abdelkader*

*Devant les membres de jury constitué de :*

*M<sup>me</sup> : Boukhezar.N*

*M<sup>r</sup> : Ben yessad.Dj*

*Promotion Juin 2015*

## **Résumé**

Ce projet consiste à étudier une structure industrielle implantée dans la wilaya de Médéa.

Cette structure est constituée d'un bâtiment à un seul étage avec mezzanine.

La bâtisse est d'une hauteur de 9,49m avec une acrotère de 0,5m, sa stabilité est assurée par des portiques contreventés par des palées de stabilités.

L'analyse dynamique de notre structure a été réalisée par un logiciel de calcul qui est le ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (version 2012).

Le dimensionnement de tous les éléments résistants a été élaboré conformément aux règles en vigueur (Eurocode 3, RPA99, etc...).

## **Abstract**

The project consist in studding an industrial structure which is implanted at Medea .

The structure composed with one floor with mezzanine.

The building is height of 9,49m; its stability assured by portals braced by bearings.

The dynamic analysis of our structure was realized by software of calculation, which is the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

The sizing of all the resistant elements was developed according to rules in vigor's (Eurocode 3, RPA99, etc....)

# *Remerciements*

*Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.*

*En témoignage de notre gratitude et de notre respect, nous adressons nos sincères remerciements à :*

- ✓ Notre encadreur Mr : IDDIR Abdelkader, pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail.*
- ✓ l'ingénieur Mr BOUTAGHANE Lounes, qui, grâce à lui on a pu achever notre travail.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.*

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

## *Dédicaces*

*Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et gratitude envers mes très chers parents pour leurs sacrifices et soutien, sans quoi je n'aurais pas arriver là où j'en suis, je leur souhaite une longue vie.*

*A mon oncle Abd Loucif, sa femme et leurs enfants.*

*A mes grand-mère, que Dieu les protège et nous les garde.*

*A mes frangins et leurs familles.*

*A mon petit frangin Toufik que j'adore tant.*

*A ma frangine Samira ainsi que toute sa famille.*

*A ma chère camarade et copine Zaza ainsi que toute sa famille.*

*A tout mes proches*

*A tout mes amis(es) sans exception.*

## *Dédicaces*

*Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et gratitude envers mes très chers parents pour leurs sacrifices et soutien, sans quoi je n'aurais pas arriver là où j'en suis, je leur souhaite une longue vie.*

*A ma grand-mère 'Ima Tata', que Dieu la protège et nous la garde.*

*A la mémoire de ma grand-mère 'Ima-Jaja'.*

*A mon oncle Youcef, que Dieu le guérisse.*

*A mes frangins : Dézar, Bachir, Azzedine et sa femme Karima, et spécialement le petit ange Malek que j'adore.*

*A ma frangine Fatima que j'adore.*

*A ma grande soeur Kahina, son mari Mohamed et spécialement lapetite perle Zakia-Meriem.*

*A la mémoire de ma tante 'Tata Malika', à son mari et leurs enfants spécialement Khalida.*

*A la mémoire de ma tante 'Tata Louiza', à son mari et leurs enfants spécialement Taoues.*

*A tonton Mouloud, sa femme et leurs enfants.*

*A mes oncles et tantes*

*A mes cousins et cousines*

*A ma meilleure amie Zahra ainsi que toute sa famille.*

*A mon meilleur ami Manu ainsi que toute sa famille.*

*A ma copine Assia , sa famille surtout Tata Farida que Dieu la guérisse.*

*A mon cher ami Alili ainsi que toute sa famille.*

*A ma chère camarade et copine Madina ainsi que toute sa famille.*

*A celui qui a arrosé ma vie d'amour, à celui qui a donné un sens à ma vie, à toi mon cher Lyes.*

*A mes amis*

*(wassila ,Mhenni ,Alili,Zizou,Anaisse,Amel,Lili,Hanane,Hakima,Midou)*

# Notations et symboles

## ❖ Actions :

$G$	Charge permanente ponctuelle.
$Q$	Charge d'exploitation ponctuelle.
$S$	Charge de neige normale.
$W$	Charge du vent normale.
$P$	Charge uniformément répartie, en général.
$g$	Charge permanente uniformément répartie.
$q$	Charge d'exploitation uniformément répartie.

## ❖ Sollicitations, contraintes et déformations :

$E$	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\,000$ MPa).
$G$	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 81\,000$ MPa).
$F_p$	Effort de précontrainte dans un boulon.
$M$	Moment sollicitant, en général.
$M_{cr}$	Moment critique élastique de déversement.
$M_{eff}$	Moment efficace.
$M_{el}$	Moment élastique.
$M_N$	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial.
$M_{pl}$	Moment plastique.
$M_R$	Moment résistant.
$N$	Effort normal, en général.
$N_K$	Effort normal critique d'Euler.
$N_{pl}$	Effort normal de plastification.
$N_u$	Effort normal ultime.
$V$	Effort tranchant sollicitant.
$V_{pl}$	Effort tranchant de plastification.
$V_u$	Effort tranchant ultime.
$f(ou \delta)$	Flèche d'une poutre.
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.

$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon.
$f_Y$	Limite d'élasticité d'un acier.
$\varepsilon$ ( <i>epsilon</i> )	Déformation linéaire unitaire.
$\varepsilon_Y$	Déformation correspondant à la limite d'élasticité.
$\sigma$ ( <i>sigma</i> )	Contrainte normale.
$\sigma_K$	Contrainte critique.
$\tau$ ( <i>tau</i> )	Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
$\tau_{cr}$	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement.
$\tau_e$	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[ \tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$ .
$\nu$ ( <i>nu</i> )	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$ ).
$\Delta$ ou $\delta$ ( <i>delta</i> )	Déplacement horizontal en tête de poteaux.

### ❖ Coefficients et grandeurs sans dimensions :

$K$	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.
$a$	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale.
$k_o$	Coefficient de flambement.
$k_D$	Coefficient de déversement.
$k_s$	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons.
$k_y$ et $k_z$	Coefficients de flambement flexion.
$k_\tau$	Coefficient de voilement par cisaillement.
$m$	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
$n$	$N/N_{pl}$ ou nombre de boulons.
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\beta_w$	Facteur de corrélation (soudures).
$\varepsilon$ ( <i>epsilon</i> )	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\left( \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right)$ .
$\eta$ ( <i>eta</i> )	Facteur de distribution de rigidités (flambement).
$\lambda$ ( <i>lambda</i> )	Elancement $\left[ \lambda = \frac{l_k}{i} \right]$ .
$\lambda_k$	Élancement eulérien.

$\bar{\lambda}$	Élancement réduit $\left[ \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$ .
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement.
$\lambda_w$	Élancement de l'âme d'une poutre $\left[ \lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_w}} \right]$ .
$\mu$ ( <b>mu</b> )	Coefficient de frottement.
$\rho$ ( <b>rho</b> )	Rendement d'une section.
$\chi$ ( <b>chi</b> )	Coefficient de réduction de flambement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction de déversement.
$\psi$ ( <b>psi</b> )	Coefficient de distribution de contraintes.
$\gamma$ ( <b>gamma</b> )	Coefficient partiel de sécurité.

### ❖ Caractéristiques géométriques :

$A$	Section brute d'une pièce ( $cm^2$ )
$A_v$	Aire de cisaillement ( $cm^2$ )
$A_w$	Section de l'âme d'une pièce ( $cm^2$ )
$A_s$	Section résistante de la tige d'un boulon ( $cm^2$ )



## LISTE DES TABLEAUX

<i>Figure</i>	<i>Titre</i>	<i>Page</i>
<i>Tableau I.1:</i>	<i>Valeurs recommandées pour les flèches verticales.....</i>	<i>6</i>
<i>Tableau II.1 :</i>	<i>Les valeurs de <math>C_d</math> .....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau II.2 :</i>	<i>Les valeurs de <math>C_r</math> et <math>C_e</math>.....</i>	<i>14</i>
<i>Tableau II.3:</i>	<i>Les valeurs de la pression dynamique.....</i>	<i>14</i>
<i>Tableau II.4:</i>	<i>les valeurs des <math>C_{pe}</math> pour les parois verticales, direction <math>V_1</math> du vent. ....</i>	<i>15</i>
<i>Tableau II.5:</i>	<i>les valeurs de <math>C_{pe10}</math> pour la toiture, direction <math>V_1</math> du vent. ....</i>	<i>17</i>
<i>Tableau II.6 :</i>	<i>la pression du vent <math>q_j</math> sur les parois verticales sens <math>V1</math>.....</i>	<i>18</i>
<i>Tableau II.7 :</i>	<i>la pression du vent <math>q_j</math> sur la toiture sens <math>V1</math>.....</i>	<i>18</i>
<i>Tableau II.8 :</i>	<i>les valeurs de <math>C_{pe10}</math> pour les parois verticales, direction <math>V_2</math>.....</i>	<i>19</i>
<i>Tableau II.9 :</i>	<i>Les valeurs de <math>C_{pe10}</math> pour la toiture, direction <math>V_2</math>.....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau II.10 :</i>	<i>la pression du vent <math>q_j</math> sur les parois verticales (sens <math>V2</math>). ....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau II.11 :</i>	<i>la pression du vent <math>q_j</math> sur la toiture (sens <math>V2</math>). ....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau II.12 :</i>	<i>les valeurs des forces horizontales et verticales (sens <math>V_1</math>). ....</i>	<i>24</i>
<i>Tableau II.13 :</i>	<i>les valeurs des forces horizontales et verticales (sens <math>V_1</math>) .....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau III.1:</i>	<i>valeur limites recommandées pour les flèches verticales. ....</i>	<i>29</i>
<i>Tableau VI.1:</i>	<i>Pénalité de vérification .....</i>	<i>110</i>
<i>Tableau VI.2:</i>	<i>Masse total dans le niveau 3.....</i>	<i>111</i>
<i>Tableau VI.3:</i>	<i>Masse total dans le niveau 2. ....</i>	<i>112</i>
<i>Tableau VI.3:</i>	<i>Masse total dans le niveau 1. ....</i>	<i>115</i>
<i>Tableau VI.6 :</i>	<i>Combinaisons de calcul. ....</i>	<i>118</i>
<i>Tableau VI.7 :</i>	<i>Vérification de l'effort tranchant à la base.....</i>	<i>118</i>
<i>Tableau VI.8:</i>	<i>déplacements selon le sens X-X .....</i>	<i>119</i>
<i>Tableau VI.9:</i>	<i>déplacements selon le sens Y-Y .....</i>	<i>119</i>

*Tableau VII.1: sollicitation dans le poteau .....120*

*Tableau VII.2 : sollicitation dans la poutre principale .....126*

*Tableau VII.3 : sollicitation dans la poutre secondaire. ....128*

*Tableau VII.4 : sollicitation dans les solives. ....130*

*Tableau VII.5 : listes des éléments et de leurs section choisies .....134*

*Tableau VII.6 : les moments résistants dans le sens  $V_1$  .....135*

*Tableau VII.6 : les moments résistants dans le sens  $V_2$  .....136*

# SOMMAIRE

---

## Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
<b>I.1 Introduction</b> .....	<b>3</b>
<b>I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage</b> .....	<b>3</b>
<b>I.3 Caractéristique structurale</b> .....	<b>5</b>
a) Ossature de la structure.....	5
b) Planchers.....	5
c) Escaliers.....	6
d) Terrasse.....	6
e) Acrotère .....	6
f) Remplissage.....	6
<b>I.4 Règlements utilisés</b> .....	<b>6</b>
<b>I.5 Les combinaisons d'actions</b> .....	<b>7</b>
I.5.1 Situation durable .....	7
a) État limite ultime (ELU).....	7
b) État limite de service (ELS).....	7
I.5.2. Situations accidentelles .....	8
<b>I.6. Limite des fléchés et des déplacements</b> .....	<b>8</b>
<b>I.7. Matériaux utilisés</b> .....	<b>9</b>
I.7.1. L'acier.....	9
I.7.1.1. Résistance .....	9
I.7.1.2.Ductilité .....	9
I.7.2.3. Coefficient de calcul de l'acier.....	10
I.7.2. Le béton.....	10
<b>I.8. Données du site</b> .....	<b>11</b>
<b>Chapitre II: Etude climatique</b>	
<b>II.1 Introduction</b> .....	<b>12</b>
II.2 Etude au vent .....	12
<b>I.1 Introduction</b> .....	<b>3</b>
<b>I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage</b> .....	<b>3</b>
<b>I.3 Caractéristique structurale</b> .....	<b>5</b>

# SOMMAIRE

---

a) Ossature de la structure.....	5
b) Planchers.....	5
c) Escaliers.....	6
d) Terrasse.....	6
e) Acrotère.....	6
f) Remplissage.....	6
<b>I.4 Règlements utilisés .....</b>	<b>6</b>
<b>I.5 Les combinaisons d'actions .....</b>	<b>7</b>
I.5.1 Situation durable .....	7
a) État limite ultime (ELU).....	7
b) État limite de service (ELS).....	7
I.5.2. Situations accidentelles .....	8
<b>I.6. Limite des fléchés et des déplacements .....</b>	<b>8</b>
<b>I.7. Matériaux utilisés .....</b>	<b>9</b>
I.7.1. L'acier.....	9
I.7.1.1. Résistance .....	9
I.7.1.2. Ductilité .....	9
I.7.2.3. Coefficient de calcul de l'acier.....	10
I.7.2. Le béton.....	10
<b>I.8. Données du site.....</b>	<b>11</b>
<b>Chapitre II: Etude climatique</b>	
<b>II.1 Introduction .....</b>	<b>12</b>
<b>II.2 Etude au vent.....</b>	<b>12</b>
II.2.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul.....	12
a. Effet de la région .....	12
b. Effet du site.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b> 12
c. Coefficient de topographie .....	13
d. Calcul du coefficient dynamique $C_d$ .....	13
II.2.2 Calcul de la pression due au vent.....	13
II.2.2.1 Détermination de coefficient dynamique $C_d$ .....	13
Direction longitudinale du vent $V_1$ .....	14

# SOMMAIRE

---

Direction transversale du vent $V_2$ .....	14
<b>II.3. Détermination de la pression nette <math>q(z_j)</math>.....</b>	<b>15</b>
II.3.1 Détermination de la pression $q_{dyn}$ .....	15
II.3.2 Calcul de coefficient d'exposition ( $C_e$ ) .....	15
II.3.3 Détermination des coefficients de pression ( $C_{pe}$ , $C_{pi}$ ) .....	16
a. Coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ .....	16
b. Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ .....	19
c. Calcul des pressions.....	19
II.3.3.1 Vent perpendiculaire au pignon (sens $V_1$ ).....	20
II.3.3.2 Vent perpendiculaire au long pan (sens $V_2$ ) .....	20
II.3.4 Action d'ensemble .....	24
II.3.5 Excentricité de la force globale horizontale $F_w$ .....	27
<b>II.4 Etude a la neige.....</b>	<b>28</b>
II.4.1 But.....	28
II.4.2 La charge de neige sur le sol.....	28
II.4.3 Coefficient de forme de la toiture .....	29
II.4.3 Calcul des charges de neige sur la toiture .....	29
<b>Chapitre III:Pré dimensionnement des éléments</b>	
<b>III.1 Introduction.....</b>	<b>29</b>
<b>III.2 Principe de calcul .....</b>	<b>29</b>
□ Condition de flèche : .....	29
□ Condition de résistance: .....	30
<b>III.3 Évaluation des charges .....</b>	<b>31</b>
III.3.1 Les charges permanentes $G$ : .....	31
III.3.2 Les surcharges d'exploitation $Q$ : .....	33
<b>III.4 Pré dimensionnement des solives .....</b>	<b>33</b>
III.4.1 Plancher terrasse.....	33
□ A court terme :.....	33
a) Vérification de résistance : .....	34
b) Classe de la section :.....	35
c) Vérification à l'effort tranchant : .....	36
d) Vérification de la flèche : .....	36

# SOMMAIRE

---

III.4.2 Plancher courant .....	37
III.4.2.1 A court terme.....	37
a) Combinaisons de charges : .....	37
b) Vérification de résistance : .....	37
c) Classe de la section : .....	38
d) Vérification à l'effort tranchant : .....	38
e) Vérification de la flèche : .....	39
III.4.2.2 A long terme.....	40
a) Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	41
<input type="checkbox"/> La flèche : .....	41
<input type="checkbox"/> La résistance : .....	41
<input type="checkbox"/> Cisaillement : .....	41
<b>III.5 Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale).....</b>	<b>42</b>
III.5.1 Plancher terrasse : .....	42
b) Classe de la section : .....	45
<input type="checkbox"/> Vérification de la semelle (comprimée) : .....	45
<input type="checkbox"/> Vérification de l'âme : .....	45
c) Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	45
<input type="checkbox"/> La flèche : .....	45
<input type="checkbox"/> La résistance : .....	46
d) Classe de la section : .....	47
<input type="checkbox"/> Vérification de la semelle (comprimée) : .....	47
<input type="checkbox"/> Vérification de l'âme : .....	47
e) Vérification en tenant compte du poids du profilé: .....	47
<input type="checkbox"/> La flèche : .....	47
<input type="checkbox"/> La résistance : .....	48
<input type="checkbox"/> Cisaillement : .....	48
f) Plancher courant : .....	49
g) Classe de la section.....	51
<input type="checkbox"/> Vérification de la semelle (comprimée) : .....	51
<input type="checkbox"/> Vérification de l'âme : .....	51
h) Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	52
<input type="checkbox"/> La flèche : .....	52
<input type="checkbox"/> La résistance : .....	52

# SOMMAIRE

---

i) Classe de la section :.....	53
<input type="checkbox"/> Vérification de la semelle (comprimée) : .....	53
<input type="checkbox"/> Vérification de l'âme :.....	53
j) Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	53
<input type="checkbox"/> La flèche :.....	53
<input type="checkbox"/> La résistance : .....	54
k) Classe de la section :.....	55
<input type="checkbox"/> Vérification de la semelle (comprimée) : .....	55
<input type="checkbox"/> Vérification de l'âme :.....	55
l) Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	55
<input type="checkbox"/> La flèche :.....	55
<input type="checkbox"/> La résistance : .....	56
<input type="checkbox"/> Cisaillement : .....	56
<b>III.6 Pré dimensionnement des poutres secondaires.....</b>	<b>57</b>
III.6.1 Plancher terrasse.....	57
III.6.1.1 Vérification en tenant compte du poids du profilé .....	59
<input type="checkbox"/> La flèche :.....	59
<input type="checkbox"/> La résistance : .....	59
<input type="checkbox"/> Cisaillement : .....	60
<b>III.7 Pré dimensionnement des poteaux.....</b>	<b>60</b>
III.7.2 Pré dimensionnement .....	62
III.7.2.1 Partie mezzanine.....	62
a) Poteau niveau 3 : .....	62
<input type="checkbox"/> Vérification au flambement : .....	63
<input type="checkbox"/> Poteau niveau 2 : .....	64
b) Poteau niveau 1 : .....	66
<input type="checkbox"/> Vérification au flambement:.....	67
III.7.2.2 Partie sans mezzanine.....	68
a) Poteau niveau 2 : .....	68
<input type="checkbox"/> Vérification au flambement : .....	69
b) Poteau niveau 1 : .....	71
<input type="checkbox"/> Vérification au flambement : .....	71

## Chapitre IV: Etude des éléments secondaires

# SOMMAIRE

---

<b>IV.1 Etude de l'acrotère .....</b>	<b>73</b>
IV.1.1 Hypothèse de calcul.....	74
□ Calcul des sollicitations :.....	74
a. Calcul du centre de pression :.....	74
b. Moment engendré par les efforts normaux :.....	75
c. Calcul de l'excentricité :.....	75
□ Ferrailage :.....	76
a. ELU :.....	76
b. ELS :.....	78
<b>IV.2 Etude des escaliers :.....</b>	<b>81</b>
IV.2.1 Choix des dimensions.....	82
IV.2.2 Pré dimensionnement de l'escalier.....	82
IV.2.3.1 Pré dimensionnement des marches.....	83
a) Évaluation des charges :.....	83
b) La vérification de la flèche et de la résistance :.....	84
c) Vérification en tenant compte du poids du profilé :.....	85
IV.2.3.2 Pré dimensionnement du limon.....	86
a) Evaluation des charges :.....	86
b) La vérification de la flèche et de la résistance :.....	87
c) Vérification en tenant compte du poids du profilé :.....	88
IV.2.3.1 Etude de la poutre palière.....	89
a) Evaluation de charges :.....	90
b) La vérification de la flèche et de la résistance :.....	90
c) Vérification en tenant compte du poids du profilé :.....	91
IV.2.4 Conclusion.....	92

## **Chapitre V: Etude du plancher collaborant**

<b>V.1 Introduction.....</b>	<b>93</b>
<b>V.2 caractéristiques du plancher collaborant.....</b>	<b>93</b>
<b>V.3 Etude du plancher collaborant.....</b>	<b>93</b>
V.3.1 Vérification des solives.....	94
V.3.1.1 Phase de construction.....	94



# SOMMAIRE

---

1. Vérification de la résistance à L'ELU : .....	94
2. Vérification de la flèche en service : .....	95
V.3.1.2 Phase finale .....	95
<input type="checkbox"/> Plancher terrasse : .....	96
1. Vérification de la résistance à L'ELU : .....	96
2. Vérification de la flèche en service : .....	96
<input type="checkbox"/> Plancher étage courant : .....	96
1. Vérification de la résistance à L'ELU : .....	97
2. Vérification de la flèche en service : .....	97
V.3.1.3 Vérification de la résistance à L'ELU.....	97
V.3.2 Calcul des goujons connecteurs.....	103
a. L'avantage des goujons connecteurs .....	104
b. L'inconvénient des goujons connecteurs.....	104
V.3.3 Vérification des soudures .....	106
V.3.4 Vérification des vibrations.....	106
<b>V.4 Vérification des poutres maitresses (sommiers).....</b>	<b>107</b>
V.4.1 Phase de construction .....	107
a. Vérification de la résistance à L'ELU .....	107
b. Vérification de la flèche en service .....	108
V.4.2 Phase finale .....	109
<input type="checkbox"/> Plancher terrasse : .....	109
<input type="checkbox"/> Plancher étage courant : .....	110
<b>V.5 Ferrailage de la dalle du plancher .....</b>	<b>116</b>
<input type="checkbox"/> Plancher terrasse : .....	116
<input type="checkbox"/> Plancher courant .....	117
<b>Chapitre VI: Etude sismique</b>	
<b>VI.1 Introduction.....</b>	<b>123</b>
<b>VI.2 Présentation du logiciel ROBOT.....</b>	<b>123</b>
<b>VI.3 Modélisation.....</b>	<b>123</b>
<b>VI.4 Analyse de la structure.....</b>	<b>123</b>
VI.4.1. Type d'analyse .....	123

# SOMMAIRE

---

VI.4.2 Méthodes de calcul .....	124
VI.4.2.1 La méthode statique équivalente.....	124
a. Principe de la méthode : .....	124
b. Calcul de la force sismique totale : .....	124
<b>VI.5 La méthode modale spectrale.....</b>	<b>129</b>
VI.5.1 Principe de la méthode spectrale .....	129
a) Spectre de reponse de calcul .....	129
b) Nombre de modes de vibrations à considérer.....	130
VI.5.2 Résultat de calcul.....	131
a) Pourcentage de participation de masse .....	131
b. Les réponses modales de la structure.....	131
VI.5.3 Analyse des résultats .....	133
a) Les combinaisons de calcul .....	133
b) Résultantes des forces sismiques de calcul.....	134
<b>VI.6 Vérification des déplacements.....</b>	<b>135</b>
□ Situation accidentelle.....	135

## Chapitre VII: Vérification de la structure

<b>VII.1 Introduction.....</b>	<b>136</b>
<b>VII.2 Vérification des poteaux.....</b>	<b>136</b>
1. Classe de la section HEA300 : .....	136
2. Vérification à l'effort tranchant .....	137
3. Vérification à l'effort normal .....	137
4. Vérification Les moments .....	138
5. Vérification aux instabilités.....	138
a) Vérification au flambement .....	138
b) Vérification au déversement .....	140
6. Vérification selon logiciel ROBOT .....	141
<b>VII.3 Vérification de résistance des poutres.....</b>	<b>141</b>
VII.3.1 Poutre principale .....	141
1. Classe de la section IPE330.....	142
2. Vérification à l'effort tranchant .....	142

# SOMMAIRE

---

3. Vérification du moment fléchissant.....	142
4. Vérification au déversement.....	142
5. Vérification selon logiciel ROBOT.....	143
<b>VII.4 Poutre secondaires IPE240 .....</b>	<b>143</b>
1. Classe de la section.....	144
2. Vérification à l'effort tranchant.....	144
3. Vérification du moment fléchissant.....	144
4. Vérification au déversement.....	145
5. Vérification selon logiciel ROBOT.....	145
<b>VII.5 Les solives IPE200 .....</b>	<b>146</b>
1. Classe de la section IPE200.....	146
2. Vérification à l'effort tranchant.....	147
3. Vérification du moment fléchissant.....	147
4. Vérification au déversement.....	147
5. Vérification selon logiciel ROBOT.....	147
<b>VII.6 Vérification du système de contreventement .....</b>	<b>148</b>
VII.6.1 Introduction.....	148
VII.6.2 Les palées de stabilités.....	148
VII.6.3. Palée triangulées en croix de Saint-André .....	149
1. Vérification sous l'effort de traction .....	149
2. Vérification au flambement.....	150
<b>VII.7 Résumé des résultats obtenus.....</b>	<b>150</b>
<b>VII.8 Vérification de la stabilité d'ensemble .....</b>	<b>150</b>
a. Vent perpendiculaire au long pan <b>SensV1</b> .....	151
b. Vent perpendiculaire au pignon <b>SensV2</b> .....	151
<b>Chapitre VIII: Les assemblages</b>	
<b>VIII.1 Introduction.....</b>	<b>153</b>
<b>VIII.2 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale).....</b>	<b>153</b>
□ Dimensionnement des boulons.....	154
□ Vérifications nécessaires .....	154
<b>VIII.3 Assemblage poteau-poutre principale (HEA300-IPE330).....</b>	<b>157</b>

# SOMMAIRE

---

VIII.3.1	Calculs des boulons .....	157
a.	Distribution des efforts sur les boulons.....	157
b.	Dimensionnement des boulons .....	157
c.	Vérification de la pression diamétrale.....	158
d.	Cisaillement du bloc .....	158
<b>VIII.4</b>	<b>Assemblage poteau - poutre secondaire (HEA300-IPE240) .....</b>	<b>159</b>
VIII.4.1	Dimensionnement des boulons .....	160
□	Coté cornière-poutre .....	160
□	Coté cornière poteau .....	160
□	Disposition géométrique.....	161
VIII.4.2	Vérification nécessaires .....	161
□	Assemblage trop long .....	161
□	La pression diamétrale .....	161
<b>VIII.5</b>	<b>Assemblage poteau-poteau (HEA300-HEA300).....</b>	<b>162</b>
□	Disposition géométrique.....	162
VIII.5.1	Assemblage des semelles par couvre joint .....	162
□	Résistance de la semelle du profilé.....	162
□	Résistance des couvre joint de la semelle.....	163
□	Résistance des boulons des semelles .....	163
□	Boulons de la semelle tendue en pression diamétrale .....	163
VIII.5.2	Assemblage des âmes par couvre joint .....	164
<b>VIII.6</b>	<b>Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) .....</b>	<b>164</b>
VIII.6.1	Assemblage gousset-nœud du portique .....	165
□	Pré dimensionnement du gousset .....	165
□	Pré dimensionnement de la gorge de soudure .....	165
VIII.6.2	Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique .....	166
□	Distribution de l'effort normale sur les boulons.....	166
□	Dimensionnement des boulons .....	166
□	Disposition géométrique.....	166
VIII.6.3	Vérification vis-à-vis d'assemblage long .....	167
VIII.6.4	Vérification de la Pression diamétrale .....	167
VIII.6.5	Rupture de la section nette.....	168

# SOMMAIRE

---

VIII.6.6 Assemblage palée en croix .....	168
VIII.6.7 Vérifications .....	169
<input type="checkbox"/> Rupture de la section nette.....	169
<input type="checkbox"/> Résistance des boulons au cisaillement .....	170
<input type="checkbox"/> Vérification à la traction .....	170
<b>Chapitre IX: Calcul des pieds de poteaux</b>	
<b>IX.1 Introduction.....</b>	<b>171</b>
<b>IX.2 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux .....</b>	<b>171</b>
<input type="checkbox"/> Vérification de la tige d'ancrage .....	173
<input type="checkbox"/> Vérification des contraintes dans le béton et l'acier .....	174
<input type="checkbox"/> Les contraintes dans le béton.....	174
<input type="checkbox"/> Les contraintes dans l'acier .....	175
<b>IX.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine .....</b>	<b>175</b>
A. Vérification de la section 1-1 .....	175
B. Vérification de la section 2-2 .....	176
C. Vérification de la section 3-3 .....	177
<b>Chapitre X : Etude des fondations</b>	
<b>X.1 Introduction.....</b>	<b>178</b>
<b>X.2 Choix du type de fondation.....</b>	<b>178</b>
<b>X.3 Calcul des fondations .....</b>	<b>178</b>
<b>X.4 Dimensionnement de la semelle.....</b>	<b>178</b>
X.4.1 Pré dimensionnement de la semelle de poteau .....	179
a. Critère de non poinçonnement:.....	180
b. Vérification en tenant compte du poids de la semelle .....	181
c. Vérification de la stabilité au renversement .....	181
<b>X.5 Ferrailage de la semelle : (BAEL 91) .....</b>	<b>182</b>
<input type="checkbox"/> Sens « A » .....	183
<input type="checkbox"/> Sens « B » .....	183
X.5.1 Ancrage des barres.....	184
<b>X.6 Calcul des longrines .....</b>	<b>185</b>
X.7.1 Pré dimensionnement.....	186

# SOMMAIRE

---

X.7.2 Ferrailage .....	186
X.7.3 Armatures transversales.....	187
<b>X.7 Ferrailage du fût.....</b>	<b>187</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>194</b>
ANNEXES	
Références bibliographique	

## Introduction générale:

En Génie Civil, les études ont un but bien précis qui est de concevoir des bâtiments répondants aux besoins humains, capables de résister aux multiples phénomènes naturels (séismes, vent extrêmes...), ce qui implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auxquels ils seront soumis, et les transmettre aux fondations.

Ces propriétés englobent la résistance, la raideur et la capacité d'absorption et de dissipation de l'énergie.

Ces exigences font qu'une structure soit capable de répondre sans dommages importants à des séismes répétés d'intensités modérées et à des tremblements de terre exceptionnellement sévères sans mettre en danger sa stabilité, son contenu, ses occupants et ses éléments principaux.

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux bases solides, les fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude des éléments constructifs ainsi que leurs liaisons.

D'une manière générale, les éléments structuraux d'un bâtiment sont une association de deux matériaux de nature et de propriétés différentes, avec l'objectif de tirer sur le plan mécanique les avantages des deux parties à savoir :

- Le béton pour résister aux efforts de compression.
- L'acier pour résister aux efforts de traction.
- ❖ Le choix de ce projet est lié à ses particularités, dont on cite :
  - La conception et l'aspect architectural de cette bâtisse.
  - Les dimensions et les grandeurs importantes de la structure.
  - Ayant la structure en charpente métallique, elle représente aussi un aspect de construction mixte qui nécessite la réalisation des planchers appropriés.

- ❖ L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :
  - ✓ Première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
  - ✓ La deuxième sera la détermination des actions présentes dans la structure et le pré dimensionnement des éléments selon l'Eurocode3.
  - ✓ La troisième étape portera sur la vérification des planchers mixtes.
  - ✓ La quatrième étape sera consacrée pour l'étude dynamique du bâtiment ; qu'on fera par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de ROOBOT STRUCTURAL ANALYSIS (version 2012).
  - ✓ Pour la cinquième étape ; elle sera consacrée pour l'étude sismique du bâtiment selon le RPA.
  - ✓ La sixième étape sera mené pour le but de la vérification des éléments de la structure aussi la vérification de l'ensemble.
  - ✓ La septième étape a pour objet le calcul des assemblages.
  - ✓ La huitième étape a pour objet la détermination de l'infrastructure (le système de fondation).

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un bâtiment en R+1 à usage de bureaux, implanté à la commune de Boughzoul wilaya de Médéa.

L'objectif principal de notre mémoire est de comprendre et de compléter les informations déjà acquises durant notre cursus, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie civil option constructions métalliques.



## I.1 Introduction

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un bâtiment en (R+1) avec mezzanine à usage de bureaux dont sa structure est en charpente métallique. Implanté dans la wilaya de Médéa commune de Boughzoul, classée comme zone de faible sismicité (Zone I) selon le règlement parasismique algérien RPA99version 2003.

## I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En plan le bâtiment est en forme rectangulaire dont les dimensions sont :

- Longueur totale du bâtiment : 38,60m
- Largeur totale du bâtiment : 18,90m
- Hauteur totale du bâtiment : 9,99m
  - ✓ Hauteur du RDC : 5,98m
  - ✓ Hauteur de la mezzanine : 2,97m
  - ✓ Hauteur de l'étage 1 : 3,51m
  - ✓ Hauteur de l'acrotère : 0,50m

## I.3 Caractéristiques structurales

### a) Ossature de la structure

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques contreventés par des palées de stabilités en X (Croix Saint André) ou en V.

### b) Planchers

Sont réalisés en planchers mixtes acier béton à dalles participantes dont les constituants sont :

- Dalle en béton armée d'épaisseur : 12cm
- Tôle nervurée de type : Cofratsra40
- Poutres de section : IPE
- Connecteurs de cisaillement de type : goujons

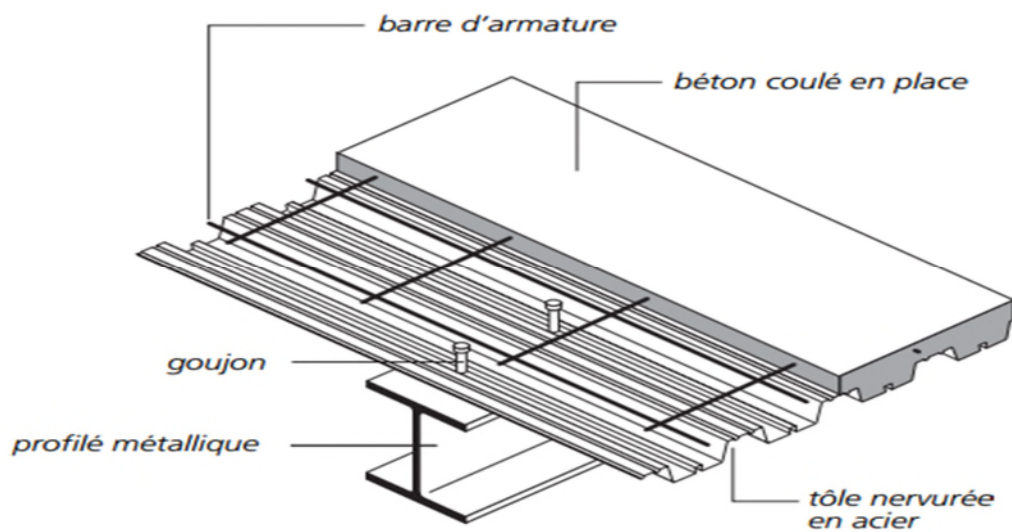


Figure I.1: Composition d'une dalle mixte.

### c) Escaliers

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre. Ils sont constitués d'un palier de repos et de deux volées.

### d) Terrasse

Elle est inaccessible sauf pour entretien.

### e) Acrotère

C'est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse.

### f) Remplissage

Les murs de remplissage extérieur sont en maçonnerie, les murs de séparation intérieure sont en briques creuses.

## I.4 Règlements utilisés

- CCM 97 (DTR BC -2.44) : l'étude et calcul des éléments de l'ouvrage.
- RPA 99 version 2003 (D T R B C 2 48) : l'étude climatique.
- RNVA 99 (DTR C 2-4.7)
- (DTR BC 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitations
- BAEL 91-CBA 93 calcul des éléments en béton armé aux états limites.
- Eurocode3 : l'étude et le calcul des éléments.

- Eurocode4 : pour le calcul des planchers.

## I.5 Les combinaisons d'actions

### I.5.1 Situation durable

#### a) Etat limite ultime (ELU)

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 bâtiment, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

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

Avec :

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

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

Q : La surcharge d'exploitation

#### b) État limite de service (ELS)

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

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux).

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  $Q_i$  :  $G + 0.9 (\Sigma Q_i)$

[CCM-article 2.3.2.2]

### I.5.2. Situations accidentelles

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....

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.

[RPA 99 version 2003 article 5.2]

## I.6. Limite 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 4.1** du **CCM97** comme suit:

Conditions	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Toitures en général	L/200	L/250
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250	L/300
Planchers en général	L/250	L/300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	L/250	L/300
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400	L/500
Cas où $\delta_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250	/

**Tableau 1. 1: Valeurs recommandées pour les flèches verticales.**

## I.7. Matériaux utilisés

### I.7.1. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles. Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1% pour l'acier doux et 0.85% pour l'acier dur).

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

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

#### ❖ Propriété de l'acier :

##### I.7.1.1. Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régallement Eurocode03. La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est S235 qui représente les meilleurs propriétés de ductilité.

##### I.7.1.2 Ductilité

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction  $f_u$  doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité  $f_y$ ;
- La déformation à la rupture  $\varepsilon_u$  doit être supérieur à 15% ;
- La déformation a la rupture  $\varepsilon_u$  (correspondant à  $f_u$  ) doit être supérieur à 20 fois l'allongement  $\varepsilon_y$  (correspondant à  $f_y$  ).

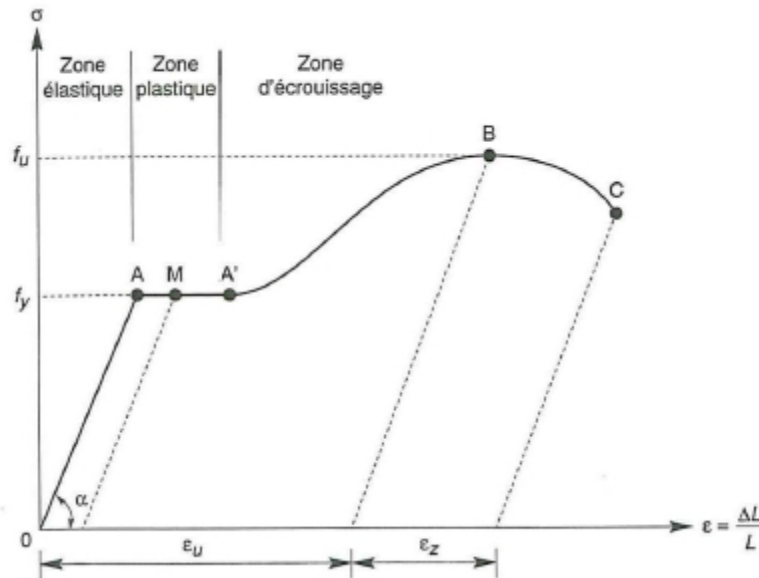


Figure I. 2: Diagramme effort /déformation de l'acier.

### I.7.2.3 Coefficient de calcul de l'acier

Les valeurs des principales caractéristiques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPA}$
- Coefficient de poisson:  $\nu = 0.3$
- Module d'élasticité transversale :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 12. 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
- La masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

### I.7.2. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé "Béton frais" celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

#### ❖ Propriétés du béton :

- la résistance à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- densité volumique :  $\rho = 2.5 \text{ t/ m}^3$
- Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4.10^{-6}$

- La résistance à la traction a 28 jours :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
- Coefficient de délitation thermique  $\alpha = 10^{-4}$  par °C

### **I.8. Données du site**

On estime que :

Le site est meuble :  $S_3$

La contrainte admissible que l'on prend est :  $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$

## II.1 Introduction

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions principales.

Le calcul des actions dues au vent sera mené conformément au règlement Neige et Vent du RNVA99. En effet, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs

- De la région
- Du site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- Et de la rigidité de la construction

## II.2 Etude au vent

### II.2.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul

#### a. Effet de la région

Selon le RNVA 99, notre projet est situé à la commune de Boughzoul wilaya de Médéa qui est classé en zone I. Par conséquent, selon le **tableau 2-3 du RNVA99**, la pression dynamique de référence est comme suit :  $q_{ref} = 375 \text{ N/ m}^2$ .

#### b. Effet du site

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient appelé « coefficient d'exposition » ( $C_e(z)$ ). Ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité ( $C_r(z)$ ) et de la topographie du site par le coefficient de topographie ( $C_t(z)$ ).

La structure sera implantée dans une région de culture avec haies et petites ferme :

D'où :

- Le facteur de terrain  $K_T = 0.19$
- Le paramètre de rugosité  $Z_0 = 0.05$  (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).
- La hauteur minimal  $Z_{min} = 4\text{m}$



Avec :

$K_T$  : Le facteur de terrain.

$Z_0(m)$  : Le paramètre de rugosité.

$Z_{min}(m)$  : La hauteur minimale.

### c. Coefficient de topographie

Le site est plat, le coefficient de topographie  $C_T = 1$ .

(Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

### d. Calcul du coefficient dynamique $C_d$

$C_d$  est donné en fonction de :

- B (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- H (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

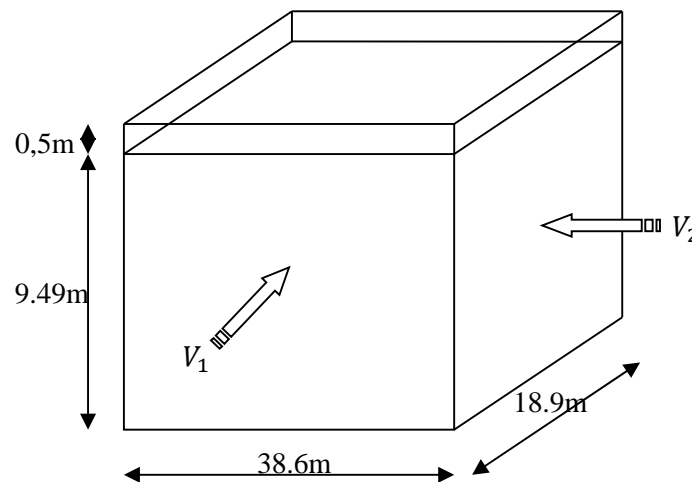


Figure II.1: Les directions principales du vent.

## II.2.2 Calcul de la pression due au vent

D'après le règlement **RNV99**, les pressions ( $q_j$ ) sont calculées par la formule suivante:

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

### II.2.2.1 Détermination de coefficient dynamique $C_d$

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la **figure 3.2 du RNVA99** pour la détermination du coefficient  $C_d$  pour chaque direction.

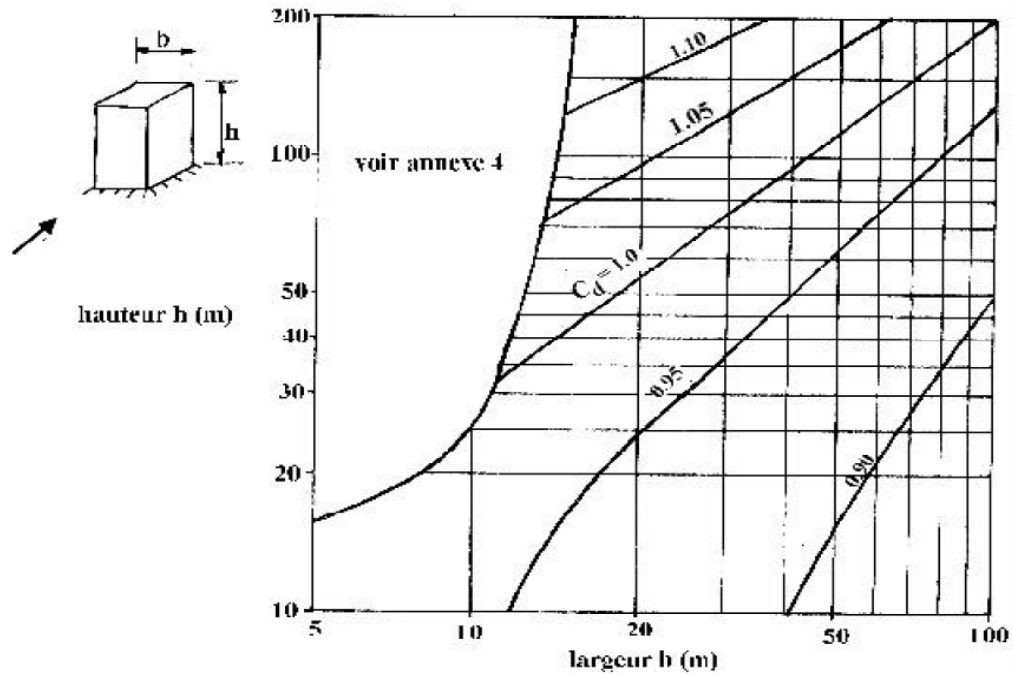


Figure II.2: Valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques [RNV 99].

**Direction longitudinale du vent V1**

La lecture donnera pour :  $b_1=18.9\text{m}$  et  $h=9.99\text{m}$   $C_d=0.93$

**Direction transversale du vent V2**

La lecture donnera pour :  $b_2=38.6\text{m}$  et  $h=9.99\text{m}$   $C_d=0.92$

Pour les deux directions  $C_d < 1.2$  ; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

Les valeurs de  $C_d$  sont résumées dans le tableau suivant :

Direction du vent	h (m)	b (m)	$C_d$
V1	9.99	18.9	0.93
V2	9.99	38.6	0.92

Tableau II. 1:Les valeurs de  $C_d$ .

### II.3. Détermination de la pression nette $q(z_j)$

$$q(z_j) = q_{\text{dyn}} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

#### II.3.1 Détermination de la pression $q_{\text{dyn}}$

La structure est d'une hauteur totale  $< 10$  m donc il y a pas lieu de subdiviser le maître-couple (Chapitre 2, §03.1.1) on calculera donc la pression dynamique par la formule suivante :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_j)$$

Avec :

$C_e$  : le coefficient d'exposition au vent.

$Z_j$  : la distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élément « j » de surface vertical, et la hauteur de la construction si cet élément de surface j fait partie de la toiture.

#### II.3.2 Calcul de coefficient d'exposition ( $C_e$ )

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, en outre il tient compte de la nature turbulente du vent.

Dans notre cas, la structure est **peu sensible** aux excitations car  $C_d < 1.2$

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot \left[ 1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(z) \cdot C_t(z)} \right] \text{ [Chap II RNVA99 Art 3.3]}$$

$C_t(z)$ : Coefficient de topographie.

$C_r(z)$ : Coefficient de rugosité.

**Coefficient de topographie :  $C_t(z) = 1$  (site plat)**

**Coefficient de rugosité :** On se réfère au paragraphe 4.2 du chapitre 2. Le coefficient de rugosité est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z}{Z_0} \text{ si } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} \text{ si } Z < Z_{\text{min}} \quad \text{ [Chap II RNVA99 Art 4.3]}$$

Avec :

$K_T$ : Facteur de terrain (0.19) ;

$Z_0$ : Paramètre de rugosité (0.05) ;

$Z_{\text{min}}$ : Hauteur minimale (4m);

Z : Hauteur considérée ;

L'ensemble des résultats de  $C_r(z_j)$ , et  $C_e(z_j)$  donnés dans le tableau suivant :

NIVEAU	Z(m)	$C_r(z)$	$C_e(z)$
Paroi verticale	4.995	0.875	1.929
Terrasse	9.99	1.006	2.35

Tableau II. 2: Les valeurs de  $C_r$  et  $C_e$ .

Les valeurs de la pression dynamique sont résumées dans le tableau suivant :

NIVEAU	$q_{ref}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_e(Z_j)$	$q_{dyn}(z_j)$ (N/m <sup>2</sup> )
Paroi verticale	375	1.929	723.375
Terrasse	375	2.35	881.25

Tableau II. 3: Les valeurs de la pression dynamique.

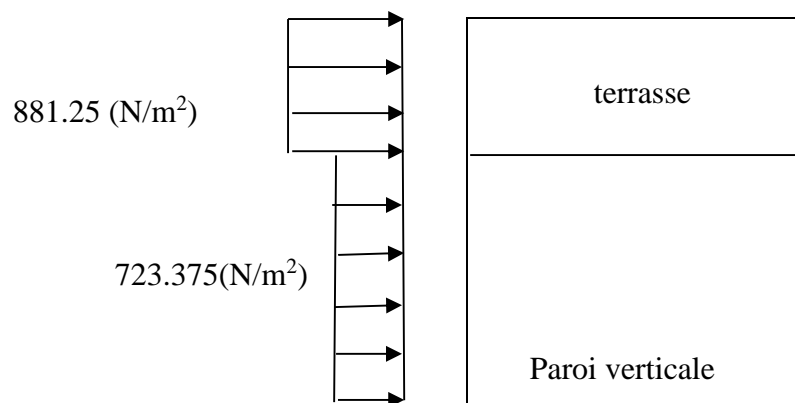


Figure II.3 : répartition de la pression dynamique

### II.3.3 Détermination des coefficients de pression ( $C_{pe}$ , $C_{pi}$ )

Cette étape concerne les deux directions du vent considérées.

#### a. Coefficient de pression extérieure $C_{pe}$

Les bâtiments de base rectangulaire donc le coefficient de pression extérieure dépend de la dimension de la surface chargée.

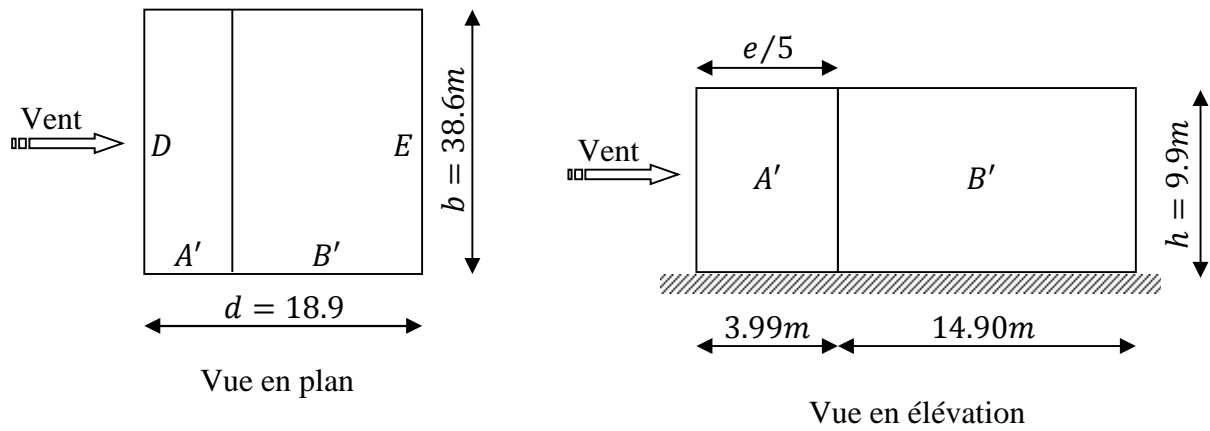
##### ➤ Parois verticales

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

Pour cette direction du vent :  $b=38.6m$ ,  $d=18.6$ ,  $h=9.99m$ .

$e = \min [b, 2 \times h] = \min [38.6; 19.98]$  donc  $e=19.98\text{m}$ ,  $e/5= 3.78\text{m}$ .

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure II.4



**Figure II. 4:répartition des zones de pression sens V1.**

Pour le calcul de  $C_{pe}$ , on se réfère au RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.1.2 et Tab 5.1]

$A'$	$B'$	$D$	$E$
$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$
-1	-0,8	+0,8	-0,3

**Tableau II. 4:  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1.**

La figure suivante illustre les valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales :

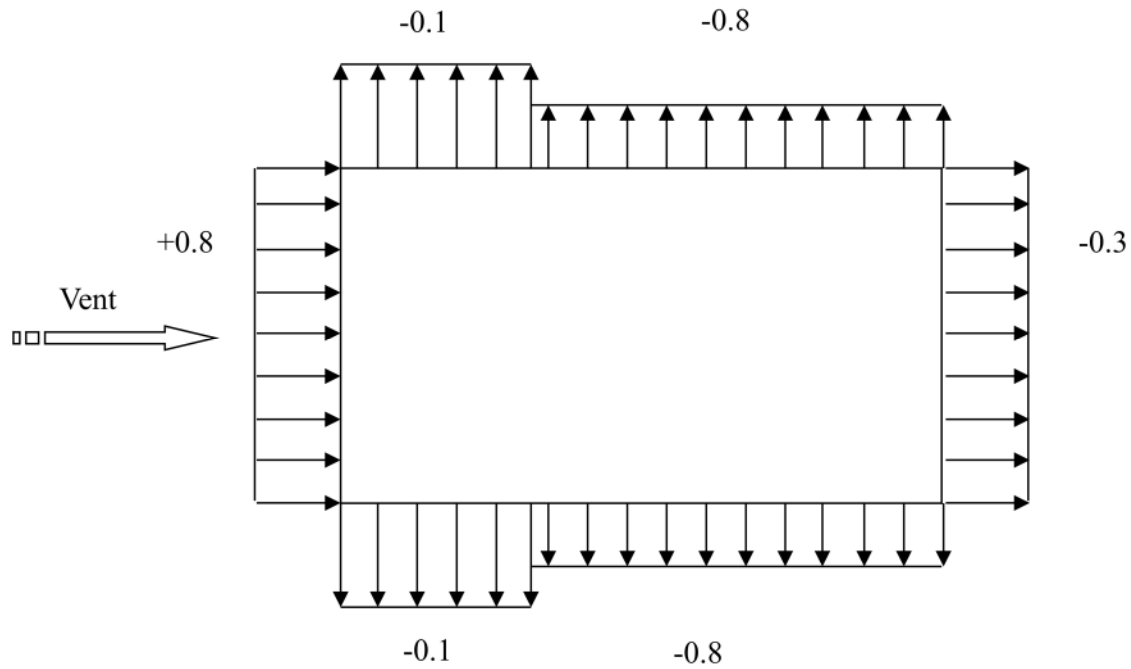


Figure II. 5 :  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1.

➤ Terrasse

La hauteur de l'acrotère :  $h_p = 0,5m$

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ .

Selon RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.3] les différentes zones de pression  $F, G, H$  et  $I$  sont représentées sur la figure suivante :

$$e = \min[b, 2 \cdot h] = 19.8m$$

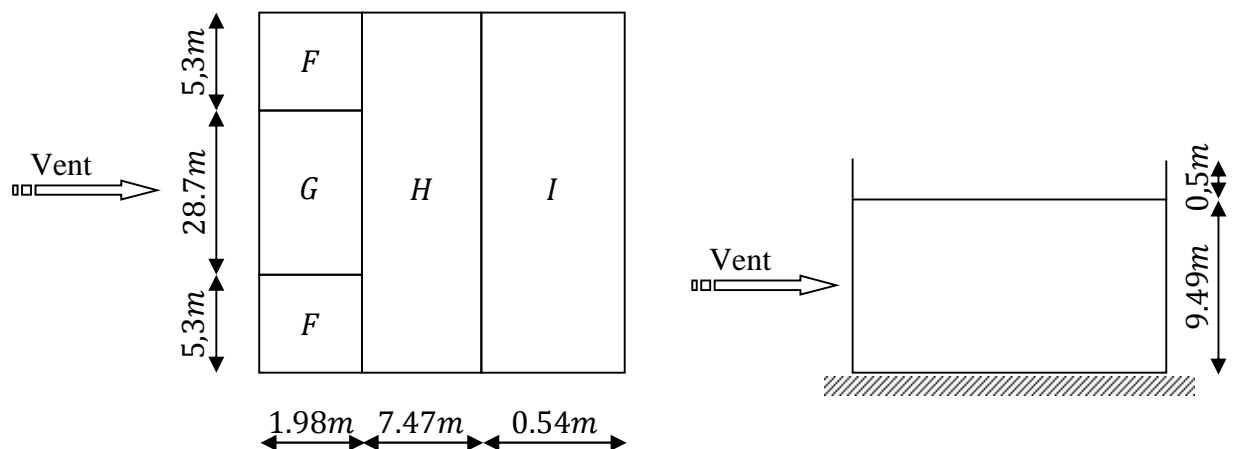


Figure II. 6: Répartition des zones de pression sur la terrasse sens V1

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	
C <sub>pe10</sub>	-1.4	-0.9	-0.7	+0.2	-0.2

Tableau II. 5: Valeur de Cpe pour la terrasse sens V1.

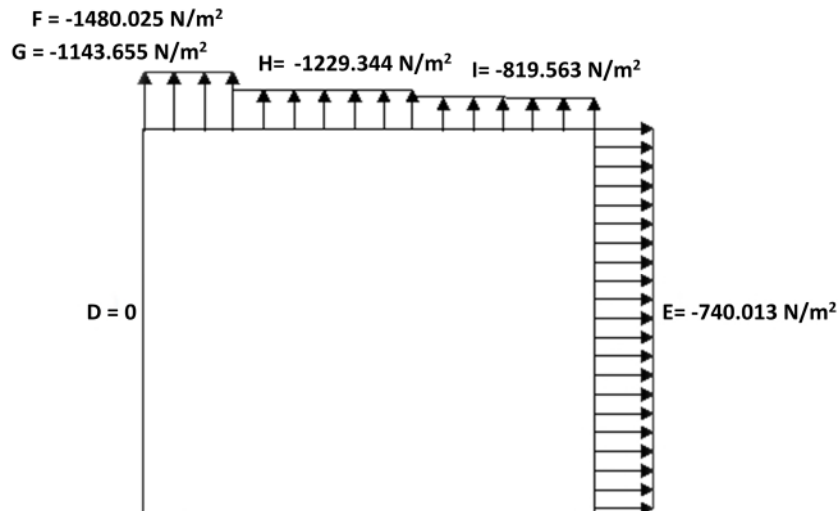


Figure II. 7 : Valeurs des dépressions correspondant à chaque zone de la terrasse sens V1.

**b. Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub>**

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$  :

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

Le coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> est donné par la **figure 5.15 du RNVA99** en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ . On prend les valeurs extrêmes **C<sub>pi</sub> = 0.8** et **C<sub>pi</sub> = -0.5** (selon l'article 2.2.1 chapitre 5 RNV A99).

**c. Calcul des pressions**

Ainsi, dans le cas de vent longitudinal agissant sur pignon, et en utilisant la formule :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [ N / m^2 ]$$

On obtient les valeurs des pressions  $q_j$ . Données dans les tableaux suivants :

### II.3.3.1 Vent perpendiculaire à la façade latérale (sens V1)

➤ **Parois verticales :**

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{N/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{N/m}^2]$
<b>A</b>	0.92	723.375	-1	-0.5	0.8	-332.753	-1197.909
<b>B</b>	0.92	723.375	-0.8	-0.5	0.8	-199.652	-1064.808
<b>C</b>	0.92	0	0	0	0.8	0	0
<b>D</b>	0.92	723.375	+0.8	-0.5	0.8	865.157	0
<b>E</b>	0.92	723.375	-0.3	-0.5	0.8	133.101	-732.056

Tableau II. 6: Valeurs des pressions  $q_j$  pour les parois verticales sens V1

➤ **Terrasse :**

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{N/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{N/m}^2]$
<b>F</b>	0.92	881.25	-1.4	-0.5	0.8	-729.675	-1783.65
<b>G</b>	0.92	881.25	-0.9	-0.5	0.8	-324.3	-1378.275
<b>H</b>	0.92	881.25	-0.7	-0.5	0.8	-162.15	-1216.125
<b>I</b>	0.92	881.25	0.2	-0.5	0.8	567.525	-810.75
<b>J</b>	0.92	881.25	0	-0.5	0.8	405.375	-648.6

Tableau II.7: Valeurs des pressions  $q_j$  pour la terrasse sens V1.

### II.3.3.2 Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V2)

Pour cette direction du vent, nous suivrons les mêmes étapes que pour le sens V<sub>1</sub>.

**a. Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$**

✓ **Parois verticales :**

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

Pour cette direction du vent :  $b= 18.9\text{m}$ ,  $d=38.60\text{m}$ ,  $h=9.99\text{m}$ .

$e = \min [b, 2 \times h] = \min [18.9 ; 19.98]$  donc  $e=18.9\text{m} < d$ .



Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure II.8.

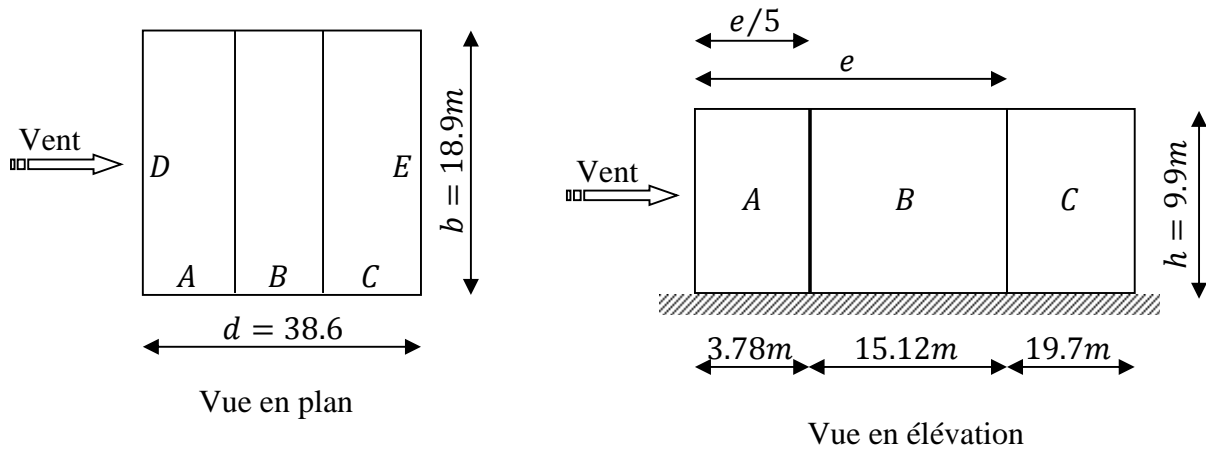


Figure II. 8: Vue en plan et en élévation des zones de pressions sens V2.

Pour le calcul de  $C_{pe}$ , on se réfère au RNVA [Chap 5 Paragraphe 1. 1. 1. 2]

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} si S \leq 1m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) * \log(s) si 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} si S \geq 10m^2 \end{cases}$$

On une surface totale  $S = 188.811m^2 > 10m^2$  ; donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Pour le calcul de  $C_{pe,10}$  on se réfère au tableau (5.1) du RNVA99, et on trouve :

A	B	C	D	E
$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$	$C_{pe} = C_{pe,10}$
-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II. 8:  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.

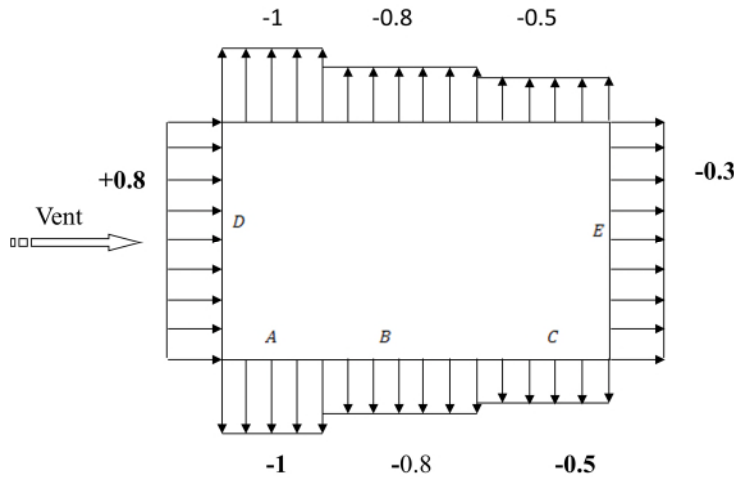


Figure II.9: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.

✓ Terrasse

La hauteur de l'acrotère :  $h_p = 0,5m$

Selon RNVA [Chap 5 Paragraphe 1.1.3] les différentes zones de pression  $F, G, H, I$  sont représentées sur la figure suivante :

$$e = \min[b, 2 \cdot h] = 18.9m \quad e/10$$

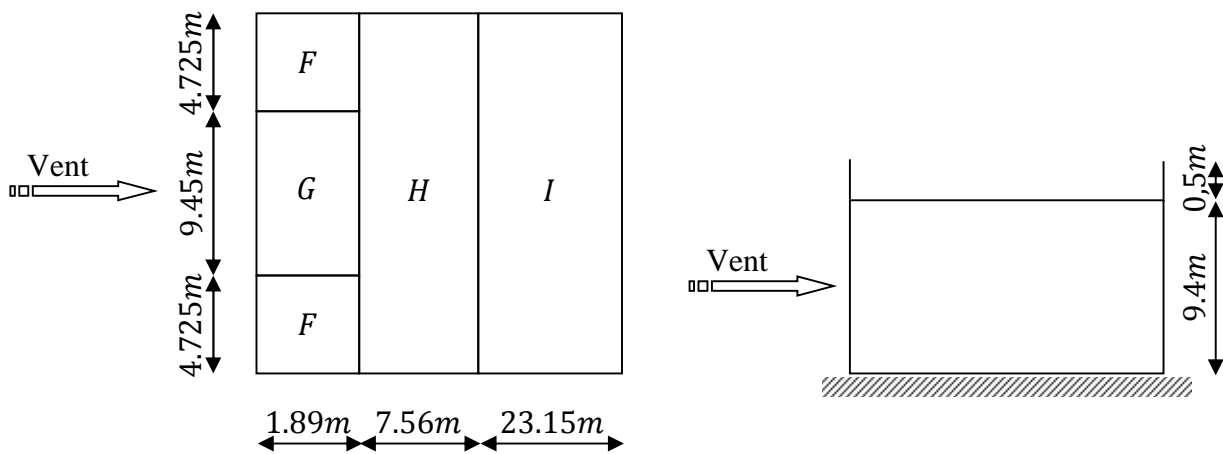


Figure II. 10: Répartition des zones de pression sur la terrasse sens V2.

Dans notre cas :  $\frac{h_p}{h} = \frac{0,5}{9,9} = 0,05$

RNVA [Chap 5 Tab 5. 2]

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	
C <sub>pe10</sub>	-1.4	-0.9	-0.7	+0.2	-0.2

Tableau II.9: Valeurs de C<sub>pe,10</sub> pour la terrasse sens V2

**b. Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub>**

Selon RNVA [Chap 5 Paragraphe 2.2.2] on utilise les valeurs suivantes :  $\begin{cases} C_{pi,1} = -0,5 \\ C_{pi,2} = +0,8 \end{cases}$

Les pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

✓ **Parois verticales :**

ZONE	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi,1</sub>	C <sub>pi,2</sub>	q <sub>j,1</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	q <sub>j,2</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
A	0.93	723.375	-1	-0.5	0.8	-336.369	-1210.93
B	0.93	723.375	-0.8	-0.5	0.8	-201.822	-1076.382
C	0.93	723.375	-0.5	-0.5	0.8	0	-874.56
D	0.93	723.375	+0.8	-0.5	0.8	874.56	0
E	0.93	723.375	-0.3	-0.5	0.8	134.548	-740.013

Tableau II. 10: Valeurs des pressions q<sub>j</sub> pour les parois verticales sens V2.

✓ **Terrasse :**

ZONE	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi,1</sub>	C <sub>pi,2</sub>	q <sub>j,1</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	q <sub>j,2</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
F	0.93	723.375	-1.4	-0.5	0.8	-605.464	-1480.025
G	0.93	723.375	-0.9	-0.5	0.8	-269.095	-1143.655
H	0.93	723.375	-0.7	-0.5	0.8	-163.913	-1229.344
I	0.93	723.375	0.2	-0.5	0.8	245.869	-819.563

Tableau II.11: Valeurs des pressions q<sub>j</sub> pour la terrasse sens V2.

### c. Force de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, rappelons que Les constructions de **Catégorie I** regroupent l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.) et des ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.) pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNVA99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles :

- Le rapport  $d/b \geq 3$  et Le rapport  $d/h \geq 3$  est vérifié, avec :
  - b : dimension de la construction perpendiculaire au vent ;
  - d : dimension de la construction parallèle au vent ;
  - h : hauteur de la construction.

#### ✓ Pour la direction $V_1$

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{18.9}{38.6} = 0.48m < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{18.9}{9.99} = 1.89m < 3 \end{cases}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées ; alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement. **Selon l'article 1.4.2 RNV.**

#### ✓ Pour la direction $V_2$

b=18.9m, d=38.6, h= 9.99m :

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{38.6}{18.9} = 2.04m < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{38.6}{9.99} = 3.86m > 3 \end{cases}$$

Condition est vérifiées alors on tiendra compte des forces de frottement on prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les lisses aciers, ondulations parallèles a la direction du vent ( $C_{fr} = 0.01$ , cf. **tableau2.1**). La force de frottement est donnée par la **formule 2.8**.

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

Avec:

J: indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

$Z_j$ : (en m) est la hauteur du centre de l'élément j.

$q_{dyn}$ : (en  $N/m^2$ ) est la pression dynamique du vent (cf. § 3).

$S_{fr,j}$ : (en  $m^2$ ) est l'aire de l'élément de surface  $j$  (cf. § 1.4.4)

$C_{fr,j}$ : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$  ( voir le tableau 2.1).

$$F_{fr, p. verticales} = 881.25 \times 0.01 \times 771.228 = 5578.871 \text{ N}$$

$$F_{fr, terrasse} = 881.25 \times 0.01 \times 729.54 = 6429.942 \text{ N}$$

$$F_{fr,totale} = 5578.871 + 6429.942 = 12007.942 \text{ N}$$

### II.3.4 Action d'ensemble

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale  $F_w$  (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la terrasse ;
- Une force de soulèvement  $F_u$  (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la terrasse. (Figure II. 11)

La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_i) + \sum F_{frj}$$

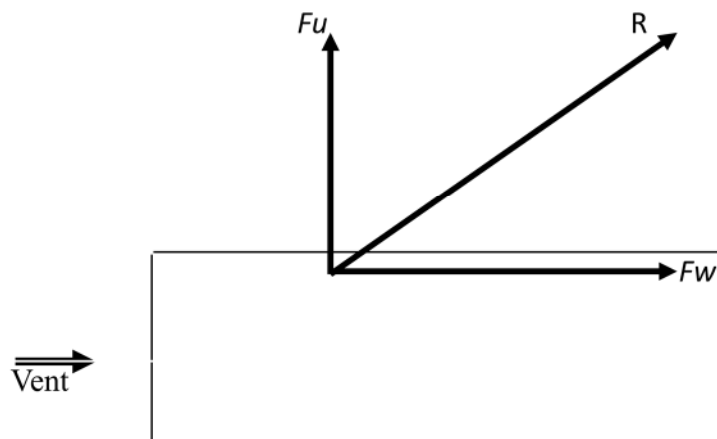


Figure II. 11 : force résultante R

Avec :

$q_j$ : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ .

$S_j$  : l'aire de l'élément de surface  $j$ .

$F_{frj}$  : la force de frottement éventuelle.

✓ **Pour la direction V<sub>1</sub>**

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V<sub>1</sub> :

➤ **Parois verticales :**

Zone D : S<sub>D</sub>= 385.614 m<sup>2</sup>

Zone E : S<sub>E</sub>=385.614m<sup>2</sup>

➤ **Terrasse :**

Zone F<sub>1</sub> : S<sub>F1</sub> =19.96 m<sup>2</sup>

Zone F<sub>2</sub> : S<sub>F2</sub>=19.96 m<sup>2</sup>

Zone G : S<sub>G</sub>=57.163 m<sup>2</sup>

Zone H : S<sub>H</sub>= 287.647 m<sup>2</sup>

Zone I : S<sub>I</sub>= 287.647m<sup>2</sup>

Zone J : S<sub>J</sub>= 77.123m<sup>2</sup>

Niveaux	Zones	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
<b>Paroi verticale</b>	<b>D</b>	0	0
	<b>E</b>	$(732.056 \times 385.614) \times 10^{-3} = -282.3$	0
<b>Terrasse</b>	<b>F<sub>1</sub></b>	0	$-(1783.65 \times 19.96) / 2 \times 10^{-3} = -17.8$
	<b>F<sub>2</sub></b>	0	$-(2107.95 \times 19.96) / 2 \times 10^{-3} = -17.8$
	<b>G</b>	0	$-(1378.275 \times 57.163) \times 10^{-3} = -78.786$
	<b>H</b>	0	$-(1216.125 \times 287.647) \times 10^{-3} = -349.82$
	<b>I</b>	0	$-(819.563 \times 550.935) \times 10^{-3} = -233.209$
	<b>J</b>	0	$-(648.6 \times 77.123) \times 10^{-3} = -50.022$
<b>F<sub>fr</sub></b>		0	0
<b>TOTALE</b>		-282.3	747.438

**Tableau II.12: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1**

✓ **Pour la direction V<sub>2</sub>**

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V<sub>2</sub> (perpendiculaire à la façade latérale) :

➤ **Parois verticales :**

Zone D :  $S_D = 188.811 \text{ m}^2$

Zone E :  $S_E = 188.811 \text{ m}^2$

➤ **Terrasse :**

Zone F<sub>1</sub> :  $S_{F1} = 17.861 \text{ m}^2$

Zone F<sub>2</sub> :  $S_{F2} = 17.861 \text{ m}^2$

Zone G :  $S_G = 17.861 \text{ m}^2$

Zone H :  $S_H = 142.884 \text{ m}^2$

Zone I :  $S_I = 550.935 \text{ m}^2$

Niveaux	Zones	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
Paroi verticale	D	0	0
	E	$(740.013 \times 188.811) \times 10^{-3} = -139.722$	0
Terrasse	F <sub>1</sub>	0	$-(1480.464 \times 17.861) / 2 \times 10^{-3} = -26.442$
	F <sub>2</sub>	0	$-(1480.464 \times 17.861) / 2 \times 10^{-3} = -26.442$
	G	0	$-(1143.655 \times 17.861) \times 10^{-3} = -20.426$
	H	0	$-(1229.344 \times 142.884) \times 10^{-3} = -175.653$
	I	0	$-(819.563 \times 550.935) \times 10^{-3} = -451.525$
<b>F<sub>fr</sub></b>		12.007942	0
<b>TOTALE</b>		- 127.72	-674.046

Tableau 2. 13: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2.

### II.3.5 Excentricité de la force globale horizontale F<sub>w</sub>

Selon le paragraphe 2.2.1 du chapitre 2 du RNVA 99, une excentricité  $e$  de la force globale  $F_w$  doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à  $\pm b/10$ .

Donc :

✓ Pour la direction  $V_1$

$$e = \pm \frac{38.6}{10} = \pm 3,86m$$

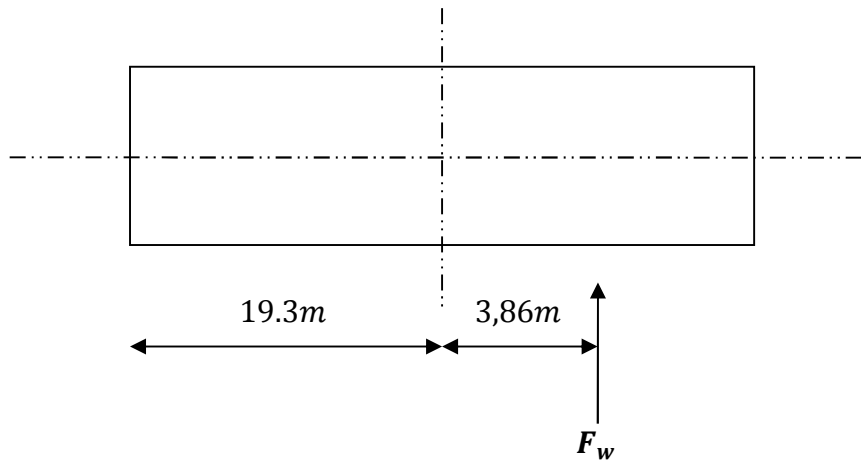


Figure II.12: Excentricité de la force globale

✓ Pour la direction  $V_2$

$$e = \pm \frac{18.9}{10} = \pm 1,89m$$

$$b/2 = 18.9/2 = 9.45m$$

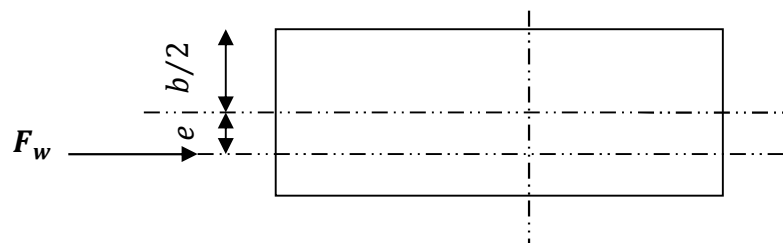


Figure II.13 : excentricité de la force globale

## II.4 Etude à la neige

### II.4.1 But

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur le plancher mixte.



### II.4.2 La charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à la commune de Boughzoul wilaya de Médéa qui est classée en zone B selon la classification de RNVA 99.
- L'altitude du projet est d'environ 500 m.

Donc :  $S_k$  est donnée par la formule suivante : (§ 4.2, RNVA 99).

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100}$$

H : Altitude du site par rapport au niveau de la mer :

Donc ;

$$S_k = \frac{0,04 \cdot 500 + 10}{100} = 0.3 \text{ kN/m}^2$$

### II.4.3 Coefficient de forme de la toiture

Il est on fonction de la forme de la toiture.

$\mu=0.8$  (Tableau 6.2, § 6.2.2.2, RNVA 99)

### II.4.3 Calcul des charges de neige sur la toiture

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

$$S = \mu \cdot S_k [\text{kN/m}^2]$$

- **Application numérique :**

$$S = 0.8 \times 0.3 = 0.24 \text{ kN/m}^2.$$

### III.1 Introduction

Le Pré dimensionnement a pour but le « pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, ce dernier se fait selon les normes de l'**Eurocode3** et le **CCM97**. Le but primordial du pré dimensionnement est de trouver le meilleur compromis entre la sécurité et l'aspect économique.

La détermination des différentes épaisseurs et surfaces, revenant à chaque élément porteur de la structure en évoluant les diverses charges et surcharges. Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses sont déterminées on accède aux calculs exacts.

### III.2 Principe de calcul

Le pré dimensionnement de chaque élément se fait par la condition de la flèche et celle de la résistance, dans les éléments fléchis.

#### ↳ Condition de flèche :

La flèche est vérifiée par la condition suivante:  $f_{cal} \leq f_{ad}$ .

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} ; \text{ pour une poutre simplement appuyée uniformément chargée.}$$

$l$ : Portée de l'élément considéré.

$E$ : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

$q_s$ : Charge sur le profilé à l'ELS.

$I_y$ : Moment d'inertie du profilé.

Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-après :

Condition	$\delta$ (flèche dans l'état final)
Toitures en général	$f < l/200$
Planchers en général	$f < l/250$
Planchers supportant des poteaux	$f < l/400$
Poteaux de portiques en général	$f < l/300$
Poteaux de portiques avec pont roulant	$f < l/500$

Tableau III.1: valeur limites recommandées pour les flèches verticales

[CCM97 ; Tab4. 1]

### ↳ Condition de résistance:

La résistance est vérifiée par la condition suivante :  $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$M_{sd}$  : Moment sollicitant le profilé.

$M_{Rd}$ : Moment résistant du profilé.

$q_u$  : Charge sur le profilé à l'ELU.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

$\gamma_{M_0}$  : Coefficient partiel de sécurité.

[CCM97 ; Article5. 4. 5. 1]

### III.3 Évaluation des charges

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire.

[D.T.R-BC.2.2]

#### III.3.1 Les charges permanentes ( $G$ ) :

##### a) Plancher terrasse :

1- Gravillon de protection ( $e = 4cm$ ) .....  $0,2 \times 4 = 0,8 KN/m^2$ .

2- Etanchéité multicouches ( $e = 2cm$ ) .....  $0,12 KN/m^2$ .

3- Isolation thermique (liège) ( $e = 4cm$ ) .....  $0,04 \times 4 = 0,16 KN/m^2$ .

4- Forme de pente ( $e = 10cm$ ) .....  $0,10 \times 22 = 2,2 KN/m^2$ .

5- Tôle type TN 40 .....  $0,15 KN/m^2$ .

6- Dalle en béton armé ( $e = 10cm$ ) .....  $0,10 \times 25 = 2,5 KN/m^2$ .

$$G = 5,93 KN/m^2$$

##### b) Plancher 1<sup>er</sup> étage :

1- Revêtements en carrelage ( $e = 2cm$ ) .....  $0,2 \times 2 = 0,4 KN/m^2$ .

2- Mortier de pose ( $e = 1,5cm$ ) .....  $0,2 \times 1,5 = 0,3 KN/m^2$ .

3- Lit de sable ( $e = 2cm$ ) .....  $18 \times 0,02 = 0,36 KN/m^2$ .

4- Dalle en béton armé ( $e = 12cm$ ) .....  $0,12 \times 25 = 3 KN/m^2$ .

5- Tôle type TN 40 .....  $0,15 KN/m^2$ .

$$G = 4,21 KN/m^2$$

**c) Plancher RDC :**

- 1- Revêtements en carrelage ( $e = 2cm$ ) .....  $0,2 \times 2 = 0,4 KN/m^2$ .
- 2- Mortier de pose ( $e = 1,5cm$ ) .....  $0,2 \times 1,5 = 0,3 KN/m^2$ .
- 3- Lit de sable ( $e = 2cm$ ) .....  $18 \times 0,02 = 0,36 KN/m^2$ .
- 4- Enduit en plâtre ( $e = 1,5cm$ ) .....  $0,1 \times 1,5 = 0,15 KN/m^2$ .
- 5- Dalle en béton armé ( $e = 12cm$ ) .....  $0,12 \times 25 = 3 KN/m^2$ .
- 6- Tôle type TN 40 .....  $0,15 KN/m^2$ .

$$G = 4,21 KN/m^2$$

**d) Murs extérieurs :**

- 1- Enduit intérieur en plâtre ( $e = 1,5cm$ ) .....  $0,15 KN/m^2$ .
- 2- Briques creuses (10 + 10)cm .....  $1,8 KN/m^2$ .
- 3- Enduit extérieur en ciment ( $e = 1,5cm$ ) .....  $0,27 KN/m^2$ .
- 4- Lamelle d'air ( $e = 5cm$ ) .....  $0 KN/m^2$ .

$$G = 2,22 KN/m^2$$

**e) Murs intérieurs :**

- 1- Enduit en plâtre ( $e = 1,5cm$ ) .....  $0,15 KN/m^2$ .
- 2- Briques creuses ( $e = 10cm$ ) .....  $0,9 KN/m^2$ .
- 3- Enduit en plâtre ( $e = 1,5cm$ ) .....  $0,15 KN/m^2$ .

$$G = 1,2 KN/m^2$$

**III.3.2 Les surcharges d'exploitation (Q) :**

Plancher terrasse.....  $1 KN/m^2$ .

Plancher 1<sup>er</sup> étage..... 2,5 KN/m<sup>2</sup>.

Plancher RDC ..... 5,00 KN/m<sup>2</sup>.

### III.4 Pré dimensionnement des solives

Ce sont l'ensemble des poutres permettant de reprendre les charges du plancher et de les transmettre aux sommiers auxquels sont assemblées.

#### III.4.1 Plancher terrasse

↳ **A court terme :**

##### **Caractéristiques :**

On a les caractéristiques suivantes :

-Portée de la solive :  $l = 6m$

-Entre axe des solives :  $e \text{ solives} = 1,2m$

$G = 2,65 \text{ KN/m}^2$

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

$S = 0,24 \text{ KN/m}^2$

On estime un profilé IPE 160 dont le poids propre est de :  $g_p = 0,158 \text{ KN/m}$ .

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 869.3 \text{ cm}^4$	$-h = 160 \text{ mm}$	$-d = 127.2 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 108.7 \text{ cm}^3$
$-I_z = 68.31 \text{ cm}^4$	$-b = 82 \text{ mm}$	$-r = 9 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 16.66 \text{ cm}^3$
$-A = 20.1 \text{ cm}^2$	$-t_w = 5 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 123.9 \text{ cm}^3$
$-G = 15.8 \text{ kg/m}$	$-t_f = 7.4 \text{ mm}$	$-A_{vy} = 12.13 \text{ cm}^2$	$-W_{plz} = 26.1 \text{ cm}^3$

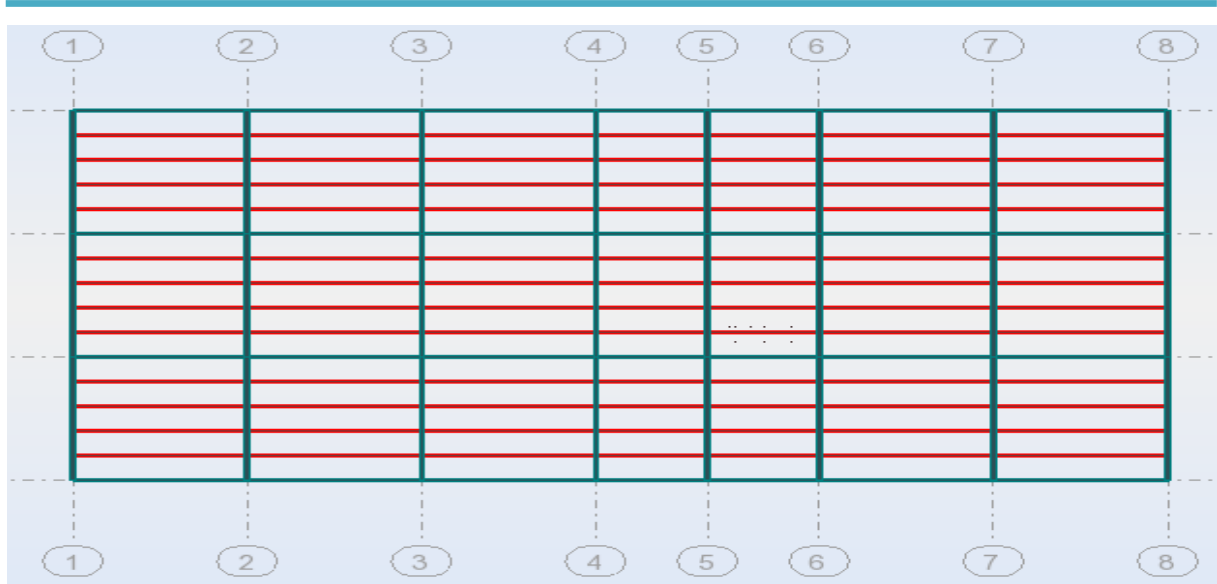


Figure III.1 : Disposition des solives

**Combinaisons de charges :**

Les combinaisons de charge à considérées sont :

$$\text{A l'ELS} \quad P_s = [G + \max(Q; S)] \cdot e_{\text{solive}} + g_p$$

$$\text{A l'ELU} \quad P_u = [1,35G + 1,5 \max(Q; S)] \cdot e_{\text{solive}} + 1,35 g_p$$

$$P_u = 1,35 [G + 0,9(Q + S)] \cdot e_{\text{solive}} + 1,35 g_p$$

**a) Vérification de résistance :**

Il faut vérifier :  $M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$  (pour les sections de classe 1 et 2)

$$Pu1 = [1,35 \cdot 2,65 + 1,5 \max(1; 0,24)] \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 0,158$$

$$Pu1 = 6,306 \text{ KN/ml}$$

$$Pu2 = 1,35 [2,65 + 0,9(1 + 0,24)] \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 0,158$$

$$Pu2 = 6,515 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = \max(Pu1, Pu2)$$

$$q_u = 6,515 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pl} \geq \frac{q_u \times \gamma_{M_0} \times l^2}{8 \times f_y}$$

$$W_{pl} \geq \frac{6,515 \times 1 \times 6^2 \times 10^4}{8 \times 2350} = 124,755 \text{ cm}^2$$

soit un IPE 180 avec  $W_{pl} = 166,4 \text{ cm}^2$

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 1317 \text{ cm}^4$	$-h = 180 \text{ mm}$	$-d = 146 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 146.3 \text{ cm}^3$
$-I_z = 100.9 \text{ cm}^4$	$-b = 91 \text{ mm}$	$-r = 9 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 22.16 \text{ cm}^3$
$-A = 23.9 \text{ cm}^2$	$-t_w = 5.3 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 11.3 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 166.4 \text{ cm}^3$
$-G = 18.8 \text{ kg/m}$	$-t_f = 8 \text{ mm}$	$-A_{vy} = 14.56 \text{ cm}^2$	$-W_{plz} = 34.6 \text{ cm}^3$

$$Pu1 = [1, 35.2,65 + 1,5 \max(1 ; 0.24)] \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 0,188$$

$$Pu1 = 6,347 \text{ KN/ml}$$

$$Pu2 = [1, 35.2,65 + 1,35 \cdot 0,9 (1 + 0.24)] \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 0,188$$

$$Pu2 = 6,556 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = \max(Pu1, Pu2)$$

$$q_u = 6,556 \text{ KN/ml}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{6,556 \times 6^2}{8} = 29,502 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{166.4 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 3,104 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**b) Classe de la section :**

↳ **Classe de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{91}{2 \times 8} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5,687 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↳ **Vérification de l'âme :**



$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{146}{5,3} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 2,547 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

**c) Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6,556 \times 6}{2} = 19,668 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{11,3 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 153,315 \text{KN} > 19,668 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 0,5 \times 153,315 \text{KN} = 76,657 \text{KN} > V_{sd} = 19,668 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

[CCM97.p64Article.5.4.6]

**d) Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$q_s = [2,65 + \max(1 ; 0,24)] \cdot 1,2 + 0,188$$

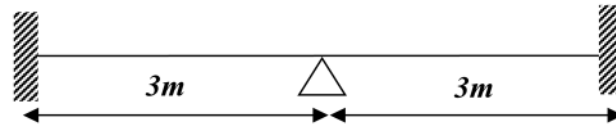
$$q_s = 4,568 \text{KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4,568 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 1317} 10^2 = 2,787 \text{cm}$$

$$f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{cm}$$

$$f_{cal} = 2,787 \text{cm} > f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{cm} \dots \dots \dots \text{non Vérifiée}$$

La flèche est non vérifiée donc on adopte un étayement à mi travée comme l'indique le schéma suivant :



On a les caractéristiques suivantes :

-Portée de la solive :  $l = 3m$

-Entre axe des solives : e solives = 1,2m

$$G = 2,65 \text{ KN/m}^2$$

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

$$S = 0,24 \text{ KN/m}^2$$

On vérifie la flèche :

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$q_s = 4,568 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4,568 \times 3^4}{384 \times 2,1 \times 1317} 10^2 = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 0,17 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte l'IPE 180 comme solives du plancher terrasse.

**NB :** on adopte le même profilé (IPE180) pour les poutres secondaires.

### III.4.2 Plancher courant

On suit les mêmes étapes que celles du plancher terrasse.

#### III.4.2.1 A court terme

##### Caractéristiques :

On a les caractéristiques suivantes :

-Portée de la solive :  $l = 6m$

-Entre axe des solives :  $e_{solives} = 1,2m$

$$G = 2,65 \text{ KN/m}^2$$

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

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

On estime un profilé IPE 160 dont le poids propre est de :  $g_p = 0,158 \text{ KN/m}$ .

##### a) Combinaisons de charges :

Les combinaisons de charge à considérées sont :

$$\text{A l'ELS} \quad P_s = [G + \max(Q ; S)] \cdot e_{solive} + g_p$$

$$\text{A l'ELU} \quad P_u = [1,35G + 1,5 \max(Q ; S)] \cdot e_{solive} + 1,35 g_p$$

##### b) Vérification de résistance :

Il faut vérifier :  $M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$  (pour les sections de classe 1 et 2)

$$P_u = [1,35 \cdot 2,65 + 1,5 \max(2,5 ; 0)] \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 0,158$$

$$P_u = 9,006 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pl} \geq \frac{P_u \times \gamma_{M_0} \times l^2}{8 \times f_y}$$

$$W_{pl} \geq \frac{9,006 \times 1 \times 6^2 \times 10^4}{8 \times 2350} = 172,45 \text{ cm}^2$$

soit un IPE 200 avec  $W_{pl} = 220,6 \text{ cm}^2$

Ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 1943,2 \text{ cm}^4$$

$$-h = 200 \text{ mm}$$

$$-d = 159 \text{ mm}$$

$$-W_{ely} = 194,3 \text{ cm}^3$$

$-I_z = 142,31\text{cm}^4$	$-b = 100\text{ mm}$	$-r = 12\text{ mm}$	$-W_{elz} = 28,46\text{cm}^3$
$-A = 28,5\text{ cm}^2$	$-t_w = 5,6\text{ mm}$	$-A_{vz} = 14\text{cm}^2$	$-W_{ply} = 220,6\text{ cm}^3$
$-G = 22,4\text{ kg/m}$	$-t_f = 8,5\text{ mm}$	$-A_{vy} = 18\text{cm}^2$	$-W_{plz} = 44,6\text{cm}^3$

$$Pu = [1,35 \cdot 2,65 + 1,5 \max(2,5; 0)] \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 0,224$$

$$Pu = 9,095\text{ KN/ml}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{Pu \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{9,095 \times 6^2}{8} = 40,929\text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{220,6 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 51,841\text{KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**c) Classe de la section :**

$\hookrightarrow$  **Classe de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{100}{2 \times 8,5} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5,882 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$\hookrightarrow$  **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{159}{5,6} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 28,39 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

**d) Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{Pu \times l}{2} = \frac{9,095 \times 6}{2} = 27,285\text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{14 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 189,948\text{KN} > 27,285\text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 0,5 \times 189,948\text{ KN} = 94,97\text{KN} > V_{sd} = 27,285\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

[CCM97.p64Article.5.4.6]

## e) Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$q_s = [2,65 + \max(2,5 ; 0)] \cdot 1,2 + 0,224$$

$$q_s = 6,404 \text{ kN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 6,404 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 1943,2} 10^2 = 2,648 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 2,648 \text{ cm} > f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{nonVérifiée}$$

=> On adopte un étayement à mi- travée comme l'indique le schéma suivant :



$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 6,404 \times 3^4}{384 \times 2,1 \times 1943,2} 10^2 = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{300}{250} = 1,2 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 0,16\text{cm} < f_{ad} = \frac{300}{250} = 1,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

### III.4.2.2 A long terme

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive :  $l = 6,00\text{m}$

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1,2\text{m}$

$$G = 4,21 \text{ KN/m}^2$$

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

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

$$q_{S1} = (G \times e_{solive}) + \max[Q; S] \times e_{solive}$$

$$q_{S1} = (4,21 \times 1,2) + \max[2,5; 0] \times 1,2$$

$$q_{S1} = 8,052 \text{ KN/m}$$

$$q_{S2} = (G \times e_{solive}) + 0,9[Q + S] \times e_{solive}$$

$$q_{S2} = (4,21 \times 1,2) + 0,9[2,5 + 0] \times 1,2$$

$$q_{S2} = 7,752 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \max(q_{S1}, q_{S2})$$

$$q_s = 8,052 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = 250 \times \frac{5 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = 250 \times \frac{5 \times 8,052 \times 6,00^3}{384 \times 2,1} = 2695,98 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE240 => la section est de classe 1.

Les caractéristiques de l'IPE 240 sont comme suit:

- $I_y = 3891.6 \text{ cm}^4$	- $h = 240 \text{ mm}$	- $d = 190.1 \text{ mm}$	- $W_{ely} = 324.3 \text{ cm}^3$
- $I_z = 283.58 \text{ cm}^4$	- $b = 120 \text{ mm}$	- $r = 15 \text{ mm}$	- $W_{elz} = 47.26 \text{ cm}^3$
- $A = 39.1 \text{ cm}^2$	- $t_w = 6.2 \text{ mm}$	- $A_{vz} = 19.1 \text{ cm}^2$	- $W_{ply} = 366.6 \text{ cm}^3$
- $G = 30.7 \text{ kg/m}$	- $t_f = 9.8 \text{ mm}$	- $A_{vy} = 23.52 \text{ cm}^2$	- $W_{plz} = 73.9 \text{ cm}^3$

**a) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

↳ **La flèche :**

$$q'_s = q_s + g_p = 9,979 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 9,979 \times 6,00^4}{384 \times 2,1 \times 3691,6} 10^2$$

$$f_{cal} = 2,17 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↳ **La résistance :**

$$q_{u1} = 13,92 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 13,47 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 13,92 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 62,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 86,151 \text{ KN.m} > 62,37 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↪ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 41,76KN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 259,14KN > 41,76KN$$

$$V_{pl,Rd} = 259,14KN > V_{sd} = 41,76KN \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'IPE 240 comme solives du plancher courant.

NB : on adopte le même profilé (IPE240) comme poutres secondaires pour ce plancher.

### III.5 Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)

Les poutres porteuses (sommier) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Le même calcul se fait pour les planchers terrasse et les planchers courants.

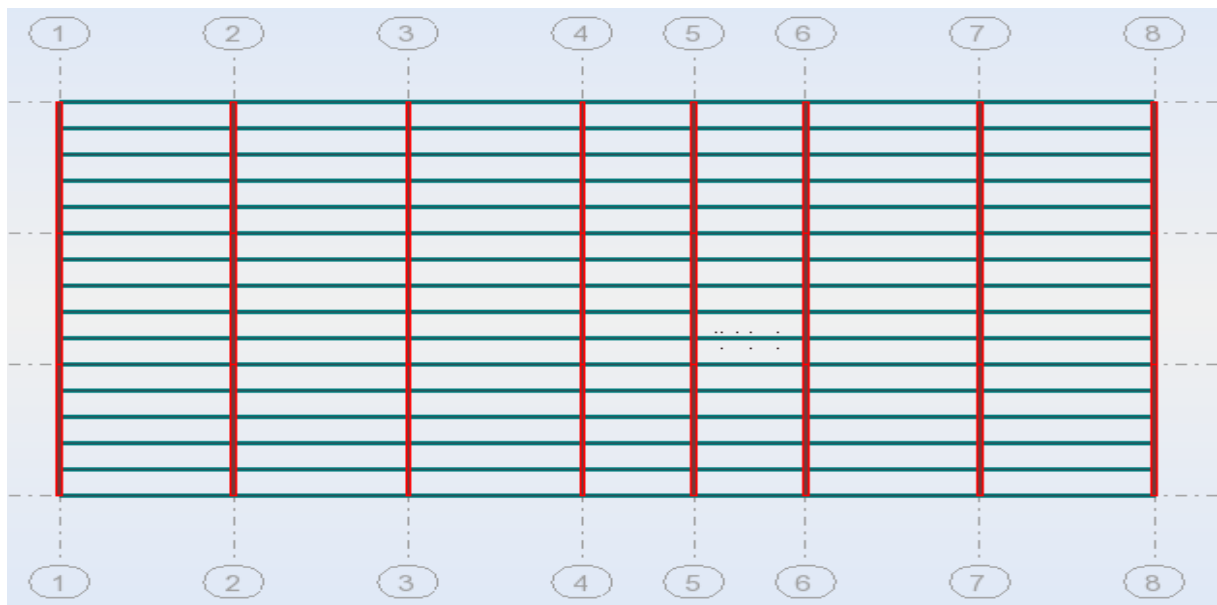


Figure III.2 : Disposition des sommiers.



### III.5.1 Plancher terrasse :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier :  $L = 6,00m$

Entre axe des sommiers :  $e_{sommier} = 6,00m$

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1,2m$

$G = 5,93 KN/m^2$

$Q = 1 KN/m^2$

$S = 0,24 KN/m^2$

$G_{solive} = 0,262 KN/m$

$a = 1.2$

$b = 2.4m$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{solive} \times e_{sommier} = 0,262 \times 6 = 1,572KN$$

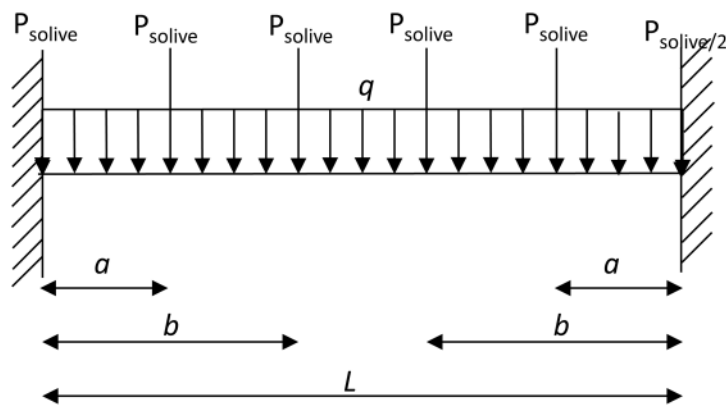


Figure III.3 : schéma statique du sommier

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.

#### Cas N° 1:

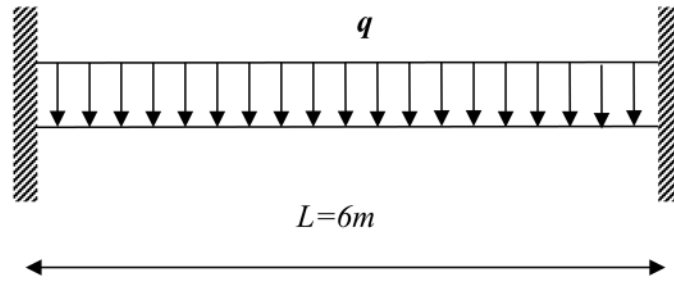


Figure III.4 : schéma statique du sommier.

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q_{s1} = [G + \max(Q; S)] \times e_{sommier} = 42,48 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = [G + 0,9 \times (Q + S)] \times e_{sommier} = 43,176 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = 43,176 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal1} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_{y1} = 200 \times \frac{5 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = 200 \times \frac{5 \times 43,176 \times 6^3}{384 \times 2,1} = 11565 \text{ cm}^4$$

**Cas N°2:**

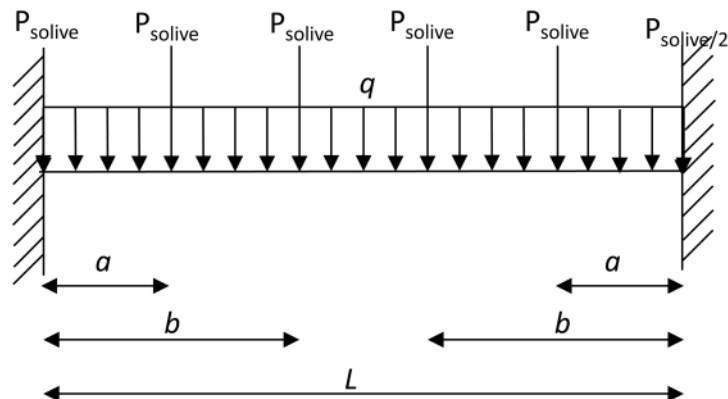


Figure III.5 : schéma statique du sommier sous charge des solives.

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \times E \times I_{y2}} \times [[a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)] + [b \times (3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_{y2} = 200 \times \frac{P_{solive}}{24 \times E \times L} \times [[a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)] + [b \times (3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$I_{y2} = \frac{200 \times 1,572}{24 \times 2,1 \times 6} \times [[1,2 \times (3 \times 6^2 - 4 \times 1,2^2)] + [2,4 \times (3 \times 6^2 - 4 \times 2,4^2)]]$$

$$I_{y2} = 339,552 \text{ cm}^4$$

Finalement, l'inertie totale est :

$$I_y = I_{y1} + I_{y2} = 11904,552 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE360

Ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 16265,6 \text{ cm}^4 - h = 360 \text{ mm} \quad -d = 298,6 \text{ mm} \quad -W_{ely} = 903,6 \text{ cm}^3$$

$$-I_z = 1043,2 \text{ cm}^4 - b = 170 \text{ mm} \quad -r = 18 \text{ mm} \quad -W_{elz} = 122,73 \text{ cm}^3$$

$$-A = 72,7 \text{ cm}^2 - t_w = 8 \text{ mm} \quad -A_{vz} = 35,1 \text{ cm}^2 - W_{ply} = 1019,1 \text{ cm}^3$$

$$-G = 57,1 \text{ kg/m} \quad -t_f = 12,7 \text{ mm} \quad -A_{vy} = 45,3 \text{ cm}^2 \quad -W_{plz} = 191,1 \text{ cm}^3$$

**b) Classe de la section :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

↪ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{170}{2 \times 12,7} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6,7 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↪ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{298,6}{8} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 37,325 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1 .

**c) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

↪ **La flèche :**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 43,176 + 0,571 = 43,747 \text{ KN/m}$$

**Cas N°1:**

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 43,747 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 16265,6} \times 10^2 = 2,16 \text{ cm}$$

**Cas N°2:**

$$f_{cal2} = \frac{0,571 \times 10^2 \times [(1,2 \times (3 \times 6^2 - 4 \times 1,2^2))] + [2,4 \times (3 \times 6^2 - 4 \times 2,4^2)]}{24 \times 2,1 \times 16265,6}$$

$$f_{cal2} = 0,022 \text{ cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 2,18 \text{ cm} > f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↪ **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

**Cas N°1:**

$$q_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,5 \times \max[Q; +S] \times e_{\text{sommier}} = 59,01 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,35 \times [Q + S] \times e_{\text{sommier}} = 60,06 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 60,06 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{60,06 \times 6^2}{8} = 270,282 \text{ KN.m}$$

**Cas N°2:**

$$q'_{solive} = 1,35 \times q_{solive} = 2,122 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = q'_{solive} \times (a + b) = 2,122 \times (1,2 + 2,4) = 7,639 \text{ KN.m}$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 277,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1019,1 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 239,488 \text{ KN.m} < M_{sd}$$

$$= 277,92 \text{ KN.m} \dots \text{non Vérifiée}$$

Donc, on augmente la section du profilé, en prend IPE400

Ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 23128,4 \text{ cm}^4 \quad -h = 400 \text{ mm} \quad -d = 331 \text{ mm} \quad -W_{ely} = 1156,4 \text{ cm}^3$$

$$-I_z = 1317,58 \text{ cm}^4 \quad -b = 180 \text{ mm} \quad -r = 21 \text{ mm} \quad -W_{elz} = 146,4 \text{ cm}^3$$

$$-A = 84,5 \text{ cm}^2 \quad -t_w = 8,6 \text{ mm} \quad -A_{vz} = 42,7 \text{ cm}^2 \quad -W_{ply} = 1307,1 \text{ cm}^3$$

$$-G = 66,3 \text{ kg/m} \quad -t_f = 13,5 \text{ mm} \quad -A_{vy} = 51,1 \text{ cm}^2 \quad -W_{plz} = 229 \text{ cm}^3$$

**d) Classe de la section :****↳ Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{180}{2 \times 13,5} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6,667 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↪ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{331}{8,6} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 38,49 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

e) **Vérification en tenant compte du poids du profilé:**

↪ **La flèche :**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 43,176 + 0,663 = 43,839 \text{ KN/m}$$

**Cas N°1:**

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 43,839 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 23128,4} \times 10^2 = 1,523 \text{ cm}$$

**Cas N°2:**

$$f_{cal2} = \frac{1,842 \times 10^2}{24 \times 2,1 \times 23128,4} [[1,2(3 \times 6^2 - 4 \times 1,2^2)] + [2,4(3 \times 6^2 - 4 \times 2,4^2)]]$$

$$f_{cal2} = 0,028 \text{ cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1,551 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↪ **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

**Cas N°1:**

$$q_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,5 \times \max[Q; S] \times e_{\text{sommier}}$$

$$q_{u1} = 1,35 \times (6,08 \times 6 + 0,663) + 1,5 \times \max[1; 0,24] \times 6 = 59,143 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,35 \times [Q + S] \times e_{\text{sommier}}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (6,08 \times 6 + 0,663) + 1,35 \times [1 + 0,24] \times 6 = 60,187 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 60,187 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{60,187 \times 6^2}{8} = 270,841 \text{KN.m}$$

**Cas N°2:**

$$q'_{solive} = 1,35 \times q_{solive} = 2,487 \text{KN}$$

$$M_{sd2} = q'_{solive} \times (a + b) = 2,487 \times (1,2 + 2,4) = 8,953 \text{KN.m}$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 279,795 \text{KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307,1 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 307,169 \text{KN.m} > 279,795 \text{KN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**↪ Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + 2 \times P'_{solive} = \frac{60,187 \times 6}{2} + 2 \times 2,487 = 185,535 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{42,7 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 579,342 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 579,342 > V_{sd} = 185,535 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'IPE 400 comme des sommiers intermédiaire au plancher terrasse.

**f) Plancher courant :**

On a les caractéristiques suivantes :

$$\text{Portée du sommier : } L = 6,00 \text{m}$$

$$\text{Entre axe des sommiers : } e_{sommier} = 6,00 \text{m}$$

$$\text{Entre axe des solives : } e_{solive} = 1,2 \text{m}$$

$$G = 5,56 \text{KN/m}^2$$

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

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

$$G_{solive} = 0,224 \text{KN/m}$$

$$a = 1,2 \text{m}$$

$$b = 2,4m$$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{solive} \times e_{sommier} = 0,224 \times 6,00 = 1,344KN$$

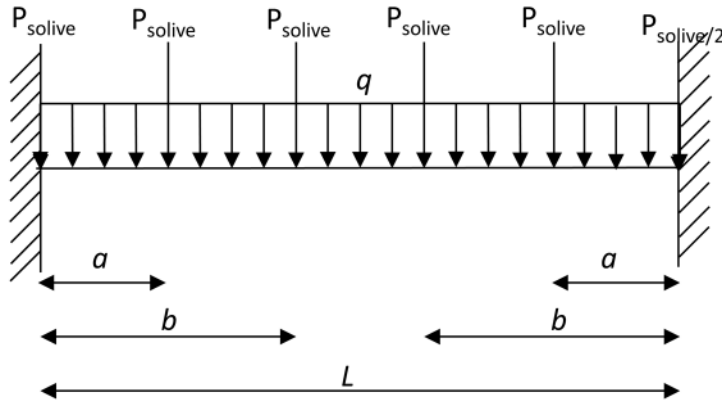


Figure III.7 : schéma statique du sommier.

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.

**Cas N° 1:**

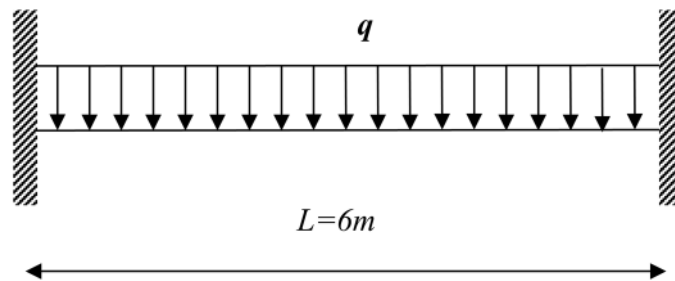


Figure III.8 : schéma statique du sommier sous charge uniforme.

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q_{s1} = [G + \max(Q; S)] \times e_{sommier} = 48,36 KN/m$$

$$q_{s2} = [G + 0,9 \times (Q + S)] \times e_{sommier} = 46,86 KN/m$$

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = 48,36 KN/m$$

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :



$$f_{cal1} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_{y1} = 200 \times \frac{5 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = 250 \times \frac{5 \times 48,36 \times 6^3}{384 \times 2,1} = 16191,96 \text{ cm}^4$$

**Cas N°2:**

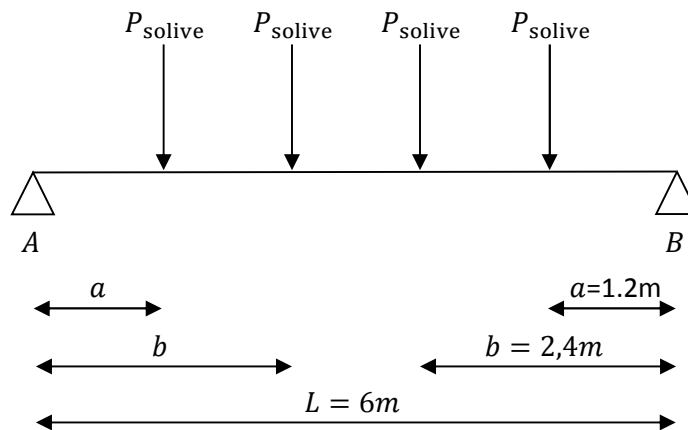


Figure III.9 : schéma statique du sommier sous charge des solives.

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \times E \times I_{y2}} \times [[a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)] + [b \times (3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_{y2} = 200 \times \frac{P_{solive}}{24 \times E \times L} \times [[a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)] + [b \times (3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$I_{y2} = 200 \times \frac{1,842}{24 \times 2,1 \times 6} [[1,2 \times (3 \times 6^2 - 4 \times 1,2^2)] + [2,4 \times (3 \times 6^2 - 4 \times 2,4^2)]]$$

$$I_{y2} = 397,872 \text{ cm}^4$$

Finalement, l'inertie totale est :

$$I_y = I_{y1} + I_{y2} = 16589,836 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE400 avec  $I_y = 23128,4\text{cm}^4$

**g) Classe de la section**

↪ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{180}{2 \times 13,5} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6,667 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↪ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{331}{8,6} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 38,49 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

**h) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

↪ **La flèche :**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 48,36 + 0,663 = 49,023 \text{ KN/m}$$

**Cas N°1:**

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 49,023 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 23128,4} \times 10^2 = 1,7\text{cm}$$

**Cas N°2:**

$$f_{cal2} = \frac{1,842 \times 10^2}{24 \times 2,1 \times 23128,4} [[1,2(3 \times 6^2 - 4 \times 1,2^2)] + [2,4(3 \times 6^2 - 4 \times 2,4^2)]]$$

$$f_{cal2} = 0,028\text{cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1,731\text{cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

↳ **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

**Cas N°1:**

$$q_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{sommier} + G_{profilé}) + 1,5 \times \max[Q; S] \times e_{sommier} = 68,431 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{sommier} + G_{profilé}) + 1,35 \times [Q + S] \times e_{sommier} = 66,181 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 68,43 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{68,43 \times 6^2}{8} = 307,935 \text{ KN.m}$$

**Cas N°2:**

$$q'_{solive} = 1,35 \times q_{solive} = 1,814 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = q'_{solive} \times (a + b) = 1,814 \times (1,2 + 2,4) = 6,483 \text{ KN.m}$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 314,471 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307,1 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 318,17 \text{ KN.m} < 314,471 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, alors on augmente la section du profilé.

On adopte une IPE 450 avec  $I_y = 33742,9 \text{ cm}^4$ .

**i) Classe de la section :**

↳ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{190}{2 \times 14,6} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6,5 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↪ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{378,8}{9,4} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 40,29 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

**j) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

↪ **La flèche :**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 48,36 + 0,776 = 49,023 \text{ KN/m}$$

**Cas N°1:**

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 49,023 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 23128,4} \times 10^2 = 1,7 \text{ cm}$$

**Cas N°2:**

$$f_{cal2} = \frac{1,842 \times 10^2}{24 \times 2,1 \times 23128,4} [[1,2(3 \times 6^2 - 4 \times 1,2^2)] + [2,4(3 \times 6^2 - 4 \times 2,4^2)]]$$

$$f_{cal2} = 0,028 \text{ cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1,731 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↪ **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

**Cas N°1:**

$$q_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,5 \times \max[Q; S] \times e_{\text{sommier}} = 68,431 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,35 \times [Q + S] \times e_{\text{sommier}} = 66,181 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 68,43 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{68,43 \times 6^2}{8} = 307,935 \text{ KN.m}$$

**Cas N°2:**

$$q'_{solive} = 1,35 \times q_{solive} = 1,814KN$$

$$M_{sd2} = q'_{solive} \times (a + b) = 1,814 \times (1,2 + 2,4) = 6,483KN.m$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 314,471KN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307,1 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 307,17KN.m < 314,471KN.m$$

→ non Vérifiée

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, alors on augmente la section du profilé.

On adopte une IPE 450 avec  $I_y=33742,9cm^4$ .

↳ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + 2 \times P'_{solive} = \frac{59,43 \times 6}{2} + 2 \times 2,487 = 183,246KN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{42,7 \times 10^{-1} \times (235/\sqrt{3})}{1} = 579,342KN > 185,535KN$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd}$  ... .. Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'IPE 450 comme des sommiers

Intermédiaires au plancher courant.

### III.6 Pré dimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers aux poteaux (cas d'une dalle pleine ou plancher mixte). Et sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

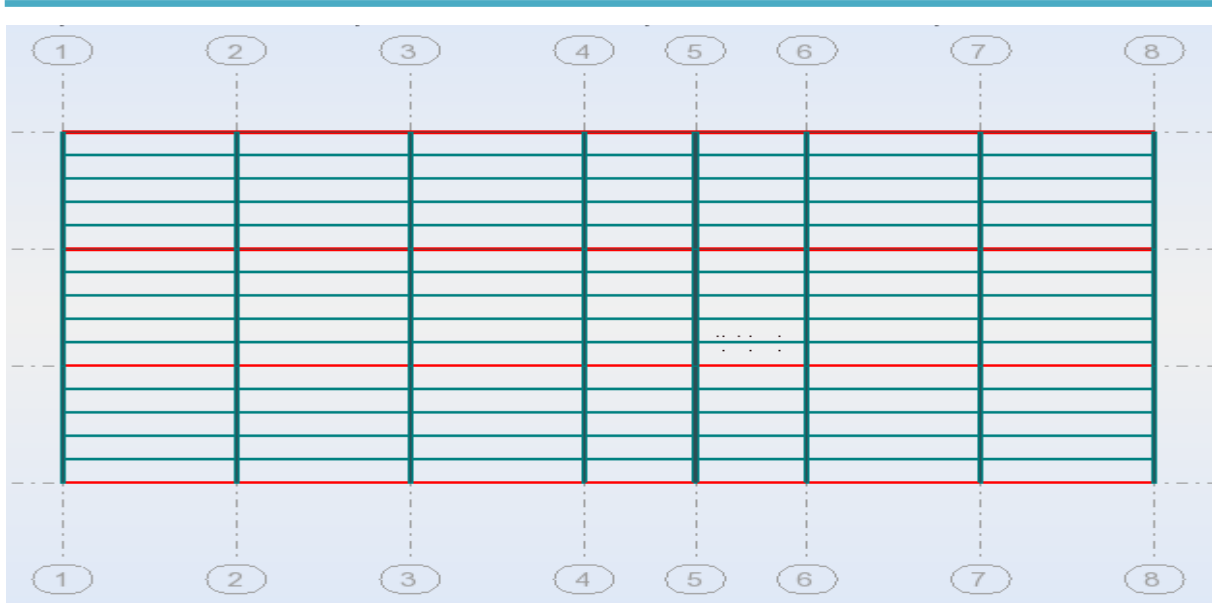


Figure III.10 : Disposition des poutres secondaires.

### III.6.1 Plancher terrasse

$$G = 5,93 \text{ KN/m}^2$$

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

$$S = 0,24 \text{ KN/m}^2$$

Portée de la poutre secondaire :  $L = 6,00\text{m}$

Entre axe des sommiers :  $e_{p.secondeire} = 1,2\text{m}$

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1,2\text{m}$

$$G_{solive} = 0,262 \text{ KN/m}$$

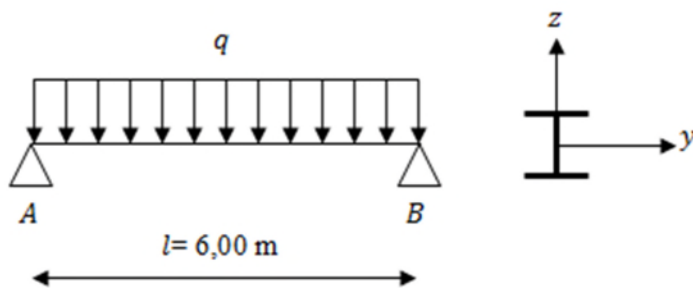


Figure III.11: Schéma statique de la poutre la plus sollicitée.

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q_{s1} = [G + \max(Q; S)] \times e_{e.s} = 8,496 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = [G + 0,9 \times (Q + S)] \times e_{e.s} = 8,635 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = 8,635 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = 200 \times \frac{5 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = 200 \times \frac{5 \times 8,635 \times 6^3}{384 \times 2,1} = 2312,946 \text{ cm}^4$$

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive :  $l = 6,00 \text{ m}$

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1,2 \text{ m}$

$$G = 5,56 \text{ KN/m}^2$$

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

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

$$q_{s1} = (G \times e_{solive}) + \max[Q; S] \times e_{solive}$$

$$q_{s1} = 9,672 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = (G \times e_{solive}) + 0,9[Q + S] \times e_{solive}$$

$$q_{s2} = 9,372 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 9,672 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = 250 \times \frac{5 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = 250 \times \frac{5 \times 9,672 \times 6,00^3}{384 \times 2,1} = 3238,4 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE240 avec  $I_y = 3691,6 \text{ cm}^4 \Rightarrow$  la section est de classe 1.

### III.6.1.1 Vérification en tenant compte du poids du profilé

↪ **La flèche :**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 9,979 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal} = 2,17 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↪ **La résistance :**

$$q_{u1} = 13,92 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,47 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 13,92 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 62,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 86,151 \text{ KN.m} > 62,37 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$



↳ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 41,76KN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 259,14KN > 41,76KN$$

$$V_{pl,Rd} = 259,14KN > V_{sd} = 41,76KN \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'IPE 240 comme des solives du plancher courant.

### III.7 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux et rectilignes destinés à résister aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures,... Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELU en compression simple.

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

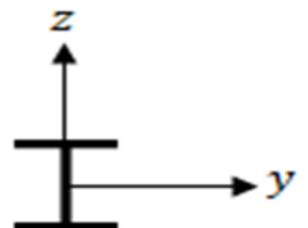
Avec :

$N_{max}$  : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

$A$  : Section du poteau.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_{M_0}$  : Coefficient partiel de sécurité.



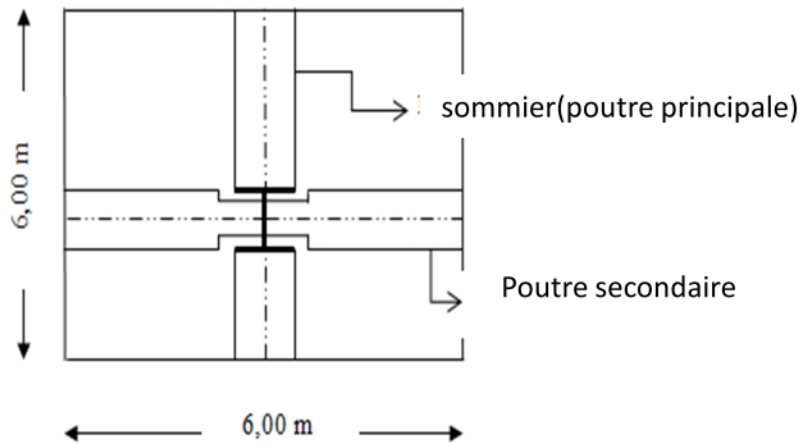


Figure III.12 : vue de poteau intermédiaire sur le plan.

En principe les poteaux seront encastrés en bas et articulés en tête. Ils seront pré dimensionnés à L'ELU en compression.

On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface estimée à  $(6 \times 6m^2)$ .

↳ Les charges permanentes :

- ★ Poids du plancher terrasse

$$5,93 \times [6 \times 6] = 218,88KN$$

- ★ Poids du plancher courant

$$5,65 \times [6 \times 6] = 213,48KN$$

- ★ Poids de la poutre principale (terrasse) IPE 400

$$0,663 \times 6 = 3,978KN$$

- ★ Poids de la poutre principale (courant) IPE 450

$$0,776 \times 6 = 4,656KN$$

- ★ Poids des solives (terrasse) IPE180

$$0,188 \times 6 \times 4 = 4,512 KN$$

- ★ Poids des solives (étages) IPE200

$$0,224 \times 6 \times 4 = 5,376 KN$$

- ★ Poids de la poutre secondaire (terrasse)

$$0,188 \times 6 = 1,128 KN$$

★ Poids de la poutre secondaire (étages)

$$0,224 \times 6 = 1,344 \text{ KN}$$

↳ Les charges d'exploitation

Plancher terrasse :  $1 \times (6 \times 6) = 36 \text{ KN}$

Plancher courant:  $2,5 \times (6 \times 6) = 90 \text{ KN}$

Surcharges de la neige (terrasse) :  $0,24 \times (6 \times 6) = 8,64 \text{ KN}$ .

### III.7.2 Pré dimensionnement

#### III.7.2.1 Partie mezzanine

a) Poteau niveau 3 :

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{G \text{ terrasse}} = 228,498 \text{ KN} \\ N_{Q \text{ terrasse}} = 36 \text{ KN} \\ N_{S \text{ terrasse}} = 8,64 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_{G \text{ terrasse}} + 1,35 \times (N_{Q \text{ terrasse}} + N_{S \text{ terrasse}}) = 368,736 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_{G \text{ terrasse}} + 1,5 \times \max(N_{Q \text{ terrasse}}; N_{S \text{ terrasse}}) = 362,472 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 368,736 \text{ KN}$$

$N_{\max}$  doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{368,736 \times 1,1}{23,5} = 17,259 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA 240 avec :

[CCM97 ; Article 5.4.4]

Ses caractéristiques sont :

-  $I_y = 7763,2 \text{ cm}^4$ . -  $h = 230 \text{ mm}$                       -  $d = 164 \text{ mm}$                       -  $W_{ely} = 675,1 \text{ cm}^3$

-  $I_z = 2768,9 \text{ cm}^4$ . -  $b = 240 \text{ mm}$                       -  $r = 21 \text{ mm}$                       -  $W_{elz} = 230,7 \text{ cm}^3$

-  $A = 76,8 \text{ cm}^2$ . -  $t_w = 7,5 \text{ mm}$                       -  $A_{vz} = 25,2 \text{ cm}^2$ . -  $W_{ply} = 744,6 \text{ cm}^3$

$$-G = 60,3 \text{ kg/m} \quad -t_f = 12 \text{ mm} \quad -A_{vy} = 67,4 \text{ cm}^2 \quad -W_{plz} = 351,7 \text{ cm}^3$$

↳ **Vérification au flambement :**

1) **Classe de la section :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

↳ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 10 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↳ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{164}{7.5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 21.866 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1.

2) **Calcul de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_i$  :**

$$\bar{\lambda}_i = \left( \frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$  Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$l_f = 0,7l = 245,7 \text{ cm}$  (Poteau bi articulé).

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3.51}{0.1005} = 24.447 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0.260 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3.51}{0.06} = 40.95 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,436 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z - Z.

[CCM97 ; Article 5.5.1.2]

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 \leq 1,2 \\ t_f = 12\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \alpha_y = 0,34 \Rightarrow \chi_y = 0,623 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \alpha_z = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,563 \end{cases}$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,544$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,979$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,979 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1766,899\text{KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 1766,899\text{KN}$$

[EC3; Tab 7; Tab 8]

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,653$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,878$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,878 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1584,614\text{KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 1766,899\text{KN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 368,736 + (0,603 \times 3,51) = 370,907\text{KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 370,907\text{KN} \leq 1766,899\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA240 convient comme un poteau au 3<sup>ème</sup> niveau.

↳ **Poteau niveau 2 :**

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_G \text{terrasse} + N_G \text{1étage} + \text{Poids HEA360} = 443,199\text{KN} \\ N_Q = N_Q \text{terrasse} + N_Q \text{1étage} = 126\text{KN} \\ N_S = N_S \text{terrasse} + N_S \text{1étage} = 8,64\text{KN} \end{cases}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_S) = 780,082KN$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q; N_S) = 787,318KN$$

$$N_{\max} = 787,318KN$$

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{787,318 \times 1,1}{23,5} = 36,853cm^2$$

On prend un HEA300

Ses caractéristiques sont :

$$- I_y = 18263,5cm^4 \quad - h = 290 \text{ mm} \quad - d = 208 \text{ mm} \quad - W_{ely} = 1259,63 \text{ cm}^3$$

$$- I_z = 6310,5 \text{ cm}^4 \quad - b = 300 \text{ mm} \quad - r = 27 \text{ mm} \quad - W_{elz} = 420,7 \text{ cm}^3$$

$$- A = 112,5 \text{ cm}^2 \quad - t_w = 8,5 \text{ mm} \quad - A_{vz} = 37,3 \text{ cm}^2 \quad - W_{ply} = 1383,3 \text{ cm}^3$$

$$- G = 88,3 \text{ kg/m} \quad - t_f = 14 \text{ mm} \quad - A_{vy} = 87 \text{ cm}^2 \quad - W_{plz} = 641,2 \text{ cm}^3$$

↳ **Vérification au flambement :**

1) **Classe de la section :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

↳ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 14} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 10,714 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↳ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{208}{8,5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 24,471 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1.

2) **Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_i$  :**

$$\bar{\lambda}_i = \left( \frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$  Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0,7l = 0,7 \times 301 = 210,7 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{0,7 \times 301}{12,74} = 16,538 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{0,7 \times 301}{7,49} = 28,131 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} = \frac{16,538}{93,9} = 0,176 < 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_k} = \frac{28,131}{93,9} = 0,3 > 0,2 \end{array} \right.$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z-Z.

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,97 \leq 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \alpha = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,57$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,57 \times 1 \times 11,5 \times 23,5}{1,1} = 2506,275 \text{ KN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 787,318 + (0,883 \times 3,01) = 789,977 \text{ KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} = 789,977 \text{ KN} \leq N_{brd,z} = 2506,275 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le profilé HEA300 convient comme poteau au 2<sup>ème</sup> niveau.

**b) Poteau niveau 1 :**

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_G = N_G \text{ terrasse} + N_G \text{ 1étage} + P_{HEA240} + P_{HEA300} = 706,546 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + N_Q \text{ 1étage} + N_Q \text{ RDC} = 306 \text{ KN} \\ N_S = N_S \text{ terrasse} = 8,64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_S) = 1378,601KN$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q; N_S) = 1412,837KN$$

$$N_{\max} = 1412,837KN$$

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1412,837 \times 1,1}{23,5} = 66,133cm^2$$

On prend un HEA360 avec :  $A = 142,8cm^2$

↳ **Vérification au flambement:**

1) **Classe de la section :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

↳ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 17,5} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 8,57 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↳ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{261}{10} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 26,1 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1.

2) **Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_i$  :**

$$\bar{\lambda}_i = \left( \frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$  Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0,7l = 207,9cm$$



$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{207,9}{15,22} = 13,66 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,145 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{207,9}{7,43} = 27,981 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,298 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Z - Z.

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,167 \leq 1,2 \\ t_f = 17,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe b} \Rightarrow \alpha_y = 0,34 \Rightarrow \chi_y = 1,02 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe c} \Rightarrow \alpha_z = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,951 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{brd,y} = \frac{\chi_y \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,02 \times 1 \times 142,8 \times 23,5}{1,1} = 3422,916 \text{KN} \\ N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,951 \times 1 \times 142,8 \times 23,5}{1,1} = 3191,366 \text{KN} \end{cases}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 1412,837 + (1,66 \times 2,97) = 1416,166 \text{KN}$$

Il faut que :

$$\begin{cases} N'_{max} = 1422,797 \text{KN} \leq N_{brd,y} = 3422,916 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ N'_{max} = 1422,797 \text{KN} \leq N_{brd,z} = 3191,366 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le profilé HEA360 convient comme poteau au 1<sup>er</sup> niveau.

### III.7.2.2 Partie sans mezzanine

#### a) Poteau niveau 2 :

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{G \text{terrasse}} = 228,498 \text{KN} \\ N_{Q \text{terrasse}} = 36 \text{KN} \\ N_{S \text{terrasse}} = 8,64 \text{KN} \end{cases}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_{G \text{terrasse}} + 1,35 \times (N_{Q \text{terrasse}} + N_{S \text{terrasse}}) = 368,736 \text{KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_{G \text{terrasse}} + 1,5 \times \max(N_{Q \text{terrasse}}; N_{S \text{terrasse}}) = 362,472 \text{KN}$$

$$N_{\max} = 368,736 \text{ KN}$$

$N_{\max}$  doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{368,736 \times 1,1}{23,5} = 17,259 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA 240

[CCM97 ; Article 5.4.4]

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{aligned} - I_y &= 7763,2 \text{ cm}^4 & - h &= 230 \text{ mm} & - d &= 164 \text{ mm} & - W_{\text{ely}} &= 675,1 \text{ cm}^3 \\ - I_z &= 2768,9 \text{ cm}^4 & - b &= 240 \text{ mm} & - r &= 21 \text{ mm} & - W_{\text{elz}} &= 230,7 \text{ cm}^3 \\ - A &= 76,8 \text{ cm}^2 & - t_w &= 7,5 \text{ mm} & - A_{vz} &= 25,2 \text{ cm}^2 & - W_{\text{ply}} &= 744,6 \text{ cm}^3 \\ - G &= 60,3 \text{ kg/m} & - t_f &= 12 \text{ mm} & - A_{vy} &= 67,4 \text{ cm}^2 & - W_{\text{plz}} &= 351,7 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

↳ **Vérification au flambement :**

3) **Classe de la section :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

↳ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 10 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↳ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{164}{7,5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 21,866 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1.

4) **Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_i$  :**

$$\bar{\lambda}_i = \left( \frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$  Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$l_f = 0,7l = 245,7cm \text{ (Poteau bi articulé).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3.51}{0.1005} = 24.447 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0.260 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3.51}{0.06} = 40.95 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,436 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z - Z.

[CCM97 ; Article 5.5.1.2]

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.958 \leq 1,2 \\ t_f = 12mm \leq 100mm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \alpha_y = 0,34 \Rightarrow \chi_y = 0,623 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe } c \Rightarrow \alpha_z = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,563 \end{cases}$$

$$\varphi_y = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,544$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,979$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,979 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1766,899KN$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 1766,899KN$$

[EC3; Tab 7; Tab 8]

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,653$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,878$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,878 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1584,614KN$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 1766,899KN$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 368,736 + (0,603 \times 3,51) = 370,907KN$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 370,907KN \leq 1766,899KN \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA240 convient comme un poteau au 2<sup>ème</sup> niveau.

### b) Poteau niveau 1 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_G \text{ terrasse} + N_G \text{ 1étage} + \text{Poids HEA360} = 443,199KN \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + N_Q \text{ 1étage} = 126KN \\ N_S = N_S \text{ terrasse} + N_S \text{ 1étage} = 8,64KN \end{cases}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_S) = 780,082KN$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q; N_S) = 787,318KN$$

$$N_{max} = 787,318KN$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{787,318 \times 1,1}{23,5} = 36,853cm^2$$

On prend un HEA300

Ses caractéristiques sont :

$$- I_y = 18263,5cm^4 \quad - h = 290 \text{ mm} \quad - d = 208 \text{ mm} \quad - W_{ely} = 1259,63 \text{ cm}^3$$

$$- I_z = 6310,5 \text{ cm}^4 \quad - b = 300 \text{ mm} \quad - r = 27 \text{ mm} \quad - W_{elz} = 420,7cm^3$$

$$- A = 112,5cm^2 \quad - t_w = 8,5 \text{ mm} \quad - A_{vz} = 37,3cm^2 \quad - W_{ply} = 1383,3 \text{ cm}^3$$

$$- G = 88,3 \text{ kg/m} \quad - t_f = 14 \text{ mm} \quad - A_{vy} = 87cm^2 \quad - W_{plz} = 641,2cm^3$$

### ↪ Vérification au flambement :

#### 3) Classe de la section :

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

### ↪ Vérification de la semelle (comprimée) :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 14} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 10,714 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

↳ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{208}{8,5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 24,471 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1.

4) Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_i$  :

$$\bar{\lambda}_i = \left( \frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$  Pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$l_{ky} = l_{kz} = 0,7l = 0,7 \times 598 = 418,6 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{0,7 \times 598}{12,74} = 32,857 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{0,7 \times 598}{7,49} = 55,887 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} = \frac{32,857}{93,9} = 0,35 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_k} = \frac{55,887}{93,9} = 0,595 > 0,2 \end{array} \right.$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z-Z.

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,97 \leq 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow Z - Z \Rightarrow \text{Courbe c} \Rightarrow \alpha = 0,49 \Rightarrow \chi_z = 0,57$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,57 \times 1 \times 11,5 \times 23,5}{1,1} = 2506,275 \text{ KN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 787,318 + (0,883 \times 3,01) = 789,977 \text{ KN}$$

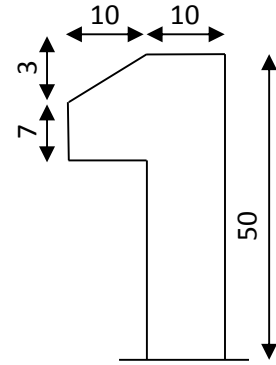
Il faut que :

$$N'_{max} = 789,977 \text{ KN} \leq N_{brd,z} = 2506,275 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le profilé HEA300 convient comme poteau au 1<sup>er</sup> niveau.

### IV.1 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse et de protection du personnel d'entretien.



- **Charge verticale :**

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,5 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,07) + \left( \frac{0,1 \cdot 0,03}{2} \right) = 0,00585m^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_0 = 25 \cdot 0,0585 = 1,462KN/m$$

Enduit en ciment ( $e = 1,5cm$ )

$$G_1 = 0,18 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 0,135KN/m$$

Le poids total estimé est :  $G = G_0 + G_1 = 1,597KN/m$

- **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \rightarrow \text{RPA(article 6. 2. 3)}$$

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 (Tableau 6.1)**

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

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone I (boughzoul, W. Médéa).

$$\begin{cases} A = 0,08 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 1,597KN/m \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \cdot 0,08 \cdot 0,8 \cdot 1,597 = 0,408K$$

**IV.1.1 Hypothèse de calcul**

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

$$G = 1,597 \text{ KN/m}$$

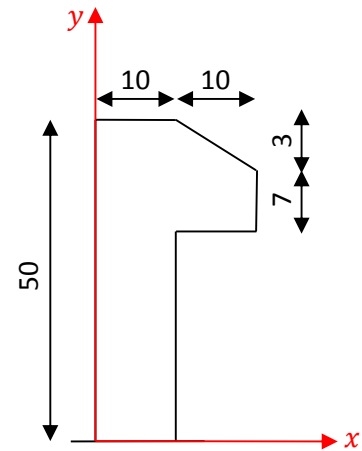
$$Q = 1 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 0,408 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations :**

**a. Calcul du centre de pression :**

$$\begin{cases} x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \\ y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

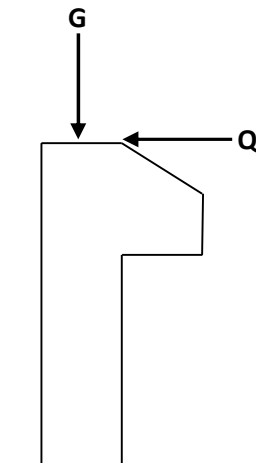


$$x_c = \frac{[(50 \cdot 10) \cdot (\frac{10}{2})] + [(10 \cdot 7) \cdot (\frac{10}{2} + 10)] + [(\frac{10 \cdot 3}{2}) \cdot (\frac{10}{3} + 10)]}{(50 \cdot 10) + (10 \cdot 7) + (\frac{10 \cdot 3}{2})} = 6,41 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{[(50 \cdot 10) \cdot (\frac{50}{2})] + [(10 \cdot 7) \cdot (\frac{7}{2} + 40)] + [(\frac{10 \cdot 3}{2}) \cdot (\frac{3}{3} + 47)]}{(50 \cdot 10) + (10 \cdot 7) + (\frac{10 \cdot 3}{2})} = 27,80 \text{ cm}$$

**b. Moment engendré par les efforts normaux :**

$$\begin{cases} N_G = 1,596 \text{ KN/m} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m} \\ Q = 1 \text{ KN/m} \Rightarrow M_Q = 1 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ KN.m} \\ F_p = 0,408 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \cdot y_c = 0,113 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Sollicitations	Combinaisons		
	RPA 99	ELU	ELS
	$G + Q + E$	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	$G + Q$
$N(KN)$	1,596	2,154	1,596
$M(KN.m)$	0,613	0,613	0,5

Tableau IV.1 : les sollicitations de l'acrotère

## c. Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,613}{2,154} = 0,284m \left. \begin{array}{l} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016m \end{array} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé du à une force de compression, doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme (**B.A.E.L 91 Art 4.4.1**).

Pour l'excentricité :  $e_2 = e_1 + e_a$  (**C.B.A Art 4.3.5**)

Tel que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_1$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(\frac{l}{250}, 2cm\right) = \max\left(\frac{50}{250}, 2\right) = 2cm$$

$$D'où : e_2 = 0,284 + 0,02 = 0,304m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \cdot l_f^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \varphi)}{10^4 \cdot h} \rightarrow \text{(BAEL91)}$$

Tel que :

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.



$\varphi$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \cdot (2 \cdot 0,5)^2 \cdot (2 + 0)}{10^4 \cdot 0,1} = 0,6 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e_t = e_2 + e_3 = 30,4 + 0,6 = 31 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\begin{cases} N_u = 2,154 \text{ KN} \\ M_{uG} = N_u \cdot e_t = 0,667 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage :**

**a. ELU :**

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$

Tel que :

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

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,667 + 2,154 \cdot \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,732 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0805 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}\right) = 0,01$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,0796 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 0,023 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,966 \text{ cm}^2 > A$$

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte 5HA6} = 1,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

Armatures principales :  $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :  $S_t \leq \frac{60}{5} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T = 1,5 \cdot G = 1,5 \cdot 1,597 = 2,395 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,03 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  Pas de rupture par cisaillement

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 0,8 = 10,053 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} = \frac{2,395 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,08 \cdot 0,10053} = 0,331 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

**b. ELS :** (vérification des contraintes).

$$d = 8 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_A$$

Tel que :

$e_A$  : Distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$\left. \begin{aligned} e_A &= \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,5}{1,596} = 0,313 \text{ m} \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_A > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$c = d - e_A = 0,08 - 0,313 = -23,3 \text{ cm}$$

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

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \cdot c^2 - \frac{90 \cdot A' \cdot (c - d')}{b} + \frac{90 \cdot A \cdot (d - c)}{b}$$

$$p = -3 \cdot (-23,3)^2 - \frac{90 \cdot 0 \cdot (-23,3 - 2)}{100} + \frac{90 \cdot 2,01 \cdot (8 + 23,3)}{100} = -1572,05 \text{ cm}^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A' \cdot (c - d')^2}{b} - \frac{90 \cdot A \cdot (d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \cdot (-23,3)^3 - \frac{90 \cdot 0 \cdot (-23,3 - 2)^2}{100} - \frac{90 \cdot 2,01 \cdot (8 + 23,3)^2}{100} = 23526,41 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27} = 23526,41^2 + \frac{4 \cdot (-1572,05)^3}{27} = -22074245,46 < 0$$

On a  $\Delta < 0$ : L'équation admet trois solutions :

$$\cos\varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{-\frac{3}{p}} \Rightarrow \varphi = 168,706^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{-\frac{p}{3}} = 45,78$$

$$y_1 = a \cdot \cos\frac{\varphi}{3} = 25,44 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -45,68 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 20,23 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < y_{ser} < h \text{ avec : } y_{ser} = y_i + c \text{ et } h = 10 \text{ cm, car: } N > 0$$

$$y_1 = 25,44 \text{ cm} \Rightarrow y_1 + c = 2,14 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$y_2 = -45,68 \text{ cm} \Rightarrow y_2 + c = -68,98 \text{ cm} \rightarrow \text{Nvérifié}$$

$$y_3 = 20,23 \text{ cm} \Rightarrow y_3 + c = -3,07 \text{ cm} \rightarrow \text{Nvérifié}$$

$$\text{Donc on choisit } y_1 = 25,44 \text{ cm} \Rightarrow y_{ser} = 2,14 \text{ cm}$$

► **Calcul des contraintes :**

$$I_1 = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \cdot A' \cdot (y_{ser} - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y_{ser})^2 = 1362,02 \text{ cm}^4$$

$I_1$ : Moment d'inertie de la section réduite par rapport à l'axe neutre.

$$K = \frac{N_{ser}}{I_1} \cdot y_{ser} = 2,507 \cdot 10^{-3} \text{ KN/cm}^3$$

$K$ : Coefficient angulaire du diagramme de Navier

Pour le béton :

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser} = 0,0536 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Pour l'acier :

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1 - c) = 2,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\left(\frac{2}{3} \cdot f_e\right), 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right] = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration nuisible}$$

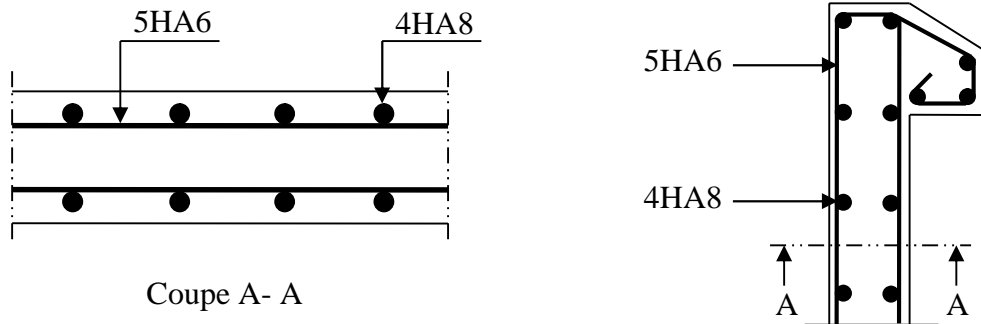


Figure IV.1: Schéma de ferrailage de l'acrotère

## IV.2 Etude des escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastree aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

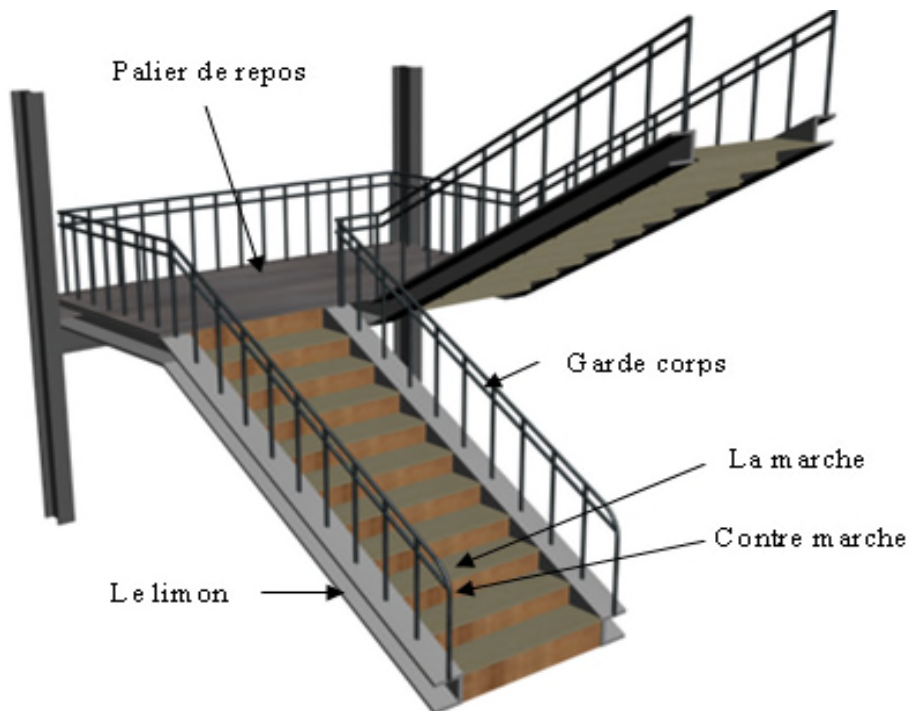


Figure IV.2 : Vue de l'escalier.

❖ **Définitions :**

- Un **palier** dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- Une **volée** est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

❖ **Inconvénients des escaliers métalliques :**

L'entretien et protection contre la corrosion.

**IV.2.1 Choix des dimensions**

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}$$

**IV.2.2 Pré dimensionnement de l'escalier**

$h$  : Hauteur de la contre marche donné par :  $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$g$  : Largeur de la marche (giron) donné par :  $25\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$

$n$  : Nombre de contremarche.

$H$  : Hauteur à franchir avec une volée  $H = 1.5\text{m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

Avec :

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

On prend  $h = 17\text{cm} \Rightarrow n = \frac{150}{17} = 8.82 \approx 9$  (contremarches)

$n - 1 = 8$  (marches)

$60 \leq g + 2 \cdot 17 \leq 64 \Rightarrow 26 \leq g \leq 30 \Rightarrow$  On prend:  $g = 30\text{cm}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54$$

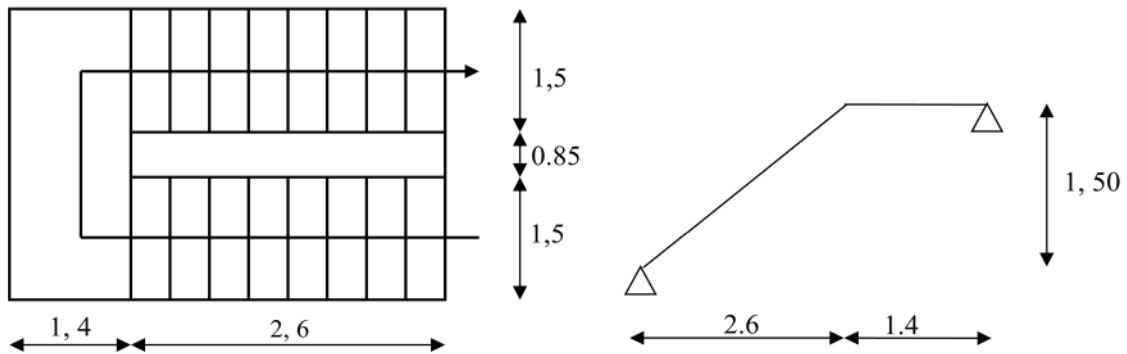


Figure I V.3: Vue en plan de l'escalier

Schéma statique

### IV.2.3.1 Pré dimensionnement des marches

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées ( $\text{L} 40 \times 40 \times 4$ ) soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attache ( $\text{L} 40 \times 40 \times 4$ ), ces derniers sont boulonnés avec le limon, Comme l'indique la figure.3.

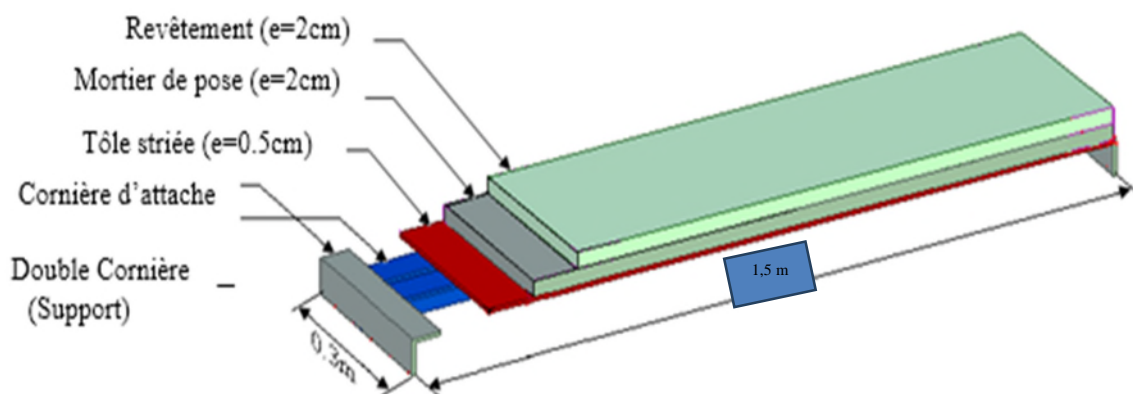


Figure IV.4 : les constituants d'une marche.

**a) Évaluation des charges :**

La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes :

- Charges permanentes

Tôle striée (5 mm) ..... $0.005 \times 78.5$ ..... = 0.40 KN/m<sup>2</sup>.

$$G = 0.4 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharges d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison de charge :

- **ELU :**

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_u = (1.35 \times 0.4 + 1.5 \times 2.5) \times 0.3/2$$

$$q_u = 0.643 \text{ KN/m.}$$

- **ELS:**

$$q_{ser} = (G+Q) \times 0.3/2$$

$$q_{ser} = (0.4 + 2.5) \times 0.3/2 = 0.435 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 0.435 \text{ KN/m}$$

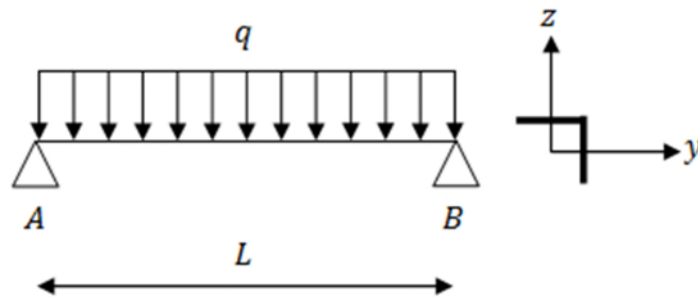


Figure IV.5: Schémas statique de la cornière.

**b) La vérification de la flèche et de la résistance :**

- Condition de flèche :

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$



$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 0,435 \times 150^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2,73 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière L40×40×4 avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = I_z = 4,47 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1,55 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,0242 \text{ KN/m}$$

**c) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

➤ **La flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$q' = q + G_{cornière} = 0,435 + 0,0242 = 0,46 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0,46 \times 10^{-2} \times 150^4}{384 \times 21000 \times 4,47} = 0,32 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{150}{300} = 0,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{rd}$  avec  $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1,35 \times G_{cornière})$$

$$q_u = (1,35 \times 0,4 + 1,5 \times 2,5) \times \frac{0,3}{2} + (1,35 \times 0,0242) = 0,676 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0,676 \times 1,50^2}{8} = 0,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,55 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 0,36 \text{ KN.m} > 0,19 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0,643 \times 1,50^2}{2} = 0,72 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 40 \cdot 4 \cdot 10^{-2} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,6 \times (23,5 / \sqrt{3})}{1} = 21,71 \text{ KN} > 0,72 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L40x40x4 convient comme cornière de support.

Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière de **L40x40x4**

### IV.2.3.2 Pré dimensionnement du limon

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

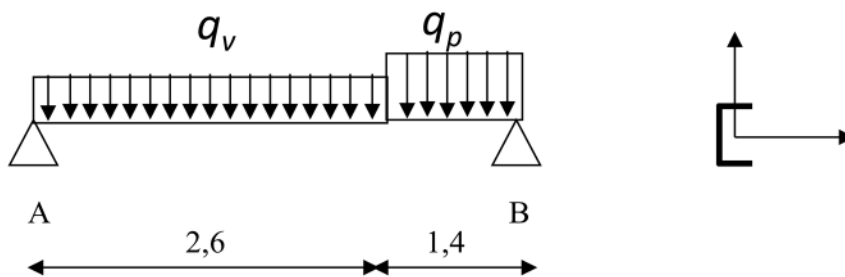


Figure IV.6: charges appliqués sur 1 limon

#### a) Evaluation des charges :

##### ➤ Volée :

- Charges permanentes :

Poids estimé d'un limon (UPN160) : .....0,189 KN/m.

- Cornière (35 × 35 × 5) : .....  $2 \times 0,0242 = 0,0484$  KN/m.

- Tôle striée d'épaisseur (e = 5mm) : .....  $0,005 \times 78,5 = 0,40$  KN/m<sup>2</sup>.

- Garde-corps .....  $0,02 \times 78,5 = 1,57$  KN/m<sup>2</sup>.

- Charge totale :  $G_v = (0,40 \times 1,50) + (1,57 \times 1) + 0,189 + 0,0484 = 2,41$  KN/ml

##### ➤ Palier :

- Charges permanentes :

- Revêtements en carrelage (e = 2cm) .....  $0,2 \times 2 = 0,4$  KN/m<sup>2</sup>

- Mortier de pose ( $e = 1,5\text{cm}$ ) .....  $0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ KN/m}^2$

- Dalle en béton armé ( $e = 10\text{cm}$ ) .....  $0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

- Tôle type TN 40 ..... 0,15

$$G_p = 3,35 \text{ KN/m}^2$$

• Charges d'exploitation :

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

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q)}{2} = \frac{(2,41 + 2,5)}{2} = 2,455 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3,35 + 2,5) \times 1,5}{2} = 4,39 \text{ KN/m}$$

$E_m$  : La longueur de la marche

$$q = \max(q_v; q_p) = 4,39 \text{ KN/m}$$

**b) La vérification de la flèche et de la résistance :**

➤ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 4,39 \times 10^{-2} \times 400^3}{384 \times 21000} = 522,61 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN140 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 605 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 103 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 0,16 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 10,41 \text{ cm}^2$$

**c) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

➤ **La flèche :**

$$q' = q + G_{\text{profilé}} = 4,39 + 0,16 = 4,55 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times 4,55 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 21000 \times 605} = 1,19 \text{ cm} < \frac{400}{300} = 1,33 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

- Charge totale :  $G_v = (0,40 \times 1,50) + (1,57 \times 1) + 0,32 + 0,0484 = 2,53 \text{ Kn/ml}$

$$q_v = \frac{(1,35 \times G_v + 1,5 \times Q)}{2} = \frac{(1,35 \times 2,53 + 1,5 \times 2,5)}{2} = 3,58 \text{ Kn/m}$$

$$q_p = \frac{(1,35 \times G_p + 1,5 \times Q) \times E_m}{2} = \frac{(1,35 \times 3,35 + 1,5 \times 2,5) \times 1,50}{2} = 6,2 \text{ Kn/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17,988 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A \text{ ET } B) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 10,186 \text{ KN/m} \\ R_B = 7,8 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

**0 ≤ x ≤ 1,4**

$$\begin{cases} M_z = -3,1 \times x^2 + 10,186 \times x \\ T_y = 6,2 \times x - 16,025 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}, T_y = -10,186 \text{ KN} \\ x = 1,48 \Rightarrow M_z = 8,184 \text{ KN.m}, T_y = -1,506 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour :  $x = \frac{10,186}{6,2} = 1,64 \text{ m} > 1,4 \text{ m}$

**0 ≤ x ≤ 2,6**

$$\begin{cases} M_z = -1,79 \times x^2 + 7,8 \times x \\ T_y = -3,58 \times x + 7,8 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}, T_y = 7,8 \text{ KN} \\ x = 2,6 \Rightarrow M_z = 8,17 \text{ KN.m}, T_y = -1,508 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour :  $x = \frac{7,8}{3,58} = 2,17m < 2,6m$

$\Rightarrow M_{max} = 8,184KN.m$

Donc les efforts maximum sont :  $\begin{cases} M_{sd} = 8,5KN.m \\ V_{sd} = R_A = 10,186KN \end{cases}$

$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{103 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 24,205KN \cdot m > 8,5KN \cdot m \rightarrow \text{Vérifiée}$

➤ **Cisaillement :**

$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{10,41 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 141,24KN > 10,186KN$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$

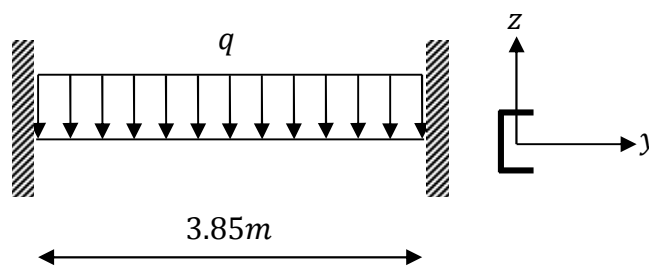
**Conclusion :** on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN140**

**IV.2.3.1 Etude de la poutre palière**

Cette poutre est considérée comme étant semi encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier, sa portée est de 3,85m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$M_a = -0,4 \cdot M_0$

$M_t = 0,85 \cdot M_0$



**Figure IV.7 : schéma statique de la poutre palière**

**a) Evaluation de charges :**

Les charges revenant à la poutre palière sont :

- Réaction du palier à l'ELU .....  $R_A = 10,186KN$

- Réaction du palier à l'ELS .....  $R_A = 7,8KN$

- Poids de cloison sur la poutre .....  $2,22 \cdot 1,5 = 3,33KN/m$

$$q = 3,33 + 7,8 = 11,13KN/m$$

### b) La vérification de la flèche et de la résistance :

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 11,13 \cdot 3,85^3}{384 \cdot 2,1} = 1181,45cm^4$$

Soit un UPN180 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1350cm^4$$

$$W_{ply} = 179cm^3$$

$$G_{profilé} = 0,219KN/m$$

$$A_{vz} = 15,09cm^2$$

### c) Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ La flèche :

$$q' = q + G_{profilé} = 11,13 + 0,219 = 11,35KN/m$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 11,35 \cdot 3,85^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 1350} \cdot 10^2 = 1,14cm < f_{ad} = \frac{385}{300} = 1,28cm \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q_u = 1,35 \cdot (3,33 + 0,219) + 10,186 = 14,97 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{14,97 \cdot 3,85^2}{8} = 27,736 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 23,58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 11,094 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{179 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 42,065 \text{ KN} \cdot \text{m} > 23,58 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{14,97 \cdot 3,85}{2} = 28,817 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{15,09 \cdot 10^{-1} \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 204,73 \text{ KN} > 28,817 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UPN180 convient comme poutre palière.

#### IV.2.4 Conclusion

Dans notre étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévue en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, les calculs de limon et le palier de repos, dans ce dernier on a prévu une tôle strier soudé sur des poutres UPN (différentes inerties). Aussi pour le limon on a utilisé des poutres UPN. Et dans ce qui concerne les marches on a adopté la conception la plus utilisée, qui se constitue d'une tôle striée rigidifiée par des cornières jumelées.

## V.1 Introduction

Une dalle mixte est une dalle pour laquelle on utilise des tôles profilées en acier comme coffrage permanent permettant de supporter le poids du béton frais, les charges de construction, par la suite, les tôles profilées en acier se combinent structurellement avec le béton durci, la présence des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier béton solidarise dalle et solives entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.

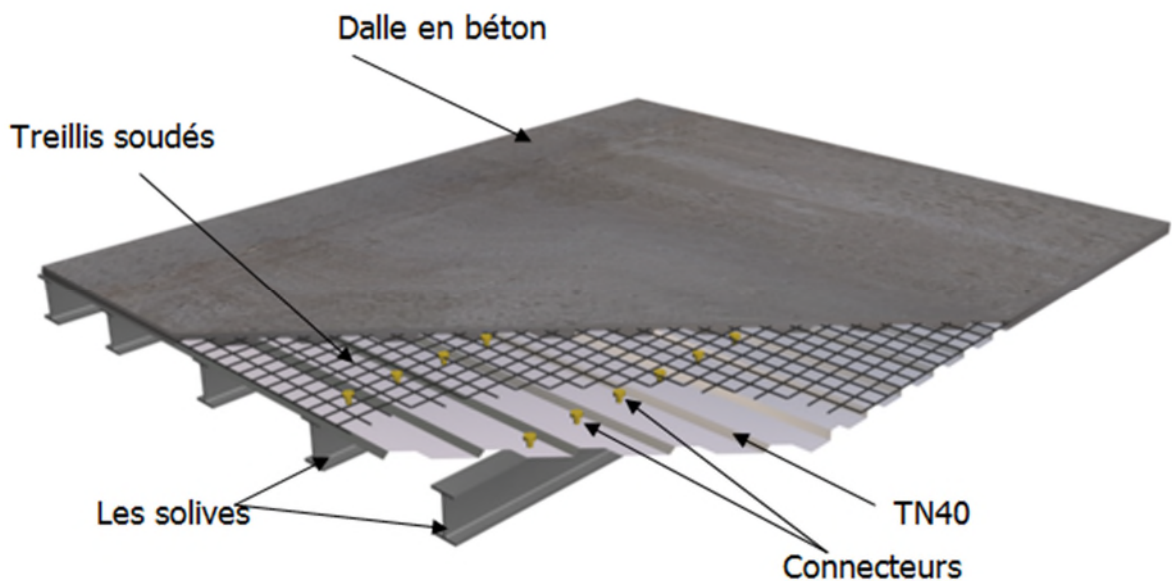


Figure IV.1 : Dalle mixte acier-béton.

## V.2 Caractéristiques du plancher collaborant

- Dalle en béton armé d'épaisseur  $t = 12\text{cm}$ .
- Coefficient d'équivalence (acier - béton) :  $n = \frac{E_a}{E_B} = 15$
- Coefficient de retrait du béton :  $\varepsilon = 2.10^{-4}$ 
  - **Contraintes admissibles des matériaux :**
    - Pour l'acier :  $f_y = 235\text{ MPa}$
    - Pour le béton :  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

## V.3 Etude du plancher collaborant

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :



- Phase de construction
- Phase finale

### V.3.1.1 Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

#### Phase finale:

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes:

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

### VI-3-2 Vérification des solives:

**Figure VI.2:** Schéma statique de la solive

#### VI-3-2-1 Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle ..... $G_t = 0.085 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1.00 \text{ KN/m}^2$

#### a) Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1.2 m

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G_b + 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q) \times 1.2$$

$$q_u = (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.085 + 1.5 \times 1.00) \times 1.2$$

$$q_u = 5,987 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G_b + G_t + Q) \times 1.2$$

$$q_s = (2.5 + 0.085 + 1.00) \times 1.2$$

$$q_s = 4,302 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \quad I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot 250 \cdot l^3}{384 \cdot E} \quad \longrightarrow \quad I_y \geq 1440,40 \text{ cm}^4 \text{ soit un IPE200}$$

### b) Détermination de la classe de la section du profilé :

Le choix de l'IPE200 nous a conduits à déterminer la classe du notre profilé à partir du tableau donné dans l'Eurocode3, les calculs s'effectuent comme suite :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \rightarrow \frac{159}{5,6} = 28,39 \rightarrow \text{Tel que } \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$$

Donc l'âme est de section 1

Pour la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{50}{8,5} = 5,88 \leq 10\varepsilon \rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

Pour cela on adopte un calcul plastique.

Parmi les avantages d'un calcul plastique :

-Il est le plus économique par rapport au calcul élastique

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

On prenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 6,211 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 4,526 \text{ KN/m.}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,211 \times 6^2}{8} = 27,949 \text{ Kn.m}$$

$$M_{rd} = \frac{220,6 \times 23,5}{1} = 51,841 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 42,53 \text{ Kn.m} > M_{rd} = 39,10 \text{ kn.m}$$

**Condition de Résistance est Vérifiée**

**c) Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{Rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où :

$V_{Rd}$  : effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$  : aire de cisaillement.

$A_{vz} = 14,00 \text{ cm}^2$  ..... (D'après le tableau des profilé).

$$V_{plrd} = \frac{23,5 \times 14}{\sqrt{3} \times 1} = 189,94 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$ :**

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6,211 \times 6}{2} = 18,633 \text{ KN.}$$

$$V_{sd}^{max} = 18,633 \text{ Kn} < V_{plrd} = 189,94 \text{ KN}$$

**Condition de l'effort tranchant est vérifiée**

$$V_{sd} = 18,633 < 0,5 V_{plrd} = 94,97 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

**V.3.1.2 Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Surcharge d'exploitation (usage de bureaux).....  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids propre du béton (sec).....  $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids propre de la tôle .....  $G_t = 0,085 \text{ KN/m}^2$ .
- Carrelage, mortier de pose, + accessoires .....  $G_c = 2 \text{ KN/m}^2$ .

**a) Combinaison de charge :**

L'entre axe entre les solives est de 1.2 m.

- **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = (1.35.G_b + 1.35.G_t + 1.35.G_c + 1.5.Q) \times 1.2$$

$$q_u = (1.35.3 + 1.35.0085 + 1.35.2 + 1.5.2,5) \times 1,2$$

$$q_u = 10,614 \text{ KN/m}$$

- **A l'Etat Limite De Service :**

$$q_s = (G_b + G_t + Q + G_c) \times 1.2$$

$$q_s = 7,585 \text{ KN/m}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5.q_z.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{250} \quad I_y \geq \frac{5.q_z.250.l^3}{384.E} \longrightarrow I_y \geq 2539,62 \text{ cm}^4.$$

Soit un IPE220 avec  $I_y = 2771,8 \text{ cm}^4 \Rightarrow$  la section est de classe 1.

### b) Vérification en tenant compte du poids du profilé

➤ **La flèche**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 7,847 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{\text{cal}} = 2,27 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

$$q_u = 10,876 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 48,942 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 67,069 \text{ KN.m} > 48,942 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 32,628KN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 215,726KN > 32,628KN$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 107,863KN > V_{sd} = 32,628KN \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte un IPE220

**Largeur de la dalle effective :**

$$b_{eff} = \min \begin{cases} \frac{2 \cdot l_0}{8} & \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b & \text{b: Entraxe entre les poutres} \end{cases} \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

$$b_{eff} = \min \begin{cases} \frac{2 \cdot l_0}{8} = \frac{2 \cdot 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 1,2 \text{ m}$$

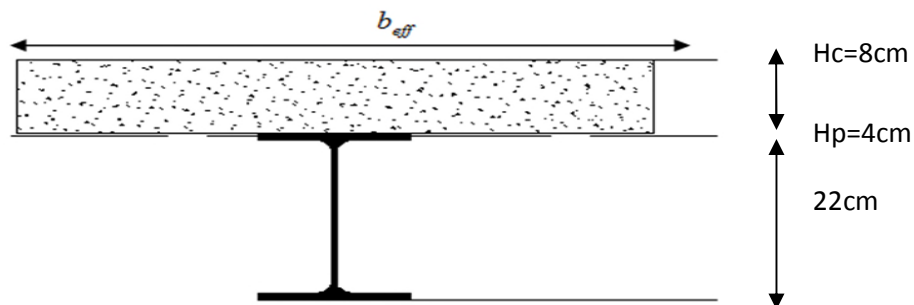


Figure VI- 3: Largeur de la dalle effective.

**Vérification de la résistance à L'ELU**

$$q_u = 10,876 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{10,876 \times 6^2}{8} = 48,942KN.m$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{M_a}} \times f_y = \frac{33,4 \times 23,5}{1,1} = 713,545KN$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1200 \times 80 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 1360KN$$

$F_c > F_a \Rightarrow$  L'axe neutre plastique est dans la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = \frac{713,545}{1,2 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot 25}{1,5}\right)} \cdot 10^{-1} = 4,197cm$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2}\right) = 713,545 \cdot \left(\frac{18}{2} + 4 + 8 - \frac{4,197}{2}\right) \cdot 10^{-2}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = 134,870KN$$

$M_{Pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$  La section est vérifiée en résistance.

#### ↪ Calcul de $I_m$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} = 33,4 + \frac{120 \cdot (8 + 4)}{15} = 129,4cm^2 \rightarrow \text{Section mixte}$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \cdot S} = \frac{120 \cdot (8 + 4)}{15} \cdot \frac{(8 + 4) + 18}{2 \cdot 129,4} = 4,455cm$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{22}{2} + (8 + 4) - 12,01 = 18,545cm$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{22}{2} + 12,01 = 23,01cm$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(8 + 4) + 22}{2} - 4,455 = 12,545cm$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$I_m = 2771,8 + 33,4 \cdot 4,455^2 + \frac{120 \cdot (8 + 4)^3}{12 \cdot 15} + \frac{120 \cdot (8 + 4)}{15} \cdot 12,545^2 = 19694,885cm^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 7,846 \cdot 6^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 19694,885} \cdot 10^2 = 0,320cm$$

$f_{adm} = 2,4 > f_{cal} = 0,32cm \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

**e) Calcul des contraintes****1) Contraintes dues au moment fléchissant :**

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = -57,18 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = 1,626 \text{MPa}$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 3,072 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -0,082 \text{MPa}$$

**2) Contraintes dues au retrait**

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

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{22 + 8 + 4}{2} = 17 \text{cm}$$

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

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{2771,8}{33,4 \times 17} = 4,881 \text{cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 120 \times (8 + 4) = 1440 \text{cm}^2$$

$$K = \frac{1440 \times 2,1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 17 \times 33,4}{(15 \times 2771,8 \times 33,4) + (1440 \times 2771,8) + (1440 \times 33,4 \times 17^2)}$$

$$K = 0,178$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \times 10^4 \text{ MPa}$$

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

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

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 4,881 = 15,881 \text{ cm}$$

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

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 15,881 + 8 + 4 = 27,881 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0,17 \times 15,88 \times 10 = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0,17 \times (22 - 15,88) \times 10 = -10,404 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4}) - (0,17 \times 15,88 \times 10)}{15}$$

$$\sigma_{bi} = -1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4}) - (0,17 \times 27,88 \times 10)}{15}$$

$$\sigma_{bs} = -0,359 \text{ MPa}$$

### 3) Contraintes finales

$$\sigma_{as} = 1,62 + 27 = 28,62 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -57,18 - 10,404 = -67,584 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 3,072 - 0,359 = 2,713 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -0,082 - 1 = -1,082 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

### VI-3-3 Calcul des goujons connecteurs :

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.

On choisit des connecteurs de diamètre  $\emptyset 18$ .

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \times d$$

$$\text{On a } d = 18 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$



On prend  $h = 80\text{mm}$

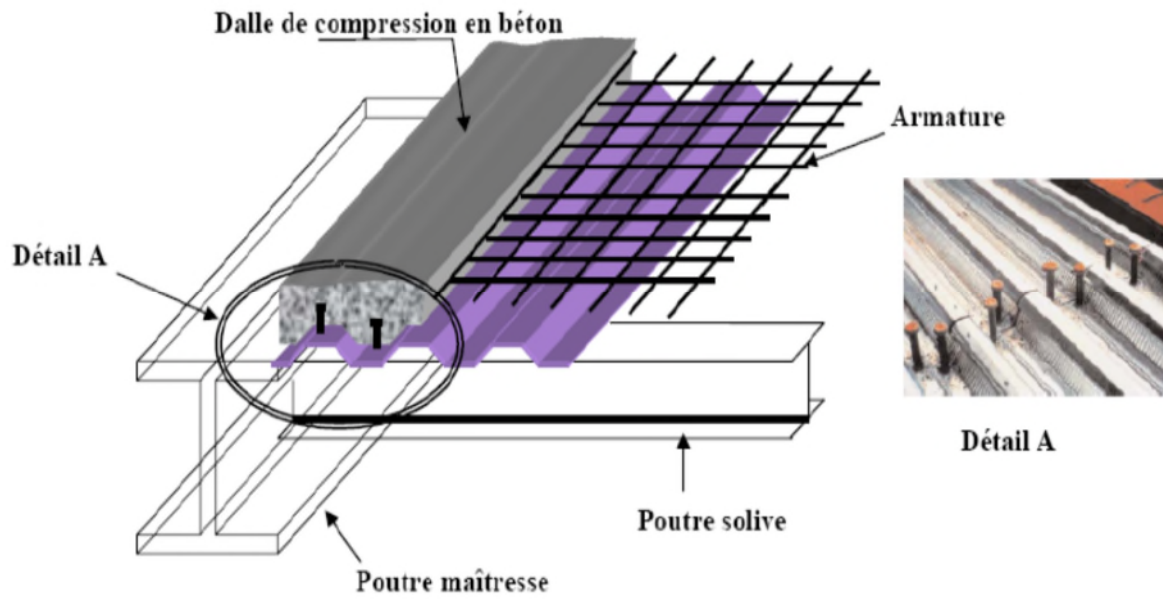


Figure IV-4 : Schéma des connecteurs.

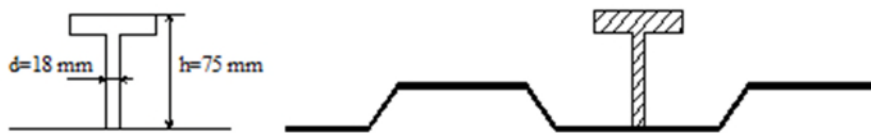


Figure IV-5 : Caractéristique de connecteur

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30  $\Rightarrow f_{ck} = 25\text{MPa}, E_{cm} = 30500\text{MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_r \cdot 4} \\ 0,29 \times \frac{\alpha d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$AN : P_{Rd} = \min \begin{cases} 0,8 \times \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65,144KN \\ 0,29 \times \frac{1 \times 18^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65,638KN \end{cases}$$

$P_{Rd} = 65,144$  (Résistance d'un goujon).

$$\begin{cases} d = 18mm \leq 20mm \\ h_p = 40mm \leq 85mm \end{cases} \Rightarrow P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 1 \times 65,111 = 65,111KN$$

↪ Effort de cisaillement  $V_{lf}$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; 0,85 \times b_{eff}^+ \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{33,4 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \times 1,2 \times \frac{(8 + 4) \times 25}{1,5} \times 10 \right) = 713,545 KN$$

[EC 4 ; article 6.2.1.1]

↪ Nombre des goujons  $N$

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{Rd}} = \frac{713,545}{65,144} = 10,95 \text{ Goujons ; On prend } \mathbf{11 \text{ Goujons.}}$$

Soit 11 goujons sur une longueur  $L/2 = 600/2 = 300$  cm  $\Rightarrow$  22 goujons sur 6 m.

↪ Espacement  $e$

$$e = \frac{300}{11} = 27,27 \text{ cm.}$$

### VI-3-3-1 Vérification des soudures

$a$  : La gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(177,6; 9,2) = 9,2mm$$

On prend  $a = 7mm$

$l$  : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56,549mm$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 400MPa \end{cases}$$

➤ L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 7 \times 56,548 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 91,41KN$$

➤ L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{713,545}{11} = 64,867KN$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant  $F_{sd}$  par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 64,867 \text{ KN} \leq 91,41 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### V.4 Ferrailage de la dalle du plancher

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de 1,2 x 6m :

##### ➤ Plancher terrasse

$$\begin{cases} G = 6,08 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,24 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 9,708 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 9,882 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 9,882 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 7,08 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s2} = [G + 0,9 \cdot (Q + S)] = 7,196 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 7,196 \text{ KN/m}$$

##### ➤ Plancher courant

$$\begin{cases} G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 11,958 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 11,583 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 11,958 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 8,58 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s2} = [G + 0,9 \cdot (Q + S)] = 8,33 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8,58 \text{ KN/m}$$

Nous constatons que le plancher courant est le plus sollicitant, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

**À L'ELU :**

$$q_u = 11,958 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{6} = 0,2 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon la petite portée.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{11,958 \cdot 1,2^2}{8} = 2,152 \text{KN.m}$$

Le moment en travée est :  $M_t = 0,75 \cdot M_0 = 1,614 \text{KN.m}$

Le moment en appuis est :  $M_a = 0,5 \cdot M_0 = 1,076 \text{KN.m}$

★ **Calcul des armatures en travée :**

$$M_t = 1,614 \text{KN.m}$$

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

$$h = 8 \text{cm}$$

$$c = 2 \text{cm}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 7,2 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,021 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,027$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 7,122 \text{cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 0,289 \text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec :  $5\text{HA}8 = 2,51 \text{cm}^2$

❖ Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{cm}^2$$

Donc on choisit :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,725cm^2 < 2,51cm^2 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

❖ **Calcul des armatures en appui :**

$$M_a = 1,076KN.m$$

$$b = 1m$$

$$h = 8cm$$

$$c = 2cm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0146 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,018$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 7,146cm$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 0,432cm^2$$

Donc on ferraille avec : 5HA8 = 2,51cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,725cm^2 < 2,51cm^2 \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

★ **Espacement des barres :**

$$St_{\parallel x} = \min[(3 \cdot h), 33] \Rightarrow St_{\parallel x} = 24cm$$

On a :

$$St_{\parallel x} = \frac{100}{5} = 20cm < 24cm \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

$$St_{\parallel y} = \min[(4 \cdot h_c), 45] \Rightarrow St_{\parallel x} = 32cm$$

On a :

$$St_{\parallel y} = \frac{100}{4} = 25cm < 32cm \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

★ **Vérfication de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{11,958 \cdot 1,2}{2} = 7,174 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{7,174}{1 \cdot 0,072} \cdot 10^{-3} = 0,099 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{MPa} > \tau \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**À L'ELS :**

$$q_s = 8,58 \text{KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l_x^2}{8} = \frac{8,58 \cdot 1,2^2}{8} = 1,544 \text{KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée est : } M_t = 0,75 \cdot M_0 = 1,158 \text{KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis est : } M_a = 0,5 \cdot M_0 = 1,772 \text{KN.m}$$

**★ Vérification des contraintes :**

**En travée**

$$M_t = 1,158 \text{KN.m}$$

$$A = 2,51 \text{cm}^2$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$d = 6 \text{cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 2,404 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

**En appui**

$$M_a = 1,772 \text{KN.m}$$

$$A = 2,51 \text{cm}^2$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$d = 6 \text{cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,602 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

★ **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \frac{8}{120} \geq \frac{1,158}{20 \cdot 1,544} \Rightarrow 0,066 \geq 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$2) \frac{8}{120} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,066 \geq 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{2,51}{100 \cdot 6} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0041 \leq 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

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

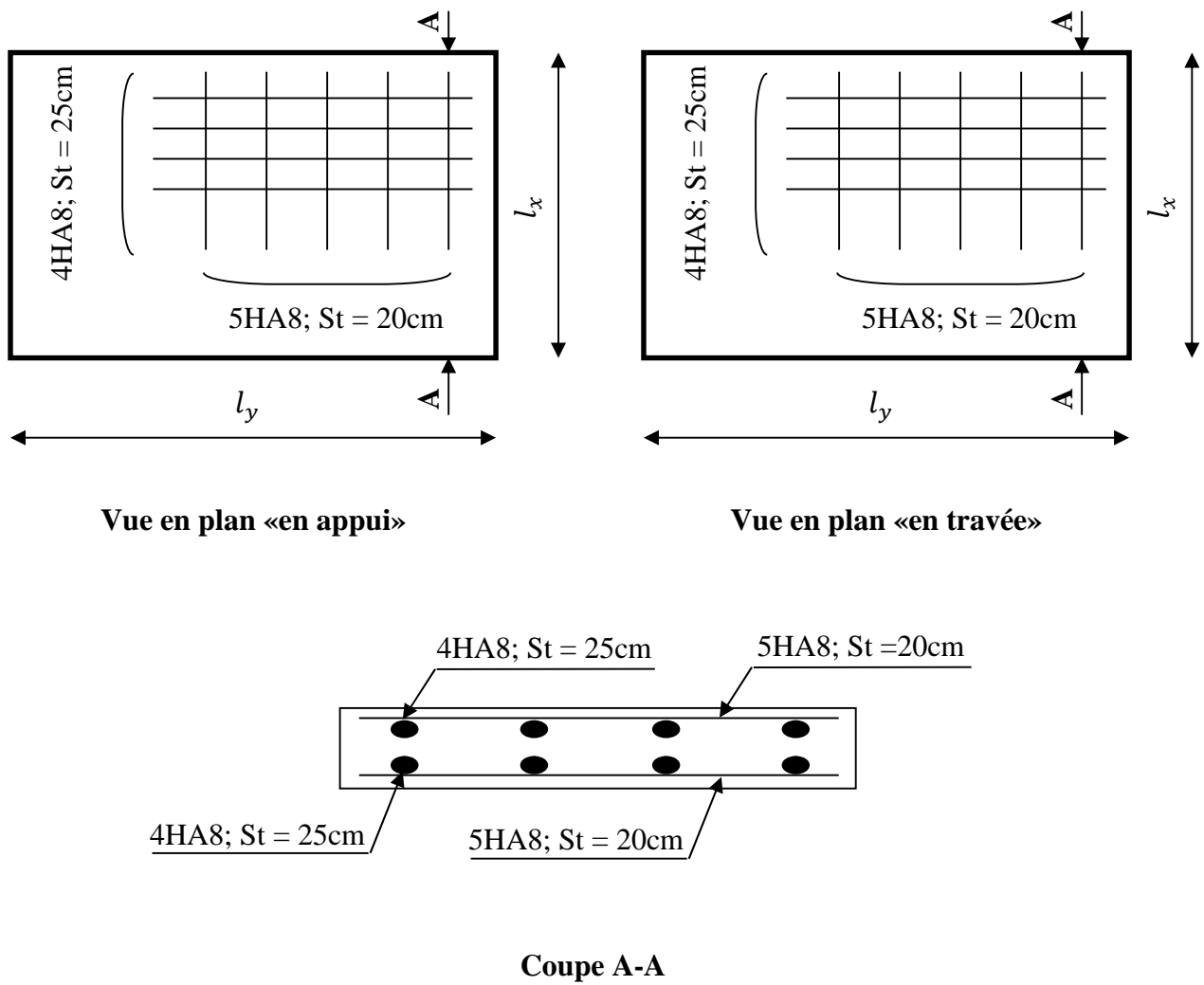


Figure V.9: Schémas de Ferrailage de la dalle.



## VI.1 Introduction

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de proche le plus dangereux. Notre site est classé en zone I, cela nous conduit à respecter certaines dispositions constructives et à faire une estimation de l'action sismique en se basant sur recommandations du nouveau règlement Algérien parasismique RPA 99 version 2003.

## VI.2 Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

## VI.3 Analyse de la structure

### VI.4.1. Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
  - Poids propre de la structure.
  - Les effets dus aux actions climatiques.
- Les chargements dynamiques :
  - Les effets sismiques.

### VI.4.2 Méthodes de calcul

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.

### VI.4.2.1 La méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de repense. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

#### a. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### b. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone I et un Groupe d'usage 2

Nous trouverons :  $A = 0.08$

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

$D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamental de la structure ( $T$ ).

Avec :

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], site (S3) :

$$\begin{cases} T_1(sec) = 0.15s \\ T_2(sec) = 0.5s \end{cases}$$

( $\eta$ ) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  : est donnée par le tableau **4.2 du RPA99 V 2003**

Nous avons une structure en portiques, Donc  $\xi = 4\%$

D'où :  $\eta = 1 > 0.7$

**$\eta = 1$**

### Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6)**:

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

Avec :

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

**$h_N = 9.49\text{m}$**

$C_T$ : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le **tableau 4.6 du RPA 99/version 2003**.

Sens X-X :

Contreventement assurée par des palées de stabilité en acier avec remplissage en maçonnerie.  $\Rightarrow C_T = 0,05$

Sens Y-Y :

Contreventement assurée par des palées de stabilité en acier avec remplissage en maçonnerie.  $\Rightarrow C_T = 0,05$

Donc :  $T_x = T_y = T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 9.49^{(3/4)} = \mathbf{0.270\text{ s}}$

$T_x$  et  $T_y$  son inferieur à  $T_2$  , donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale :  $D_x = D_y = 2,5 \times \eta = 2,5 \times 1 = 2,5$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

**Sens longitudinal:**  $R_x = R_y = 4$  (contreventement par palées triangulées en X).

**$R_x = 4$**

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

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

Critère de qualité « q »	$P_q(x)$	$P_q(y)$
1. conditions minimales sur les files porteuses	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. régularité en plan	0	0
4. régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum P_q$	<b>0</b>	

Tableau VI.1: Pénalité de vérification.

$$Q = 1 + 0 = 1$$

**W** : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>**: Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>**: Charge d'exploitation.

**β**: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas : **β = 0.2**

★ Niveau3:

Eléments	Nombr	Masse	Quantités	Poids (KN)
Dalle de plancher	1	6,08 KN/m <sup>2</sup>	678.6 m <sup>2</sup>	4125,888KN

<b>POUTRES</b>	IPE 330	24	0,491KN/m	144 m	70,704 KN
	IPE 240	28	0,307 KN/m	168 m	51,576 KN
	IPE 180	84	0,188 KN/m	504 m	94,752KN
<b>POTEAUX</b>	HEA300	32	1.048 KN/m	112.32 m	117.72KN
Murs extérieurs		/	1.32 KN/m	141.76 m <sup>2</sup>	187,123 KN
Total $W_{G1}$					4647,75KN

Tableau VI.2 : Masse total dans le niveau 3

## ★ Niveau 2 :

Eléments		Nombr	Masse	Quantités	Poids (KN)
Dalle de plancher		1	5.56 KN/m <sup>2</sup>	678.6 m <sup>2</sup>	3773.016KN
<b>POUTRES</b>	IPE 330	24	0,491 KN/m	144 m	70,704 KN
	IPE 240	28	0,307 KN/m	168 m	51,576KN
	IPE200	84	0,224 KN/m	504 m	112,896 KN
	UPN 160	6	0,188 KN/m	21,6 m	4,0608 KN
	UPN 140	5	0,16 KN/m	15 m	2,4 KN
	UPN 100	9	0.106 KN/m	13.5 m	1,431 KN
<b>POTEAUX</b>	HEA300	32	1.048 KN/m	96.32 m	100,943 KN
Murs extérieurs		/	1.32 KN/m	141.76 m <sup>2</sup>	187,123 KN
Total $W_{G1}$					4304,149KN

Tableau VI.3 : Masse total dans le niveau 2.

## ★ Niveau1 :

Eléments		Nombr	Masse	Quantités	Poids (KN)
Dalle de plancher		1	5,56 KN/m <sup>2</sup>	331.39 m <sup>2</sup>	2147,996KN
<b>P</b>	IPE 330	15	0,491 KN/m	90 m	44,19 KN

	IPE 240	12	0,307 KN/m	72 m	22,104 KN
	IPE 200	48	0,224 KN/m	288 m	64,512KN
	UPN 160	6	0,188 KN/m	21,6 m	4,0608 KN
	UPN 140	5	0,16 KN/m	15 m	2,4 KN
	UPN 100	9	0.106 KN/m	13.5 m	1,431 KN
<b>POTEAUX</b>	HEA300	20	1.048 KN/m	59.4 m	62.251 KN
Murs extérieurs		/	1.32 KN/m <sup>2</sup>	85.16m <sup>2</sup>	112,411KN
<b>Total W<sub>G2</sub></b>					<b>2461,356KN</b>

Tableau VI.4: Masse total dans le niveau 1.

$$W_G = \sum_{i=1}^n W_{Gi} = 11413,255KN$$

$$W_Q = \sum_{i=1}^n W_{Qi}$$

$$W_Q = (1 \times 678.6) + [(2,5 \times 678.6) + 33,75] + [(5 \times 331.39) + 33,75]$$

$$\Rightarrow W_Q = 4099,55 KN$$

$$W_{Gi} = 11413.255Kn$$

$$W_{Qi} = 4099.55 Kn$$

$$\Rightarrow W_i = 11413.255 + 0.2 \times 4099.55 = 12233.165Kn$$

$$V_y = \frac{0.08 \cdot 1.1 \cdot 1.7}{4} 12233.165 \Rightarrow V_y = 457,520Kn$$

$$V_x = \frac{0.08 \cdot 1.1 \cdot 1.7}{4} 12233.165 \Rightarrow V_x = 457.520Kn$$

## VI.4 La méthode modale spectrale

### VI.5.1 Principe de la méthode spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### a) Spectre de reponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

Les coefficients  $A, \eta, R, T_1, T_2, Q$  (déjà déterminés plus haut) .

**Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :**

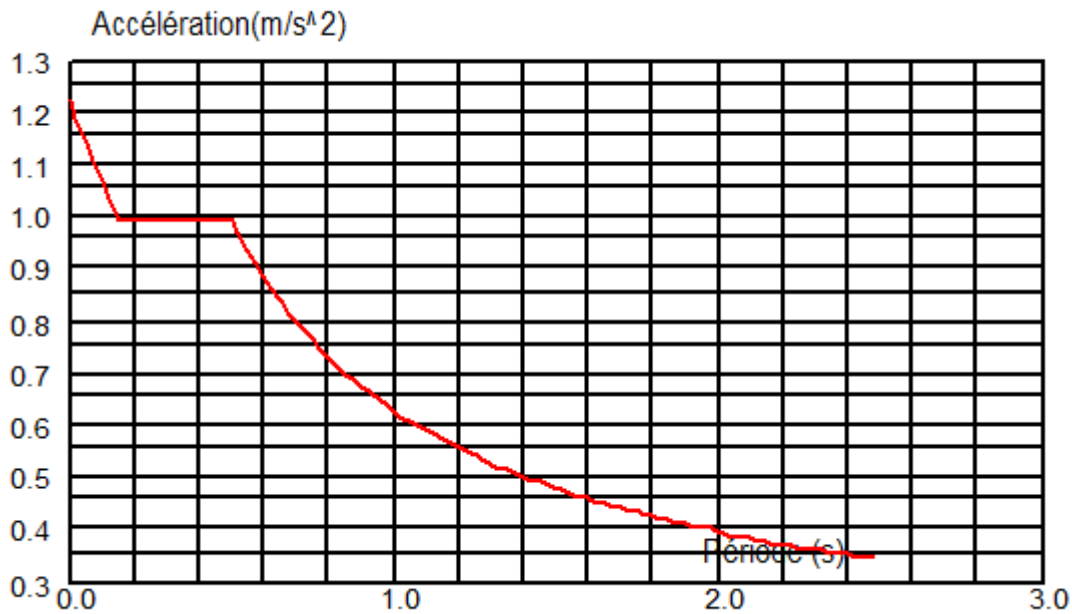


Figure VI. 1: Schéma du spectre de réponse suivant X.

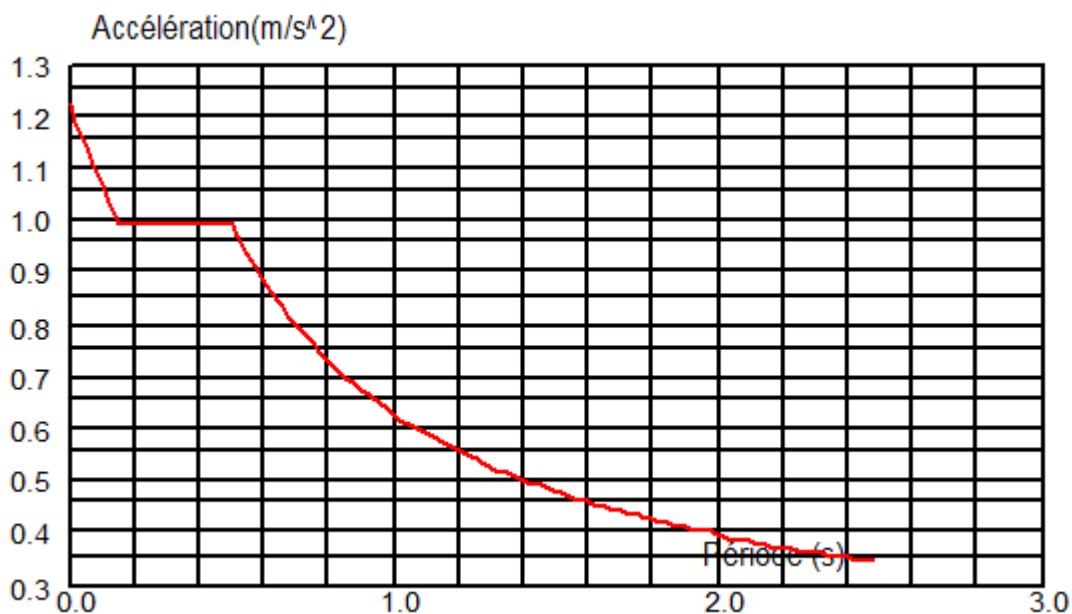


Figure VI. 2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.

### b) Nombre de modes de vibrations à considérer

Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.



Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

## VI.5.2 Résultat de calcul

### a) Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	3,52	0,28	86,14	0,01	-1,#J	86,14	0,01
5/ 2	3,73	0,27	86,15	87,82	-1,#J	0,01	87,82
5/ 3	6,30	0,16	86,15	88,16	-1,#J	0,00	0,33
5/ 4	9,34	0,11	86,27	96,89	-1,#J	0,12	8,73
5/ 5	9,38	0,11	98,08	96,97	-1,#J	11,81	0,08
5/ 6	12,93	0,08	98,61	97,20	-1,#J	0,53	0,22
5/ 7	13,03	0,08	99,30	97,37	-1,#J	0,69	0,17
5/ 8	14,86	0,07	99,30	97,40	-1,#J	0,00	0,03
5/ 9	14,88	0,07	99,34	97,40	-1,#J	0,04	0,00
5/ 10	16,57	0,06	99,34	98,03	-1,#J	0,00	0,63

**Tableau VI. 5: Pourcentage de participation de masse.**

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 5 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

### b. Les réponses modales de la structure

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

↳ **Mode 1 : Translation suivant X-X, période  $T = 0.28$  s, taux de participation de la masse 86,14%**

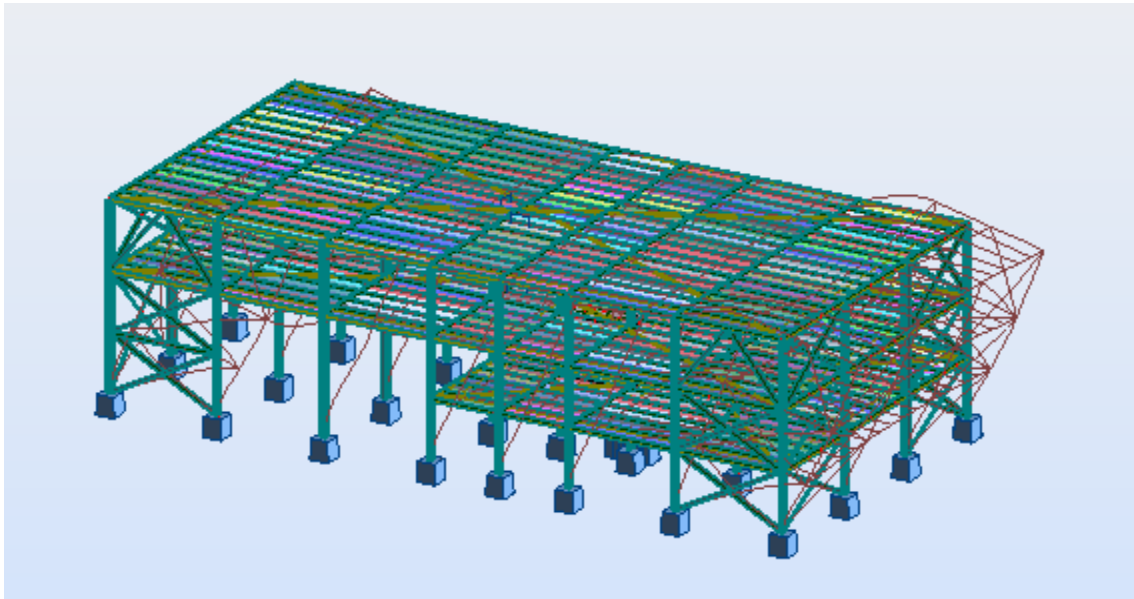


Figure VI. 3: Mode de déformation (01).

↪ **Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période  $T = 0.27$  s, taux de participation de la masse 87,82%**

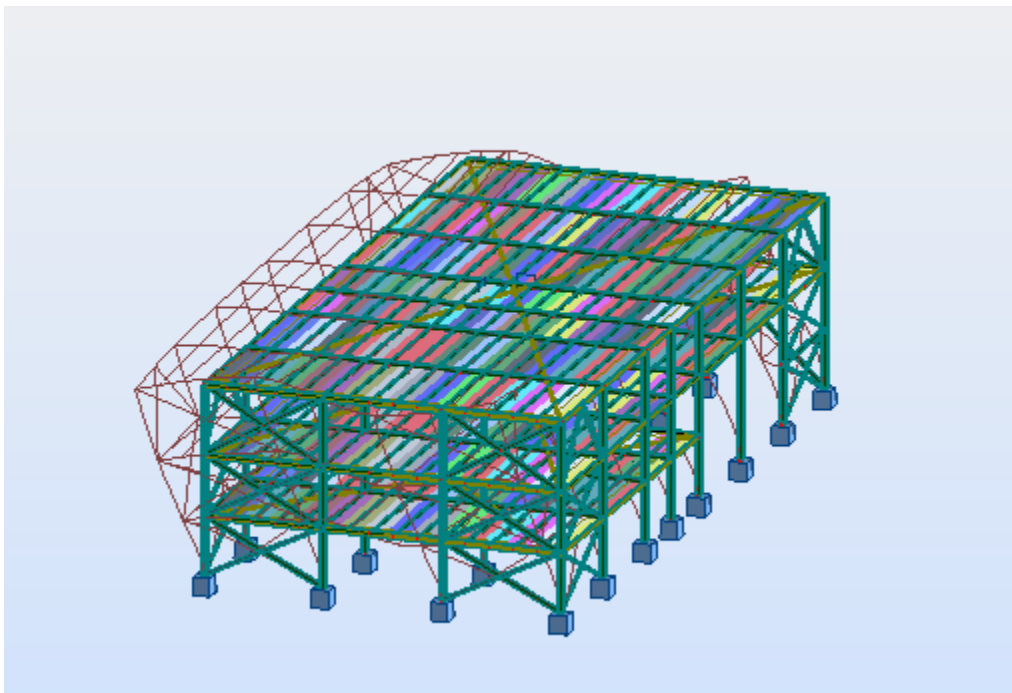


Figure VI. 4: Mode de déformation (2).

↳ **Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période T = 0.16s**

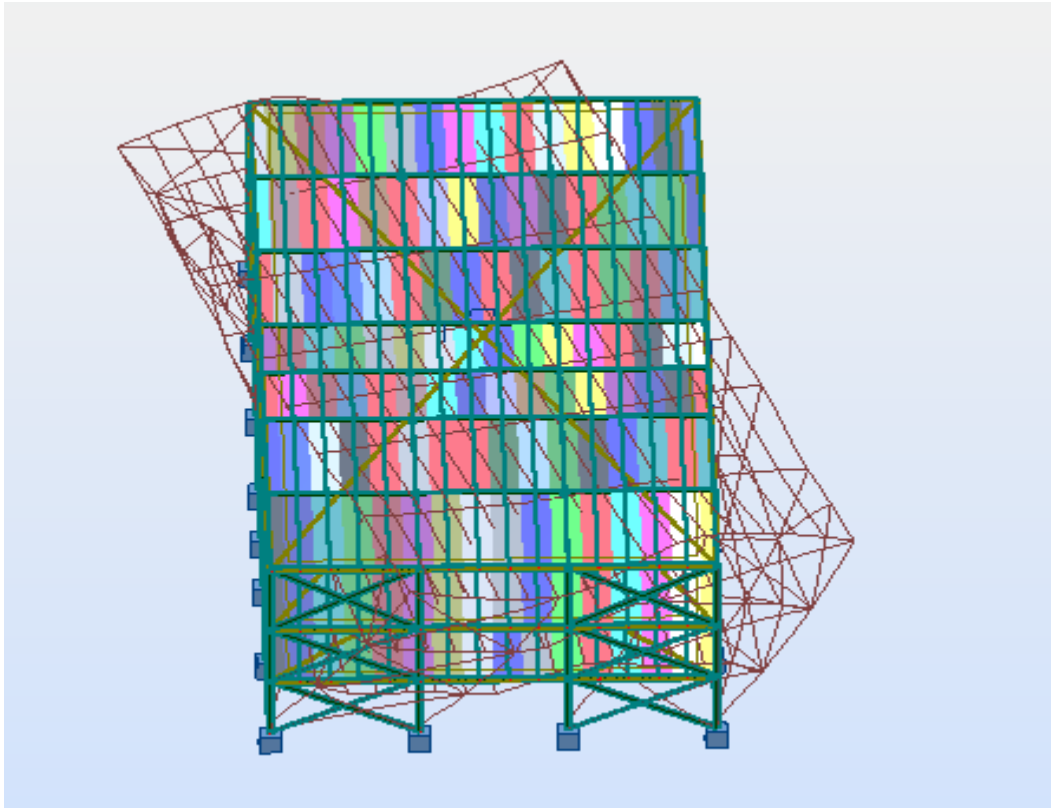


Figure VI. 5: Mode de déformation (3).

### VI.5.3 Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

#### a) Les combinaisons de calcul

**Notation :**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + Q	G + Q + E <sub>x</sub>
1.35(G + Q + S)	G + S	G + Q - E <sub>x</sub>
	G+0,9(Q+S)	G + Q - E <sub>y</sub>
		G + Q + E <sub>y</sub>
		0.8G+E <sub>x</sub>
		0.8G + E <sub>y</sub>
		0.8G-E <sub>x</sub>
		0.8G - E <sub>y</sub>

Tableau VI. 6: Combinaisons de calcul.

### b) Résultantes des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	457.52	366.01	687.85	Vérifiée
Sens yy	457.52	366.01	687.85	Vérifiée

Tableau VI. 7: Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...)

## VI.5 Vérification des déplacements

### ➤ Situation accidentelle

Le **D.T.R RPA99 V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (**art 4.4.3**) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à **1%** de la hauteur d'étage (**art 5.10**).

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta$ : Déplacement dû aux forces sismiques.

$R$  : coefficient de comportement  $R_y=R_x=4$

Déplacement suivant la direction XX						
Niveau	$h_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$1,0\%h_k$ (cm)
RDC	2.97	0.3	0	0.5	0.5	2.97
1 <sup>er</sup> étage	3.01	0.5	0.5	1.6	1.2	3.01
2 <sup>ème</sup> étage	3.51	0.9	1.6	2.4	0.8	3.51

Tableau VI. 8: Déplacement selon le sens X-X.

Déplacement suivant la direction YY						
Niveau	$h_k$ (cm)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$1,0\%h_k$ (cm)
RDC	2.97	0.2	0	1	1	2.97
1 <sup>er</sup> étage	3.01	0.5	1	2	1	3.01
2 <sup>ème</sup> étage	3.51	0.7	2	3.5	1.5	3.51

Tableau VI. 9: Déplacement selon le sens Y-Y.

Les déplacements relatifs sont vérifiés à chaque niveau.

## VII.1 Introduction

L'étude de portique nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitation, et sismique, et climatique variable), les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments de portique (poteaux, poutres), elles servent également au calcul des assemblages ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

## VII.2 Vérification des poteaux

Il s'agit de vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables.

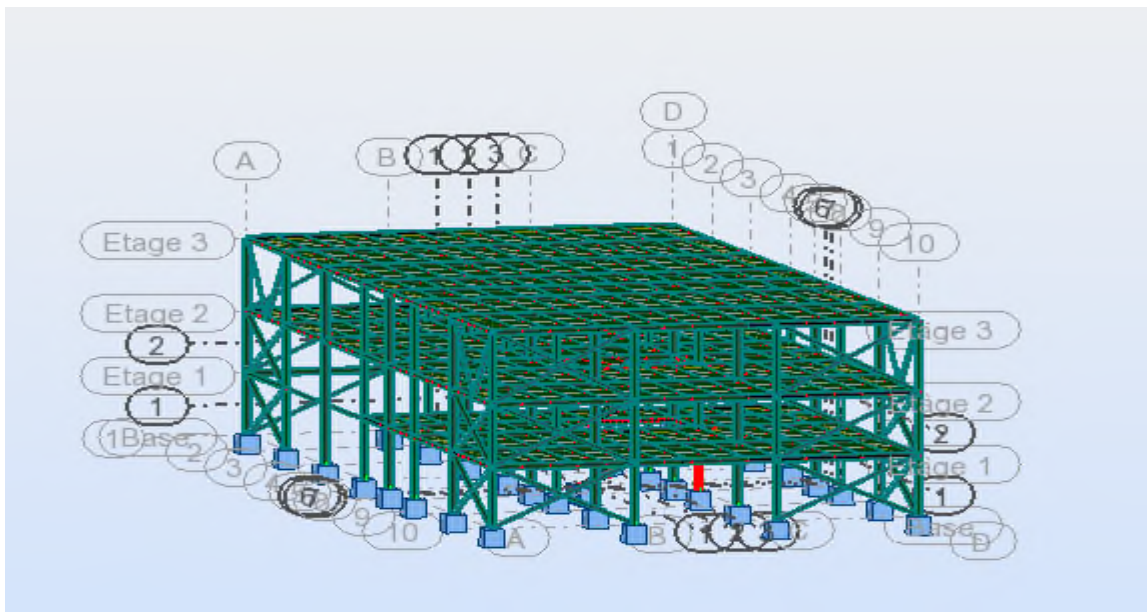


Figure VII. 1: Illustration du poteau le plus sollicité.

Les efforts internes du poteau le plus sollicité sont retirés par logiciel ROBOT, donnés dans le tableau ci-dessus

h (m)	N (kN)	$M_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)	$V_x$ (kN)	$V_z$ (kN)
2,97	1049,79	$M_y^+=86,81$ $M_y^-=-116,59$	$M_z^+=13,60$ $M_z^-=-9,21$	176,94	80,51

Tableau VII.1 : sollicitation dans le poteau deuxième étage.

**1. Classe de la section HEA300 :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ **Vérification de la semelle**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 14} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 10.71 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 2}$$

➤ **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{209}{8.5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 24.58 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 2

**2. Vérification à l'effort tranchant**↪ **Suivant y-y'**

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{94,85 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 1286,899 \text{KN}$$

$$V_{ply} = 1286,899 \text{KN} > V_y = 80,51 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$0,5V_{ply} = 643,449 \text{KN} > V_y = 80,51 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

↪ **Suivant z-z'**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{37,28 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 505,805 \text{KN}$$

$$V_{plz} = 505,805 \text{KN} > V_z = 176,94 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$0,5V_{plz} = 252,902 \text{KN} > V_z = 176,94 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**3. Vérification à l'effort normal**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} > \min \left[ (0,25N_{pl}); \left( \frac{0,5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{m_0}} \right) \right]$$

avec :

 $A_w$ : L'aire de l'âme .

$$A_w = A - 2b \times t_f = 112,5 - 2(30 \times 1,4) = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{112,8 \times 23,5}{1} = 2650,8 \text{ KN}$$

$$0,25N_{pl} = 662,7 \text{ KN}$$

$$\frac{0,5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{0,5 \times 28,5 \times 23,5}{1} = 334,875 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} > \min(662,7 \text{ KN} ; 334,875 \text{ KN})$$

$$N_{sd} = 1049,79 \text{ KN} \leq 2650,8 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

#### 4. Vérification des moments

↪ Suivant y-y'  $M_{ply} > M_y$  :

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1383,27 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 325,068 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 325,05 \text{ KN.m} > M_y = 116,59 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

↪ Suivant z-z'  $M_{plz} > M_z$  :

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{641,17 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 150,674 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = 150,674 \text{ KN.m} > M_z = 13,60 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

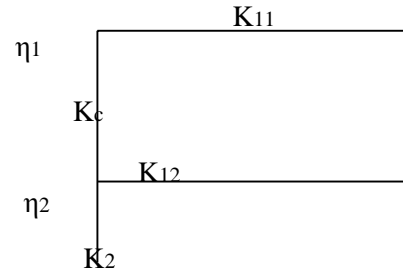
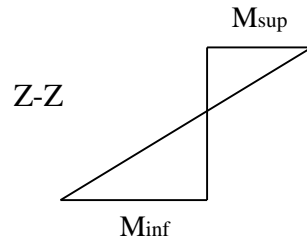
#### 5. Vérification aux instabilités

##### a) Vérification au flambement

##### 1. Calcul de $\chi_{\min}$ :



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



$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{\text{poutre}}}$$

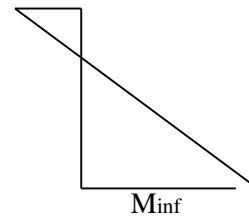
$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement a la base)}$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{18263,5}{297} = 61,49 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{Tpoutre}} = \frac{I_y}{L} = \frac{18263,5}{600} = 30,439 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{61,49}{61,49 + 30,439}$$

$$\eta_1 = 0,66$$



$$\text{Section de classe 1} \Rightarrow \beta_A = 1 \Rightarrow \lambda_k = 93,9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{207,9}{12,74} = 16,31 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{207,9}{7,49} = 27,75 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} = \frac{16,31}{93,9} = 0,248 < 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_k} = \frac{27,75}{93,9} = 0,29 > 0,2 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  il ya risque de flambement suivant l'axe  $Y - Y$  et  $Z - Z$ .

↪ La courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 \leq 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y - Y \Rightarrow \text{Courbe b} \Rightarrow \chi_y = 0,983 \\ Z - Z \Rightarrow \text{Courbe c} \Rightarrow \chi_z = 0,994 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{\text{brd},y} = \frac{\chi_y \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,983 \times 1 \times 112,5 \times 235}{10 \times 1} = 2598,80 \text{ KN} \\ N_{\text{brd},z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,994 \times 1 \times 112,5 \times 235}{10 \times 1} = 2627,887 \text{ KN} \end{cases}$$

[EC3 Art 5.5.1.1]

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 1167,48KN < N_{brd,y} = 2598,8KN \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ N_{sd} = 1167,48KN < N_{brd,z} = 2627,887KN \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

**b) Vérification au déversement**

↳ **Calcul du moment critique :**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} = 3388,246KN.m$$

Avec:

$$B_w = 1 \quad K = 1 \quad C_1 = 3,348 \quad C_2 = 0 \quad Z_g = 1cm \quad I_w = 1200 cm^6$$

$$I_t = 85,17cm^4 \quad I_z = 6309,56cm^4$$

$$G = 80769,231Mpa$$

$$M_{cr} = 3388,246kN.m$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 0,096 < 0,4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

↳ **Calcul des coefficients réducteurs**

**Suivant l'axe (Y-Y) :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0,248 (2 \cdot 1,3 - 4) + 0,097 = -0,25$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A f_y} = 1$$

**Suivant l'axe (Z-Z) :**

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 0,211 (2 \cdot 1,3 - 4) + 0,524 = 1,228$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A f_y} = 0,98$$

↳ **Vérification de la résistance**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl}} + \frac{K_{LT} M_y}{\chi_{LT} M_{pl,y}} + \frac{K_z M_z}{M_{pl,z}} \leq 1$$

$$\frac{1049,79}{0,983 \times 2650,8} + \frac{1 \times 116,59}{1,3 \times 325,068} + \frac{0,98 \times 13,60}{150,674} = 0,766 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

6. Vérification selon logiciel ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 poteau						
11 Poteau_11	HE300A	ACIER E24	23.31	39.66	0.48	8 1.35G+1.5Q

Conclusion :

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **HEA300** qui vérifie les calculs, le Robot à son tour nous propose un **HEA280**

Le profilé choisi **HEA300** est adéquat comme poteau.

VII.3 Vérification de résistance des poutres

VII.3.1 Poutre principale

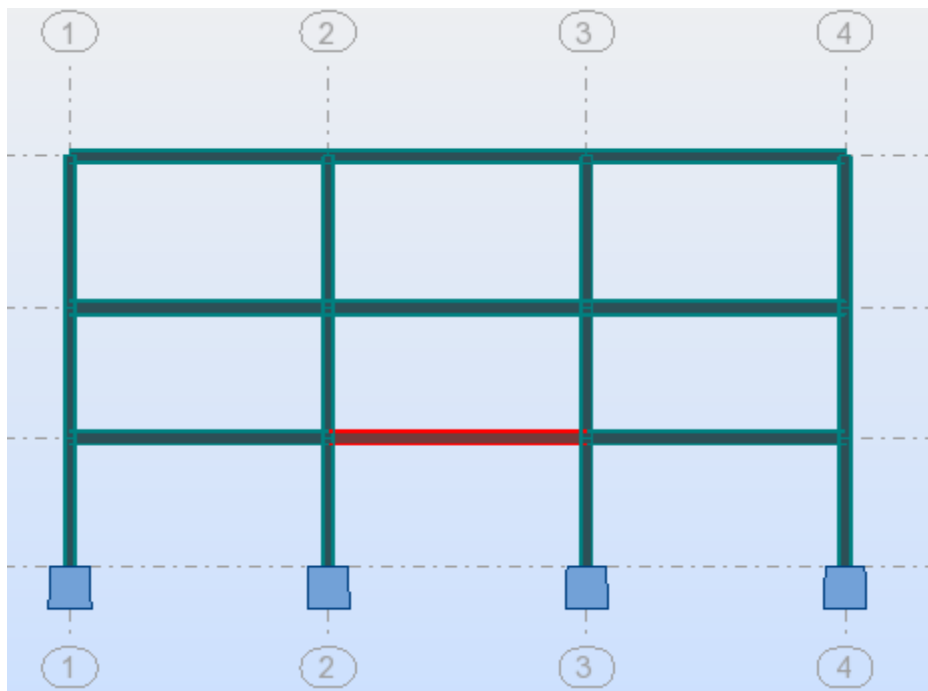


Figure VII. 1: Illustration du sommier le plus sollicité.

Les efforts interne de poutre la plus sollicité son retiré par logicielle ROBOT, donnée dans le tableau ci-dessus :

Combinaison	$M_y$ (KN.m)	$V_z$ (KN)
1,35G + 1,5Q	63.14	176.79

**Tableau VII.4.1** : sollicitation dans la poutre principale

**1. Classe de la section IPE330**

On a : 
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ **Vérification de la semelle (comprimée)**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{160}{2 \times 11} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 7,272 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{271}{7,5} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 36,133 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

**2. Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{30,81 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 418,021 \text{KN}$$

$$V_{plz} = 418,021 \text{KN} > V_z = 176.79 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0,5V_{plz} = 209,01 \text{KN} > V_z = 176.79 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**3. Vérification du moment fléchissant**

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{804.33 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 189,017 \text{KN.m}$$

$$M_{ply} = 189,017 \text{KN.m} > M_y = 60,29 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

4. Vérification au déversement

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E_a I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

G=80769.231 Mpa

Zg=16.5cm

⇒ M<sub>cr</sub> = 226,009 KN.m

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = 0.915 > 0,4$$

Il ya rique du déversement.


$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.994$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} = 0.723$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}} = 136.66 \text{ KN.m}$$

M<sub>b,Rd</sub> = 136,66KN.m > M<sub>y</sub> = 63.14KN.m ..... Vérifiée.

5. Vérification selon logiciel ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
54 Poutre_54	 IPE 330	ACIER E24	43.77	169.11	0.99	14 1.35G+1.5Q

Conclusion :

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **IPE330** qui vérifie les calculs, le Robot à son tour nous propose un **IPE330**

Le profilé choisi **IPE330** est adéquat comme poteau.

## VII.4 Poutre secondaires IPE240

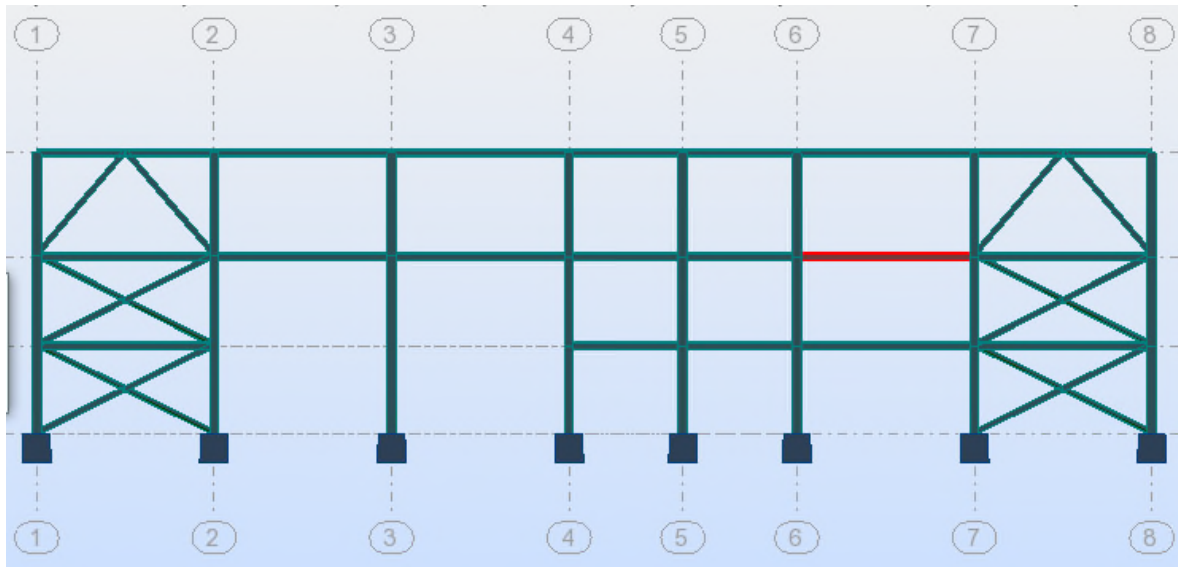


Figure VII. 3: Illustration de la poutre secondaire la plus sollicitée.

Les efforts internes de la poutre la plus sollicitée sont retirés par logiciel ROBOT, donnés dans le tableau ci-dessus

Combinaison	$M_y$ (KN.m)	$V_z$ (KN)
1,35G + 1,5Q	-37.87	37.52

Tableau VII.2: sollicitation dans la poutre secondaire.

## 1. Classe de la section

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{120}{2 \times 10} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{190.4}{6} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 31.73 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

**2. Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{19.15 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 259,822 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = 259,822 \text{ KN} > V_z = 37.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0,5V_{plz} = 129,91 \text{ KN} > V_z = 37.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**3. Vérification du moment fléchissant**

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{366.65 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 86,162 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 86,162 \text{ KN.m} > M_y = 37,87 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**4. Vérification au déversement**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E_a I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

$$G = 80769.231 \text{ Mpa}$$

$$Z_g = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 46,397 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = 1.363 > 0,4$$

Il ya risque du déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1.551$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} = 0.436$$

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_W W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} = 37.562 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 37,562KN.m > M_y = 37.87KN.m \dots\dots\dots Vérifiée.$$

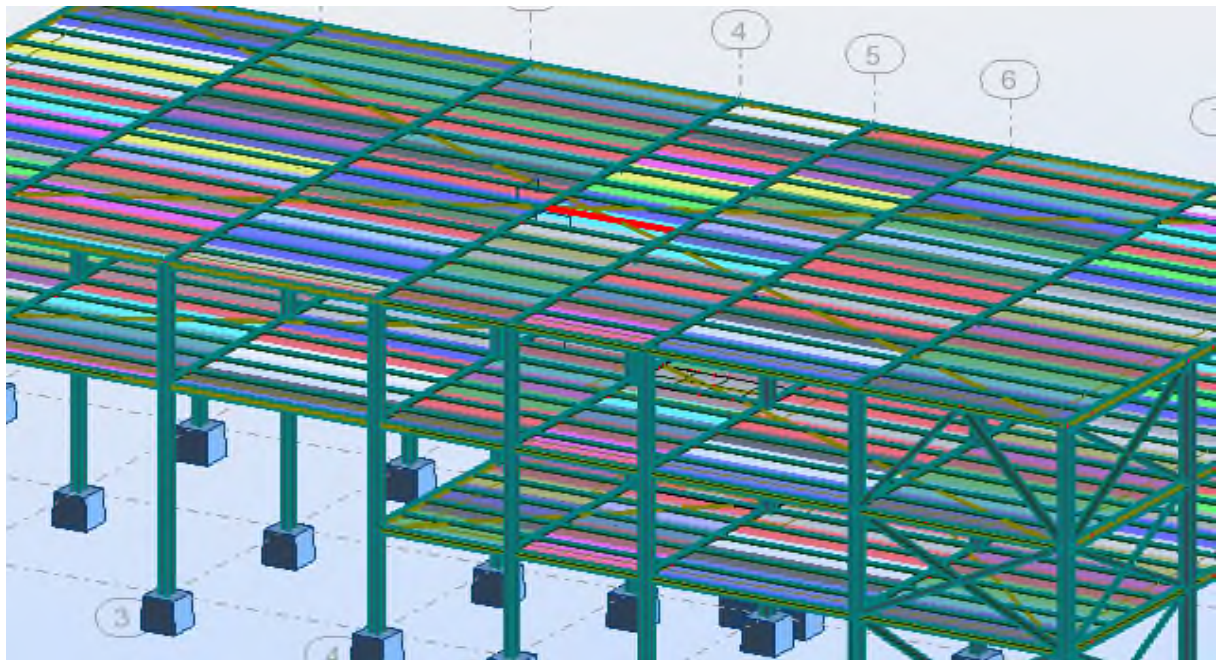
**5. Vérification selon logiciel ROBOT**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
187 Poutre_187	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER E24	60.16	222.83	0.41	14 1.35G+1.5Q

**Conclusion :**

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **IPE240** qui vérifie les calculs. Le profilé choisi **IPE240**est adéquat comme poutre secondaire.

**VII.5 Les solives IPE200**



**Figure VII. 3: Illustration de la solive la plus sollicitée.**

Les efforts internes de la poutre la plus sollicitée sont donnés par logiciel ROBOT, illustrés dans le tableau ci-dessus :

Combinaison	$M_y$ (KN.m)	$V_z$ (KN)
1,35G + 1,5Q	-18.14	20.37

**Tableau VII.3 : sollicitation dans la poutre principale**



**1. Classe de la section IPE200**

On a :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

➤ **Vérification de la semelle (comprimée)**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{100}{2 \times 9} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5.55 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{159}{6} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 26.5 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

**2. Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{13.2 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 179,09 \text{KN}$$

$$V_{plz} = 179,09 \text{KN} > V_z = 20.37 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0,5V_{plz} = 89,545 \text{KN} > V_z = 20.37 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**3. Vérification du moment fléchissant**

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{366.65 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 86,162 \text{KN.m}$$

$$M_{ply} = 86,162 \text{KN.m} > M_y = 37,87 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**4. Vérification au déversement**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E_a I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

G=80769.231 Mpa

$$Z_g=5\text{cm}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 54,08 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = 1.262 > 0,4$$

Il ya rique du déversement.


$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1.408$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} = 0.492$$

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}} = 42.392 \text{ KN.m}$$

$$M_{b.Rd} = 42,392 \text{KN.m} > M_y = 18.14 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**5. Vérification selon logiciel ROBOT**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
473 Poutre_473	 IPE 200	Poteau	46.61	172.20	0.88	14 1.35G+1.5Q

**Conclusion :**

Dans le calcul on a opté pour un **IPE200** qui vérifie les calculs, et la simulation sur le logiciel Robot nous donne un **IPE200**.

Le profilé choisit **IPE200** est adéquat comme solive.

**VII.6 Vérification du système de contreventement**

**VII.6.1 Introduction**

Les stabilités ont pour fonctions principales de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage. L'importance des stabilités est très grande, elles représentent le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage dans le sens longitudinale et le sens transversal.

### VII.6.2 Les palées de stabilités

Les types de palées utilisées dans cette étude sont triangulés en X, sont autorisés par le Règlement Parasismique Algérien RPA99/version2003. Dans ce type de palées, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

Ainsi elles peuvent être conçues pour agir seulement en traction.

### VII.6.3. Palée triangulée en croix de Saint-André

Les palées triangulées en croix de Sains- André sont des profilés 2CAE 180.18

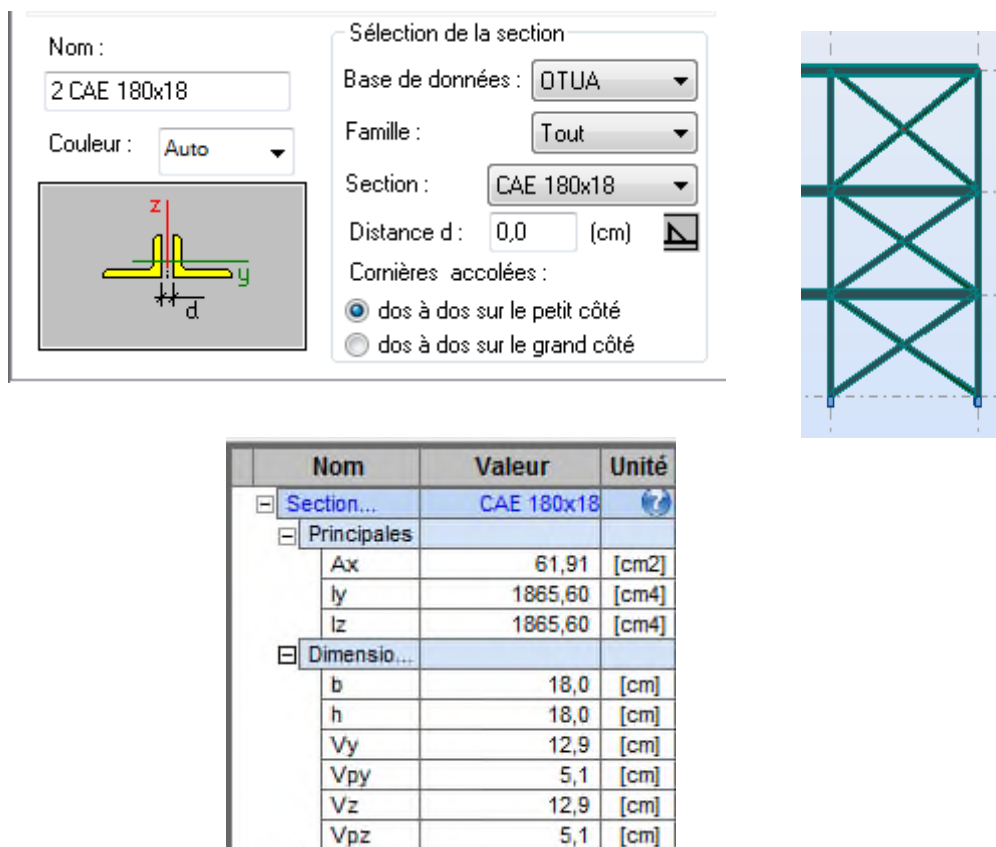


Figure VII.4 : propriétés de la section (CAE180.18)

#### 1. Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort  $N_{sd} = 119.19KN$ , obtenue sous la combinaison G+Q+Ey.

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}} \text{ [EC3 Art 5.4.3.1]}$$

On a :

$$N_{sd} = 119.19 \text{ KN}$$

$$A = 61.91 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{119.19 \times 1}{23,5} = 5.071 \text{ cm}^2$$

$$5.07 \text{ cm}^2 < 61,91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**2. Vérification au flambement**

$$L_{ky}=l_0=4.24\text{m}$$

$$\bar{\lambda} = 424 / 2.3 = 200.43$$


$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 200.43 / 93.9 = 2.13$$

$$\bar{\lambda} = 2.13 \rightarrow \text{Courbe } \mathbf{c} \rightarrow \chi = 0.71$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.71 \times 61.91 \times 1 \times 23.5 / 1.1 = 939.062 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 939.062 \text{Kn} < N_{c,Rd} = 1454.89 \text{ Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**Vérification avec le logiciel ROBOT :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
20	 CAE 180x18	ACIER E24	77.42	77.42	0.68	14 1.35G+1.5Q

**Conclusion :**

CAE180.18 est idéale pour les palées de stabilité donc on adopte **CAE180.18**

**VII.7 Résumé des résultats obtenus**

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Éléments	Section choisie
Poteaux	<b>HEA 300</b>
Poutre principale	<b>IPE 330</b>
Poutre secondaire	<b>IPE 240</b>
Solive	<b>IPE 200</b>
Palé de stabilité	<b>CAE 180×18</b>

**Tableau VII. 4: liste des éléments et de leurs sections choisies.**

## VII.8 Vérification de la stabilité d'ensemble

Après avoir dimensionné et vérifié les éléments de la structure à la résistance, et à la stabilité, on doit aussi s'assurer de la stabilité d'ensemble.

La stabilité de la structure est assurée si :

$$\sum \text{des moments résistants} \geq \sum \text{des moments de renversements}$$

Pour les directions du vent, on a :

$$\begin{cases} b = 38,6m \\ d = 18,9m \\ h = 9,49m \end{cases}$$

### a. Vent perpendiculaire au long pan (Sens $V_1$ )

L'excentricité de la force globale horizontale  $F_w$  est  $e = \pm 3,86 m$

#### ➤ Les moments résistants

Niveau	Poids(KN)	b(m)	e(m)	bras de levier(m)	$M_{\text{Résistant}}$ (KN. m)
I	2461,356	38,6	3,86	15,44	38003,336
II	4340,123	38,6	3,86	15,44	66455,659
III	4647,75	38,6	3,86	15,44	71761,26

Tableau VII.5 : les moments résistants dans le sens  $V_1$

$$\sum M_{\text{Résistant}} = 176220,255 \text{ KN. m}$$

#### ➤ Les moments de renversements

$$\sum M_{\text{Renversement}} = 17104,58 \text{ KN. m}$$

$$\sum M_{\text{Résistant}} > \sum M_{\text{Renversement}} \Rightarrow \text{Pas de risque de renversement de la structure}$$

### b. Vent perpendiculaire au pignon (Sens $V_2$ )

L'excentricité de la force globale horizontale  $F_w$  est  $e = \pm 3m$

## ➤ Les moments résistants

Niveau	Poids(KN)	b(m)	e(m)	bras de levier(m)	$M_{\text{Résistant}}(\text{KN.m})$
I	2461,356	18,9	1,89	7,56	18607,851
II	4304,123	18,9	1,89	7,56	32539,169
III	4647,75	18,9	1,89	7,56	35136,99

Tableau VII.7 : les moments résistants dans le sens  $V_2$ 

$$\sum M_{\text{Résistant}} = 862940,01 \text{ KN.m}$$

## ➤ Les moments de renversements

$$M_r = R_x \times 9,49 + R_z \times (19,3)$$

$$M_r = 127,72 \times 9,49 + 674,046 \times (19,3)$$

$$\sum M_{\text{Renversement}} = 13009,087 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_{\text{Résistant}} > \sum M_{\text{Renversement}} \Rightarrow \text{Pas de risque de renversement de la structure}$$

### VIII.1 Introduction

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants.

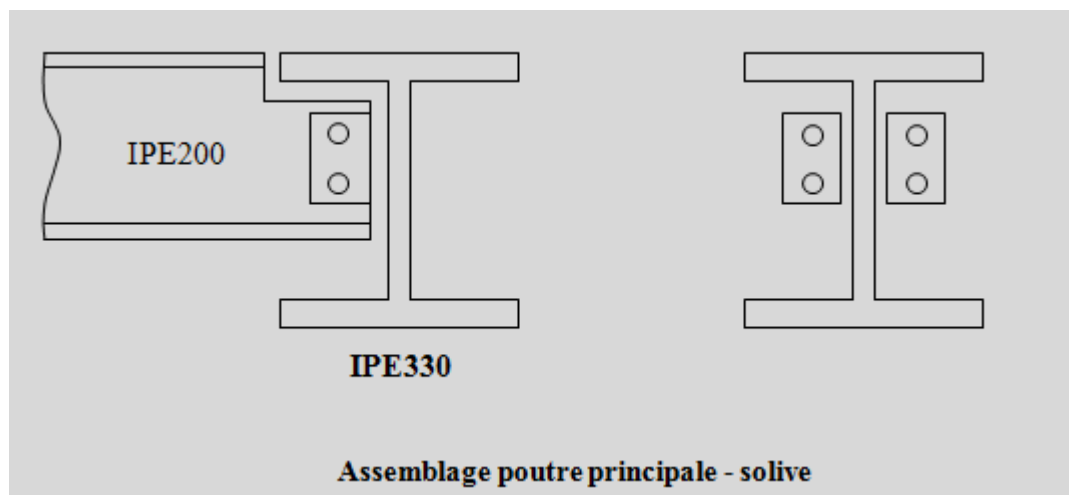
Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés **assemblages**. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- ★ Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- ★ Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.
- ★ Les assemblages semi-rigides.

### VIII.2 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit  $V_{st} = 31.30\text{KN}$ .



Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640 \text{MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{MPa} \end{cases}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

**a. Coté solive :**

$$F_{s.Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p.Cd} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.1.}$$

$$F_{p.Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.2.}$$

Avec :

$F_{s.Rd}$  : Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint;

$F_{p.Cd}$  : 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 vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s.Rd}$$

Avec :

$n_b$  : Nombre des boulons

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{31,3 \cdot 1,25}{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800} \cdot 10 = 0,582 \text{cm}^2$$

On adopte des boulons de type M12  $\Rightarrow A_s = 0,843 \text{cm}^2$

**b. Coté poutre principale :**

Soit des boulons de type M12  $\Rightarrow A_s = 0,843 \text{cm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M12, donc on prend une cornière L 40 x 40 x 4

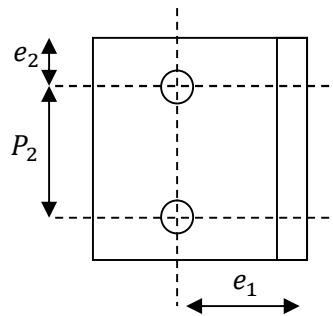


➤ **Disposition géométrique :**

$$3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \cdot 13 \leq P_2 \leq 14 \cdot 4 \Rightarrow 39 \leq P_2 \leq 56 \rightarrow \text{Soit } P_2 = 45\text{mm}$$

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 13 \leq e_2 \leq 12 \cdot 4 \Rightarrow 19,5 \leq e_2 \leq 48 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 35\text{mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 13 \leq e_1 \leq 12 \cdot 4 \Rightarrow 15,6 \leq e_1 \leq 48 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 30\text{mm}$$



➤ **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 :

$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_p \cdot C_d$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{31,3}{2} = 15,75\text{KN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 0,843}{1,25} \cdot 10^{-1} = 22,66\text{KN} > 15,75\text{KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### VIII.3 Assemblage poteau-poutre principale (HEA300-IPE330)

On calculera l'assemblage le plus sollicité

$M=69,19\text{KN.m}$  et  $V=114,01\text{KN}$

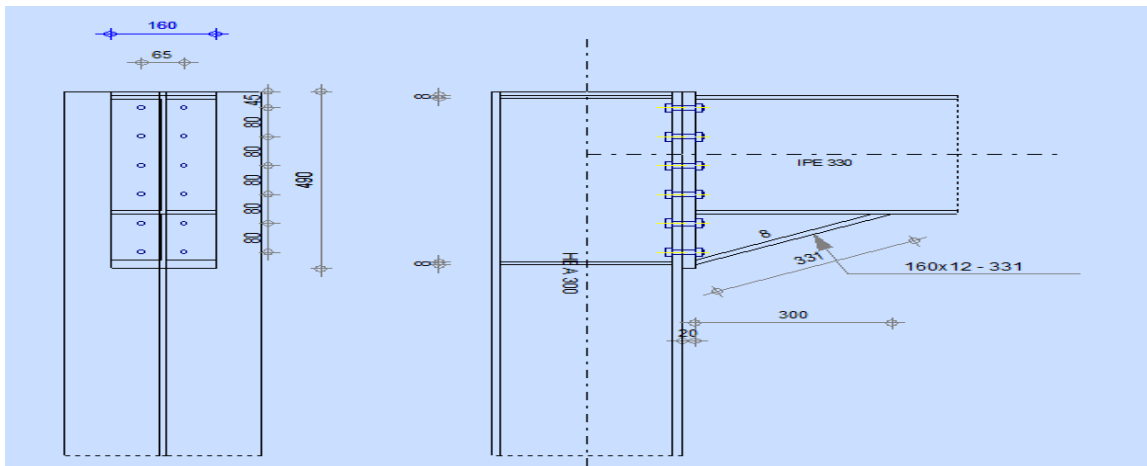


Figure 9. 1: Représentation de l'assemblage poteau - poutre maitresse.

**I. Assemblage poteau platine:**

**a. Dimensionnements des boulons :**

- **Disposition des boulons :**

❖ **Distance entre axe des boulons :**

$P_1 \geq 2,2d_0$     $P_2 \geq 3d_0$    Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$    (tableau 6.1 Eurocode3)

$P_1 \geq 2,2 \times 14 = 30,8 \text{ mm}$    On prend :  $P_1 = 80 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3 \times 14 = 42 \text{ mm}$    On prend :  $P_2 = 80 \text{ mm}$

❖ **Pince longitudinale :**

$e_1 \geq 1,2d_0$     $e_1 \geq 1,2 \times 14 = 16,8 \text{ mm}$    On prend :  $e_1 = 65 \text{ mm}$ .

❖ **Pince transversale :**

$e_2 \geq 1,5d_0$     $e_2 \geq 1,5 \times 14 = 21 \text{ mm}$    On prend :  $e_2 = 80 \text{ mm}$ .

L'assemblage se fait par une platine : **490 x 160 x 20** , et des boulons **HR** , . On choisit des boulons **M 12** de diamètre  $\phi$  **12** de **classe 8.8**

$d_1 = 445 \text{ mm}$ .    $d_2 = 365 \text{ mm}$ .    $d_3 = 282 \text{ mm}$ .    $d_4 = 205 \text{ mm}$ .

$d_5 = 125 \text{ mm}$ .    $d_6 = 45 \text{ mm}$

**b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :**

❖ Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$D'où : N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 112 = 62,72 \text{ KN par boulon.}$$

- Le moment résistant de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (45^2 + 125^2 + 205^2 + 282^2 + 365^2 + 445^2) = 470449 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 62,72 \times 470449}{445} \times 10^{-3} = 132,613$$

$$M_{Sd} = 69,19 \text{ KN.m} < 132,613 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

❖ Vérification sous l'effort tranchant :

Par boulons :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{114,01}{12} = 9,5 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 41,16 \text{ KN}$

$$6.95 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 41.16 \text{ KNOK}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_V < F_{TRd}$$

Avec :  $F_{TRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$  ;  $F_V = \frac{M_{Sd}}{h-t_f}$

D'où :  $F_{TRd} = 9 \times 1.2 \times \frac{80}{1} = 864 \text{ KN}$

$$F_V = \frac{69,19}{0.278} = 248,884 \text{ KN}$$

**$F_V = 248,884 \text{ KN} < F_{TRd} = 864 \text{ KN OK}$**

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

On doit vérifier que :  $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}} \quad \text{D'où :} \quad V_R = 0.58 \times 23.5 \times 29 \times \frac{1.2}{1} = 474,324 \text{ KN.}$$

$$F_V = \frac{M_{Sd}}{h-t_f} \quad \text{D'où :} \quad F_V = \frac{69,19}{0.278} = 248,88 \text{ KN}$$

**$F_V = 248,88 \text{ KN} < V_R = 474,324 \text{ KN.} \quad \text{OK}$**

**II. Assemblage platine poutre :**

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

**i. Epaisseur de la platine :** Soit  $e = 20 \text{ mm}$

**ii. Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 1,2 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

**iii. Gorge reliant la semelle :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 30 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 10 \text{ mm}$$

**iv. Distribution des efforts sur les différents cordons :**

○ **Cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend :  $V / 2 = 474,324 / 2 = 237,162 \text{ Kn}$

○ **Cordon semelle :**

$L = 2b - t_w = 600 - 12 = 588 \text{ mm}$

$N = M / L = 69,19 / 0.278 = 248,88 \text{ Kn}$

## v. Vérification :

## o Cordon semelle platine :

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation = 0.8

$\gamma_{mw}$  : Coefficient de sécurité = 1.25

$f_u$  : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

$$L = \frac{56,4 \cdot \sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25}{1,36} = 0,718 \text{ cm}$$

$L = 58.8 \text{ cm} > 0,718 \text{ cm}$

OK

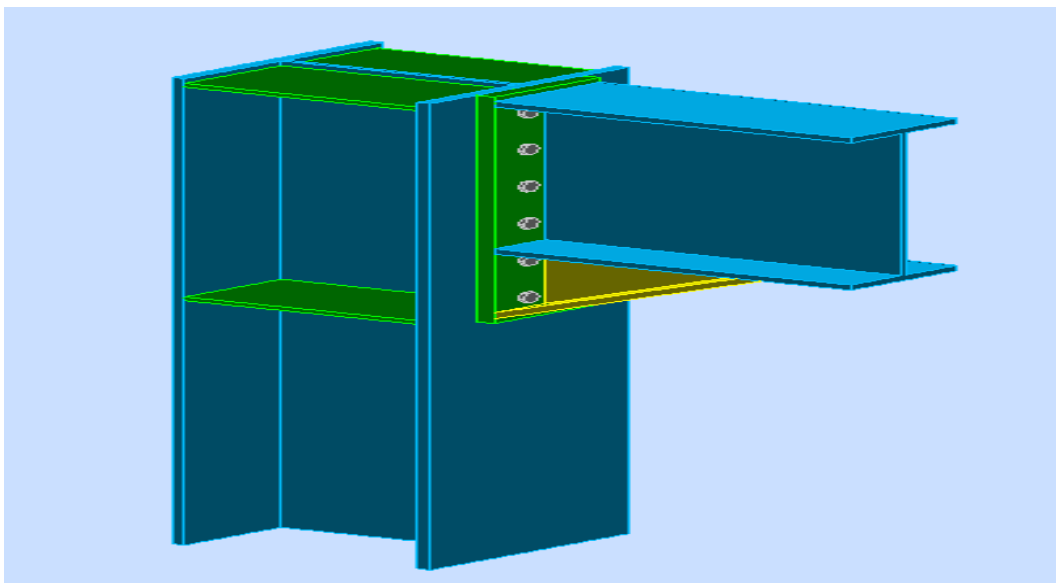


Figure 9. 2: Vue de l'assemblage poteau - poutre maitresse.

#### VIII.4 Assemblage poteau - poutre secondaire (HEA300-IPE240)

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant  $V_{sd}=14,1$  kN obtenue à l'ELU.

Les boulons sont de classe 8.8 caractérisé par :  $F_{ub} 800 \text{ MPa}$  ;  $F_{yb} = 365 \text{ MPa}$

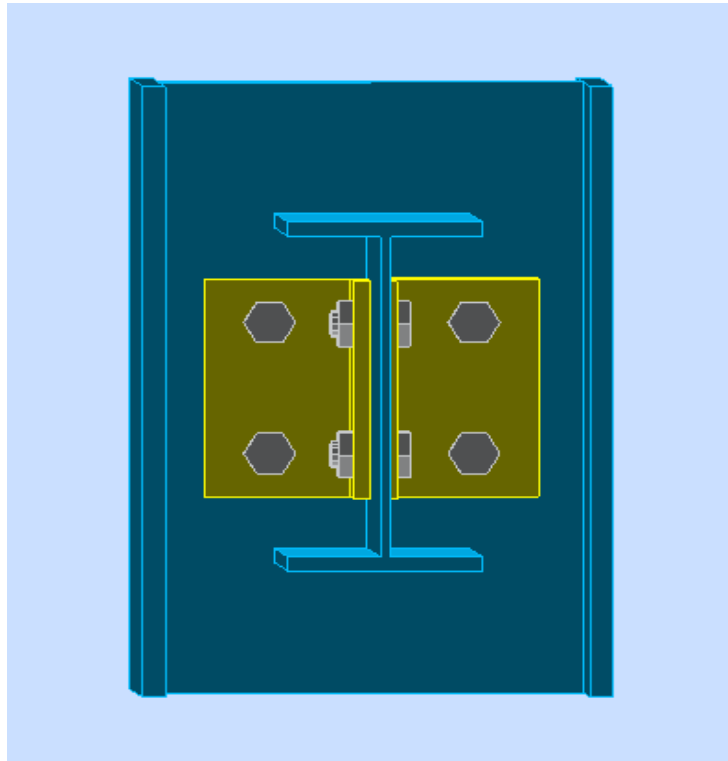


Figure VIII.6: Assemblage par double cornière.

#### VIII.4.1 Dimensionnement des boulons

##### ↳ Coté cornière-poutre

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad ; \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{14,1}{6} = 2,35 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{2,35 \times 1,25 \times 10^2}{0,6 \times 80} = 53,80 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de **M 18** de **classe 8.8**  $\Rightarrow A_s = 192 \text{ mm}^2$ .

On choisit une double cornière de (100 × 100 × 10)

##### ↳ Coté cornière poteau

On choisit des boulons de type **M 18** avec  $A_s = 192 \text{ mm}^2$  et une cornière (100 × 100 × 10).

On choisit une cornière (100 × 100 × 10)

↪ **Disposition géométrique**

$M18 \Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30\text{mm}$

$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 90\text{mm}$

$1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 27\text{mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 60\text{mm}$

[EC3 ; Article 6.5.1.8]

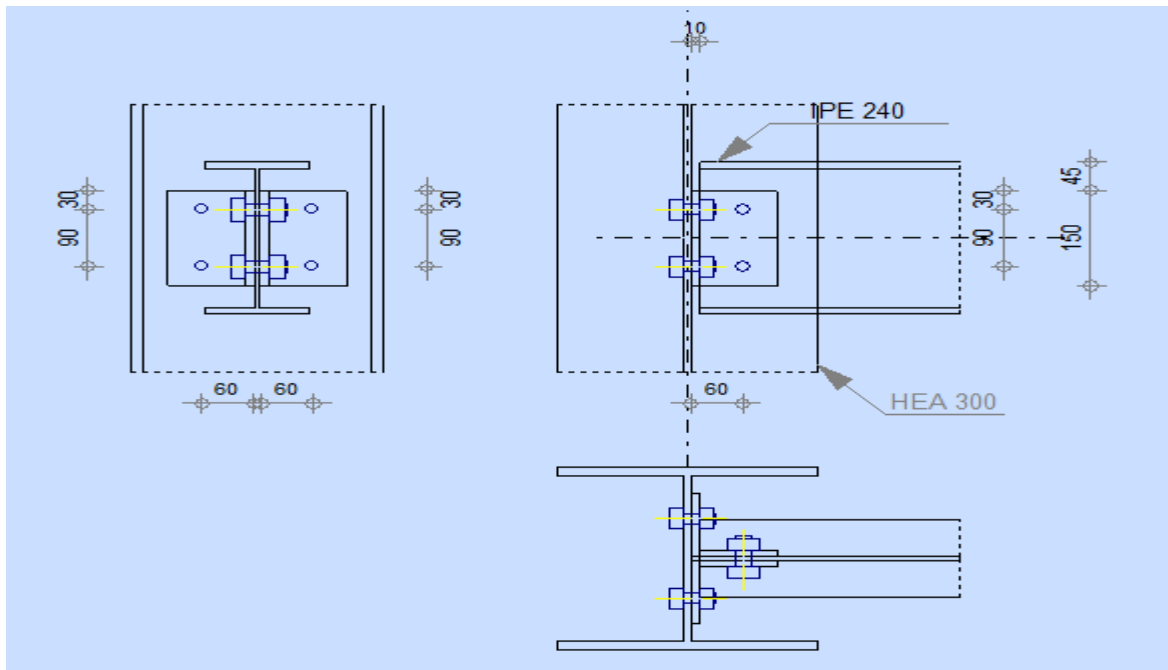


Figure VII.7: Disposition des boulons.

**VII.4.2 Vérification nécessaires**

↪ **Assemblage trop long**

Assemblage long  $\Rightarrow L > 15 \times d$

$L = (n - 1)P_1 = (3 - 1) \times 90 = 180 \text{ mm}$

$15d = 240 \text{ mm} > L = 180 \text{ mm} \Rightarrow$  assemblage n'est pas long.

↪ **La pression diamétrale**

On doit vérifier que :

$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec ; } \gamma_{mb} = 1,25$

$\alpha = \min \left\langle \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{F_{ub}}{F_u} ; 1 \right\rangle \Rightarrow \alpha = \min \langle 0,55 ; 1,66 ; 1,1 ; 1 \rangle \Rightarrow \alpha = 0,55$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 0,55 \times \frac{360 \times 16 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 63,36 \text{ KN}$$

$$F_{V.sd} = 2,35 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 63,36 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

### VIII.5 Assemblage poteau-poteau (HEA300-HEA300)

**Données de calcul :**

$$N_{sd}=1049,79 \text{ KN} \quad M_{sd}=116,59 \text{ KN.m} \quad V_{sd}=V_z = 176,94 \text{ KN}$$

**Pré dimensionnement des boulons:**

On choisit le nombre de boulons **n = 10** boulons de **classe HR8.8**.

$$\text{donc: } F_{v,sd} = \frac{V}{n \cdot m} = \frac{176,94}{5 \cdot 1} = 35,388 \text{ KN}$$

*n* : Le nombre de boulons par rangée.

*m* : nombre de plan de cisaillement.

$$A_s = \frac{1,5 F_{v,sd}}{0,9 f_{bu}} = \frac{1,5 \cdot 35,388}{0,9 \cdot 80} = 0,73 \text{ cm}^2 = 73,725 \text{ mm}^2$$

Boulon de **classe 8.8** (haute résistance) **f<sub>ub</sub> = 800 MPa**

A partir du tableau des caractéristiques géométriques on choisit des boulons de diamètre **M18**.

$$\text{avec : } \begin{cases} d_0 = 20 \text{ mm.} \\ d = 18 \text{ mm.} \end{cases}$$

**Disposition des boulons :**

$$e_1 = 50 \text{ mm} \quad e_2 = 75 \text{ mm} \quad P_1 = 50 \text{ mm} \quad P_2 = 50 \text{ mm}$$



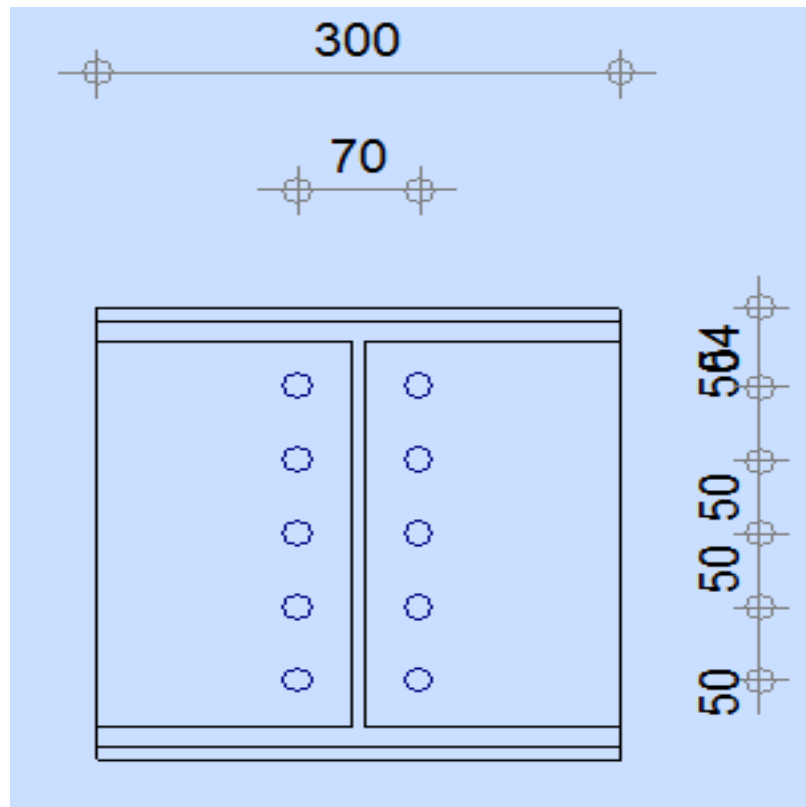


Figure 9. 3: Représentation de l'assemblage Poteau-Poteau.

### Les Vérifications :

#### ❖ Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$V = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{176,94}{10} = 17,69 \text{ Kn}$$

Avec :

$V_{sd}$  : Effort de cisaillement.

$n$  : Le nombre de boulons.

$V$  : l'effort tranchant.

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_s = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$F_p$  : effort de précontrainte

$K_s$  : facteur de forme ; trous nominaux  $K_s = 1$

$m$  : nombre de plan de contact  $n=2$

$\mu$  : Coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  surface brossée

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

Avec :  $F_{ub}$  : résistance ultime du boulon

$A_s$  : section résistante de la partie filetée.

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 192 \times 10^{-3} = 107.52 \text{ Kn}$$

$$F_s = 35,38 \text{ Kn}$$

$$V = 17,39 < F_s = 35,38 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification de la résistance de l'âme du poteau en traction :**

$$f_t = f_y \cdot t_w \cdot b_{eff} / \gamma_{m0}$$

$$b_{eff} = t_f + 2 \times a_p \sqrt{2} + 5 (t_f + r) + 2 t_p$$

$t_p = 20 \text{ mm}$  : Épaisseur de la platine d'extrémité.

$t_f$ : Épaisseur de la semelle du poteau.

$a_p$ : Épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

$r$  : Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

$$\text{Donc : } b_{eff} = 273,142 \text{ mm}$$

$$f_t = 235 \cdot 9 \cdot 273,142 / 1 = 577,695 \text{ Kn}$$

$$f_v = M_{sd} / (h - t_f) = 116,59 / (0.276) = 422,427 \text{ Kn}$$

$$f_t = 577,695 \text{ Kn} < f_v = 422,427 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

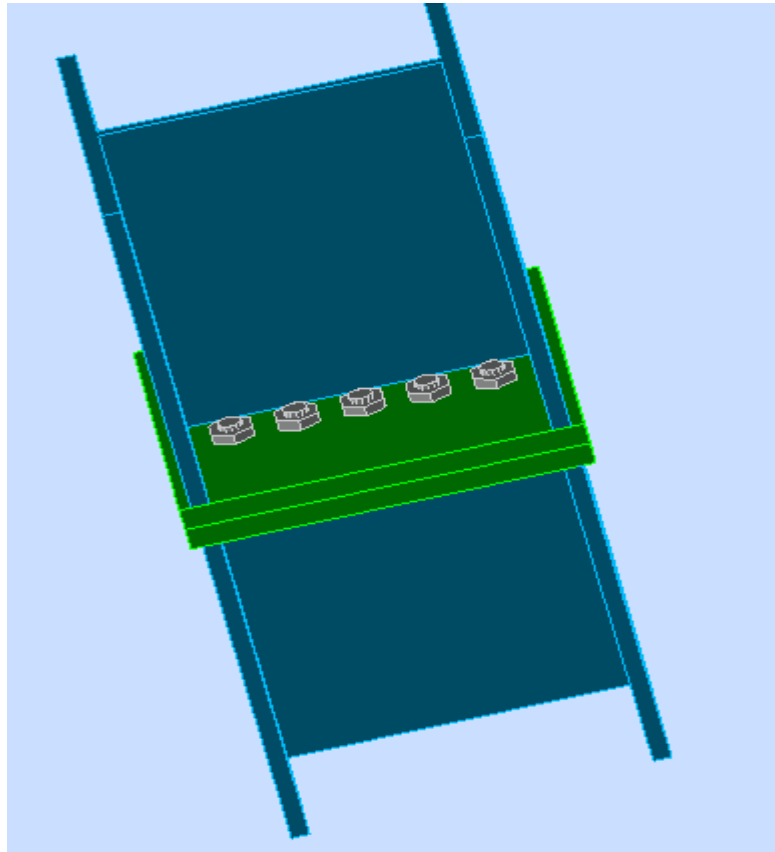


Figure 9. 4: Vue de l'assemblage poteau - poteau.

### VIII.6 Assemblage du contreventement (Palées de stabilités)

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction  $N_{t,sd} = 474,24 \text{ KN}$ .

## VIII.6.1 Assemblage gousset-nœud du portique

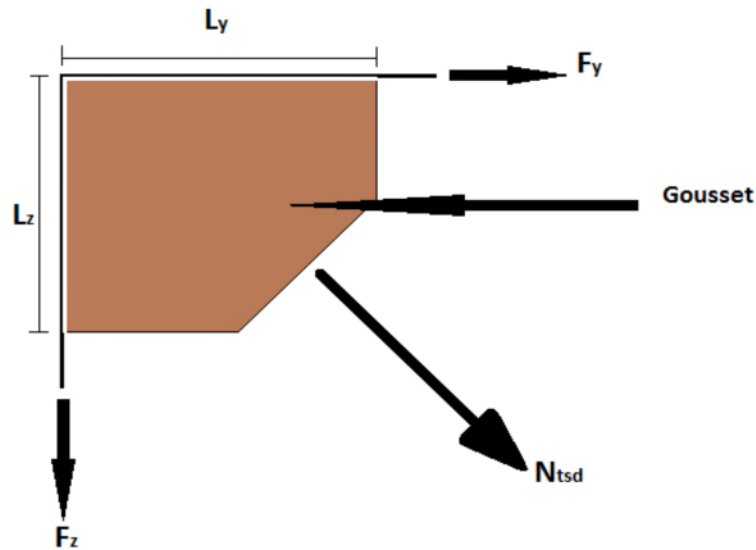


Figure VIII.9: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

#### ↳ Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
t (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VIII.1.1 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

On a :

$$N_{t,sd} = 127,91 \text{ KN ; donc en prend : } t = 8\text{mm}$$

#### ↳ Pré dimensionnement de la gorge de soudure

Elle est donnée par la formule ci-après :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_{\max} \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 6\text{mm}$$

Avec :

$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 12\text{mm}$  (épaisseur du gousset)

donc :  $a = 6\text{mm}$

la longueur du cordon de soudure est donnée par:

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times F_u} \quad \text{avec : } \begin{cases} F_u = 360 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0,6 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \end{cases}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure VIII.10).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{6}{6} \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} F_y = N_{sd} \times \cos \alpha = 90,44 \text{ KN} \\ F_z = N_{sd} \times \sin \alpha = 90,44 \text{ KN} \end{cases}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 7,69 \text{ cm} \\ L_z \geq 7,69 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 8 \text{ cm} \\ L_z = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

### VIII.6.2 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 quatre boulons dans chaque rangée.

#### ↪ Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p}$$

avec :  $n$  : nombre des boulons

$p$  : nombre de plan de cisaillement

$$F_{V,sd} = \frac{127,91}{4 \times 2} = 15,98 \text{ KN}$$

#### ↪ Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad ; \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$A_s \geq \frac{15,98 \times 1,25}{0,6 \times 80} \Rightarrow A_s \geq 41,614 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type **M(12)** avec  $A_s = 84,3\text{mm}^2$

### ↳ Disposition géométrique

Profilé CAE180×18 , t= 8mm

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ d'ou} \\ 1,5d_0 \leq e_2 \end{cases} \begin{cases} 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120\text{mm} \\ 66 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm} \\ 45 \text{ mm} \leq e_2 \end{cases}$$

$$\text{Soit ; } \begin{cases} e_1 = 35 \text{ mm} \\ p_1 = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

### VIII.6.3 Vérification vis-à-vis d'assemblage long

$$L = (n-1) \times P_1 = (4-1) \times 6 = 18\text{cm}$$

$L < 15d = 15 \times 12 = 18 \text{ cm}$ ; Donc l'assemblage n'est pas long.

### VIII.6.4 Vérification de la Pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (0,66; 1; 2,77; 1) \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 0,66 \times 12 \times 12 \times \frac{800}{1,25} \times 10^{-3} = 153,6 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 153,6\text{KN} > F_{V,sd} = 15,98\text{KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale.

### VIII.6.5 Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9A_{nett} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{nett} = 2(A_1 + \xi A_2) \text{ avec ; } \begin{cases} A_1 = (l - d_0) \times e \\ A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 \end{cases}$$

$$A_1 = (180 - 20) \times 10 = 1600 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 6190 - (20 \times 10) - 1600 = 4390 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times 1600}{3 \times 1600 + 4390} = 0,52$$

$$A_{nett} = 2(1600 + 0,52 \times 4390) = 7765,6 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 7765,6 \times \frac{360}{1,25} 10^{-3} = 2012,84 \text{ KN} > F_{V,sd} = 59,28 \text{ KN}$$

### VIII.6.6 Assemblage palée en croix

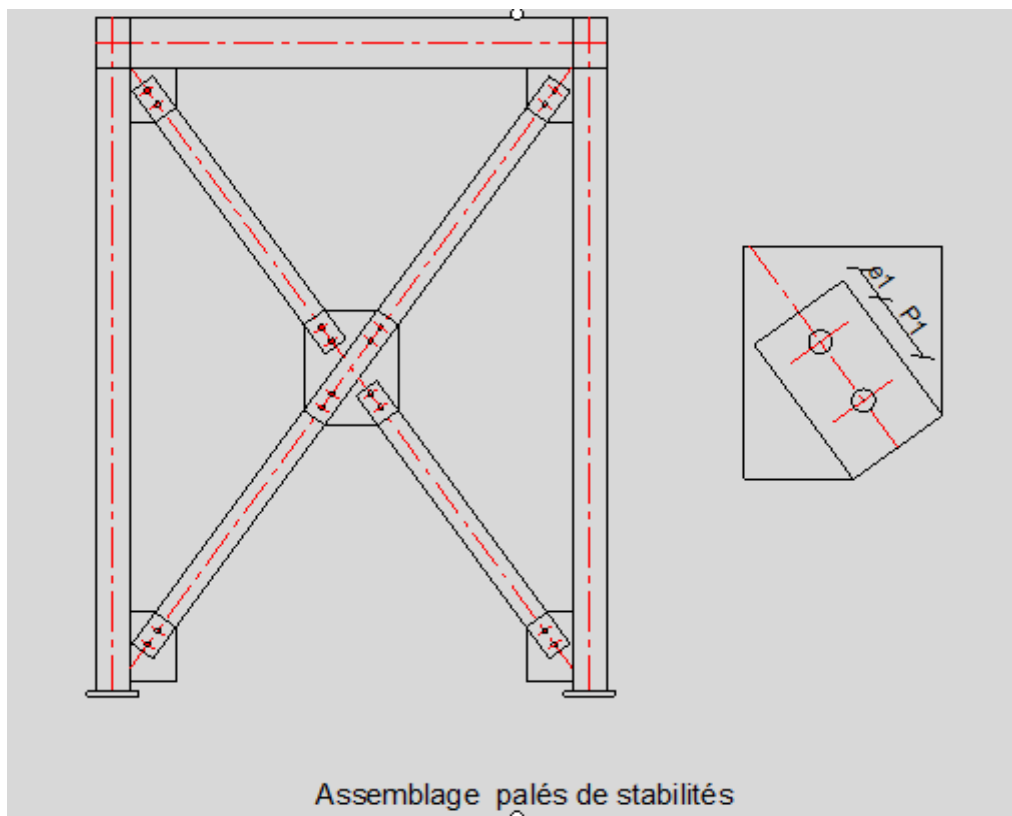


Figure VIII.11: Schéma d'assemblage en croix.

## IX.1 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 encastrent 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.

## IX.2 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$\begin{cases} M = -116,59 \text{ KN.m} \\ N = 1049,79 \text{ KN} \end{cases}$$

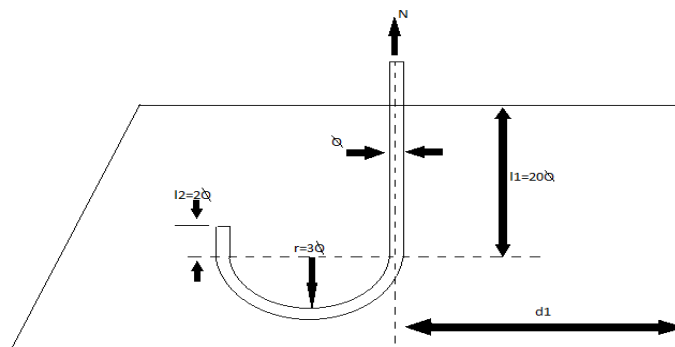


Figure IX. 1: Tige d'ancrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

$h$  : la hauteur de la section HEA300  $\Rightarrow h = 290 \text{ mm}$

$c$  : le débord, donné par :  $c = (100 / 150) \text{ mm}$

On prend :  $c = 100 \text{ mm}$

$$D'où : a = h + 2c = 290 + 2 \times 100 = 490 \text{ mm}$$

$$b = h + 2c = 290 + 2 \times 100 = 590 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_a$ ).



$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

$N_t$  : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \times N_t}{3 \times \pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 1049,79}{3 \times 3,14 \times 23,5}} = 3,079 \text{ cm}$$

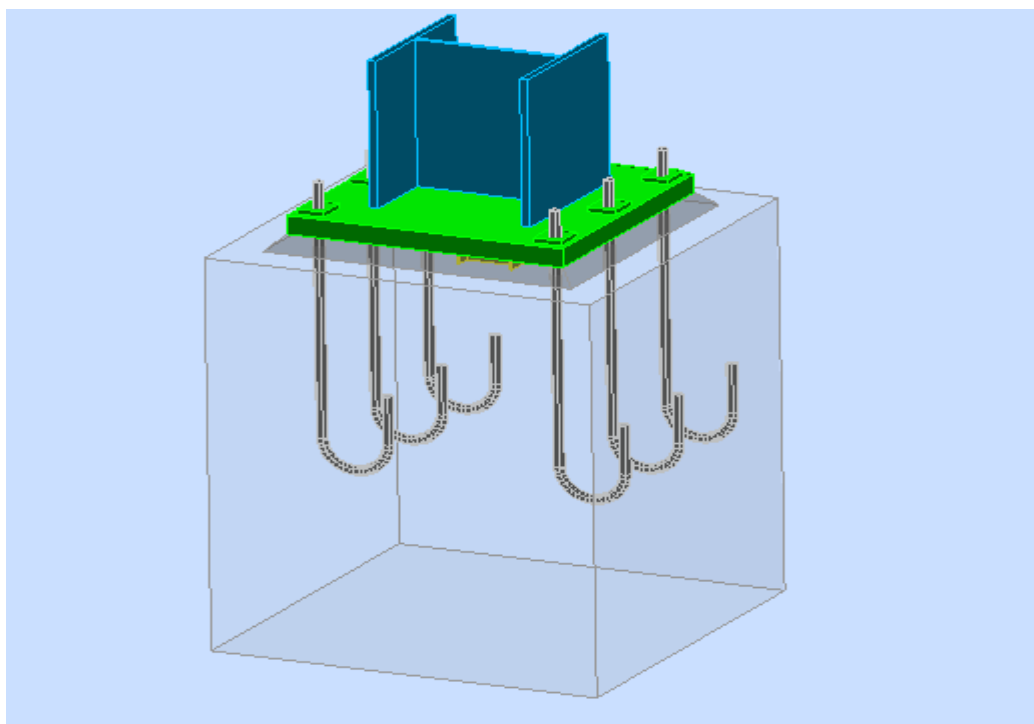


Figure IX.3: Disposition des tiges d'ancrage.

Donc on prend :  $\phi = 4 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **40 mm** de diamètre.

↳ **Vérification de la tige d'ancrage**

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2)$$

$N_a$  : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$g_c$  : Le dosage en ciment = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$$r = 12 \text{ cm}$$

$$l_1 = 80 \text{ cm}$$

$$l_2 = 8 \text{ cm}$$

$$d_1 = 20 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{4}{\left(1 + \frac{4}{20}\right)^2} \times (80 + 6,4 \times 12 + 3,4 \times 8)$$

$$N_a = 176,33 \text{ KN} > \frac{N_t}{6} = 174,965 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \quad \text{(CCM97)}$$

↳ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{116,59}{1049,79} = 0,11m$$

$$e = 11,10cm > \frac{h}{6} = \frac{49}{6} = 8,16cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 3 \times \Pi \times R^2 = 37.68cm^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = e + hp/2 + c/2 = 19,72\text{cm}$$

$$h = hp + d1 + d1/2 = 59\text{cm}$$

$$b = 2d1 + hp = 69\text{cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3(l-h).h'^2 + 90A \frac{l}{b}.h' - 90A \frac{l}{b}.h = 0$$

$$h' = 40.71\text{cm}$$

### Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 1049,79 \times 19,72}{69 \times 40,71 \left( 59 - \frac{40,71}{3} \right)} = 3,24\text{MPa} < f_{ub} = 14,2\text{MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

### Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

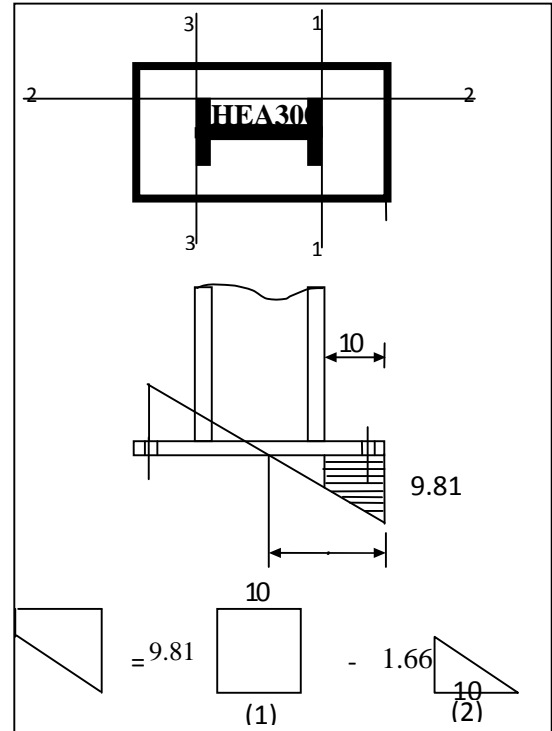
$$\sigma_a = \frac{1049,79}{37,86} \cdot \frac{19,72 - 59 + \frac{40,71}{3}}{\left( 59 - \frac{40,71}{3} \right)} = 32,257\text{MPa} \leq f_y = 235\text{MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

### Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

#### Vérfication de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :



$$M_1 = 4 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left( 10 \times \frac{2.68}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.09 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.11 \text{ KN.m}$$

• le module d'inertie de la platine ou  $b = 1 \text{ cm}$  la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{I}{V} = \frac{\left( \frac{bt^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{bt^2}{6}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.11 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.67 \text{ cm}$$

$$t \geq 1.67 \text{ cm}$$

a. Vérification de la section 2-2 :

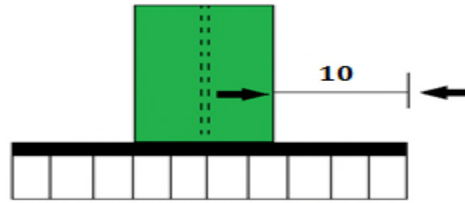


Figure IX .5: Vérification de la section 2-2

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = M1 = 0.2Kn.m$$

$$D'où : t \geq \sqrt{\frac{0.2 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 5.106cm$$

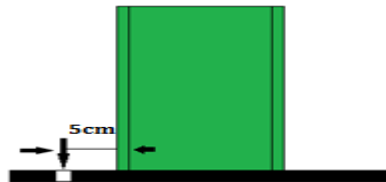
$$t \geq 5,106cm$$

b. Vérification de la section 3-3 :

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 37,68 \times 32.26 \times 10^{-1} = 121,55 Kn.m$$

$$M = 0.1 \cdot 121,55 = 11,255 Kn.m$$



$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Figure IX. 6: Vérification de la section 2-2

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{11,255 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 11,255}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0,24cm$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 3cm.**

## X.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc l'une des parties essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

## X.2 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ★ La résistance du sol.
- ★ Le type de la structure.
- ★ Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- ★ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ★ La facilité d'exécution (coffrage).
- ★ L'économie.
- ★ Les délits.

## X.3 Calcul des fondations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8G+Q$$

[RPA99/2003 ; Article 10.1.4.1]

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

## X.4 Dimensionnement de la semelle

Les semelles sont soumises à :

- Un effort normal centré N

- Un moment de flexion  $M$  rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

[DTR-BC 2.3.3.1]

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

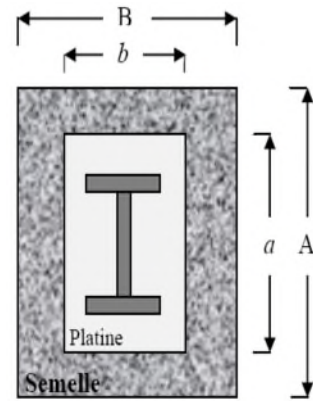
$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

Les efforts agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le logiciel Robot.

$$\begin{cases} M = 62,25 \text{KN} \cdot \text{m} \\ N = 753,37 \text{KN} \\ V = 113,96 \text{KN} \end{cases} \rightarrow (ELS)$$



#### X.4.1 Pré dimensionnement de la semelle du poteau

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ( $h \times b$ ), donc les semelles sont rectangulaire ( $H \times B$ ).

$h$  et  $b$  : dimension du poteau considéré. (HEA300)

$H$  et  $B$  : dimension de la semelle.

$h_1$  :  $d + c$  ; avec  $c = 5$  cm. (Béton de propreté)

$d$  : hauteur utile de la semelle est donnée par.

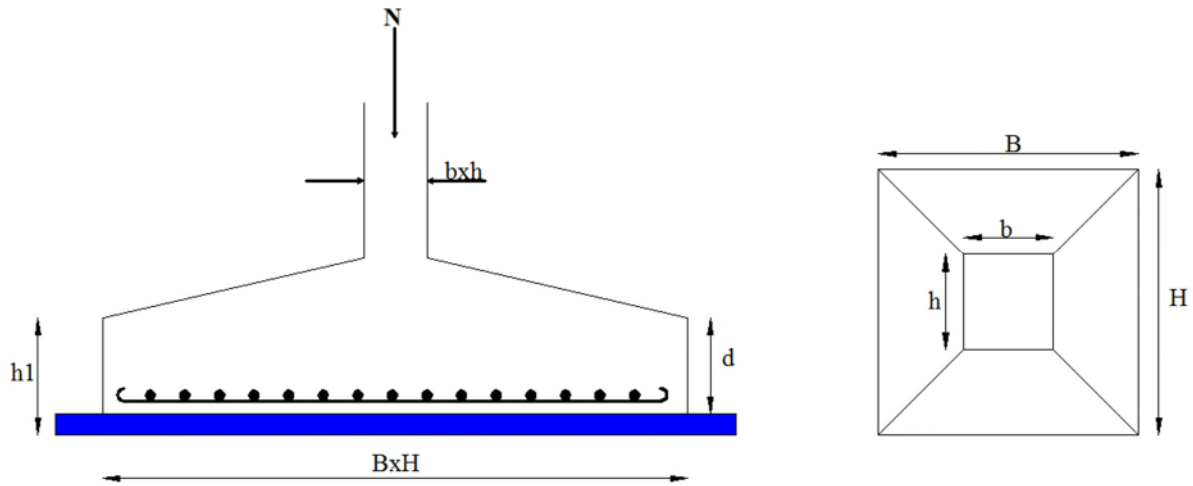


Figure X. 1: Dimension de la semelle.

$$d = \max \begin{cases} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

**a. Critère de non poinçonnement:**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$  : Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$  : Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

On a :

$$\begin{cases} a = 60 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \\ \bar{\sigma} = 0,25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \cdot A$$

$$\Rightarrow B = 0,84A$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{62,25}{753,37} = 0,082 \text{ m}$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :



$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{753,37}{0,84A^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,082}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

$$\frac{896,869}{A^2} \cdot \left(1 + \frac{0,492}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

L'équation à résoudre est la suivante :

$$A^3 - 3,99 A - 0,527 \geq 0 \Rightarrow A \geq 2,039 \text{ m}$$

On choisit  $A = 2,5 \text{ m}$  et  $B = 2,1 \text{ m}$

La hauteur est donnée par la condition de rigidité :

$$h \geq \max\left(\frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{250 - 50}{4}, \frac{210 - 60}{4}\right) + 5 = \max(50 ; 37,5) + 5 = 55 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$h_1 \geq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi + 6 ; 20\text{cm}\right) = \min(13,75\text{cm} ; 34,8\text{cm} ; 20\text{cm}) = 13,75 \text{ cm}$$

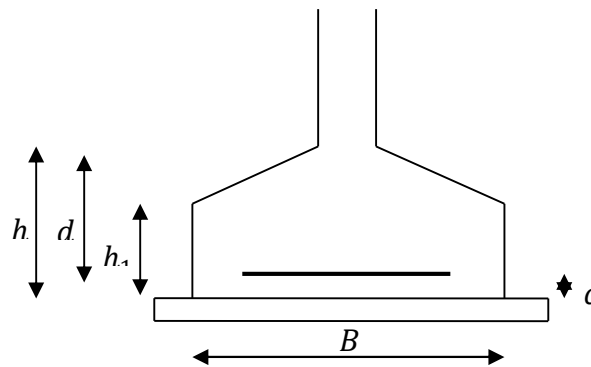


Figure X .2 : Schéma de la semelle isolé.

### b. Vérification en tenant compte du poids de la semelle

$$\text{On a : } N_t = N + P_s$$

Avec :

$P_s$  : Poids de la semelle.

$$P_s = \gamma_b \times V_{\text{semelle}} = 25 \times (2,5 \times 2,1 \times 0,55) = 72,187 \text{ KN}$$

$$N_t = N + P_s = 753,37 + (1,35 \times 72,187) = 850,822 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma \leq \bar{\sigma}$

Avec :

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{62,25}{850,822} = 0,073 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) = \frac{850,822}{2,5 \times 2,1} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0,073}{2,5} \right) \times 10^{-3} = 0,190 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,190 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

⇒ Les dimensions choisies sont bonnes

**c. Vérification de la stabilité au renversement**

↪ Selon BAEL

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}$$

$$\frac{M}{N_t} = \frac{62,25}{850,822} = 0,073 \text{ m} = 7,3 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{250}{6} = 41,66 \text{ cm} > 7,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↪ Selon RPA 99

$$e \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{M_{G \pm Q \pm E}}{N_{G \pm Q \pm E}} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{M_{G \pm Q \pm E}}{N_{G \pm Q \pm E}} = \frac{75,54}{496,63} = 0,152 \text{ m} = 15,2 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{210}{4} = 52,5 \text{ cm} > 15,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

[RPA99/version2003 ; Article 10.1.5]

### X.5 Ferrailage de la semelle : (BAEL 91)

↳ Sens « A »

#### 1) ELU

$$e = \frac{116,59 \times 10^2}{1147,242} = 10,162 \text{ cm} \leq \frac{A}{6} = 41,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{1147,242}{2,5 \times 2,1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,1}{2,5}\right) \times 10^{-3} = 0,271 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{1147,242}{2,5 \times 2,1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,1}{2,5}\right) \times 10^{-3} = 0,166 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,271 + 0,166}{4} = 0,244 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,244 \times 2,5 \times 2,1 \times 10^3 = 1284,937 \text{ KN}$$

$$A_u^{//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = \frac{1284,937 \times (2,5 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 348} \times 10 = 16,78 \text{ cm}^2$$

#### 1) ELS

$$N_t = 753,37 + 72,187 = 825,557 \text{ KN}$$

$$e = \frac{62,25}{753,37} \times 10^2 = 8,262 \text{ cm} \leq \frac{A}{6} = 41,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{825,557}{2,5 \times 2,1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,082}{2,5}\right) \times 10^{-3} = 0,188 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{825,557}{2,5 \times 2,1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,082}{2,5}\right) \times 10^{-3} = 0,126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,188 + 0,15}{4} = 0,172 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,172 \times 2,5 \times 2,1 \times 10^3 = 906,021 \text{ KN}$$

$$A_s^{//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

Avec :

$$FN \Rightarrow \sigma_{St} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s^{//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = 1,934 \times 10 = 19,347 \text{ cm}^2$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable.

Alors on choisit :

$$A//A = 13HA14 = 20,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 210 \times 55 \times \frac{2,1}{400} = 13,946 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{250}{13} = 19,23 \text{ cm}$$

↪ Sens « B »

### 1) ELU

$$e = \frac{2,67 \times 10^2}{1264,932} = 0,22 \text{ cm} \leq \frac{B}{6} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{1264,932}{2,5 \times 2,1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0022}{2,1}\right) \times 10^{-3} = 0,242 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{1264,932}{2,5 \times 2,1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,0022}{2,1}\right) \times 10^{-3} = 0,239 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,242 + 0,239}{4} = 0,239 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,239 \times 2,5 \times 2,1 \times 10^3 = 1256,42 \text{ KN}$$

$$A_{u//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = \frac{1256,42 \times (2,1 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 348} \times 10 = 11,89 \text{ cm}^2$$

### 2) ELS

$$N_t = 839,57 + 72,187 = 911,757 \text{ KN}$$

$$e = \frac{1,9}{911,757} \times 10^2 = 0,2 \text{ cm} \leq \frac{B}{6} = 35 \text{ cm}$$

⇒ Diagramme trapézoïdale

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{911,757}{2,5 \times 2,1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,002}{2,1}\right) \times 10^{-3} = 0,174 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{911,757}{2,5 \times 2,1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,002}{2,1}\right) \times 10^{-3} = 0,172 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,174 + 0,172}{4} = 0,173 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,173 \times 2,5 \times 2,1 \times 10^3 = 910,875 \text{ KN}$$

$$A_{S//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$FN \Rightarrow \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{S//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{910,875 \times (2,1 - 0,6)}{8 \times 0,55 \times 201,63} \times 10 = 15,40 \text{ cm}^2$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable.

Alors on choisit :

$$A^{//B} = 15HA12 = 16,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 210 \times 55 \times \frac{2,1}{400} = 13,946 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{210}{15} = 14 \text{ cm}$$

## X.6 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

### X.6.1 Pré dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$S_3 \Rightarrow 25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

Pour notre cas on optera pour des longrines de section  $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ .

[RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.b]

### X.6.2 Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

[RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.b]

Avec :

$N$  : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré »

Dans notre cas, on a un site meuble ( $S_3$ ) et une zone I  $\Rightarrow \alpha = 15$

↳ **A l'ELU**

$$N_t = \frac{1049,57}{15} = 69,97 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{69,97}{348} \times 10 = 1,822 \text{ cm}^2$$

↳ **A l'ELS**

$$N_t = \frac{753,37}{15} = 50,224 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{50,224}{201,63} \times 10 = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec  $A_{min}$ , soit 4HA14 = 6,16 cm<sup>2</sup>

### X.6.3 Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre  $\emptyset 8$  dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St = \min(20 \text{ cm}, 15 \cdot \emptyset_t) = 20 \text{ cm}$$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

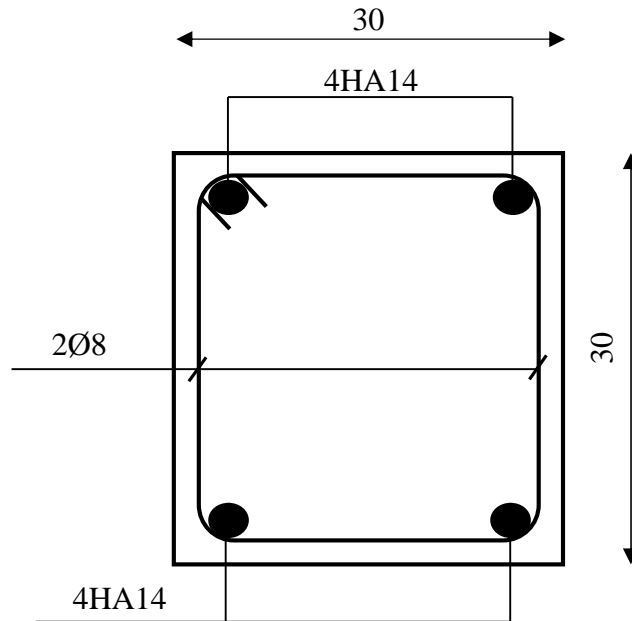


Figure X.4: Ferrailage des longrines

### X.7 Ferrailage du fût

Les fondations sont ancrées à  $D = 1,5\text{ m}$  ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $0,70\text{m} \times 0,70\text{m}$ .

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

↪ ELU :

$$\begin{cases} M = 116,59\text{ KN} \times \text{m} \\ N = 1049,79\text{ KN} \end{cases}$$

↪  $G + Q + E$

$$V = 106,82\text{KN}$$

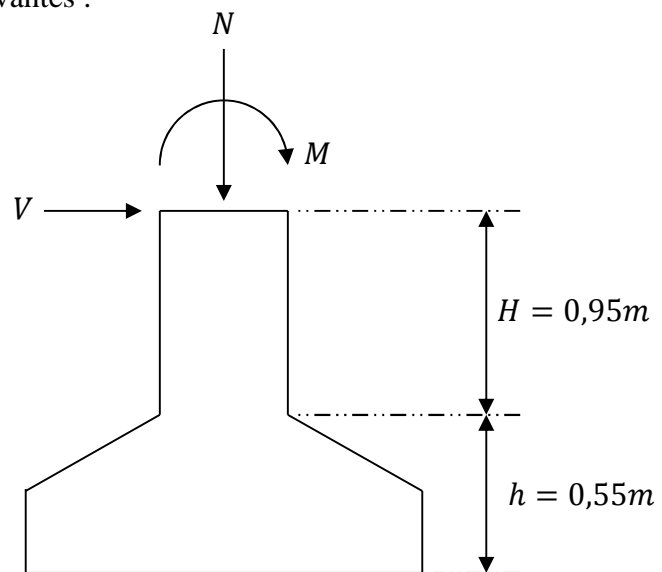


Figure X.5 : Schéma du fût.

Les sollicitations de calculs sont :

$$N' = N + 1,35 \cdot P$$

$P$  : Poids propre du fût.

$$N' = 1049,57 + 1,35 \cdot (25 \cdot 1^2 \cdot 0,95) = 1081,632 \text{KN}$$

$$M' = M + V \cdot H \Rightarrow M' = 116,59 + 106,79 \cdot 0,95 = 218,04 \text{KN} \cdot \text{m}$$

**Ferraillage:**

$$\begin{cases} M = M' = 218,04 \text{KN} \cdot \text{m} \\ N = N' = 1081,6324 \text{KN} \\ V = 106,79 \text{KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{218,04}{1081,632} \cdot 100 = 20,158 \text{cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{70}{6} = 11,67 \text{cm}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$  Section partiellement comprimée

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$ .

• **Calcul de  $M_{ua}$  :**

$$M_{ua} = N \cdot \left[ e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right] = 1081,632 \cdot \left[ 0,2 + \left( 0,95 - \frac{0,7}{2} \right) \right] = 865,305 \text{KN} \cdot \text{m}$$

• **Calcul de  $\mu_{bu}$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Leftrightarrow \mu_{bu} = \frac{865,305}{0,7 \cdot 0,95^2 \cdot 25}$$

$$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_l = 0,39 \rightarrow A' = 0$$

**Calcul de  $A$  :**

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}}$$

**Calcul de  $A_1$**

$$A_1 = - \frac{M_Z}{z; f_{st}}$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}}{0,8} = 0,037$$

$$\Rightarrow z = 0,95 \times (1 - 0,4 \cdot 0,037) = 80,75 \text{cm}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{218,07 \cdot 10^6}{80,75 \cdot 348} = 7760,22$$

Donc

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 7760,22 - \left( \frac{1081,632 \times 10^3}{348} \right) = 3,108 \text{ cm}^2$$



- **Calcula de  $A_{min}$  :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 700 \cdot 950 \cdot \frac{2,1}{400} = 8,02$$

⇒ on ferraille avec  $A_{min}$

Le choix de la section est :  $A_{s,min} = 6HA12$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres  $\Phi 10$  et des épingles de diamètre  $\Phi 8$  dont l'espacement max est donné par le RPA

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10cm \rightarrow \text{soit } S_t = 10cm$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_1\right) = 14cm \rightarrow \text{soit } S_t = 12cm$$

### Conclusion générale

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit en outre tenir compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Dans ce contexte ; Notre projet de fin d'études nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel ;

Par cette démarche, certains points importants sont à soulever à savoir :

- l'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
- les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques mais la présence du plancher mixte rend la structure sensible aux actions sismiques.
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur.
- L'utilisation du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, de tirer les efforts et enfin de vérifier les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur.
- La disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'une structure bien dimensionnée.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens.

Nous souhaitons que ce travail servira comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

# Références Bibliographiques

- ↵ RNVA 99 Règlement Neige et Vent Algérien, 2ème Edition, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment, Alger 2005.
- ↵ RPA99/ version 2003, Règlement Parasismique Algérien, Centre nationale de recherche appliquée en génie- parasismique, Éditions : ISBN, Alger, 2004.
- ↵ Jean Morel, Calcul des Structures selon l'EUROCODE 3, Edition : EYROLLES, Paris, sixième tirage, 2005.
- ↵ Béton armé aux états limites (BAEL91).
- ↵ Règle de calcul des fondations Superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- ↵ Règle de conception et de calcul des structures en acier (CCM97).
- ↵ calcul des ouvrages en béton arme ; édition OPU, 1986.M.BELAZOUGUI.
- ↵ DTR BC 2.2 (charges et surcharges d'exploitation)
- ↵ EUROCODE 3-4 et document d'application nationale, préface de jacques BROZZOTI Eyrolles 1996.
- ↵ Technique d'ingénieur (revue scientifique et technique).
- ↵ Dimensionnement des planchers mixte acier-béton vis-à-vis des vibrations. Revue construction métallique no1.2003.
  
- ↵ Manfred A.Hert& Rolf Bez, Traité de Génie Civil, Volume 10, Edition : EYROLLES.
- ↵ Manfred A.Hert&Miche Crisinel, Traité de Génie Civil, Volume 11, Edition : EYROLLES.
- ↵ Bourrier, Jacques BROZZOTI, Construction métallique et mixte acier béton, Edition: EYROLLES 61, Saint-Germain 75240 Paris Cedex 05.
- ↵ B. BANOUNE, Cours de constructions métalliques 3ème année licence.
- ↵ A.BECHEUR, cours de constructions métalliques 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> année Master.
- ↵ H.CHAIK AMER, cours de Béton Armé 1ère année Master.
- ↵ TAHAKOURT, cours de Béton Armé 3ème année licence.
- ↵ O. SADAoui, cours de constructions mixtes Acier-Béton.
- ↵ A. LARABAT ZIANE, cours de calcul d'instabilité et d'assemblage métallique 1ère année Master.
- ↵ Projet de fin d'études (université de BEJAIA).

# Annexe

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

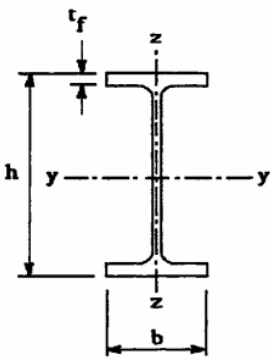
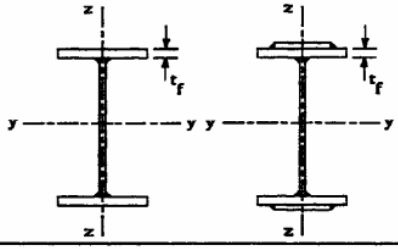
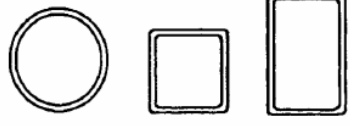
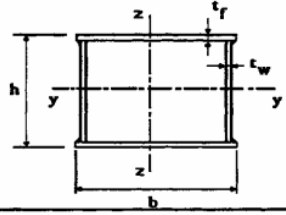

**Tableau des armatures (1)**

**Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)**

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

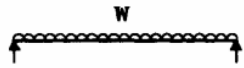

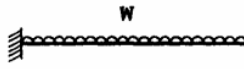

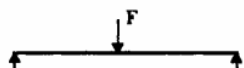

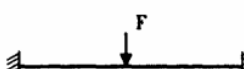

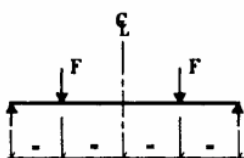
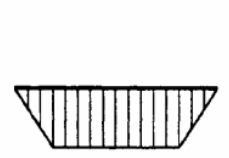
**Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section**

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<b>Sections creuses</b> 	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
<b>Caissons soudés</b> 	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
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

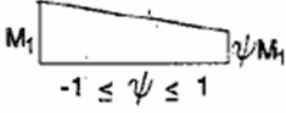
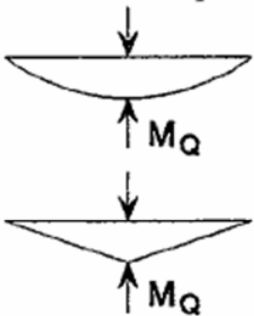
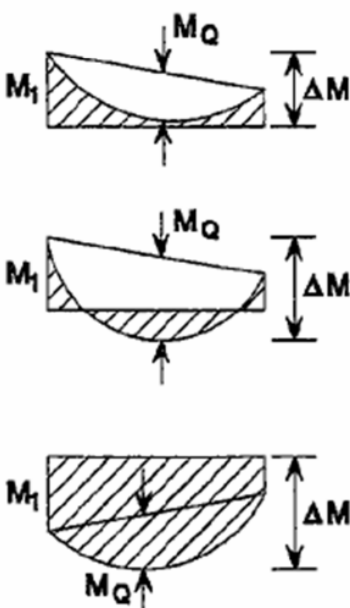
\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

**Tableau F.1.2**

**Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ , pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales**

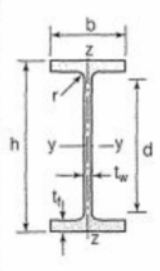
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

**Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$**

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  \text{Max}M $ dû aux charges transversales seulement  $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$



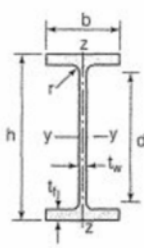
**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

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>
IPÉ 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPÉ 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPÉ 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPÉ 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPÉ 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPÉ 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPÉ 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPÉ 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPÉ 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPÉ 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPÉ 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPÉ 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPÉ 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPÉ 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPÉ 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPÉ 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPÉ 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPÉ 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

IPÉ  
(suite)

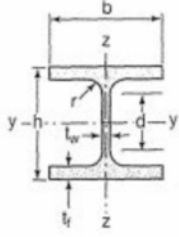
Poutrelles

**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.

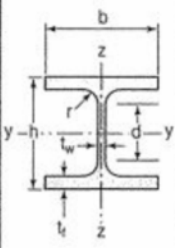
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6	
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3	
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2	
IPE 140	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	

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**

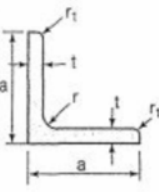
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
$I_x$		$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	-	J
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	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>
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

HEA  
(suite)

## 7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

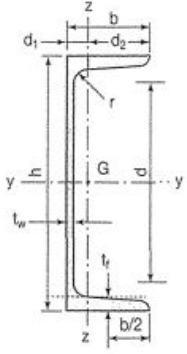
d'après doc. OTUA

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 P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
					Axe yy = Axe zz							
a		a	e	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>	
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		
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	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	

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	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 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	

CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)

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.										
UAP											
	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>y</sub>
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

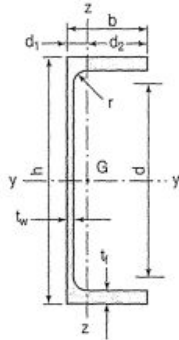
Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p>Inclinaison des ailes :  <math>h \leq 300</math> : 8 %  <math>h &gt; 300</math> : 5 %</p>											
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>y</sub>
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	r <sub>1</sub>	d	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	



**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-255  
Tolérances : NF A 45-255



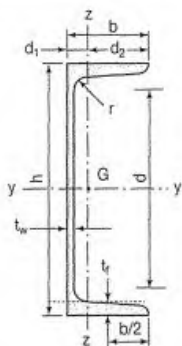
**UAP (suite)**

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	$I_x$	$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	-	
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	
	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>	
UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30

**Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques**

**NORMES DE RÉFÉRENCE**

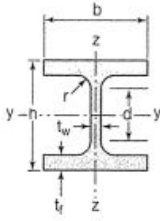
Dimensions : NF A 45-202  
Tolérances : NF A 45-210



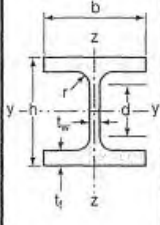
Inclinaison des ailes :  
 $h \leq 300$  : 8 %  
 $h > 300$  : 5 %

**UPN  
(suite)**

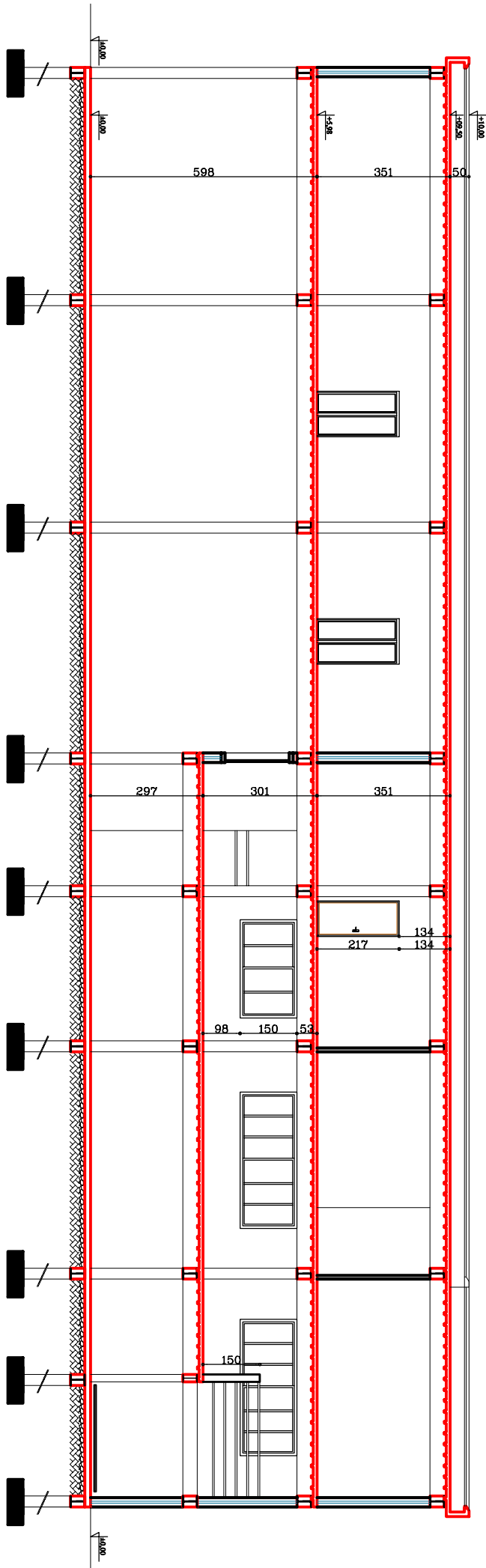
Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	$I_x$	$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	J	
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$I_t$	
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16	
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81	
UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15	
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68	
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39	
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55	
UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90	
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00	
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

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.								
HEB		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>
	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

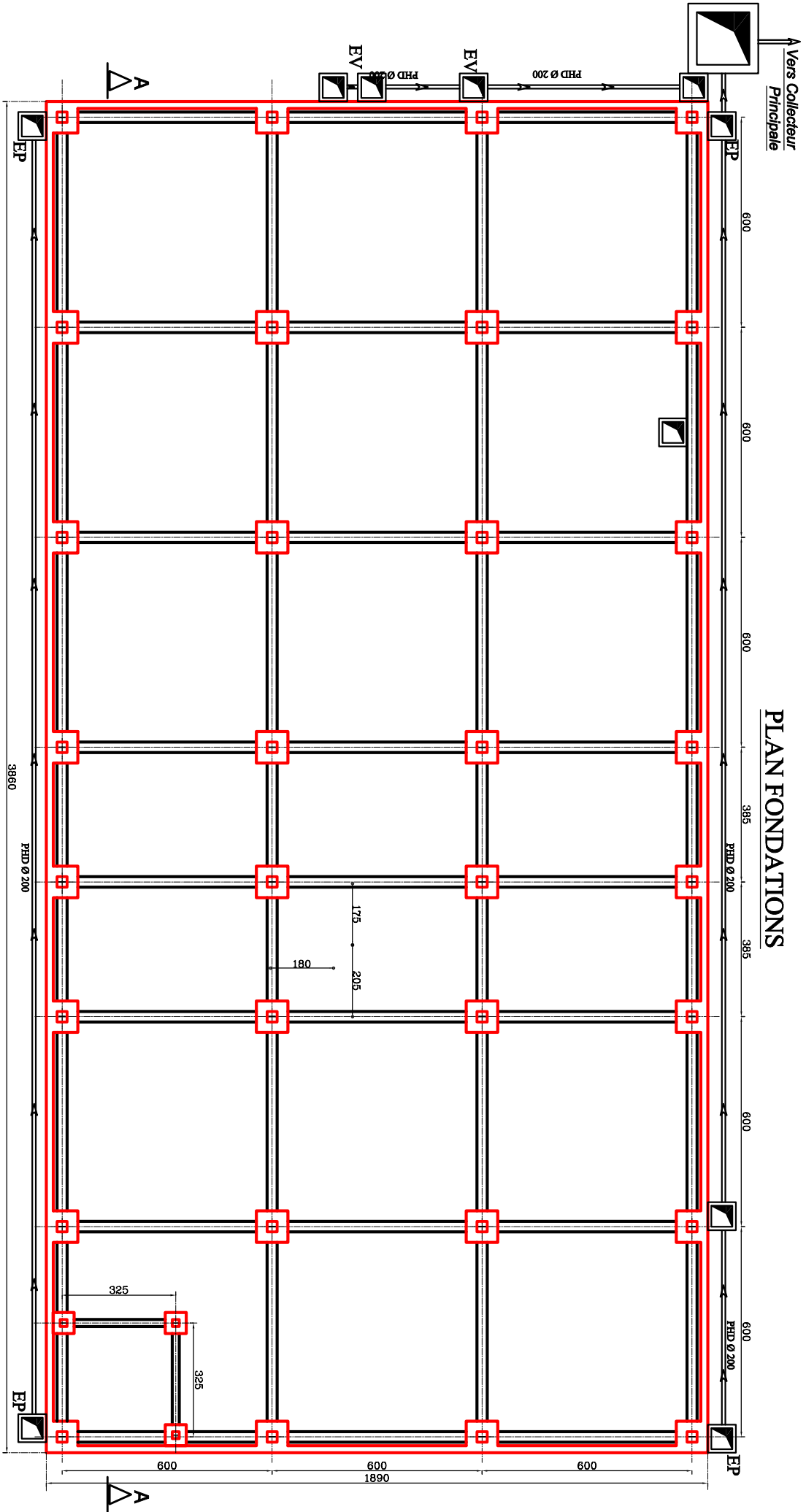
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
$I_x$		$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	-	J
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	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>
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	62,9	3,06	81,0	27,6	13,84
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	109,0	3,58	119,8	34,9	20,06
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	175,8	4,05	170,0	43,4	31,24
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	272,5	4,57	231,0	52,4	42,16
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	400,6	5,06	305,8	62,4	59,28
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	568,5	5,59	393,9	73,0	76,57
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	784,4	6,08	498,4	84,7	102,69
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	1026,8	6,58	602,2	94,4	123,78
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	1318,7	7,08	717,6	104,4	143,72
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	1712,4	7,58	870,1	118,2	185,05
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	1847,5	7,57	939,1	127,4	225,07
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	1937,7	7,53	985,7	133,7	257,20
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	2027,9	7,49	1032,5	139,9	292,45
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	2163,3	7,40	1104,0	149,5	355,75
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	2343,7	7,33	1197,7	161,7	440,48
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	2524,1	7,27	1291,6	174,0	538,44
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	2614,6	7,17	1341,1	180,3	600,33
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	2705,2	7,08	1391,1	186,6	667,18
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	2795,9	6,99	1441,4	192,9	739,20
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	2886,1	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	2976,3	6,68	1553,1	206,3	946,02
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	3066,5	6,53	1658,3	219,0	1137,47
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	3156,7	6,38	1716,3	225,3	1254,42

HEB  
(suite)

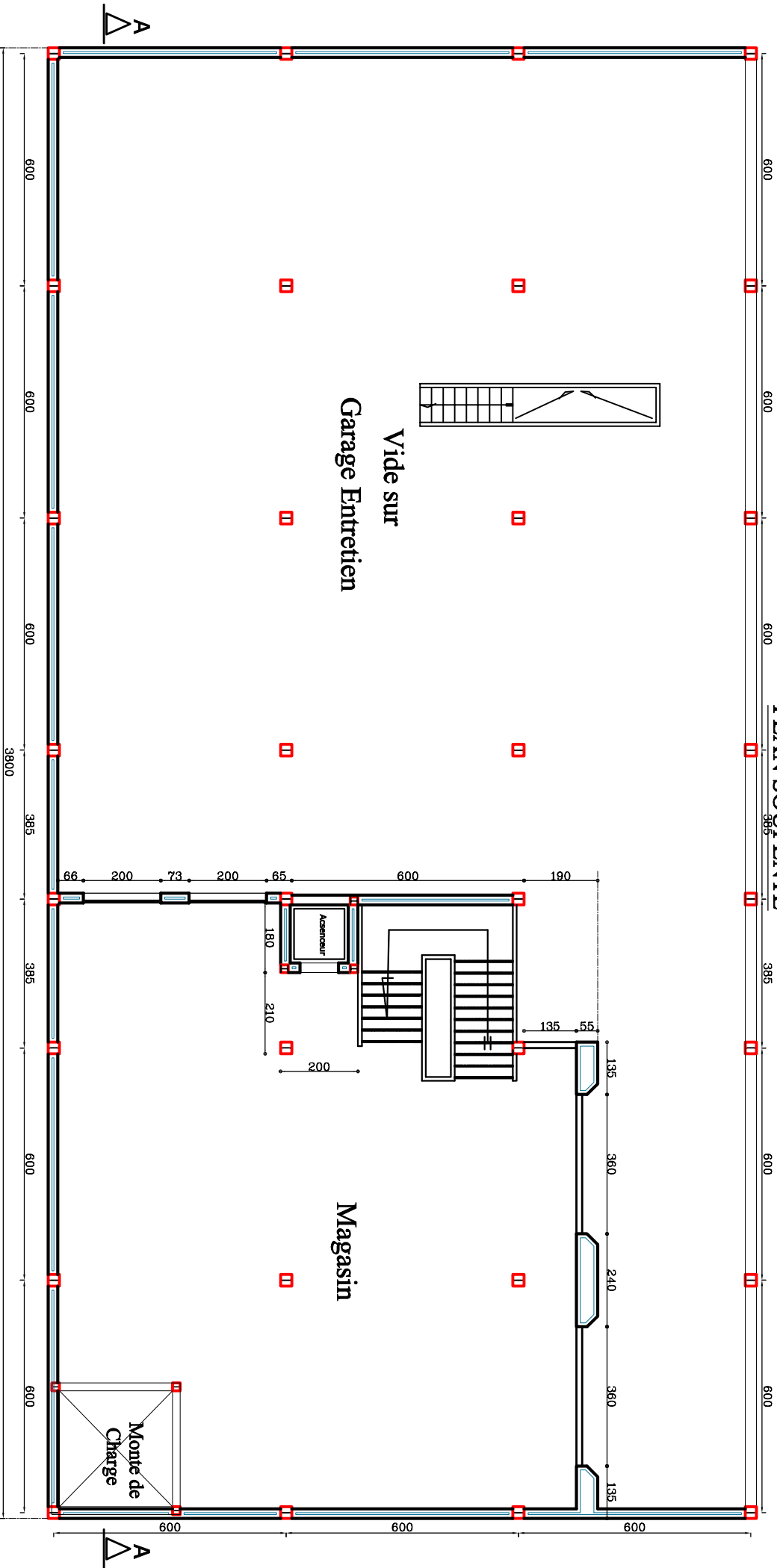


COUPE A--A

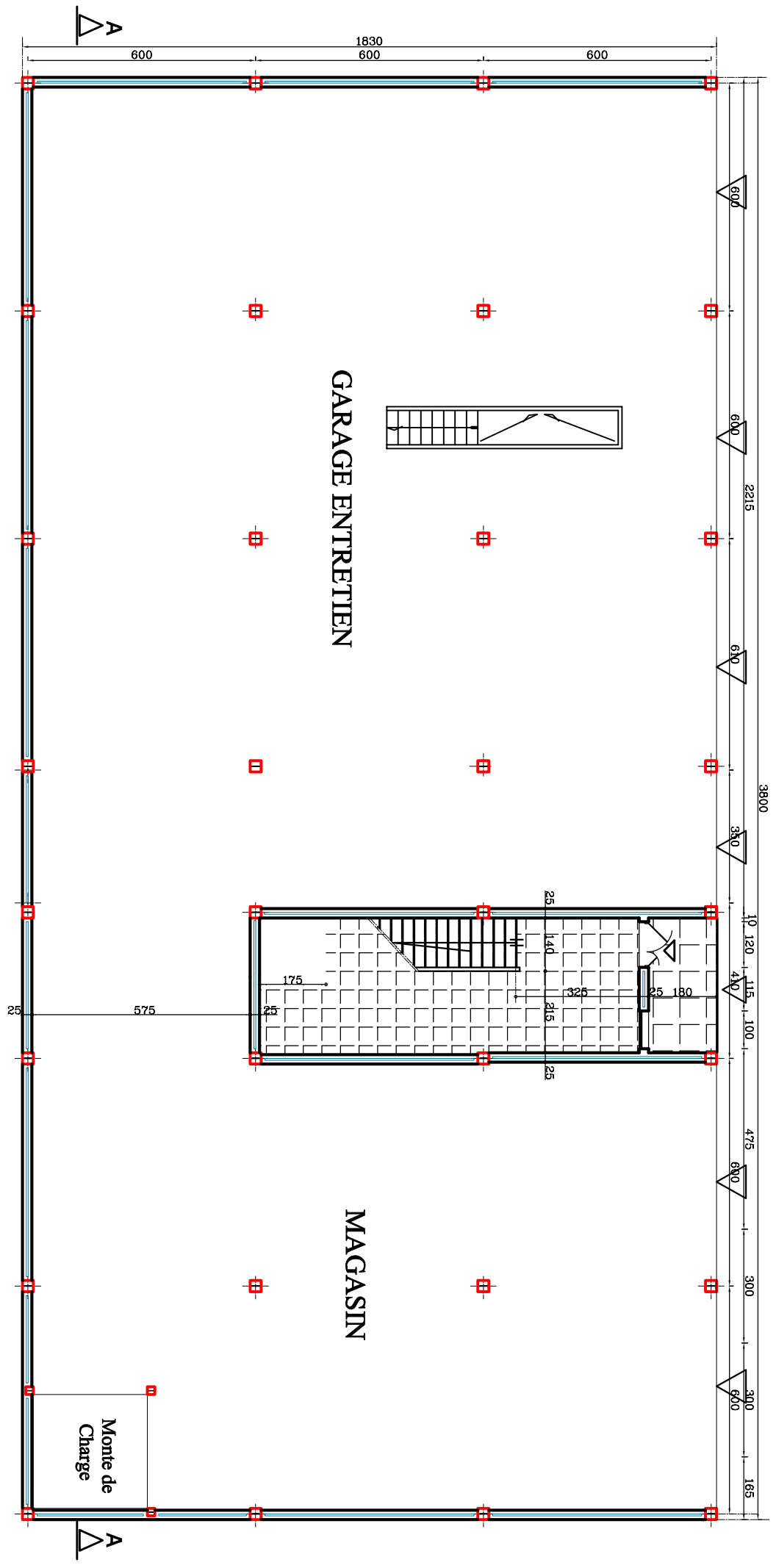
# PLAN FONDATIONS



PLAN SOUPENTE

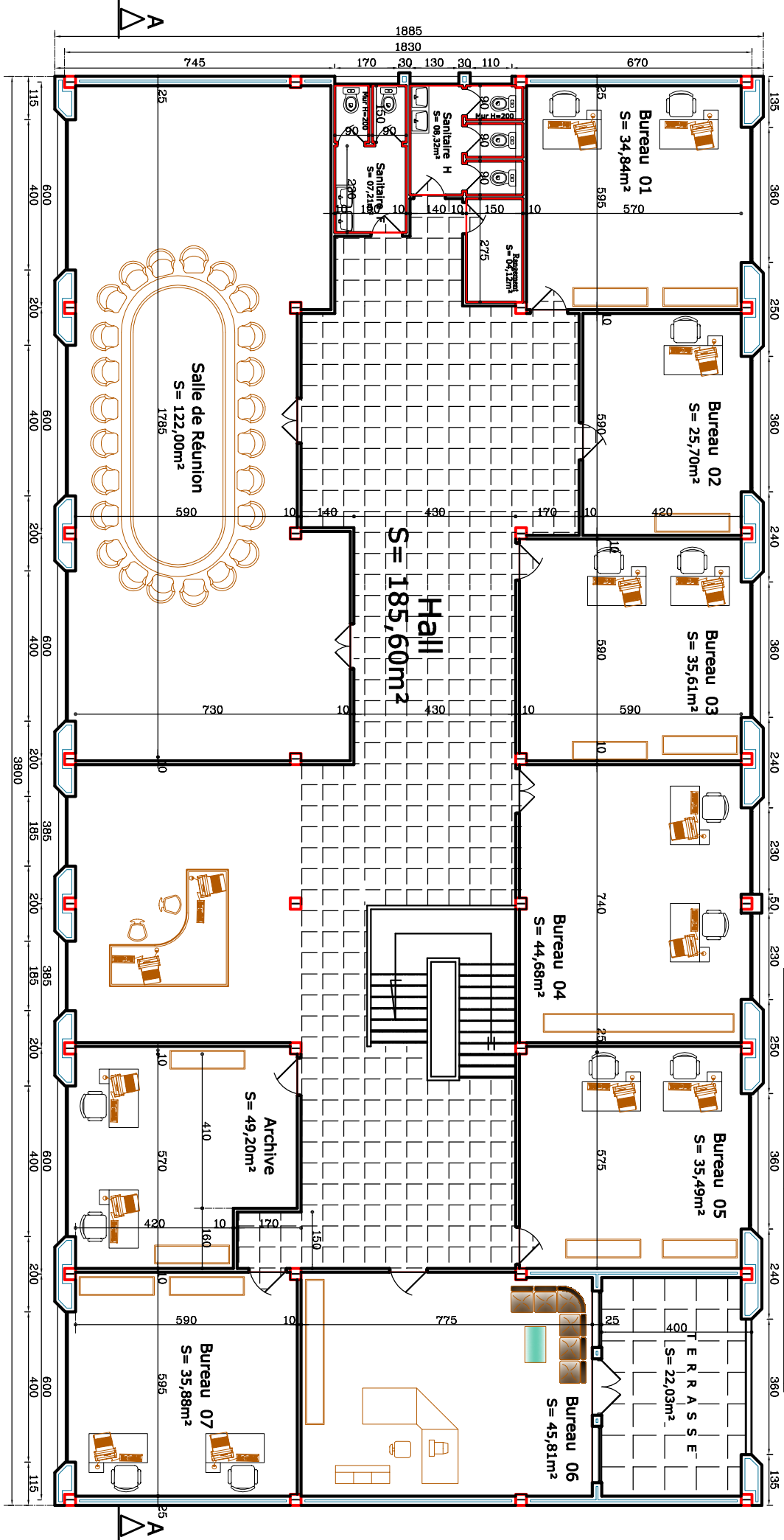


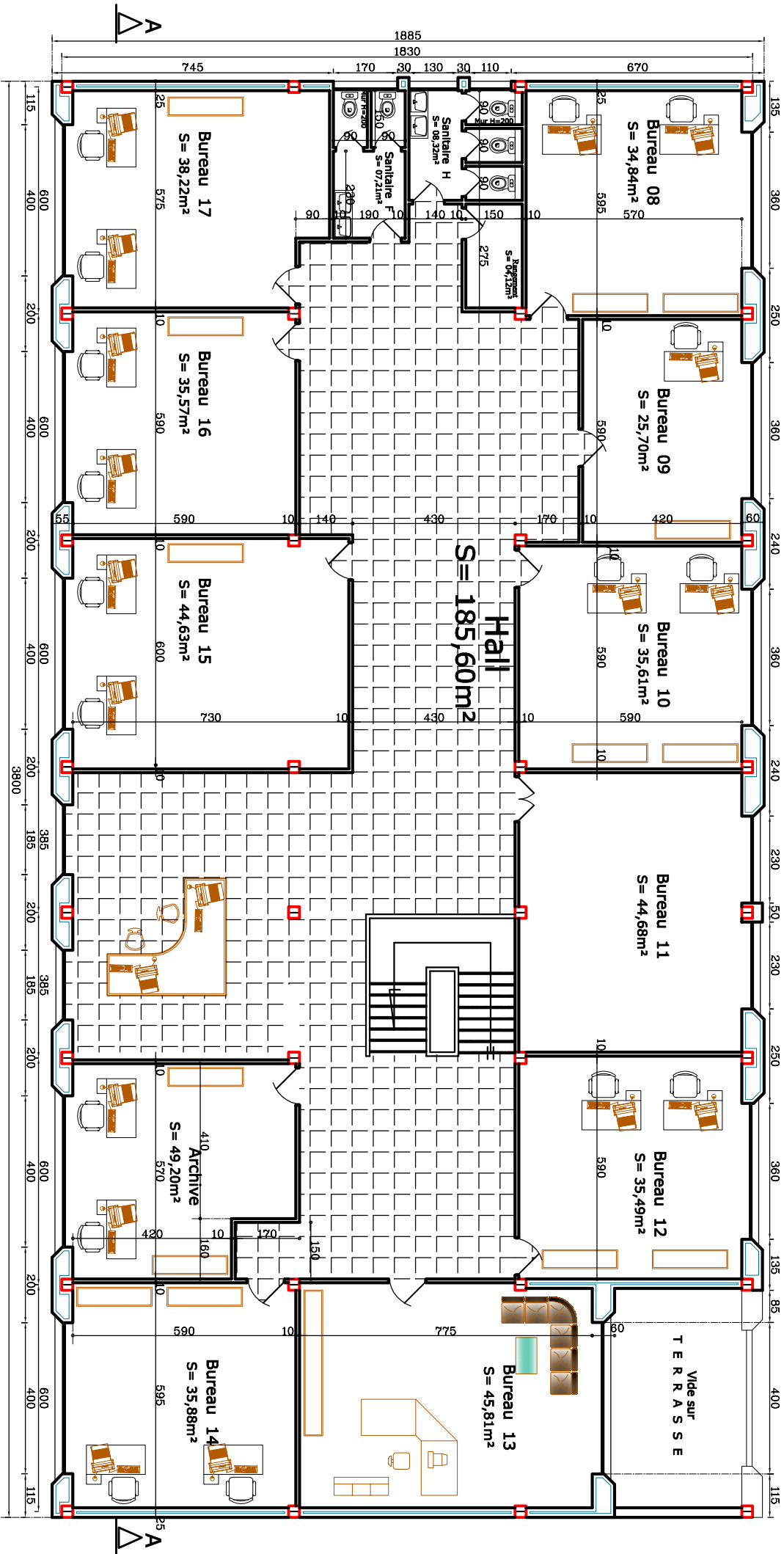
# PLAN REZ DE CHAUSSEE



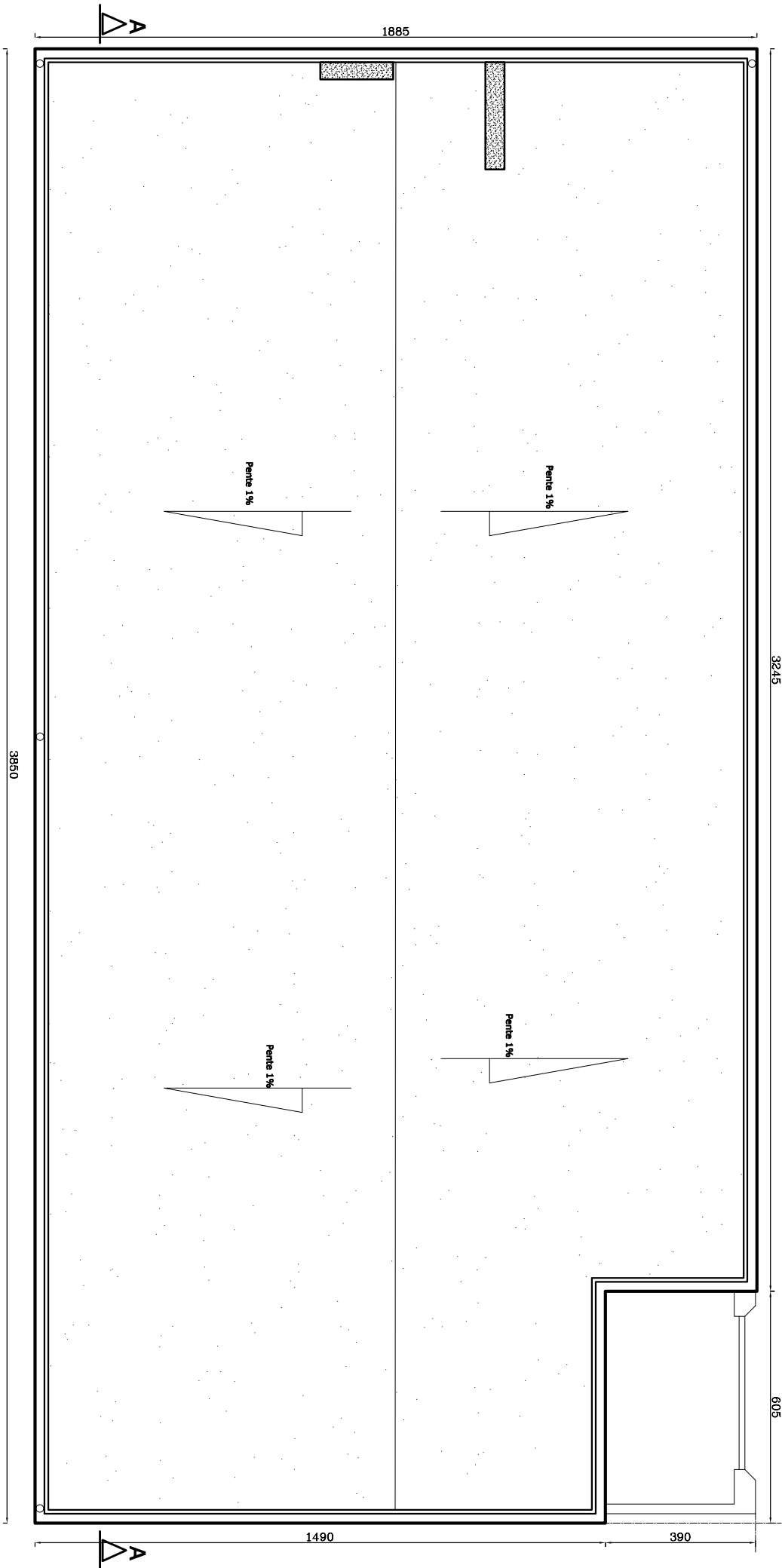


# PLAN ETAGE 01 (Administration)





PLAN ETAGE 02 ( Administration )



PLAN TERRASSE INACCESSIBLE