

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Mouloud MAMMARI de TIZI- OUZOU  
Faculte de genie de la construction  
departement de genie civil



## ***Memoire de fin d'études***

*en vu d'obtention du diplôme MASTER en génie civil*

*Option : Construction Métallique*

### **THEME**

**Etude d'un bâtiment (R+2) a multiple versants en charpente  
Métallique à usage industriel**



### **RÉALISÉ PAR :**

M<sup>elle</sup> HARBI DIHIA

M<sup>elle</sup> CHERIKH KHELOUDJA

**Président : Mr boudjemia .A**

**Encadreur : Mr Labiod .M**

**Examineur : Mr Benchiha**

2018/ 2019



# REMERCIEMENTS

*Notre gratitude la plus sincère va en premier lieu au bon dieu qui nous a donné la force, courage et volonté, indispensable pour la conception de se mémoire.*

*On remercie nos chers parents qui nous ont soutenu dans les moments difficiles et pour leur bienveillance durant toute notre vie en particulier lors de notre cursus.*

*On tient à exprimer notre gratitude la plus sincère d'abord à notre promoteur MS **LABIOD MAHFOUD** dont les conseils ont été des plus précieux sans eux on ne serait pas arrivé.*

*Aussi l'ensemble des enseignants de département de génie civil notamment Mr **DEHMANI Lahlou** qui a toujours su nous orienter, nos vifs remerciements ainsi a Mr **MERAKEB Sedik** pour son aide précieuse dans la partie modalisation, et pour Mr **BOUDJIMIA Ahmed** pour son aide et son soutien.*

*Au final on tient à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin a l'élaboration de ce travail.*

*Merci*



# Dédicace

Je dédie ce travail à ma chère **maman** qui m'a apporté tout son soutien durant mes années d'études. Je te témoigne ici toute ma gratitude et ma reconnaissance les, plus sincères A mon **père** qui m'a toujours accompagné, encouragé et a toujours su mettre tous les moyens à ma disposition

A mes chers frères **moumouh, idir, karim** (qui ont partagé tous les grands moments d'émotions et supporter toutes mes sauts d'humeurs lors de la réalisation de cet ouvrage)

A mon défunt frère (adel) dieu puissent l'accueille dans son vaste paradis

A ma binôme et amie **dihia** et toutes sa famille

A tous mes proches, mes amis (es) indéfectible (**Siham, Kahina, dabi, chafia, hamza, juba, slimane, idir, aghiles, tata.....**) je vous souhaite de ma part beaucoup de succès de bonheur et de réussite dans vos vie respectives

A toute la section **CM** sans oublier personnes.

A tous ceux que j'aime, et tous ceux qui ont été là pour moi et tous ceux qui on contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce projet

Merci !....

**kheloudja**





# Dédicace

*Je dédie ce travail à :*

*Mes **chers parents** pour leurs sacrifices et leurs patiences, en m'ouvrant leurs bras dans les moments sombres et en M'aidant pour aller vers L'avant, vers un avenir meilleur, que dieu les garde.*

*Mes chères sœurs : **Souhila, Kenza**, ainsi que mon chère frère: **Lounes** et mon neveu **Akssel** et à toute la famille*

*Ma chère amie et binôme djoudjou et sa famille aussi.*

*Mes chères amies: Kahina, Dabi, siham, .....*

*Mes amis **Dji m y, M a d j i d, j u b a e t h a m z a** pour leur  
durant ce travail.*

*A Toutes personnes que je connais et me connaissent et à tous ceux  
qui aiment et aident Dihia. Longue vie et bonne santé à  
Tous.*

*Dihia.H*



## Notations et Symboles utilisés .

### Charges :

G : Charges permanentes.

V : Surcharge climatique de Neige.

V : Surcharge climatique de Vent.

### E : surcharge d'entretien

Q : charge d'exploitation

### Sollicitation :

$M_{sd}$  : Moment fléchissant de calcul.

### $M_{cr}$ : moment critique.

$N_{sd}$  : Effort normal.

$V_{sd}$  : Effort tranchant.

$N_{pl,Rd}$  : Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

$V_{pl,Rd}$  : Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant.

### $M_{pl,Rd}$ : Moment fléchissant de résistance plastique.

### Caractéristique du matériau :

E : Module d'élasticité longitudinale.

$f_y$  : Limite élastique du matériau.

**$f_u$  : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.**

### Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

A : Aire de la section brute.

$A_{brut}$  : Section brute d'une pièce

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce

$A_w$  : Section de l'âme

### **A<sub>v</sub> Aire de cisaillement**

$I_y$  : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

**$I_z$  : Moment d'inertie suivant l'axe z-z**

$t_f$  : Épaisseur de la semelle.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme.

**b : Largueur de la semelle.**

$b_{eff}$  : largeur efficace.

h : Hauteur de la section.

L : Longueur de l'élément.

$W_{pl,y}$  : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

**$W_{pl,z}$  : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z**

$W_{el}$  : Module de résistance élastique

Gp : Poids propre.

### Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons :

d : Diamètre des boulons.

$d_0$  : Diamètre des trous de fixation.

$A_s$  : Section des boulons.

$f_{ub}$  : Résistance à la traction des boulons.

$f_{yb}$  : Limite d'élasticité des boulons.

**$f_u$  : contrainte de rupture d'une pièce .**

$K_S$  : coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

**n : Nombre de boulon .**

m : Nombre de plants de cisaillement .

**t : Epaisseur platine .**

### Autres symboles :

**$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction de déversement.**

$\beta_w$  : facteur de corrélation.

**$\beta_M$  : facteur de moment uniforme équivalent.**

$\lambda_1$  : Elancement Eulérien.

$\lambda$  : Elancement réduit vis-à-vis du flambement.

$\lambda_{lt}$  : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

$\chi$  : Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.

$\chi_{lt}$  : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection pour le flambement.

**$\alpha_{lt}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.**

$\gamma_{mi}$  : coefficient de sécurité.

**$\gamma_{ms}$  : coefficient partiel de sécurité.**

$\gamma_{mb}$  : coefficient de sécurité de boulon.

**$\phi_{lt}$  : Rotation de déversement**

$C_t$  : Coefficient de topographie

$C_r$  Coefficient de rugosité

$C_p$  :Coefficient de pression

$C_{pe}$ : Coefficient de pression extérieure

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure

$C_i$  : Coefficient d'exposition

$c_d$ : Coefficient dynamique

## Liste des figures

<b>Figure I-1</b> : présentation de l'ouvrage (vue 3D, logiciel Robot).....	2
<b>Figure I.2</b> : Diagramme effort/déformation de l'acier .....	4
<b>Figure I-3</b> : diagramme contrainte – déformation du béton a L'ELU.....	6
<b>Figure I-4</b> : plancher mixte a dalle collaborant .....	6
<b>Figure I-5</b> : le système de contreventement .....	9
<b>Figure II-1</b> : Charge d'exploitations ponctuelles de poutres .....	10
<b>Figure II.2</b> : charge de neige sur la toiture.....	12
<b>Figure II-3</b> : les trois directions principales de vent.....	13
<b>Figure II-4</b> :hauteur de référence $z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique .....	15
<b>Figure II-5</b> :La direction DU VENT V1 .....	18
<b>Figure II-6</b> :_légende pour les parois verticales .....	19
<b>Figure II-7</b> : Direction de vent V1(versant de toiture ).....	20
<b>Figure II-8</b> : légende pour les versants de toiture dans direction v1.....	21
<b>Figure II-9</b> : Coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément. Réparties.....	21
<b>Figure II-10</b> :la direction du vent v2.....	24
<b>Figure II-11</b> : Direction de vent v2 (versant de toiture).....	25
<b>Figure II-12</b> : légende sur les parois verticales suivant v2 .....	26
<b>Figure II-13</b> : légende pour les versants de toiture suivant v2.....	26
<b>Figure II-14</b> : la direction du vent v3 .....	29
<b>Figure II-15</b> : La direction de vent v3(versant de toiture) .....	30
<b>Figure II-16</b> : légende pour les parois verticales suivant la direction v3 .....	31
<b>Figure II-17</b> : légende pour les versants de toitures suivant la direction v3 .....	31
<b>Figure II-18</b> : la stabilité transversale .....	36
<b>Figure II-19</b> : la stabilité longitudinale .....	37
<b>Figure III-1</b> : disposition des pannes. ....	40
<b>Figure III-2</b> : Schéma statique des charges permanant G sur les pannes .....	41
<b>Figure III-3</b> :Surcharge de vent sur la panne .....	41
<b>Figure III-4</b> :surcharge de neige sur la panne. ....	42
<b>Figure III-5</b> : Schéma statique des charges d'entretien p et p' sur les pannes.....	42
<b>Figure III-6</b> : Panne de toiture en flexion sous les défèrent plans de chargement .....	43

<b>Figure III-7</b> : Panne de toiture en cisaillement sous les différent plans de chargement .....	45
<b>Figure III-8</b> : diversement de la panne .....	46
<b>Figure III-9</b> : Schéma statique des fleches $f_p$ et $f_p'$ .....	48
<b>Figure III-10</b> : Vérification de la flèche .....	49
<b>Figure III-11</b> : Coupe transversale de l'échantignole .....	49
<b>Figure III-12</b> : Disposition de la lisse de bardage.....	51
<b>Figure III-13</b> : chargement sur la lisse.....	52
<i>Figure III.14</i> : <i>Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur</i> .....	54
<b>Figure III-15</b> : efforts dans les liernes(long pan).....	55
<b>Figure.III.16</b> : vérification de la flèche.....	59
<b>Figure III-17</b> : efforts dans les liernes(pignon).....	60
<b>Figure IV-1</b> : vue d'un escalier .....	62
<b>Figure IV-2</b> : Disposition et dimension des éléments des escaliers.....	63
<b>Figure IV-3</b> :-Disposition des cornières.....	64
<b>Figure IV-4</b> : Charges appliquées sur 1 limon .....	66
<b>Figure IV-5</b> : Les charges sur la poutre d'appuis des limons .....	69
<b>Figure V-1</b> : la disposition des solives .....	71
<b>Figure V-2</b> : Schéma statique de $f_p$ et $f_p'$ .....	82
<b>Figure VI-1</b> : éléments constructif d'un plancher collaborant .....	84
<b>figure VI-2</b> : Disposition des solives.....	85
<b>Figure VI-3</b> : La largeur participante de la dalle .....	86
<b>Figure VI-4</b> : Présentation de la tôle HIBON 55 .....	86
<b>Figure VI-5</b> : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion Positive).90	
<b>Figure VI-6</b> : Schéma de la section mixte.....	92
<b>Figure VI-7</b> : Schéma de la section mixte. Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).....	93
<b>Figure VI-8</b> : Schéma de position des connecteurs.....	93
<b>Figure VI-9</b> : dimensionnement minimales des goujons a têtes .....	95
<b>Figure VI-10</b> : Présentation longueur critique. ....	95
<b>Figure VII-1</b> : le spectre de réponse d'accélération. ....	110
<b>Figure VII-2</b> : participation modale.....	115
<b>Figure VII-3</b> : les 3 formes de vibration .....	116
<b>Figure VIII- 1</b> : disposition de contreventement .....	120
<b>Figure VIII- 2</b> : Schéma statique de la poutre au vent.....	121

<b>Figure VIII-3</b> : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).....	122
<b>Figure VIII-4</b> : L'effort $F_d$ dans la diagonale d'extrémité. 14 mm et trous de 16mm. ....	123
<b>Figure VIII-5</b> : système de contreventement (palée de stabilité) .....	132
<b>Figure VIII – 6</b> : la palée de stabilité au long pan .....	132
<b>Figure IV- 7</b> : sablière HEA120 .....	134
<b>Figure IX-1</b> : les éléments porteurs.....	136
<b>Figure IX-2</b> : l'effort tranchant de la poutre principale.....	137
<b>Figure IX-3</b> : le moment fléchissant de la poutre principale.....	137
<b>Figure IX-4</b> : l'effort tranchant de la poutre secondaire.....	138
<b>Figure IX- 5</b> : le Moment flechissant de la poutre secondaire.....	138
<b>Figure IX-6</b> : l'effort tranchant de poteau.....	141
<b>Figure IX-7</b> : le moment flechissant de poteau.....	142
<b>Figure IX-8</b> : système de contreventement .....	147
<b>Figure X-1</b> : Assemblages solive poutre principales (IPE300 – IPE160).....	149
<b>Figure X-2</b> : Disposition constructive d'attache par cornière .....	150
<b>Figure X-3</b> : Aire efficace de cisaillement. ....	154
<b>Figure X-4</b> :Détail d'assemblage solive – poutre principale.....	156
<b>Figure x-5</b> : assemblage poteau-poutre secondaire .....	157
<b>Figure X-5</b> :Détail d'Assemblage poteau – poutre secondaire.....	159
<b>Figure X-6</b> : Assemblage poutre principale -poteau (IPE 300 – HEB300).....	160
<b>Figure X-7</b> :Detail d'assemblage poteau – poutre principale.....	163
<b>Figure X-8</b> : Assemblage poteau-poteau .....	164
<b>Figure X-9</b> : Détail d'assemblage poteau – poteau. ....	166
<b>Figure X-10</b> : Assemblage poteau – traverse .....	167
<b>Figure X -11</b> : la hauteur de la zone comprimée. ....	169
<b>Figure X-12</b> : Résistance âme du poteau dans la zone tondue.....	171
<b>Figure X-13</b> : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.....	172
<b>Figure X-14</b> :Détail d'assemblage poteau – traverse .....	175
<b>Figure-X-15</b> - Assemblage poteau-fondation.....	176
<b>Figure X-16</b> : détail d'assemblage poteau – fondation .....	180
<b>Figure X-1</b> : ferrailage de la semelle isolée .....	186
<b>Figure XI-2</b> : ferrailage des longrines.....	188

## Liste des tableaux

<b>Tableau I-1</b> : valeurs nominales de la limite d'élasticité $f_y$ et de la résistance à la traction $f_u$ des aciers (tableau 3.1 Eurocode3).....	2
<b>Tableau II-1</b> : coefficient de forme pour toiture à versant multiples.....	12
<b>Tableau II-2</b> : valeur de la pression dynamique de référence.....	15
<b>Tableau II-3</b> : caractéristiques de notre terrain.....	16
<b>Tableau II-4</b> : valeurs de $q_{ref}$ , $q_p$ , $c_{ex}$ .....	17
<b>Tableau II-5</b> : valeurs de surfaces et de coefficient $c_{pe}$ de chaque zone de parois verticales.....	19
<b>Tableau II-5</b> : valeurs des coefficients $c_{pe}$ pour les versants de toiture .....	20
<b>Tableau II-6</b> : valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon $v_1$ .....	22
<b>Tableau II-7</b> : valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon $v_1$ .....	22
<b>Tableau II-8</b> : valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon $v_1$ (ouvertures fermées).....	23
<b>Tableau II-9</b> : valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon $v_1$ (ouvertures fermées).....	23
<b>Tableau II-10</b> : valeurs du coefficient extérieur pour les parois verticales suivant la direction $v_2$ .....	25
<b>Tableau II-11</b> : valeurs des $c_{pe}$ pour le bâtiment à deux versants suivant la direction du vent $v_2$ .....	25
<b>Tableau II-12</b> : valeurs des $c_{ce}$ pour le bâtiment à multiples versants suivant la direction du vent $v_2$ .....	26
<b>Tableau II-13</b> : valeurs de la pression $p_h$ dans les parois verticales suivant la direction $v_2$ .....	27
<b>Tableau II-14</b> : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures suivant la direction $v_2$ .....	27
<b>Tableau II-15</b> : valeurs de la pression statique du vent dans les parois verticales suivant la direction $v_2$ (ouvertures fermées).....	28
<b>Tableau II-16</b> : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures suivant la direction $v_2$ .....	28
<b>Tableau II-17</b> : Valeurs des surfaces et $c_{ce}$ dans les parois verticales suivant la direction $v_3$ .....	29
<b>Tableau II-18</b> : Valeurs du coefficient extérieur pour les versants de toitures suivant la direction $v_3$ .....	30
<b>Tableau II-19</b> : valeurs de la pression statique du vent dans les parois verticales suivant la direction $v_3$ .....	32

<b>Tableau II-20</b> : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures suivent la direction $v_3$ (ouvertures fermées).....	32
<b>Tableau II-21</b> : valeurs de la pression statique du vent dans les parois verticales_Suivant la direction $v_3$ (ouvertures fermées).....	33
<b>Tableau II-22</b> : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures Suivant la direction $v_3$ (ouvertures fermées).....	33
<b>Tableau II-23</b> : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent $v_1$ .....	36
<b>Tableau II-24</b> : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent $v_2$ .....	36
<b>Tableau III.1:</b> <i>Caractéristiques géométriques d'UPN120</i> .....	52
<b>Tableau V-1</b> : <i>Caractéristiques géométriques</i> de l'IPE 160 .....	72
<b>TableauVII-1</b> : valeur de pénalité $p_q$ (sens $xx$ ).....	112
<b>TableauVII-2</b> : valeur de pénalité (sens $yy$ ).....	112
<b>TableauVII-3</b> : poids de la structure.....	113
<b>TableauVII-4</b> : les valeurs des forces horizontales pour $x-x$ .....	114
<b>TableauVII-5</b> : les valeurs des forces horizontales pour $y-y$ .....	114
<b>TableauVII-6</b> : comparaison $v_t$ par rapport a $80\%v$ .....	116
<b>TableauVII-7</b> : vérification des déplacements relatifs dans le sens $(x-x)$ selon la Combinaison $G + Q + E$ .....	117
<b>TableauVII-8</b> : vérification des déplacements relatifs dans le sens $(y-y)$ .) Selon la Combinaison $G + Q + E$ .....	117
<b>Tableau VII-9:</b> vérification de l'effet $p-\Delta$ dans le sens $x$ .....	118
<b>TableauVII-10</b> : vérification de l'effet $p-\Delta$ dans le sens $x$ .....	118
<b>TableauVIII-1</b> :coefficient minorateur $\beta_1$ et $\beta_2$ .....	124
<b>Tableau IX-1:</b> sollicitations sur le poteau HEB300.....	141

## Sommaire

Introduction générales

### **Chapitre I : présentation de l'ouvrage**

I-1 Introduction .....	1
I-2 Présentation de l'ouvrage .....	1
I-3 Règlements utilisés .....	7
I-4 Les états limites .....	7
I-5 Les charges d'actions.....	8
I-6 Présentation de système du contreventement .....	8

### **Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges**

II-1 introduction .....	10
II-2 charges permanentes .....	10
II-3 surcharges d'exploitations.....	10
II-4-surcharges climatiques .....	10
II-4-1- Action de la neige .....	10
II-4-2- Action de vent .....	13

### **Chapitre III : prés-dimensionnement des éléments secondaires**

III-1 introduction .....	39
III-2 Quelques notions relatives au règlement CCM97.....	39
III-3 Dimensionnement des pannes .....	40
III-4 Dimensionnement des échantignolles .....	49
III-5 Dimensionnement de la lisse .....	50

## **Chapitre IV : calcul des éléments secondaires**

IV-1 introduction.....	62
IV-2 pré dimensionnement des marches.....	62
IV-3 dimensionnement de l'élément porteur.....	64
IV-4 étude de la partie palière des limons.....	69

## **Chapitre V : prés-dimensionnement des éléments porteurs**

V-1 introduction .....	71
V-2 prés-dimensionnement des éléments.....	71
V-2-1 les solives .....	71
V-2-2 les poutres .....	73
V-2-3 les poteaux .....	75
V-2-4 les traverses .....	77
V-3 Conclusion .....	83

## **Chapitre VI : calcul de plancher collaborant**

VI-1 Introduction.....	84
VI-2 Description d'un plancher collaborant.....	84
VI-3 Avantages de la dalle mixte .....	84
VI-4 Etude des solives .....	85
VI-5 Etudes des poutres principales .....	96
VI-6 Etudes des poutres secondaire .....	102

## **Chapitre VII : Etude sismique**

VII-1 Introduction .....	108
VII- 2 modélisation de la structure.....	108
VII-3 Méthode de calcul .....	109

## **Chapitre VIII : calcul des contreventements**

VIII-1 Introduction .....	119
VIII-2 Rôle des systèmes de contreventement .....	119
VIII-3 Les différents types de contreventement .....	119
VIII-3-1 la poutre au vent.....	119
VIII-3-2 palés de stabilités .....	132
VIII-3-3 la poutre sablière .....	134

## **Chapitre IX : vérification de l'ossatures**

IX-1 Introduction .....	136
IX-2 vérification de la poutre principales .....	136
IX-3 vérification de la poutre secondaire .....	138
IX-4 vérification des traverses .....	139
IX-5 vérification des poteaux .....	141
IX- 6 vérification de système de contreventement .....	147

## **Chapitre X : calcul des assemblages**

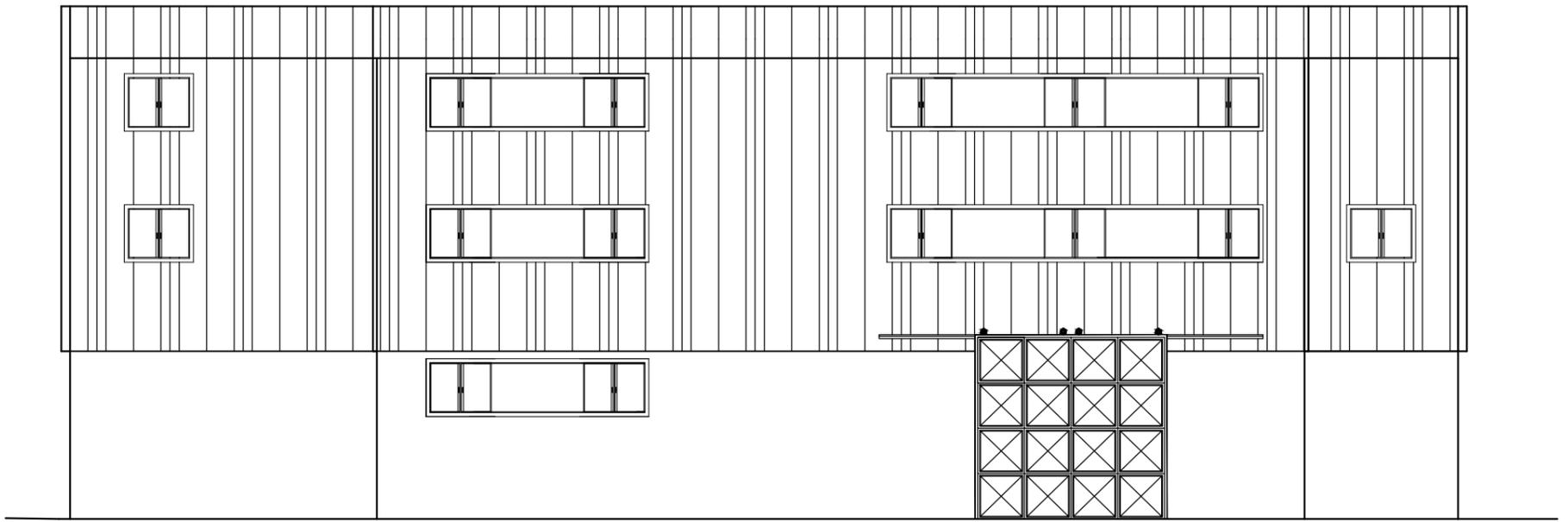
X-1 Introduction .....	149
X-2 Fonctionnement des assemblages .....	149
X-3 Assemblage solive – poutre principale .....	149
X-4 Assemblage poteau-poutre secondaire .....	157
X-5 assemblage poutre principale – poteau .....	160
X-6 Assemblage poteau-poteau .....	164
X-7 Assemblage poteau -traverse .....	166
X-8 Assemblage poteau- fondation.....	175

## **Chapitre XI : Etude de fondation**

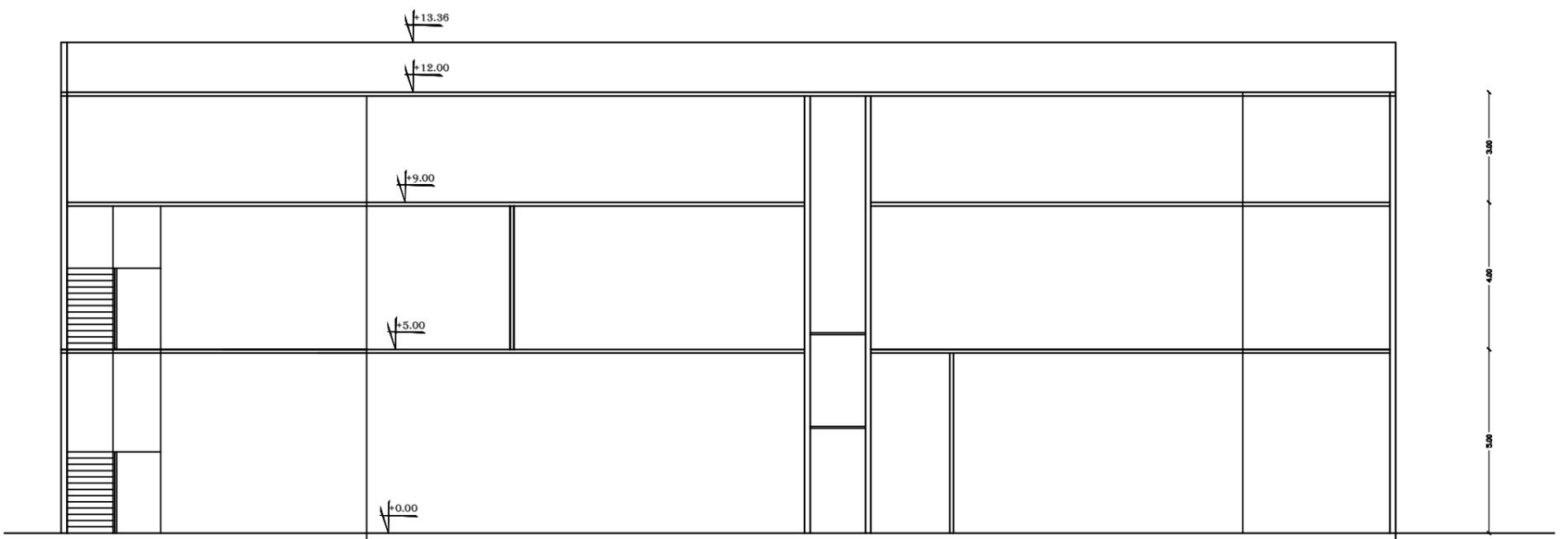
XI-1 Introduction .....	181
XI-2 Choix de type de fondation.....	181

XI-3 Etude de sol .....	181
XI-4 Etude d'ancrage .....	182
XI-5 Fondation de la structure .....	182
XI-6 Calcul des longrines .....	186

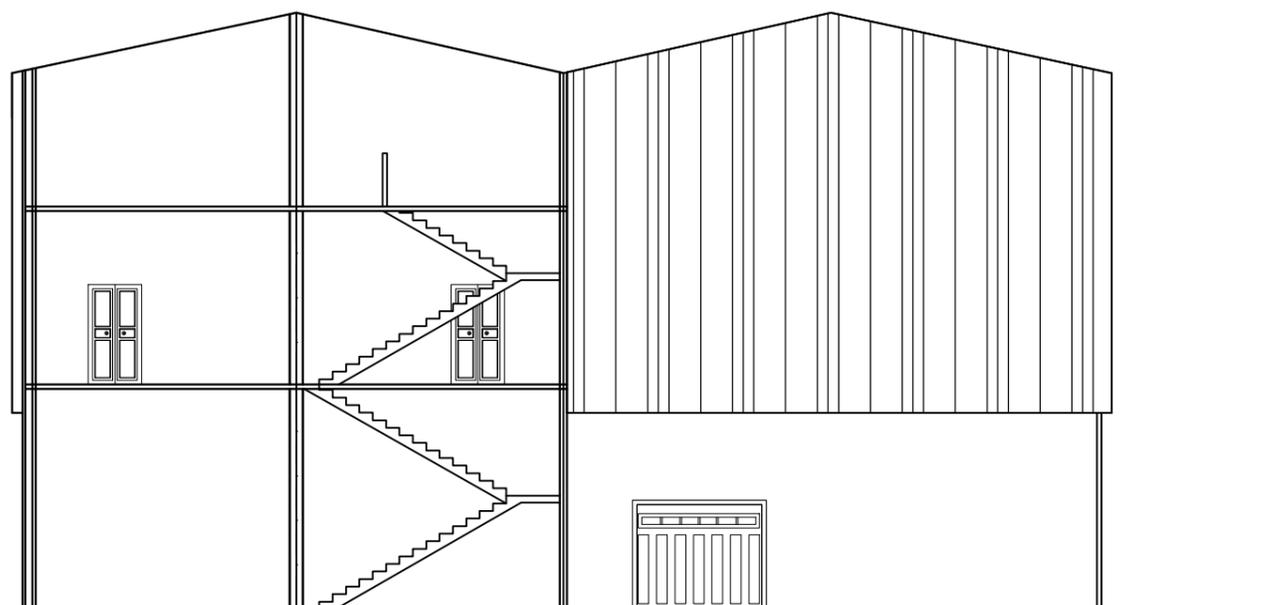
Conclusion générale



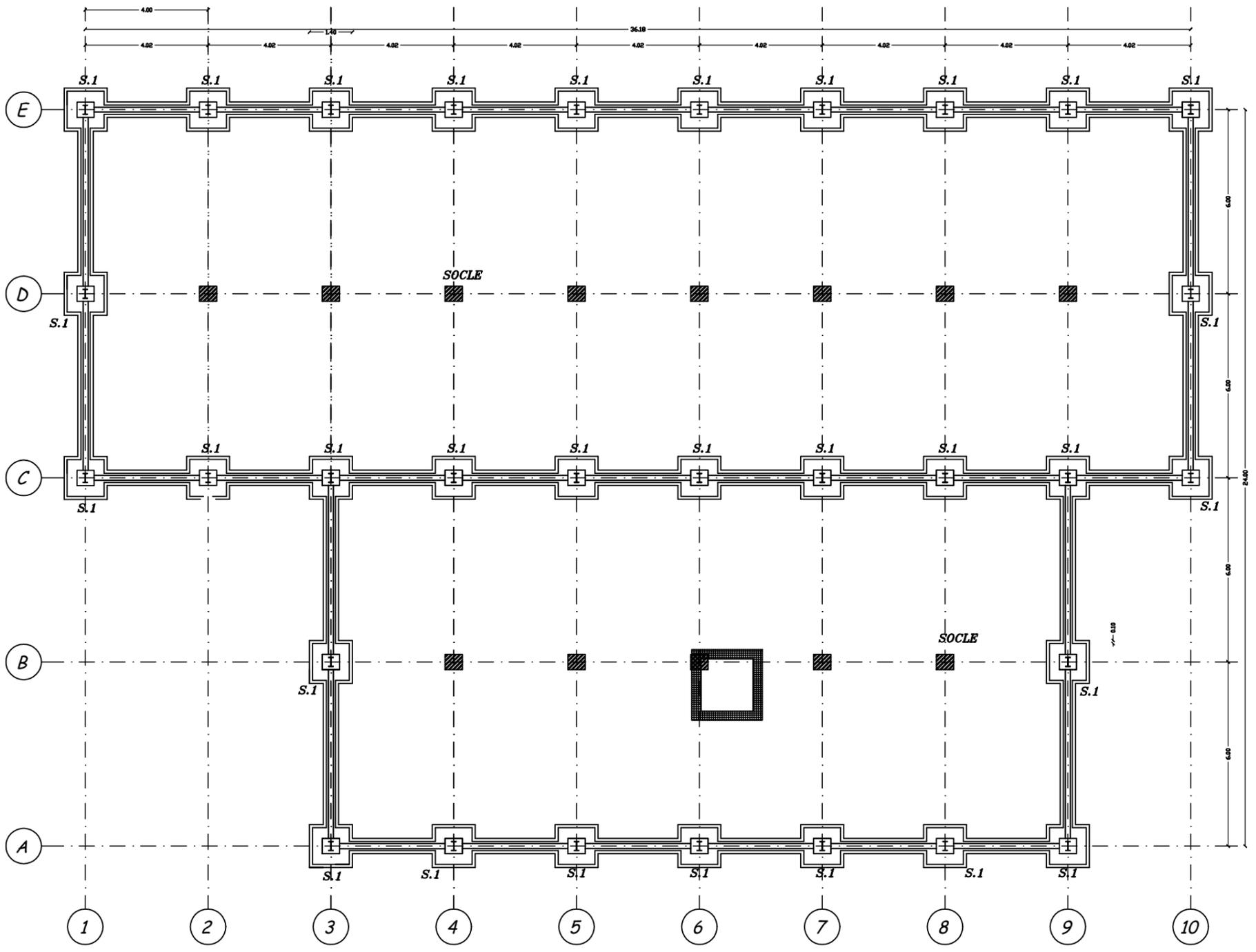
FAÇADE PRINCIPALE



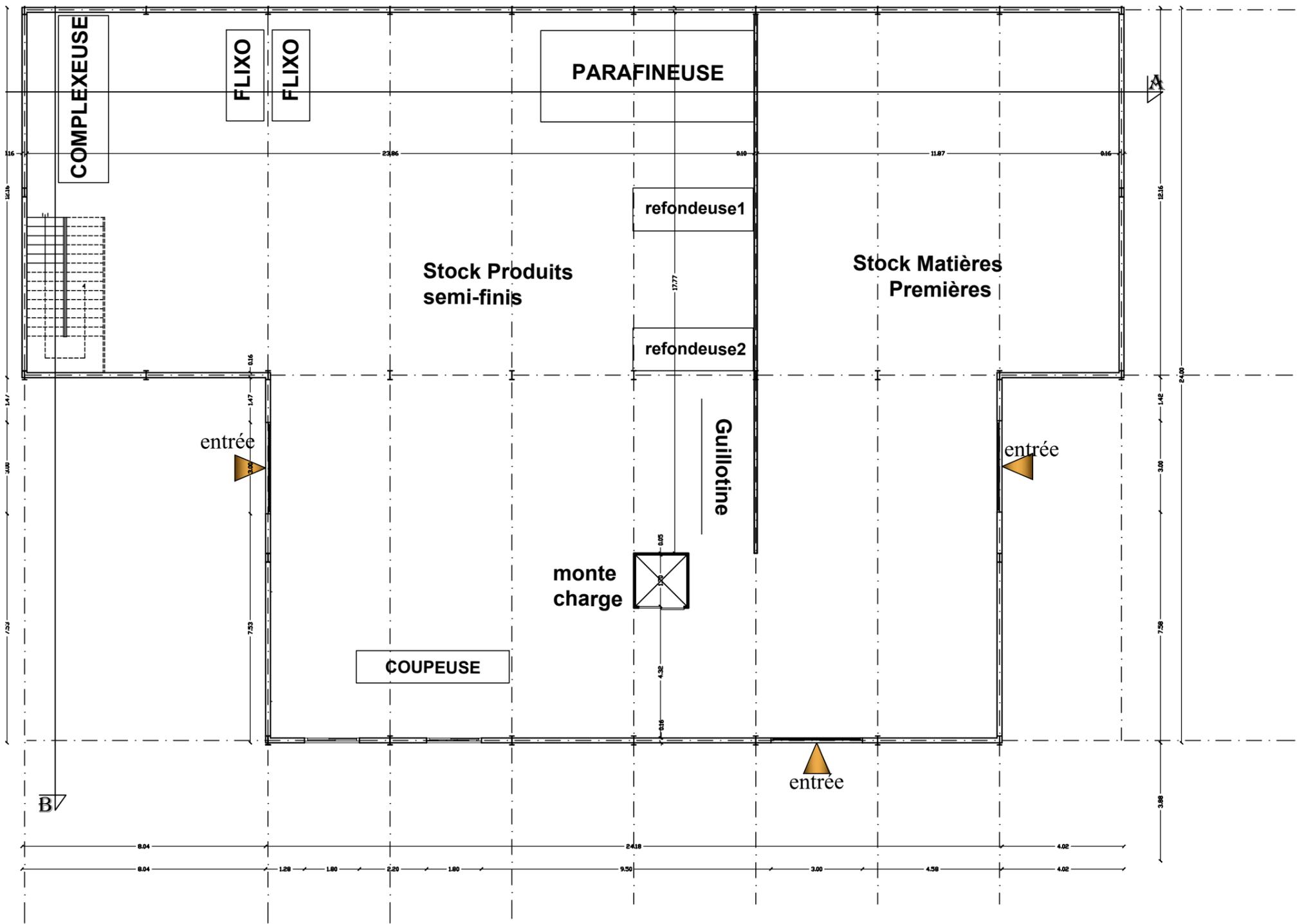
COUPE SCHÉMATIQUE AA



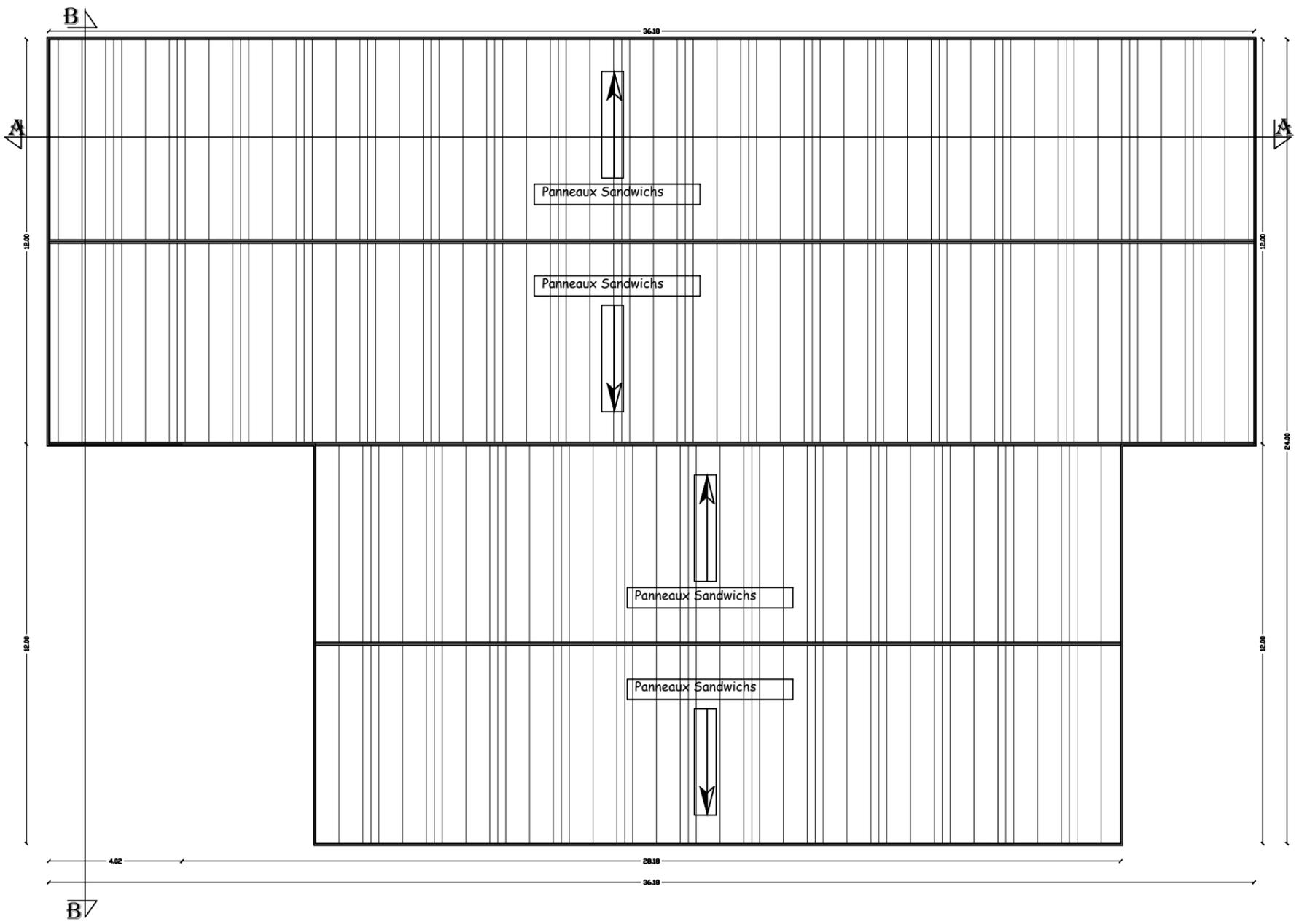
COUPE FAÇADE BB



PLAN DE FONDATIONS



PLAN DU NIVEAU ±0.00



PLAN DE TOITURE

# Introduction générale

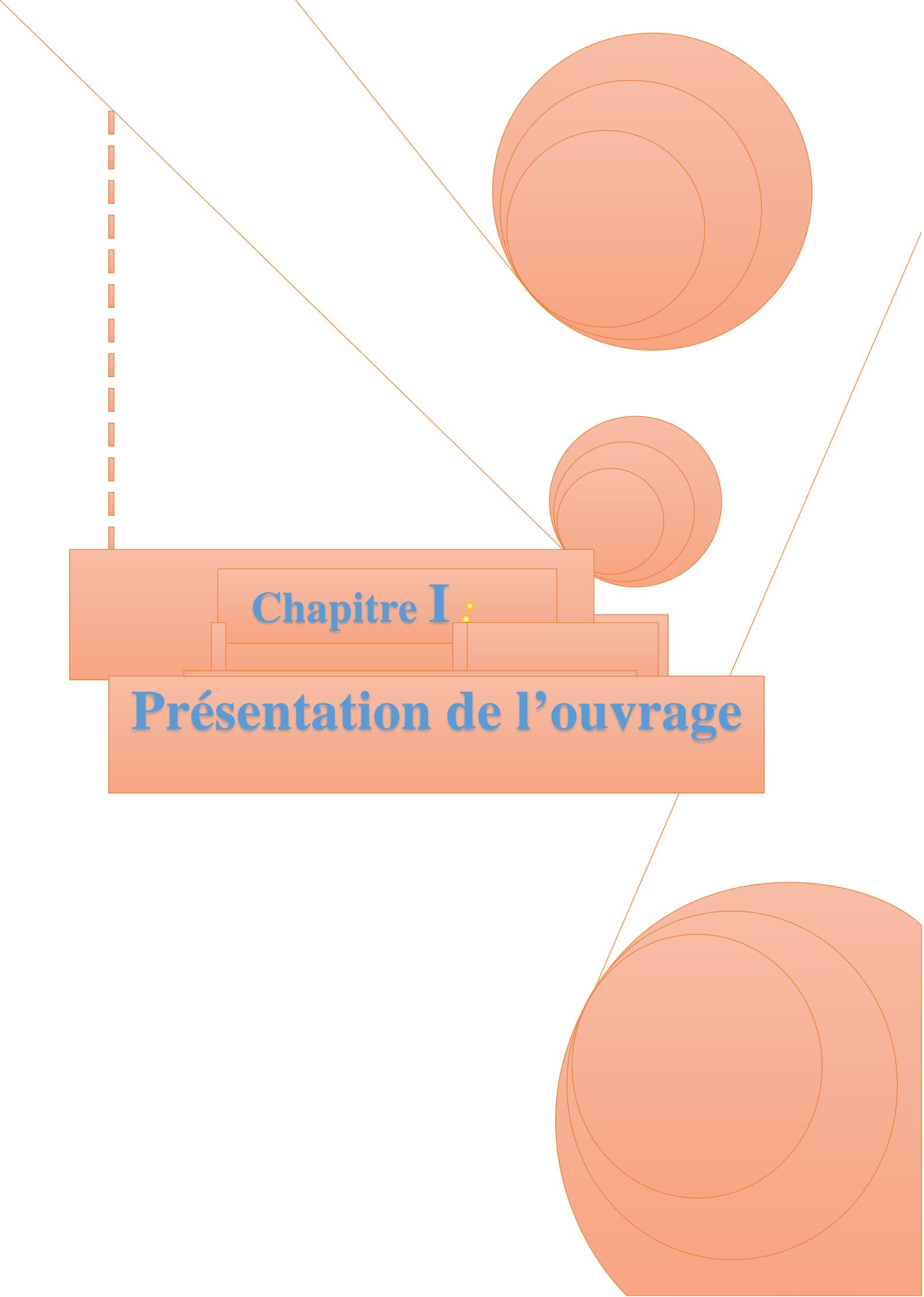
Depuis toujours la construction métallique a été profondément liée a l'art de l'ingénieur et a trouver un langage architectural propre. Jetant un regard sur l'histoire de l'architecture, on peut affirmer a juste titre que l'acier l'a révolutionnée. Aucun autre matériau de construction n'a exercé une influence aussi radicale sur la forme des ouvrages ce qui signifie que la construction métallique présente plusieurs avantages qui sont :

Une construction intelligente, la fiabilité, la légèreté, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier, possibilité architecturales beaucoup plus étendues qu'en béton ce qui donne des formes élégantes,

L'acier offre de nombreuses possibilités pour un usage fonctionnel a la fois agréable et flexible. Celui utilisé en construction métallique a des caractéristiques garanties et élevée pour le poids le plus faible. C'est un matériau isotrope et homogène ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de résistance des matériaux. il est ductile, propriété nécessaire a la bonne répartition des efforts dans les assemblages. Il est soudable, sous réserve de respecter les dispositions prescrites au projet.

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles emploient, en particulier, les tôles et les profilées. Les structures constituées a partir de ces éléments nécessitent des opérations préalables de découpage, de perçage et de soudure en usine. Les opérations sur site sont limitées a des structures métalliques. Si la transmission des efforts extérieurs aux fondations s'effectue sans désordre alors notre structure est stable.

Dans le cadre de notre formation master en génie civil, nous sommes amenées, a l'issu de notre cursus, a réaliser un projet de fin d'étude(PFE) en charpente métallique. Le but de ce projet est d'être conformé a une situation professionnelle concrète et réelle



**Chapitre I :**

**Présentation de l'ouvrage**

## **I-1 .Introduction :**

Les structures en charpentes métallique sont définies et calculées pour rester en cohérence avec le projet architectural. Tous les calculs et justifications seront faits en respectant les réglementations en vigueur.

Les plans d'exécution des ouvrages indiqueront les hypothèses des notes de calcul, les sections et dimensions des éléments, l'implantation de chaque élément, les assemblages et organes d'assemblages, les appuis d'ancrages ainsi que tous les dispositifs de stabilité d'ensemble des structures.

L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspect fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil a tenir compte des paramètres suivante : l'usage, la résistance, les exigences esthétiques, les conditions économique.

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

### **I-1.1 Avantages :**

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées. - Grace à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- Transformations, adaptations, surélévations ultérieurs d'un ouvrage sont facilement réalisables. - Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

### **I.1.2 Inconvénients :**

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.

## **I-2 Présentation de l'ouvrage :**

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage industriel , implantée à Sidi Naamane dans la Wilaya de Tizi Ouzou . La structure se compose d'un rez-de-chaussée + 2étages + une double toiture. Le terrain de bâtiment est plat avec une surface de 1680m<sup>2</sup>

### **I-2-1 Données concernant le site :**

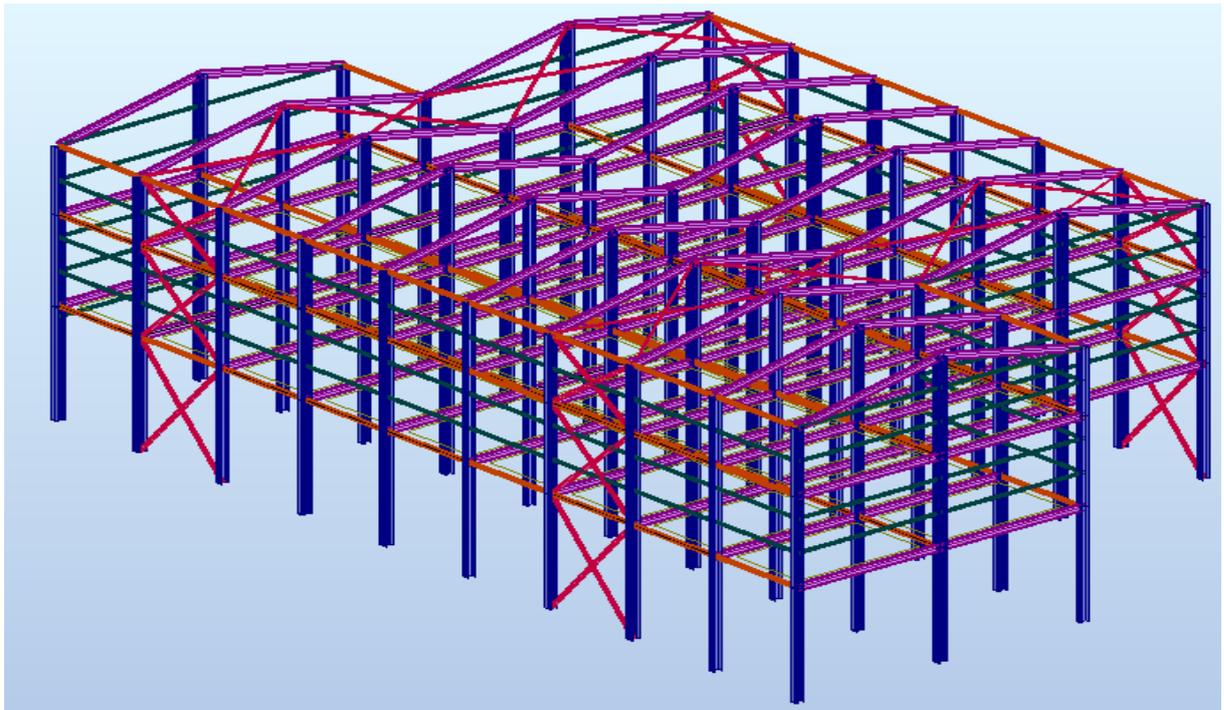
- ✓ Altitude = 150m
- ✓ Zone de neige : zone A

- ✓ Zone du vent : zone 1
- ✓ Zone sismique : II a (sismicité moyenne).
- ✓ Catégorie de terrain : III

### I-2-2 Caractéristiques :

#### I-2-2-1 La géométrie de l'ouvrage :

- ✓ Longueur total long pan (gauche) ..... 36.18m
- ✓ Longueur total long pan (droit) ..... 24.18m
- ✓ Longueur total pignon ..... 24m
- ✓ La hauteur de RDC ..... 5m
- ✓ La hauteur de 1<sup>er</sup> étage ..... 4m
- ✓ La hauteur de 2<sup>em</sup> étage ..... 4.36m
- ✓ Hauteur total ..... 13.36m



**Figure I-1** : présentation de l'ouvrage (vue 3D, logiciel Robot )

#### I-2-2-2 Rapport de sol :

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol ) ou le projet sera implonté nous renseigne sur :

La contrainte admissible du sol tirée de la portance :  $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$

### **I-2-2-3 Matériaux utilisés :**

#### **A) Acier de construction :**

##### **● Définition :**

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matière première naturelle tirée du sous-sol (mine de fer et de charbon). 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 des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, ... etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité et corrosion...).

##### **● Essais de contrôle des aciers :**

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

➤ **les essais destructifs:** \_\_qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers :

- ✓ Essai de dureté.
- ✓ Essai de résilience.
- ✓ Essai de pliage.
- ✓ Essai de fatigue.
- ✓ Essai de traction.

➤ **Les essais non destructif (essais métallographiques) :** qui renseignent sur la composition et la structure des aciers. Ce sont :

- ✓ La macrographie.
- ✓ La micrographie.
- ✓ La radiographie.
- ✓ Utilisation des ultrasons.

##### **● Les propriétés de l'acier doux :**

###### **a. La résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode 3 et CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S235**

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique  $f_y$  (Mpa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	$F_y(\text{N/mm}^2)$	$F_u(\text{N/mm}^2)$	$F_y(\text{N/mm}^2)$	$F_u(\text{N/mm}^2)$
<b>Fe360</b>	235	360	215	340
<b>Fe430</b>	275	430	255	410
<b>Fe510</b>	355	510	355	490

**Tableau I-1** : valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_y$  et de la résistance à la traction  $f_u$  des aciers (tableau 3.1 Eurocode3)

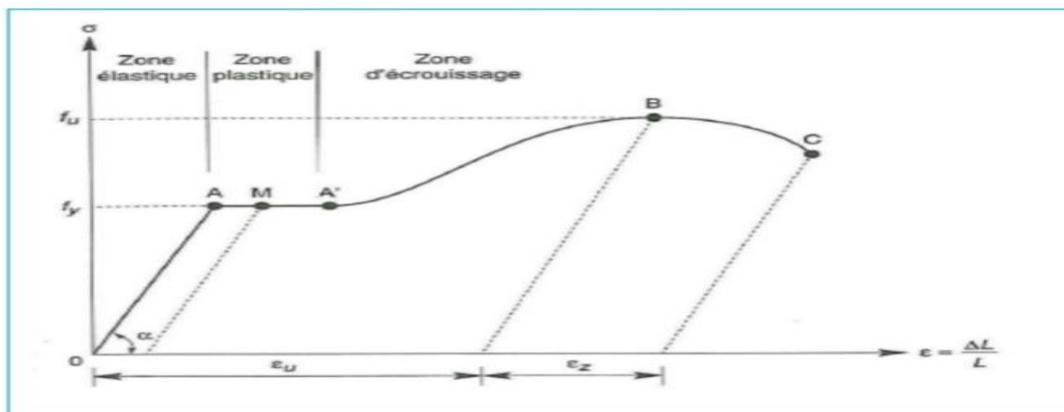
**b. Ductilité** : CCM97 (chapitre 3.2.2.3)

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  $f_y$ .
- ✓ L'allongement à la rupture  $\epsilon_u$  sur une longueur de  $5.65\sqrt{A}$  doit être supérieur à 15 %.

Avec : A est la section transversale initiale.

- ✓ L'allongement à rupture  $\epsilon_u$  (correspondant à  $f_u$ ) doit être supérieur à 20 fois l'allongement  $\epsilon_y$  (correspondant à  $f_y$ )



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

**C-Propriétés mécanique :**

- ✓ la résistance a la traction :  $f_u = 360 \text{ Mpa}$
- ✓ la limite élastique :  $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- ✓ Masse volumique :  $7850 \text{ kg/m}^3$
- ✓ Module de young :  $E = 210000 \text{ Mpa}$
- ✓ Module d'élasticité transversal :  $G = E/2(1+\nu) = 81000 \text{ Mpa}$
- ✓ Coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$
- ✓ Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12.10^{-6}/^\circ\text{C}$

**B). Béton :**

C'est un matériau constitue par le mélange de ciment, granulats et d'eau. Tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange « béton ». On utilise ce matériau pour sa bonne tenue en compression. Ces caractéristiques sont :

Le béton utilisé est de classe C25 :

- ✓ La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ Poids volumique :  $\rho = 2400 \text{ Kg/ m}^3$
- ✓ Module d'élasticité :  $E = 14000 \text{ MPa}$ .
- ✓ Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4.10^{-6}$

**• Contraintes limites ultime :**

La contrainte admissible de compression a l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL : Art A.4.3, 41})$$

**• Contraintes de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement selon le (BAEL 91 : Art A.5.1,211 ) prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :  $\tau = \bar{\min} ( 0.13 f_{c28} , 4 \text{ MPA} ) = 3.25 \text{ MPA}$

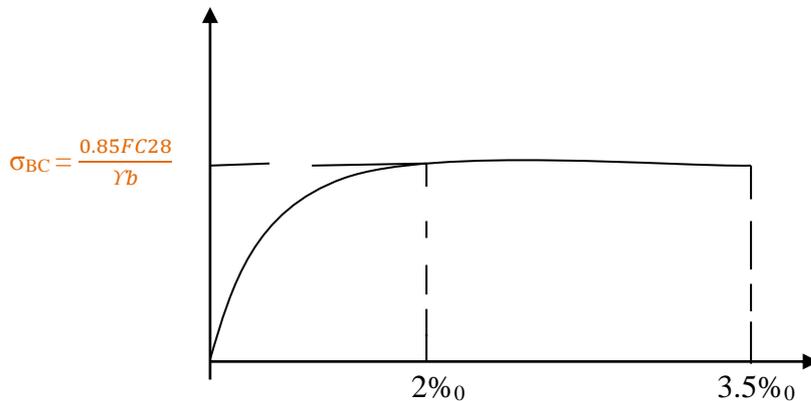
Fissuration préjudiciable ou tres préjudiciable :  $\tau = \bar{\min} ( 0.10 f_{c28} , 3 \text{ MPA} ) = 2.5 \text{ MPA}$

**• Coefficient de poisson :**

Selon le (BAEL 91 ,Art .2.1,3) les valeurs sont les suivantes :

$\nu = 0$  a l'ELU.

$\nu = 0.2$  a l'ELS.



**Figure I-3:** diagramme contrainte – déformation du béton à L'ELU.

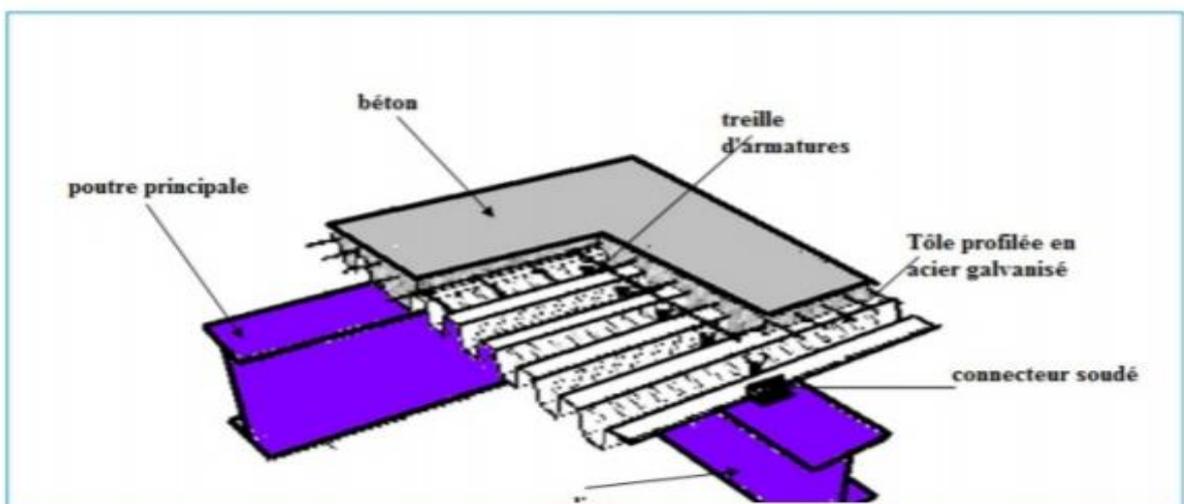
#### I-2-2-4 Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 7 portiques à quatre versants, et de 3 portiques à deux versants. Ces portiques assure la stabilité transversale de l'ossature et la stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilité.

##### •les planchers:

La structure comporte deux planchers collaborant constitués de :

- ✓ Une dalle en béton armé.
- ✓ Armatures.
- ✓ une tôle nervurée
- ✓ Des solives.
- ✓ Des goujons connecteurs.



**Figure I-4 :** plancher mixte a dalle collaborant

**●La toiture :**

La toiture est réalisée en panneaux sandwich. Ces derniers offrent l'avantage de rassembler à un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité. Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante.

Pour cet ouvrage, nous avons utilisé des panneaux sandwichs du type « TL 75 » constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.

**●les façades et cloisons :**

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwich fixés aux lisses de bardages, Et des murs en maçonnerie au niveau de RDC.

**I-2-2-5 Les Assemblages :**

Les principaux modes d'assemblages sont :

**●le boulonnage :**

Le boulonnage est l'un des moyens d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas on a utilisé des boulons de haute résistance (HR) de classe 10.9 et 8.8 pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

**I-3 Règlements utilisés :**

- ✓ **CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.
- ✓ **RPA 99** : Calcul des structures en Béton Armé
- ✓ **DTR C2.2** : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- ✓ **RPA99** : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- ✓ **RNV 2013**: Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- ✓ **Eurocode 3** : (calcul des structures métalliques).
- ✓ **Eurocode 4** :( calcul des structures mixtes).

**I – 4 Les états limites:**

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue .On distingue :

### **I-4-1Etat limite ultime (E.L.U) :**

Les états limites ultimes sont associés a la ruine de la structure, ils comprennent :

- ✓ La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties.
- ✓ La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

### **I-4-2Etat limite de service (E.L.S.) :**

Les états limites de service correspondent au dépassement des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- ✓ les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages a des éléments non structuraux.
- ✓ les vibrations incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.

## **I-5 les charges d'actions :**

### **I-5-1Actions permanent $G_i$ :**

Poids propre des éléments de la construction.

Poids propre des équipements fixes.

### **I-5-2Actions variables $Q_i$ :**

Charges d'exploitation

Charges appliquées en cours d'exécutions.

### **I-5-3Actions climatiques :**

Vent (W)

Neige (S)

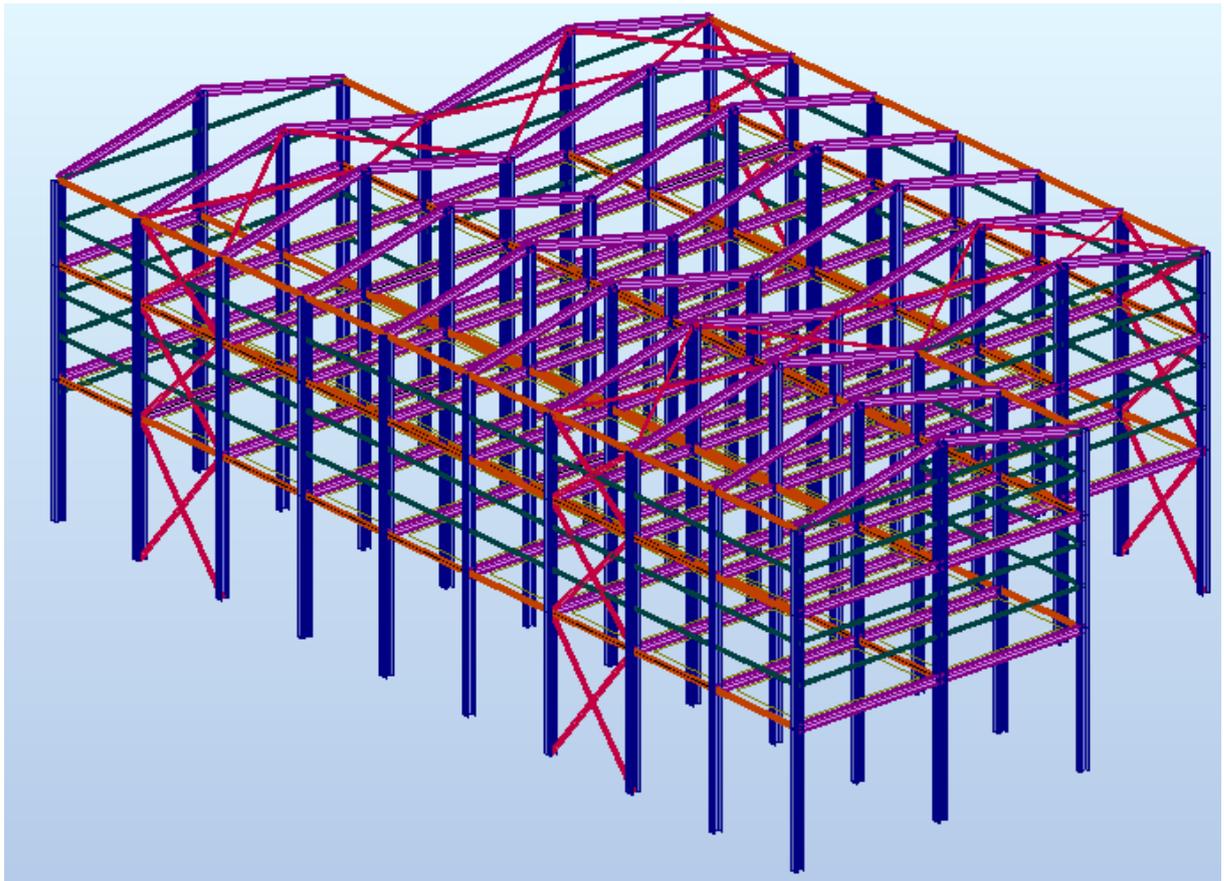
### **I-5-4Actions accidentelles $E_i$ :**

Le Séisme.

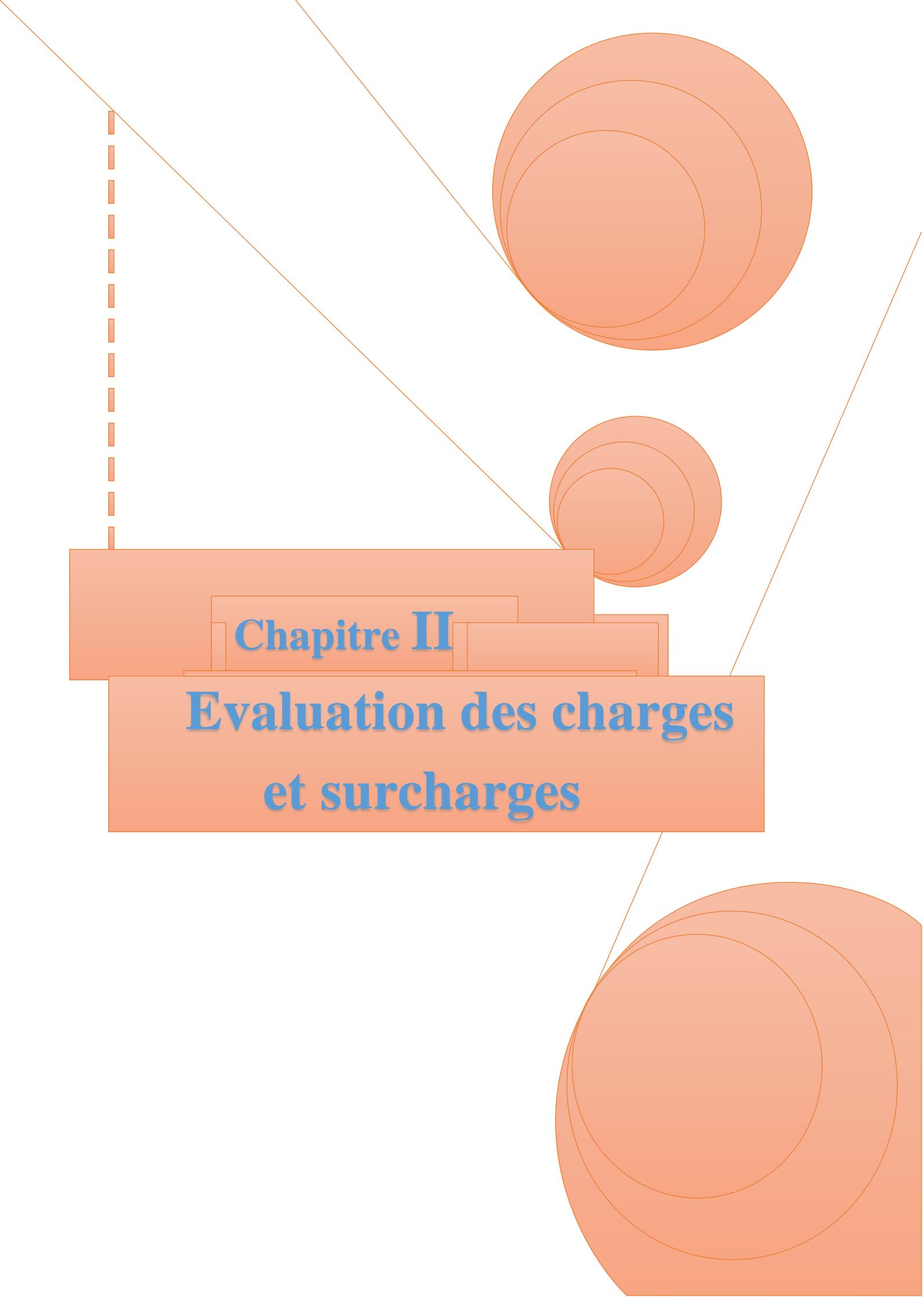
## **1-6- Présentation des systèmes du contreventement :**

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du Séisme dans la structure et les transmettre aux fondations.

La structure est contreventée par des palées de stabilité verticales dans chaque direction, Transversale et longitudinale en croix de Saint André. Elles sont posé entre deux files de poteaux et poutre et liées à ceux-ci par un assemblage.



**Figure I-5 :** le système de contreventement



**Chapitre II**

**Evaluation des charges  
et surcharges**

### II-1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons définir les différentes charges agissant sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitations et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

### II-2 Charges permanentes :

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture de bardage.

- ✓ Bardage en tôle nervurée TL35 .....10.544dan/m<sup>2</sup>.
- ✓ Couverture en tôle nervurée TL 75.....13.834dan/m<sup>2</sup>.

### II-3 surcharges d'exploitations :

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques permanentes.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100dan au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitations sont déterminées suivant document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

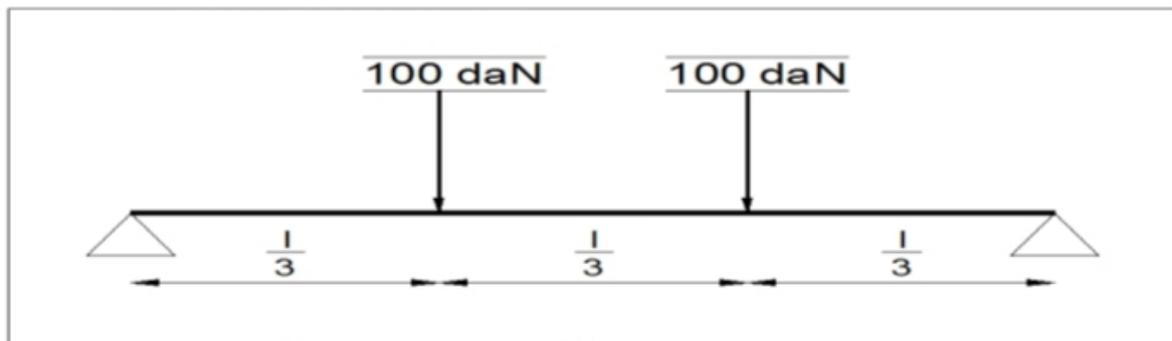


Figure II-1 : Charge d'exploitations ponctuelles de poutres.

### II-4 Surcharge climatiques :

#### II-4-1 Action la neige :

Le règlement RNV 2013 définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessous du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment

sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000** mètres.

#### **II-4-1-1 Calcul de la charge de neige sur le sol $S_K$ :**

La charge caractéristique de neige sur le sol  $S_K$  par unité de surface est fonction de la localisation géographique et l'altitude du lieu considéré. La valeur de  $S_K$  est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude  $H$  du point considéré ( par rapport au niveau de la mer ) et représentées graphiquement sur la figure 1 .( RNV 2013 Art 4 )

▪ Zone A :	$S_K = \frac{0,07H+15}{100}$
▪ Zone B :	$S_K = \frac{0,04H+10}{100}$
▪ Zone C :	$S_K = \frac{0,0325H}{100}$
▪ Zone D :	(pas de neige une charge représentant l'ensablement des terrasses)

✚ Notre structure implantée dans la wilaya de Tizi Ouzou (Sidi Naamane ).

✚ Terrain de catégorie III zone suburbaine (zone industrielle). (RNV 2013)

✚ Le projet est implanté à Sidi Naamane qui classe en **zone A** (zone de neige), l'altitude par rapport au niveau de la mer est  **$H = 150$  m** donc :

$$S_K = \frac{0,07 H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 150 + 15}{100} = 0,255 \longrightarrow S_K = 0,255 \text{ KN / m}^2$$

#### **II-4-1-2 Calcul des charges de la neige $S$ sur la toiture :**

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

$$S = \mu \cdot S_K \quad [\text{KN / m}^2] \quad \text{RNV 2013 P 18}$$

d ou :

- $S_K$  (en  $\text{KN / m}^2$ ) : est la charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude et la zone de neige.

- $\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture (coefficient de forme).

**II-4-1-3 Calcul du coefficient de forme  $\mu$  :**

Les valeurs des coefficients de forme  $\mu$  données ci-après concernant les toitures de forme courante. Pour des formes particulières de toiture. Le cahier des charges doit être préciser la valeur à prendre en compte

Pour notre construction on a une toiture a versant multiples symétrique avec l'inclinaison de la toiture  $\alpha=12,77$

( $\alpha$ )pente du versant (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient $\mu_1$	0,8	$0,8(\frac{60-\alpha}{30})$	0
Coefficient $\mu_2$	$0,8 + 0,8(\frac{\alpha}{30})$	1,6	-

**Tableau II-1 : coefficient de forme pour toiture a versant multiples**

▪ **Sans accumulation :**

$$\alpha = 12,77 \implies 0 \leq \alpha \leq 30 \implies \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,255 = 0,204 \text{ KN / m}^2 \implies \text{par projection horizontal}$$

$$S = 0,204 \cos 12,77 = 0,199 \text{ KN / m} \implies \text{sivant rampant}$$

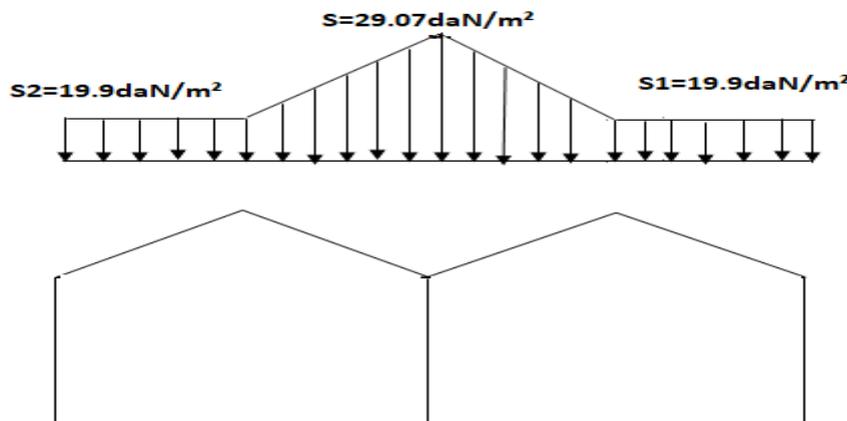
$$S1 = 19,90 \text{ dan / m}^2$$

▪ **Avec accumulation**

$$\alpha = 12,77 \implies 0 \leq \alpha \leq 30 \implies \mu = 0,8 + 0,8(\frac{\alpha}{30}) = 0,8 + 0,8(\frac{12,77}{30}) = 1,14$$

$$S(\alpha) = \mu_2 \times S_K = 1,14 \times 0,255 = 0,2907 \text{ KN / m}^2$$

$$S(\alpha) = 29,07 \text{ Dan / m}^2$$



**Figure II.2 : charge de neige sur la toiture**

### II-4-2 Action du vent :

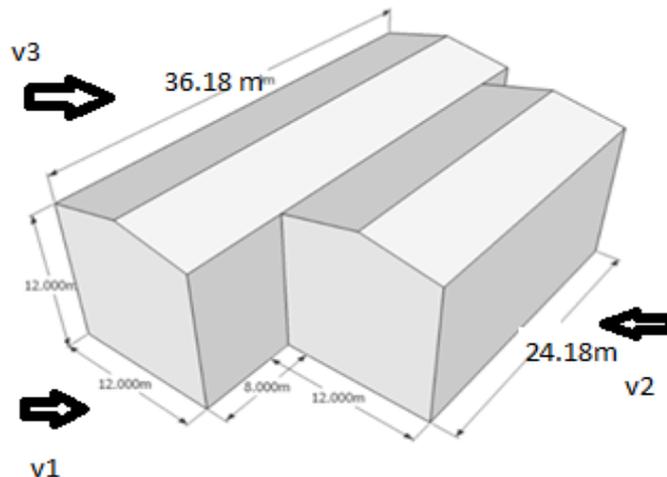
L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude doit être effectuée pour la détermination des différentes actions dues au vent ceci dans toute la direction possible.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité.
- La région.
- le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Selon les sens possible du vent et la géométrie de notre ouvrage, huit cas sont envisager et a considérer dans les calculs :

- Vent sur la façade principale surpression intérieure.
- Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- Vent sur façade latérale gauche surpression intérieure.
- Vent sur la façade gauche avec dépression intérieure.
- Vent sur la façade latérale droite avec surpression intérieur.
- Vent sur la façade latérale droite avec dépression latérale.



**FigureII-3** : les trois directions principales de vent

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure.

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation <Reglement neige et vent> RNV99- version 2013.

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$P_h = c_d \cdot q_{dyn} (c_{pe} - c_{pi})$$

**Avec :**

$q_{dyn}$  : pression dynamique du vent

$c_d$  : coefficient dynamique

$c_{pe}$  : coefficient de pression extérieur.

$c_{pi}$  : coefficient de pression intérieur.

#### II-4-2-1 Données relative au site :

Le site du projet se trouve à Sidi Naamane, wilaya de Tizi Ouzou .

- ✓ Zone du vent I..... $q_{ref} = 37.5 \text{ dan/m}^2$
- ✓ Terrain de catégorie III ..... $K_t = 0.215$  ;  $h_0 = 0.3 \text{ m}$  ;  
 $h_{min} = 5 \text{ m}$
- ✓ Nature du site : plat ..... $C_t = 1$

#### II-4-2-2 Coefficient dynamique $c_d$ :

Le coefficient dynamique  $c_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplifications dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que des matériaux de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique de hauteur de 13.36 m donc inférieure à 15m, on prend :  $c_d = 1$ ..... (RNV -VERSION 2013)

Donc :  $c_d < 1.2$

⇒ la construction est peut sensible aux excitations dynamiques.

#### II-4-2-3 La pression dynamique de pointe $q_{dyn}$ :

la pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  à la hauteur de référence  $Z_e$  est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn} = q_{ref} \cdot c_{ex}(z_e) \quad (\text{dan/m}^2) \dots \dots \dots \text{RNV 2013(p50)}.$$

**Avec :**

$q_{réf}$ : la pression dynamique de référence pour les construction permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

$$q_{réf} = 37.5 \text{ dan /m}^2$$

⇒ Il est donnée par le tableau suivant .....**RNV 2013(p50)**

Zone	$q_{réf}$
I	375
II	435
III	500
IV	575

**Tableau II-2** :valeur de la pression dynamique de référence

$c_{ex}$  : Coefficient d'exposition au vent, en fonction de coefficient de rugosité ( $c_r$ ), et du coefficient de topographie ( $c_t$ ).

**II-4-2-4 Détermination du coefficient d'exposition  $c_{ex}$  :**

Le coefficient d'exposition au vent  $c_{ex}$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$c_{ex}$  est donné par la formule suivante :

$$c_e(z) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) + [1 + 7 I_v(z)]$$

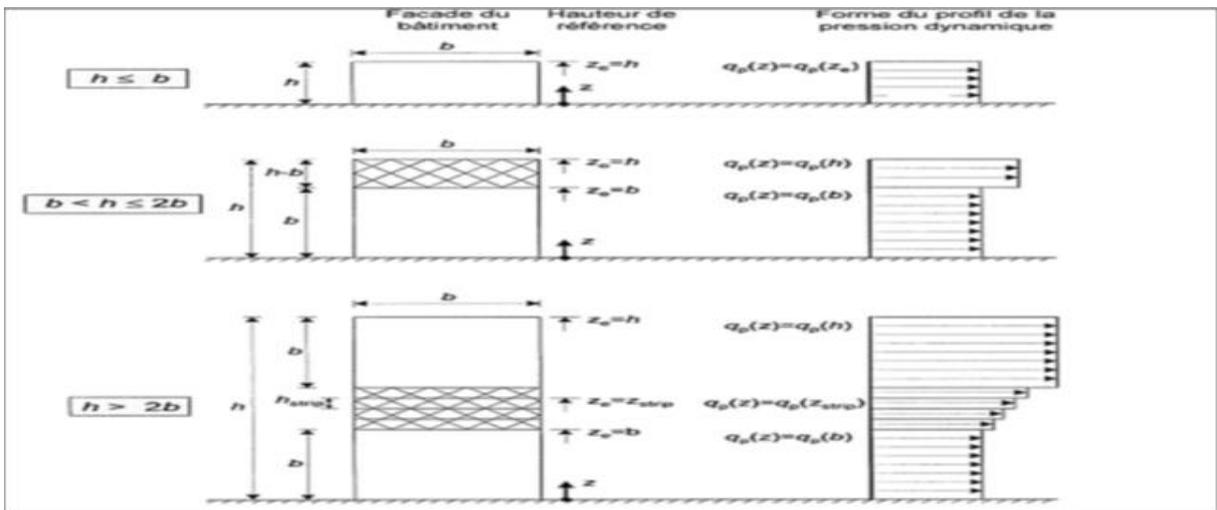
Avec :  $c_r$  : coefficient de rugosité.

$c_t$  : coefficient de topographie.

$I_v(z)$  : l'intensité de turbulence.

Z(en m) : est la hauteur considérée.

**•La hauteur de référence  $z_e$  :**



**Figure II-4** :hauteur de référence  $z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

Dans notre cas :

$$12 < 13.36 < 24. \Rightarrow b < 2h < 2b \dots\dots\dots \text{RNV 2013 (P51).}$$

**Donc :**

**Z = 13.36 dans la toiture.**

**Z = 12 m dans les parois verticales.**

**II-4-2-5 Coefficient de rugosité (c<sub>r</sub>) :**

Le coefficient de rugosité **Cr(z)** traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il se définit par la loi logarithmique (logarithme népérien) ....**RNV 2013 P53.**

$$c_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \dots\dots\dots \text{Si } Z_{min} \leq Z \leq 200m.$$

$$Cr(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \dots\dots\dots \text{Si } Z < Z_{min}.$$

Avec :  $K_t$  : facteur de terrain.

$Z_0$  : paramètre de rugosité.

$z_{min}$  : Hauteur minimale.

Categorie de terrain	$K_t$	$Z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
III	0.215	0.3	5

**Tableau II-3 : caractéristiques de notre terrain ( RNV 2013,tableau 2.5 p 53 )**

On a :  $Z_0 = 0.3 \text{ m}$  ;  $Z_{min} = 5\text{m}$  ;  $K_T = 0.215$

$$\Rightarrow z_{min} = 5\text{m} < h = 13.36\text{m} < 200\text{m}$$

$$\text{Donc : } Cr = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)$$

▪ **Dans la toiture :**

$$c_r(z = 13.36 \text{ m}) = 0.215 \times \ln\left(\frac{13.36}{0.3}\right) = 0.816$$

$$c_r(z = 13.36\text{m}) = 0.816$$

▪ **Dans la paroi verticale :**

$$Cr(z = 12 \text{ m}) = 0.215 \times \ln\left(\frac{12}{0.3}\right) = 0.793$$

$$c_r(z = 12 \text{ m}) = 0.793$$

**II-4-2-6 le coefficient de topographie .**

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

Le site est plat, donc  $c_t(z) = 1 \dots\dots\dots$ (RNV 2013)

**II-4-2-7 L'intensité de turbulence :**

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par :

$$I_V(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > z_{min}$$

$$I_V(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z < z_{min}$$

**On a  $z_{min} = 5\text{m} < z = 13.36\text{m}$**

$$\Rightarrow I_V(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

- **Paroi verticale :**  $z = 12\text{ m} > z_{min} = 5\text{ m}$

$$I_V(12\text{ m}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12}{.30}\right)} = 0.271$$

**Donc le coefficient d'exposition est :**

$$C_{ex}(12\text{ m}) = c_t^2 \times c_r^2 \times (1 + 7I_V) = 1.0^2 \times 0.793^2 \times (1 + 7 \times 0.271) = 1.82$$

$$c_{ex}(12\text{ m}) = 1.82$$

- **La toiture :**  $z = 13.36\text{ m} > z_{min} = 5\text{m}$

$$I_V(13.36\text{ m}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{13.36}{.30}\right)} = 0.264$$

**Donc le coefficient d'exposition est :**

$$c_{ex}(13.36\text{ m}) = c_t^2 \times c_r^2 \times (1 + 7I_V) = 1.0^2 \times 0.816^2 \times (1 + 7 \times 0.264) = 1.89$$

$$c_{ex}(13.36\text{m}) = 1.89$$

**On résume les résultats dans le tableau suivant :**

	cex	qref(N/m <sup>2</sup> )	qp ( N/m <sup>2</sup> )
Parois verticales	1.82	375	683.13
toiture	1.89	375	711.13

**Tableau II-4 :** valeurs de  $q_{ref}$ ,  $q_p$ ,  $c_{ex}$ .

**II-4-2-8 Le coefficient de pression extérieure  $c_{pe}$  :**

les coefficients de pression extérieure  $c_{pe}$  applicable aux bâtiments et aux parties de bâtiments, ils dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieurs sont données pour des surfaces chargées A de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup> dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés  $c_{pe1}$  pour les

coefficients locaux, et  $c_{pe10}$  pour les coefficient globaux, respectivement ( **chapitre 5 :coefficient de pression p 80 RNV 2013**)

- $C_{pe} = C_{pe1}$   $S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$   $1m^2 < s < 10 m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$   $S \geq 10m^2$

**Remarque :**

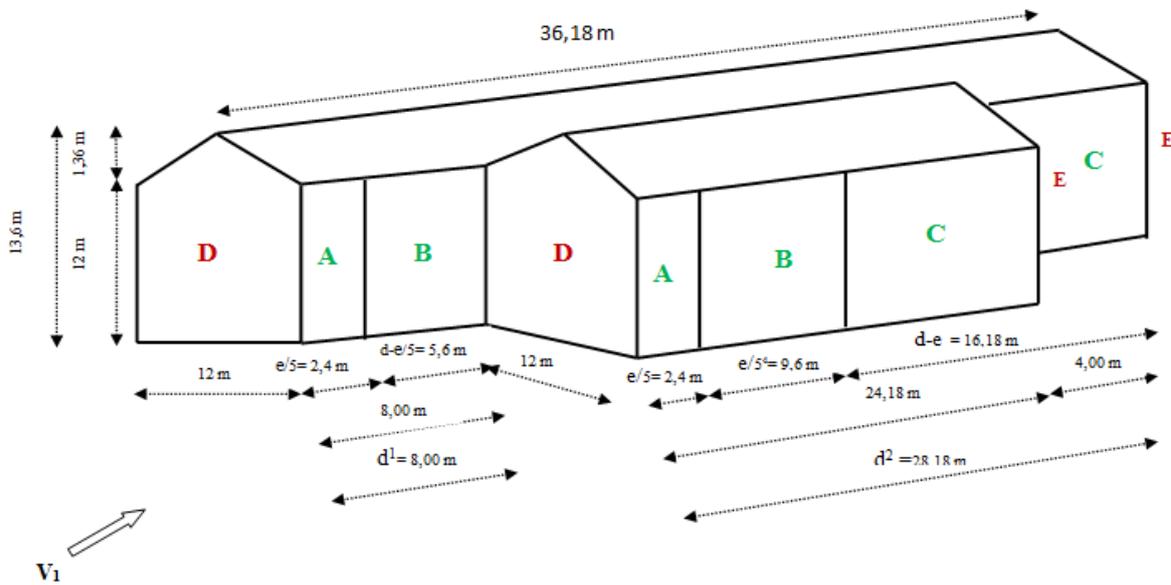
Dans nos calculs on considère deux cas :

- ✓ le cas ou les portes et les fenêtres sont fermées.
- ✓ le cas ou les portes et les fenêtres sont ouvertes.

**II-4-3 Direction du vent perpendiculaire au pignon v1 :**

**II-4-3-1 pour les parois verticales :**

Pour cette direction  $\Rightarrow b1 = 12 m ; d1 = 8 m \quad h1 = 13.36 m$   
 $b2 = 12 m ; d2 = 24.18 m \quad h2 = 13.36$



**Figure II-5 :**La direction DU VENT V1

●pour  $d = 8 m :$

$e = \min (b ; 2h ) = \min ( 12 m ; 26.72 m ) = 12 m$

donc  $e > d \Rightarrow$  alors on a juste la présence de deux zone A et B

• pour  $d = 28.18\text{m}$  :

$$e = \min ( b ; 2h ) = \min ( 12 \text{ m} ; 26.72 \text{ m} ) = 12 \text{ m}$$

donc  $e < d$

alors on a trois zone A et B et C .

ZONE	SURFACE ( m <sup>2</sup> )	LE COEFFICIENT DE PRESSION
D	144	+0.8
E	144	-0.3
A	28.8	-1.0
B	67.2	-0.8
C	193.9	-0.5

Tableau II-5 : valeurs de surfaces et de coefficient cpe de chaque zone de parois verticales

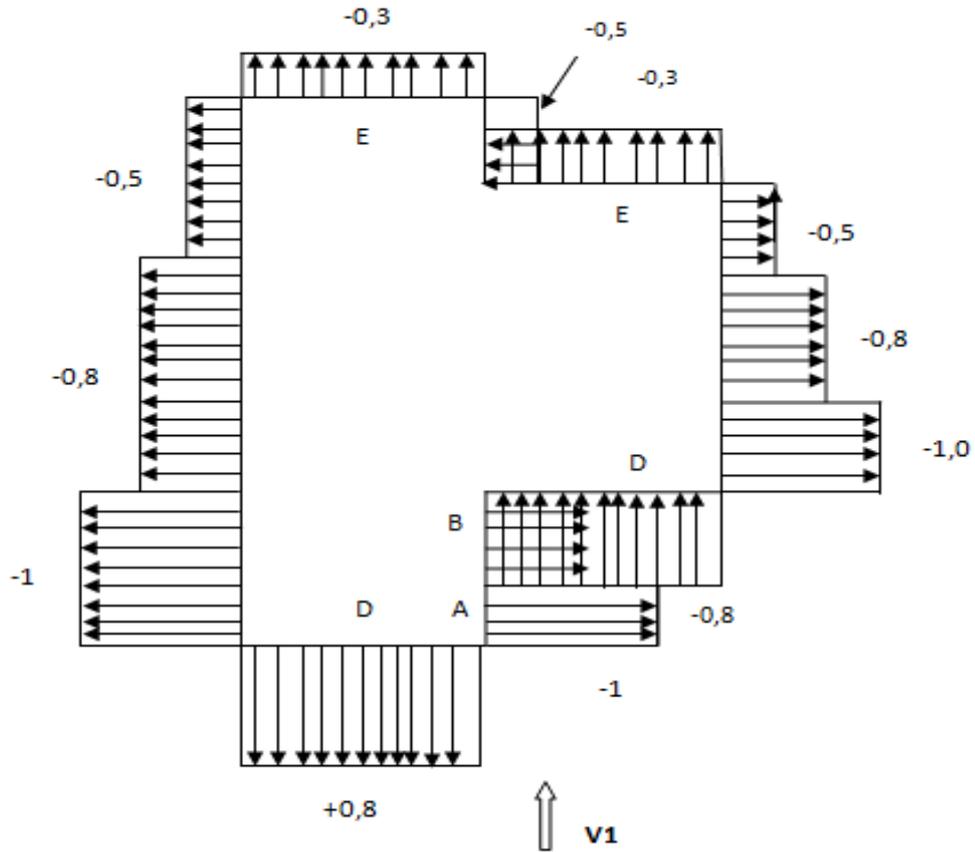
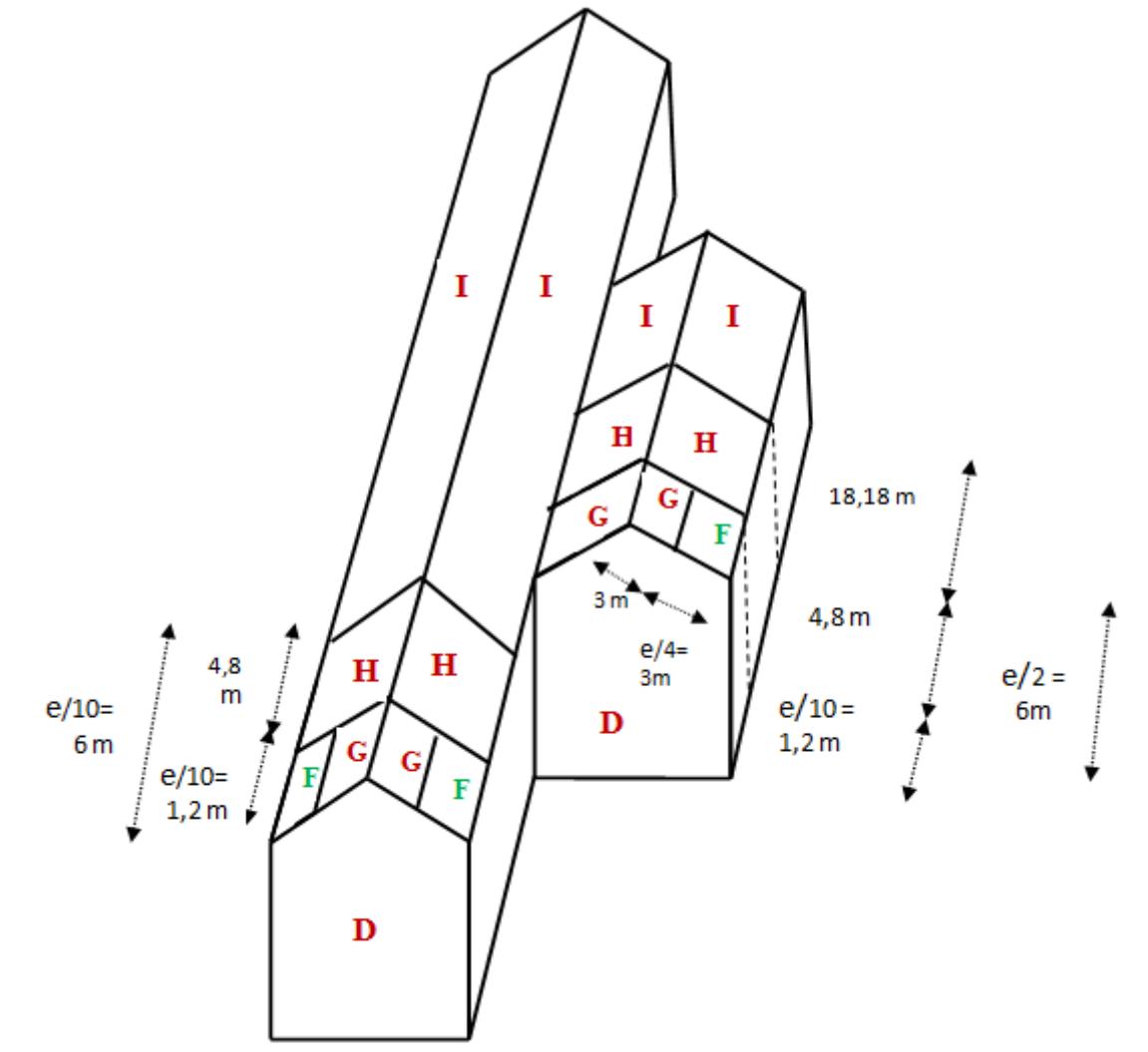


Figure II-6 : légende pour les parois verticale

**II-4-3-2 POUR LES VERSANTS DE TOITURE :**



**Figure II-7 : Direction de vent V1(versant de toiture )**

On a une toiture a multiple versants  $\alpha = 12.77^\circ$

Donc on trouve le coefficient de pression extérieure par l interpolation linéaire entre les valeurs de coefficient extérieur de  $\alpha = 5^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$

Zones	Coefficient extérieur
F	-2.04
G	-1.3
H	-0.62
I	-0.5

**Tableau II-5 : valeurs des coefficients cpe pour les versants de toiture**

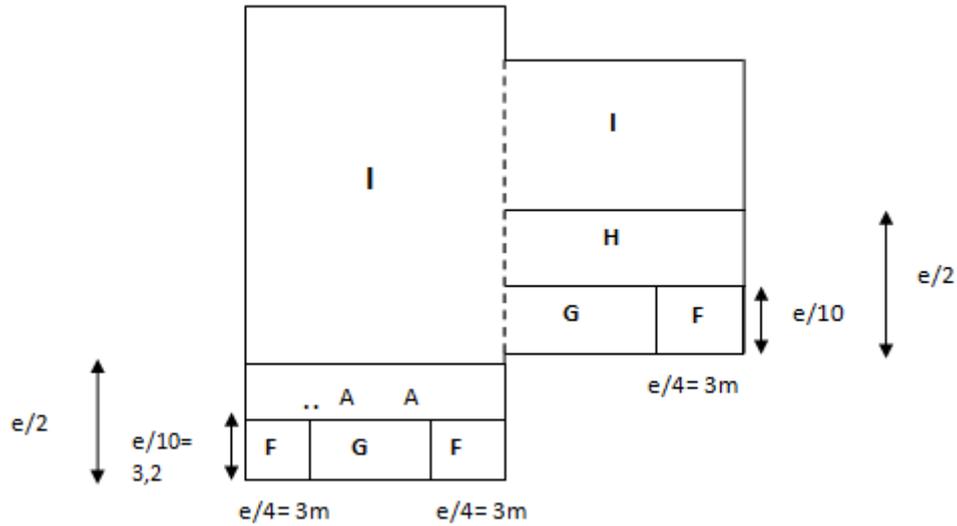


Figure II-8 : légende pour les versants de toiture dans direction v1

### II-4-3-3 le coefficient de pression intérieure :

➤ dans le cas où toutes les ouvertures sont ouvertes :

la combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérés comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

le coefficient de pression  $c_{pi}$  est en fonction de perméabilité  $\mu$  et le rapport  $h/d$ .(RNV 2013)

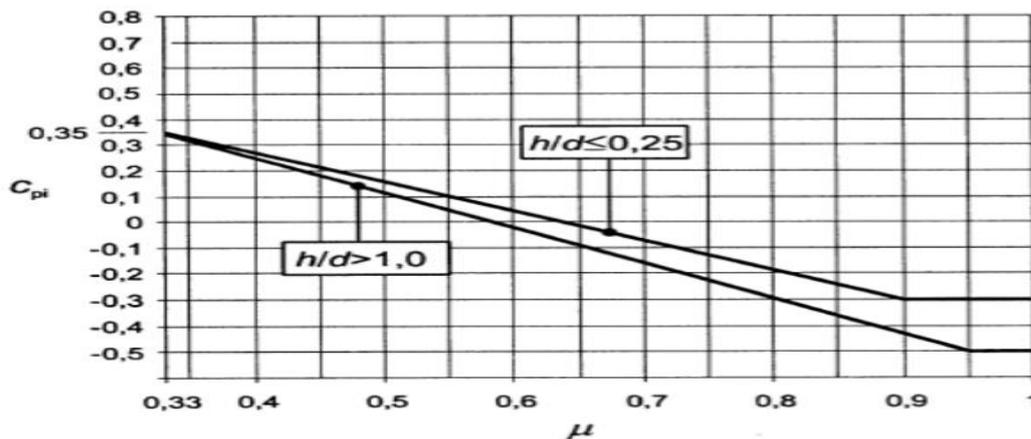


Figure II-9 : Coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.

• La face dominante :

Aire des ouvertures :  $13(1.8 \times 1.5) + 2(3 \times 2.24) + (5 \times 4.8) + 2(1.2 \times 2.25) = 77.94 \text{ m}^2$

Aire de la paroi :  $36.16 \times 12 = 433.92 \text{ m}^2$

$$\frac{A_{ouv}}{A_{paroi}} = \frac{77.94}{433.92} = 17 \% < 30 \%$$

⇒ la grande face n'est pas dominante.

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure **c<sub>pi</sub>** est déterminé à partir de la **5.14 du RNV 2013** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) est la dimension parallèle au vent et  $\mu_p$  est l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aires des ouvertures ou } c_{e < 0}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \cdot$$

Notre structure possède :

- 2 portes de (3×2.24) m<sup>2</sup> dans le pignon
- 1 porte de (5×4.8)m<sup>2</sup>, et 2 porte de (1.2×2.25)m<sup>2</sup> dans le long pan
- 13 fenêtres de (1.8×1.5)m<sup>2</sup> dans le long pan

$$\mu_p = 0.91 \text{ et le rapport } h/d = 0.37$$

$$0.25 < h/d < 1$$

Par interpolation linéaire : **c<sub>i</sub> = 0.344**

**Donc la pression statique du vent est :**

$$p_h = c_d \times q_h (c_{pe} - c_{pi})$$

▪ **Parois verticales :**

Zones	qh(dan/m <sup>2</sup> )	Ce	ci	Ce - ci	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
<b>D</b>	68.32	+0.8	-0.344	+1.144	78.16
<b>E</b>	68.32	-0.3	-0.344	+0.044	3
<b>A</b>	68.32	-1	-0.344	-0.656	-44.81
<b>B</b>	68.32	-0.8	-0.344	-0.456	-31.15
<b>C</b>	68.32	-0.5	-0.344	-0.156	-10.657

**Tableau II-6 :** valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon v1

▪ **Versant de toiture :**

Zones	qh(dan/m <sup>2</sup> )	Ce	ci	Ce - ci	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	71.11	-2.04	-0.344	-1.696	-120.6
<b>G</b>	71.11	-1.3	-0.344	-0.956	-67.98
<b>H</b>	71.11	-0.62	-0.344	-0.276	-19.62
<b>I</b>	71.11	-0.5	-0.344	-0.156	-11.09

**Tableau II-7 :** valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon v1

➤  **dans le cas où toutes les ouvertures sont fermées :**

on calcule le coefficient de perméabilité :

$$\mu_p = 0 \text{ et le rapport } h/d = 0.37 \Rightarrow \mathbf{c_{pi} = 0.35}$$

**Donc la pression statique du vent est:**

▪ **Parois verticales :**

Zones	qh(dan/m <sup>2</sup> )	cpe	cpi	Cpe – cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
D	68.32	+0.8	0.35	0.35	30.74
E	68.32	-0.3	0.35	-0.65	-44.4
A	68.32	-1	0.35	-1.35	-92.23
B	68.32	-0.8	0.35	-1.15	-78.56
C	68.32	-0.5	0.35	-0.85	-58.07

**Tableau II-8 :** valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon v1(ouvertures fermées)

▪ **Versant de toitures :**

Zones	qh(dan/m <sup>2</sup> )	Cpe	cpi	Cpe – cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
F	71.11	-2.04	0.35	-2.39	-169.95
G	71.11	-1.3	0.35	-1.65	-117.33
H	71.11	-0.62	0.35	-0.97	-68.97
I	71.11	-0.5	0.35	-0.85	-60.44

**Tableau II-9 :** valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon v1(ouvertures fermées)

## II-4-4 Direction du vent perpendiculaire au long pan v2 :

### II-4-4-1 Pour les parois verticales :

Pour cette direction :

\* b 1 = 24.18    d 1 = 12m    h = 13.36m

\*b2 = 8m        d2 = 12m        h = 13.36m

\*b3 = 4m        d3 = 12m        h = 13.36m

\*pour b1 = 24.18 m    d1 = 12 m    h = 13.36m

e = min (b ,2h) = min (24.18, 26.72m) = 24.18m    ➡ d1 < e

\*pour b 2 = 8m        d 2 = 12m        h = 13.36m

$e = \min (b, 2h) = \min (8m, 26.72m) = 8m \quad \longrightarrow \quad d_2 > e$

\*pour  $b_3 = 4m \quad d_3 = 12m \quad h = 13.36m$

$e = \min (b, 2h) = \min (4m, 26.72m) = 4m \quad d_3 > e$

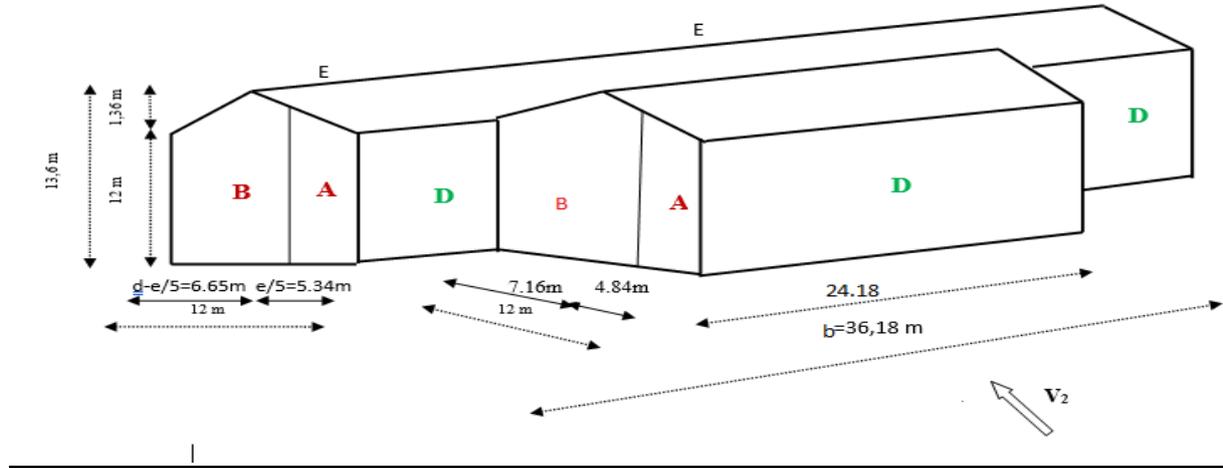


Figure II-10 :la direction du vent v2

**calcul de coefficient de pression :**

**a-Calcul des coefficients des pressions extérieures :**

Coefficient des pressions extérieures

Paroi D « au vent » :  $S_D = b \cdot h = 36.18 \cdot 13.36 = 483.09m^2 \geq 10m^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = +0,8$

Paroi E « sous vent » :  $S_E = b \cdot h = 36.18 \cdot 13.16 = 483.090m^2 \geq 10 m^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe} = -0,3$

Zone A «sous vent » : -  $A = 2/5 = 5.34m \longrightarrow S_a = 5.34 \cdot 12 = 64.08m$

$\longrightarrow S_A = 64.08m \geq 10m^2 \longrightarrow C_e = C_{e10} = -1.0$

$A = e/5 = 4.34 \longrightarrow S_A = 4.34 \cdot 12 = 57.98m^2$

$\longrightarrow S_A = 57.98m^2 \geq 10m^2 \longrightarrow C_e = C_{e10} = -1.0$

Zone B « sous vent » : -  $d - e/5 = 6.65m \longrightarrow S_B = 6.65 \cdot 12 = 79.8m^2$

$\longrightarrow S_B = 79.8 m^2 \geq 10m^2 \longrightarrow C_e = C_{e10} = -0.8$

$d - e/5 = 7.118m \longrightarrow S_B = 7.18 \cdot 12 = 85.92m^2$

$\longrightarrow S_B = 85.92m^2 \geq 10m^2 \longrightarrow C_e = C_{e10} = 0.8$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à  $10m^2$  donc la formule correspond est :

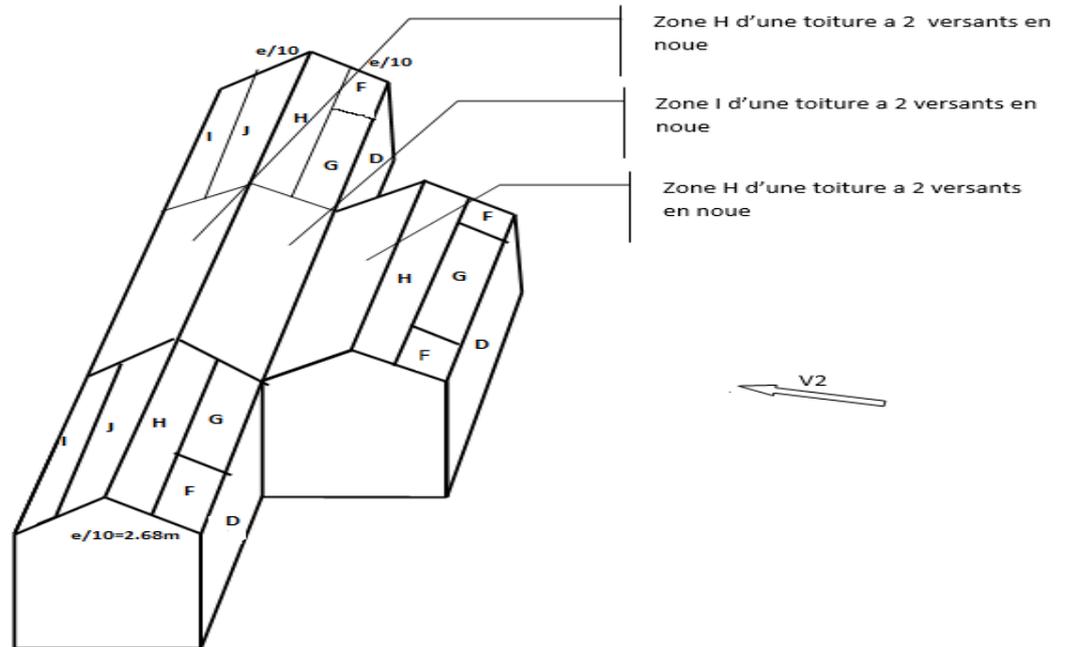
$C_{pe} = C_{pe, 10} .$

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	D	E	A	B	C
Ce	+0.8	-0.3	-1.0	-0.8	-0.5

**Tableau II-10** :valeurs du coefficient extérieur pour les parois verticales suivant la direction v2

**II-4-4-2 Pour les versants de toiture :**



**Figure II-11** : Direction de vent v2 (versant de toiture)

**calcul des coefficients extérieurs cpe :**

○ **Pour un bâtiment a deux versants :**

Par interpolation linéaire entre les valeurs de  $\alpha = 5^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$  on trouve :

$\alpha = 5^\circ$   $c_e = -1.7 \uparrow$  et  $c_e = 0 \downarrow$

$\alpha = 15^\circ$   $c_e = -0.9 \uparrow$  et  $c_e = 0.2 \downarrow$

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	J
Action $\uparrow$	-1.08	-0.89	-0.367	-0.445	-0.911
Action $\downarrow$	+0.155	+0.155	+0.155		+0.2

**Tableau II-11** : valeurs des cpe pour le bâtiment a deux versants suivant la direction du vent v2

○ **Pour le bâtiment a multiples versants :**

Par interpolation linéaire entre les valeurs de  $\alpha = 5^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$  on trouve :

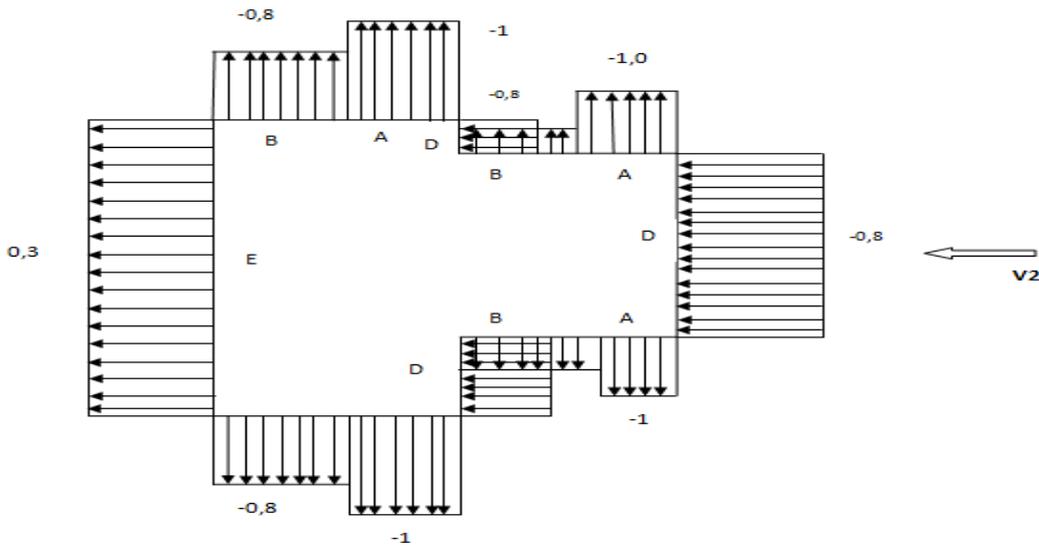
$\alpha = 5^\circ$   $c_{pe} = -1.7 \uparrow$  et  $c_{pe} = 0 \downarrow$

$\alpha = 15^\circ$   $c_{pe} = -0.9 \uparrow$  et  $c_{pe} = 0.2 \downarrow$

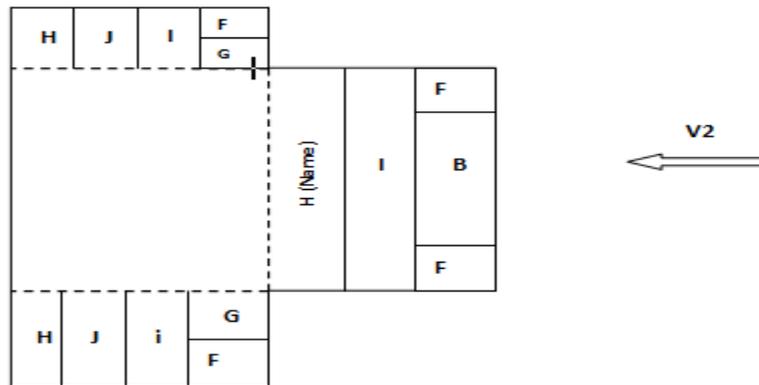
On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

zone	F	G	H	H(noue)	I(noue)	H(noue)
Action $\uparrow$	-1.08	-0.89	-0.367	-0.87	-0.52	$0.6 \times 0.87 = 0.52$
Action $\downarrow$	+0.155	+0.155	+0.155		0.04	

**Tableau II-12 :** valeurs des ce pour le bâtiment a multiples versants suivant la direction du vent v2



**Figure II-12 :** légende sur les parois verticales suivant v2



**Figure II-13 :** légende pour les versants de toiture suivant v2

**II-4-4-3 calcul de coefficient intérieur :**

➤ le cas ou toutes les ouvertures sont ouvertes :

Le coefficient de pression intérieure est essentiellement donné en fonction de la perméabilité des parois.

On a  $\mu_p = 0.17$  et le rapport  $h/d = 0.56$ .

$\Rightarrow 0.25 < h/d = 0.56 < 1$  donc par interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $c_{pi}(0.25)$  et  $c_{pi}(1)$

$$C_{pi}(0.25) = 0.35$$

$$C_{pi}(1) = 0.32$$

$$C_{pi} = 0.35 + \frac{0.32-0.35}{0.75} (0.56 - 0.25)$$

$$C_{pi} = 0.34$$

Donc la pression statique du vent est :

- **Parois verticales :**

Zone	Qh(dan/m <sup>2</sup> )	Cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
D	68.32	+0.8	0.34	0.46	+31.42
E	68.32	-0.3	0.34	-0.64	-43.72
A	68.32	-1.0	0.34	-1.34	-91.54
B	68.32	-0.8	0.34	-1.14	-77.88

**tableau II-13** :valeurs de la pression ph dans les parois verticales suivent la direction v2

- **Versant de toiture :**

Zone	Qh(dan/m <sup>2</sup> )	cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
F	71.11	-1.08	+0.34	-1.42	-100.98
		+0.155		-0.185	-13.15
G	71.11	-0.89	+0.34	-1.23	-87.46
		+0.155		-0.185	-13.15
H	71.11	-0.367	+0.34	-0.707	-50.27
		+0.155		-0.185	-13.15
I	71.11	-0.445	+0.34	-0.785	-55.82
J	71.11	-0.911	+0.34	-1.251	-88.96
		+0.2		-0.14	-9.95
H(noue)	71.11	-0.877	+0.34	-1.217	-86.54
I(noue)	71.11	-0.522	+0.34	-0.862	-61.3
		+0.04		-0.3	-21.33
H(noue)	71.11	-0.522	+0.34	-0.862	-61.3

**Tableau II-14** : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures suivent la direction v2

➤ dans le cas ou toutes les ouvertures sont fermées :

on a le coefficient de perméabilité  $\mu_p = 0$  et le rapport  $d/h = 0.57$ .

  $c_{pi} = 0.33$

donc la pression statique du vent est :

▪ Parois verticales :

Zone	Qh(dan/m <sup>2</sup> )	Cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
D	68.32	+0.8	0.33	0.47	+32.11
E	68.32	-0.3	0.33	-0.63	-43.04
A	68.32	-1.0	0.33	-1.33	-90.86
B	68.32	-0.8	0.33	-1.13	-77.20

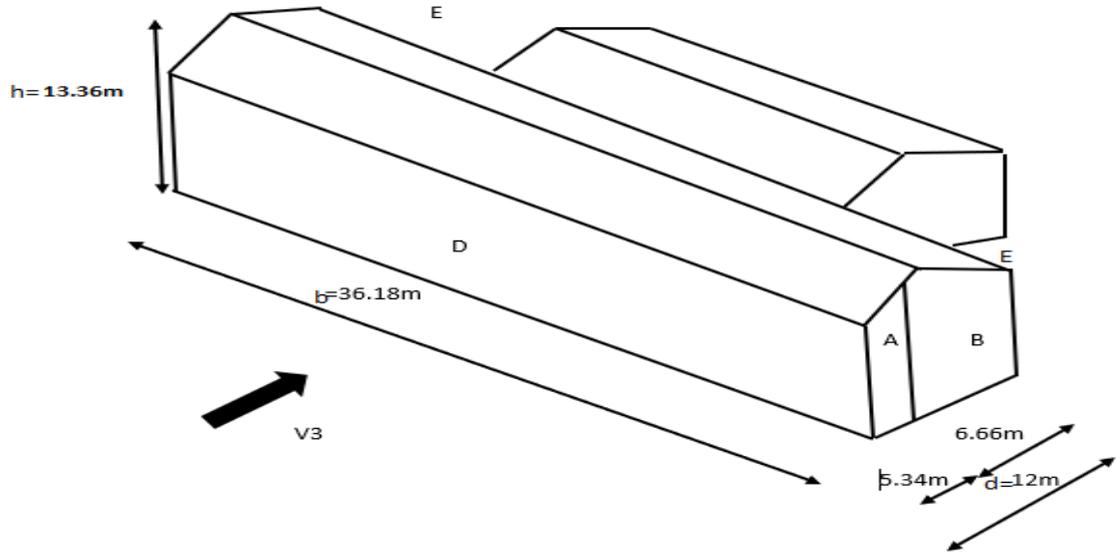
Tableau II-15 :valeurs de la pression statique du vent dans les parois verticales Suivant la direction v2(ouvertures fermées)

▪ Versant de toiture :

Zone	Qh(dan/m <sup>2</sup> )	cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
F	71.11	-1.08	+0.33	-1.41	-100.26
		+0.155		-0.175	-12.44
G	71.11	-0.89	+0.33	-1.22	-86.75
		+0.155		-0.175	-12.44
H	71.11	-0.367	+0.33	-0.697	-49.56
		+0.155		-0.175	-12.44
I	71.11	-0.445	+0.33	-0.775	-55.11
J	71.11	-0.911	+0.33	-1.241	-88.24
		+0.2		-0.13	-9.24
H(noue)	71.11	-0.877	+0.33	-1.207	-85.82
I(noue)	71.11	-0.522	+0.33	-0.852	-60.58
		+0.04		-0.29	-20.62
H(noue)	71.11	-0.522	+0.33	-0.852	-60.58

Tableau II-16 : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures suivent la direction v2.

**II-4-5 Direction du vent perpendiculaire au long pan v3 :**



**Figure II-14 :** la direction du vent v3

Pour cette direction :

$b = 36.18 \text{ m} ; \quad d1 = 12\text{m} \quad ; \quad h = 13.36$

$e = \min (b ; 2h) = 26.72 \text{ m}$

$\Rightarrow e > d$

**II-4-5-1 calcul des coefficients de pression :**

**+** coefficient de pression extérieur :

**Remarque :**

Pour cette direction on néglige les valeurs de pression extérieur du bâtiment de (24.18 m \* 13.36 m) car il est couvert par le bâtiment de (36.18 m \* 13.36 m)

- Parois verticale :

Zone	Surfaces (m <sup>2</sup> )	cpe
D	433.92	+0.8
E	433.92	-0.3
A	64.12	-1.0
B	79.92	-0.8

**Tableau II-17 :** Valeurs des surfaces et ce dans les parois verticales suivant la direction v3

II-4-5-2 Versant de toiture :

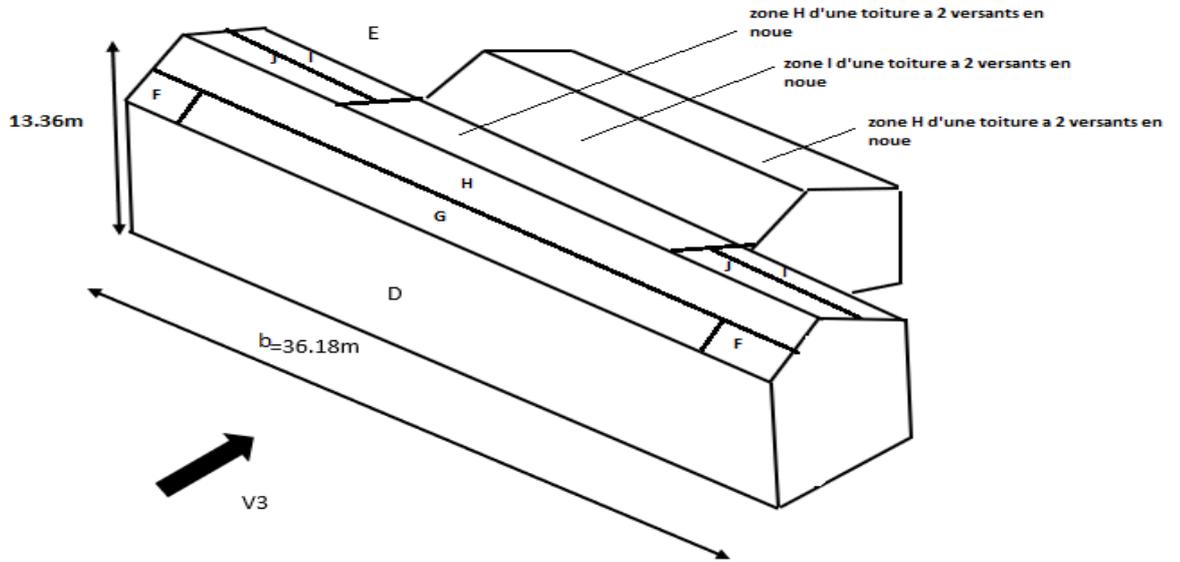


Figure II-15 : La direction de vent v3(versant de toiture)

Par interpolation linéaire entre la valeur de  $\alpha = 5^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$  on trouve :

$$\alpha = 5^\circ \quad c_{pe} = -1.7 \uparrow \quad \text{et} \quad c_{pe} = 0 \downarrow$$

$$\alpha = 15^\circ \quad c_{pe} = -0.9 \uparrow \quad \text{et} \quad c_{pe} = 0.2 \downarrow$$

par interpolation on résume les résultats dans le tableau suivant :

Zones	F	G	H	I	J
Action vers le haut	-1.08	-0.89	-0.367	-0.445	-0.911
Actions vers le bas	+0.155	+0.155	+0.155	/	+0.2

Tableau II-18 : Valeurs du coefficient extérieur pour les versants de toitures suivant la direction v3.

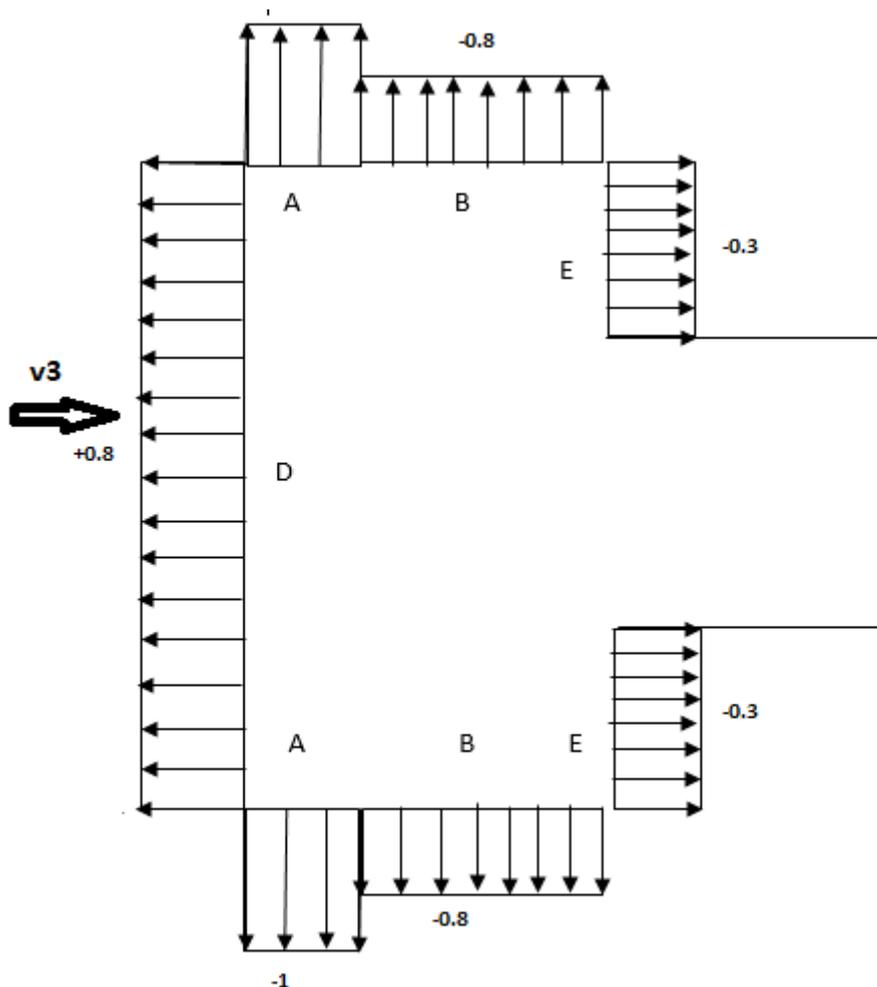


Figure II-16 : légende pour les parois verticales suivant la direction v3

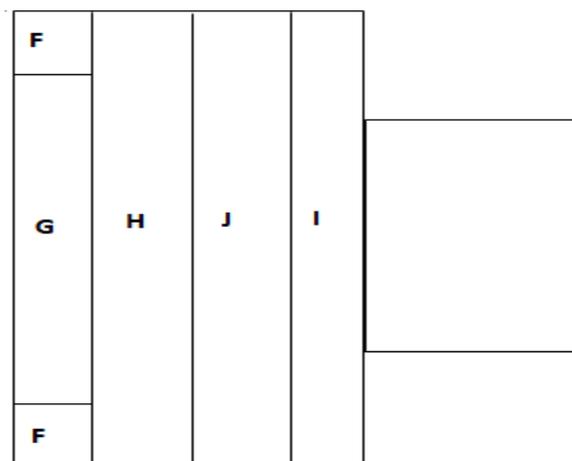


Figure II-17 : légende pour les versants de toitures suivant la direction v3.

**coefficient de pression intérieure :**

**➤ le cas ou toutes les ouvertures sont ouvertes :**

Le coefficient de pression intérieur est essentiellement donné en fonction de la perméabilité des parois.

On a  $\mu_p = 1$  et le rapport  $h/d = 0.55$ .

⇒  $0.25 < h/d = 0.55 < 1$  donc par interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $c_{pi}(0.25)$  et  $c_{pi}(1)$

$C_{pi}(0.25) = -0.3$

$C_{pi}(1) = -0.5$

$C_{pi} = -0.3 + \frac{-0.5 - (-0.3)}{0.75} (0.55 - 0.25)$

**$C_{pi} = -0.38$**

**Donc la pression statique du vent est :**

**• Parois verticales :**

Zone	Qh(dan/m <sup>2</sup> )	Cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
D	68.32	+0.8	-0.38	1.18	+80.62
E	68.32	-0.3	-0.38	0.08	5.46
A	68.32	-1.0	-0.38	0.28	19.13
B	68.32	-0.8	-0.38	0.42	28.69

**Tableau II-19 :** valeurs de la pression statique du vent dans les parois verticales suivent la direction v3

**▪ Versant de toiture :**

Zone	Qh(dan/m <sup>2</sup> )	cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
F	71.11	-1.08	-0.38	-0.7	-49.77
		+0.155		0.535	38.04
G	71.11	-0.89	-0.38	-0.51	-36.26
		+0.155		0.535	38.04
H	71.11	-0.367	-0.38	0.013	0.92
		+0.155		0.535	38.04
I	71.11	-0.445	-0.38	-0.065	-4.62
J	71.11	-0.911	-0.38	-0.531	-37.76
		+0.2		0.58	41.24

**Tableau II-20 :** valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures suivent la direction v3(ouvertures fermées).

➤ dans le cas où toutes les ouvertures sont fermées :

on a le coefficient de perméabilité  $\mu_p = 0$  et le rapport  $d/h = 0.56$ .

  $c_{pi} = 0.34$

donc la pression statique du vent est :

▪ **Parois verticales :**

Zone	Qh(dan/m <sup>2</sup> )	Cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
D	68.32	+0.8	0.34	0.47	+32.11
E	68.32	-0.3	0.34	-0.63	-43.04
A	68.32	-1.0	0.34	-1.33	-90.86
B	68.32	-0.8	0.34	-1.13	-77.20

**Tableau II-21 :** valeurs de la pression statique du vent dans les parois verticales  
Suivant la direction v3(ouvertures fermées)

▪ **Versant de toiture :**

Zone	Qh(dan/m <sup>2</sup> )	cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
F	71.11	-1.08	+0.34	-1.42	-100.97
		+0.155		-0.185	-13.15
G	71.11	-0.89	+0.34	-1.23	-87.46
		+0.155		-0.185	-13.15
H	71.11	-0.367	+0.34	-0.707	-50.27
		+0.155		-0.185	-13.15
I	71.11	-0.445	+0.34	-0.785	-55.82
J	71.11	-0.911	+0.34	-1.251	-88.95
		+0.2		-0.14	-9.95

**Tableau II-22 :** valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures  
suivent la direction v3(ouvertures fermées)

On résume les résultats les plus défavorable dans le tableau suivant :

➤ **Parois verticales :**

Zone	Ph(dan/m <sup>2</sup> )
D	80.62
E	-44.4
A	-92.23
B	-78.56
C	-58.07

Tableau II-23 : tableau recapulatif pour les parois verticales

➤ **Versant de toiture :**

Zone	Ph (dan/m <sup>2</sup> )
F	-169.95
G	-117.33
H	-68.97
I	-60.44
J	-88.96
H(noue)	-85.82
I(noue)	-60.58
H(noue)	-60.58

Tableau II-24 : tableau recapulatif pour les versants de toiture

**II-4-6 Calcul de la force de frottement :**

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{d}{b} \geq 3 \quad \text{ou} \quad \frac{d}{h} \geq 3$$

$$\Rightarrow d = 36.18 \text{ m} \quad b = 24 \text{ m} \quad h = 13.36 \text{ m}$$

$$\frac{36.18}{24} = 1.5 < 3 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{24}{13.36} = 1.8 < 3 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Donc les 2 conditions ne sont pas vérifiées  $\Rightarrow$  il n y a pas de force de frottement.

**II-4-7 Action d'ensemble :**

La résultante de la force exercée par le vent sur la structure peut être déterminé directement en utilisant l'expression :  $R = cd \zeta (\phi_i * A_{ref}) + \zeta F_{fr}$

On a :  $h = 13.36 \text{ m} < 15 \text{ m} \Rightarrow cd = 1$  (RNV 2013).

Le cas le plus defavorable est le le cas ou toutes les ouvertures sont fermées :

✚ *Direction de vent v1 :*

- *Calcul des surfaces tributaires de chaque zone :*

-zone F :  $SF1 = 3 \times 1.2 = 3.6 \text{ m}^2$

- zone G1 :  $SG1 = 6.3 \times 1.2 = 7.56 \text{ m}^2$

-ZONE G2 =  $9.3 \times 1.2 = 11.16 \text{ m}^2$

-Zone H :  $SH = 4.8 \times 12.3 = 59.06 \text{ m}^2$ .

-zone I :  $SI1 = 30.18 \times 12.3 = 370.97 \text{ m}^2$

Zone I2 :  $SI2 = 18.18 \times 12.3 = 223.37 \text{ m}^2$

Les valeurs des forces parallèles a la direction du vent v1 et les forces verticales sur la construction sont donnés par les tableaux ci après :

Zone	Rx (dan)	Rz(dan)
D	$30.74 \times 304.32 = 9354.79 \rightarrow$	00
E	$44.4 \times 304.32 = 13511.8 \leftarrow$	00
F	00	$10.8 \times \cos 12.77 \times 169.95 = 1790.06 \uparrow$
G	00	$18.72 \cos 12.77 \times 117.33 = 2142.08 \uparrow$
H	00	$118.12 \cos 12.77 \times 68.97 = 7945.22 \uparrow$
I	00	$594.34 \cos 12.77 \times 60.44 = 35033.38 \uparrow$
Ffr	00	00
<b>Total</b>	4157.08 $\leftarrow$	46910.75 $\uparrow$

**Tableau II-23 :** les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v1.

✚ *Direction du vent v2 :*

Zone	R <sub>x</sub> (dan)	R <sub>z</sub> (dan)
D	$32.11 \times 433.92 = 1393.17 \rightarrow$	00
E	$43.04 \times 433.92 = 18675.9 \leftarrow$	00
F	$100.26 \times 57.7 \text{tg}(12.77) = 1320.55 \leftarrow$	$1320.55/\text{tg}12.77 = 5826.54 \uparrow$
G	$86.75 \times 32.72 \text{tg}(12.77) = 643.32 \leftarrow$	$643.32/\text{tg}12.77 = 2838.46 \uparrow$
H	$49.66 \times 131.75 \text{tg}(12.77) = 1479.87 \leftarrow$	$1479.87/\text{tg}12.77 = 6529.5 \uparrow$
I	$55.11 \times 41.64 \text{tg}(12.77) = 520.09 \leftarrow$	$520.09/\text{tg}12.77 = 2294.74 \uparrow$
G	$88.24 \times 32.16 \text{tg}(12.77) = 643.16 \leftarrow$	$643.16/\text{tg}12.77 = 2834.31 \uparrow$
H(noue)	$85.82 \times 148.58 \text{tg}(12.77) = 2914.21 \leftarrow$	$2914.21/\text{tg}12.77 = 12858.1 \uparrow$
I(noue)	$60.58 \times 148.58 \text{tg}(12.77) = 2040.01 \leftarrow$	$2040.01/\text{tg}12.77 = 9000.94 \uparrow$
H(noue)	$60.55 \times 148.58 \text{tg}(12.77) = 2040.01 \leftarrow$	$2040.01/\text{tg}12.77 = 9000.94 \uparrow$
Ffr	00	00
total	28883.75 $\leftarrow$	51183.53 $\uparrow$

Tableau II-24 : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v2.

II-4-7-1 Calcul de la stabilité d'ensemble :

- Vérification de la stabilité transversale :

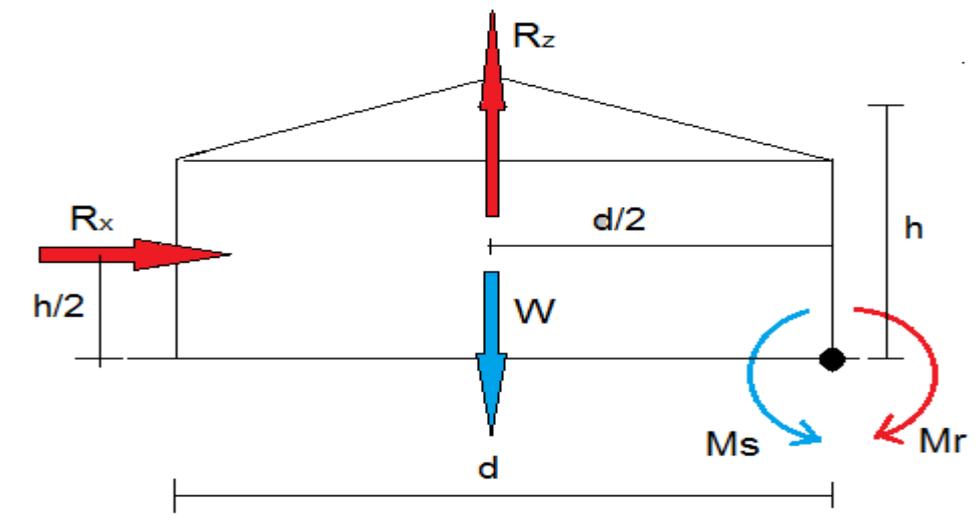


Figure II-18 : la stabilité transversale

Pour vérifier la stabilité transversale :

$$M_R \leq M_S$$

➤ **Calcul du moment de renversement  $M_R$  :**

$$M_R = R_X * H/2 + R_Z * d/2$$

$$M_R = 2883.75 * 13.36/2 + 51183.53 * 24/2$$

$$M_R = 807145.81 \text{ dan.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_S = W * d/2$$

W : est le poids propre de la structure.

NIVEAU	$W_{Gi}$ (dan )
Niveau 2	32277.26
Niveau 1	453979.34
RDC	484505.83

**Tableau II-25** : Le poids de la structure

⇒ Donc le poids total de la structure est :

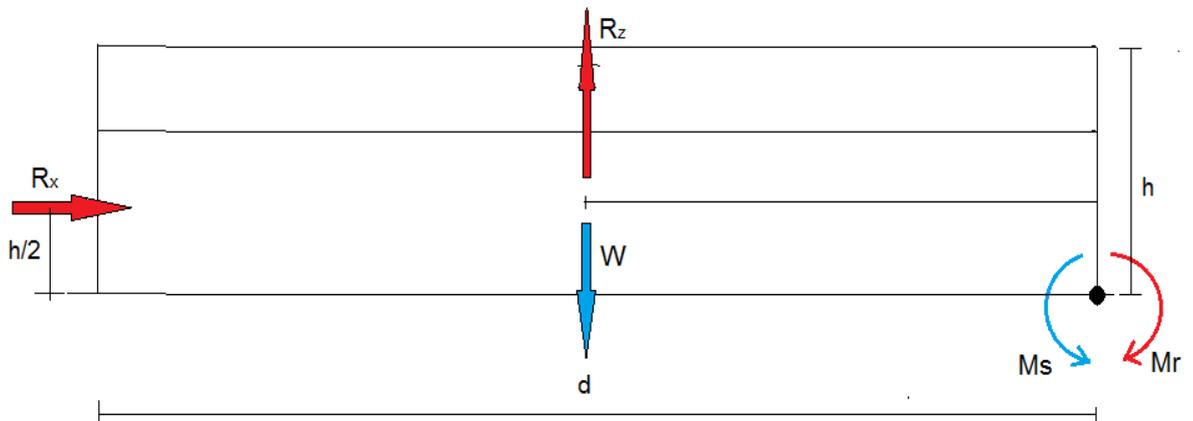
$$W = 970762.43 \text{ dan}$$

**Donc :**

$$M_S = 970762.43 * 24/2 = 11649149.16 \text{ dan}$$

$M_R = 807145.81 \text{ dan} < M_S = 11649149.16 \text{ dan} \Rightarrow$  la stabilité transversale est vérifiée

• **Vérification de la stabilité longitudinale :**



**Figure II-19** : la stabilité longitudinale

✚ Calcul du moment de renversement :

$$MR = RX * d/2 + RZ * h/2$$

$$MR = 4157.08 * 36.18/2 + 46910.75 * 13.36/2 = 388523.8 \text{ dan}$$

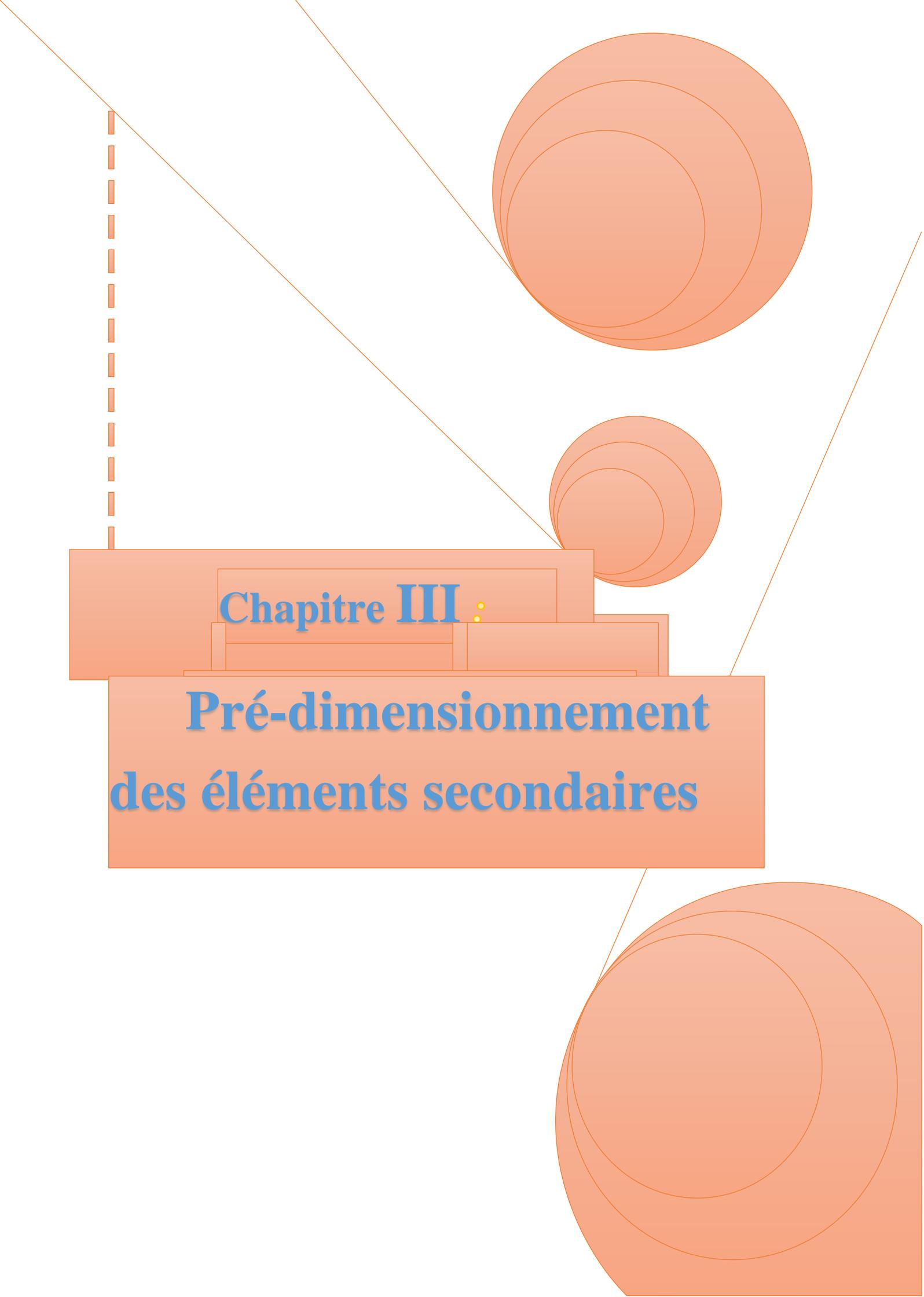
✚ Calcul du moment stabilisant :

$$MS = 970762.43 * 36.18 / 2 = 17561092.36 \text{ dan.}$$

Donc :

$$MR = 388523.8 \text{ dan} < MS = 17561092.36 \text{ dan.}$$

⇒ la stabilité longitudinale est vérifiée.

The background features several overlapping orange circles of varying sizes and thin orange lines that create a sense of depth and movement. A vertical dashed orange line is positioned on the left side of the page.

## Chapitre III :

# Pré-dimensionnement des éléments secondaires

### III-1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir et à dimensionner les sections des profiles qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'EUROCOD.3, le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité. Les profile concernés par cette étude sont : les pannes, les lisses de bardages.

### III-2 Quelques notions relatives au règlement CCM97 :

#### III-2-1 Objectif :

Le règlement **CCM97** a pour objectif la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments a ossature en acier.

#### Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit pas que des exigences relatives a la résistance mécanique, a l'aptitude au service et a la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti feu.

#### III-2-2 Domaine d'application :

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courant respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous :

- les bâtiments courant sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiment a usage d'habitation ou d'hébergement, a usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitaliers, les bâtiments a usage commerciale tel que les magasins.

-les structures fabriquées a partir de produits de construction en acier laminés a chaud a l'exception des nuances d'acier a haute résistance.

#### III-2-3 Classification des sections transversales selon le CCM97 :

Pour les besoins de calcul le **CCM97** a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suite :

- ✚ **Classe 1** : sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- ✚ **Classe 2** : sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

- ✚ **Classe 3** : sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le vilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- ✚ **Classe 4** : sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou a la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

### III-2 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont des éléments de profiles laminées, elles sont soumises à une flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d'entretien. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan du versant, elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures des traverses à un angle  $\alpha$  et elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H. Elles sont calculées pour pouvoir résister aux charges citées ci-haut.

#### III-2-1 Hypothèse de calcul :

Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens vertical.

Le vent agit perpendiculairement au versant.

La vérification se fera sous la combinaison la plus défavorable.

#### III-2-2 Les données de calcul :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L=4.02m$ .
- La distance entre axes des pannes (espace entre 2 pannes) de  $d=1.4m$  on aura alors 5 pannes sur chaque versant de toiture.
- L'inclinaison de chaque versant est  $\alpha=12.77^\circ$
- . – Les pannes sont en acier S235.
- $\rightarrow f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier)
- $\rightarrow E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

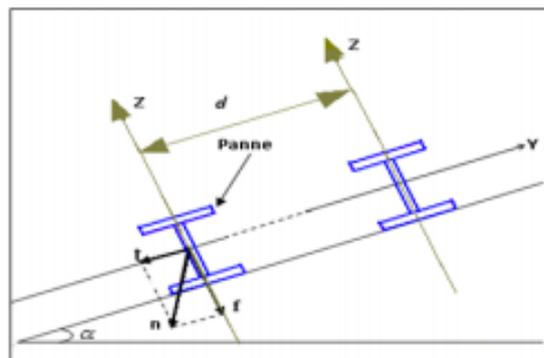


Figure III.1: Disposition des pannes

### III-2-3 Evaluation des charges et surcharges :

#### III-2-3-1 Les charges permanentes :

- Poids propre de couvertures (TL75) .....13,834kg/m<sup>2</sup>
- Poids estimé de la panne (IPE = 120) .....10.4kg/ml
- Isolant thermique .....5kg/m<sup>2</sup>
- Accessoire de pose .....4kg/m<sup>2</sup>
- Étanchéité .....4kg/m<sup>2</sup>
- e : espacement entre les pannes (e= 1,23m)

$$G = [(p_{tole} + p_{accessoire} + p_{isolant} + \text{étanchéité}) \times e] + p_{panne \text{ estimé}}$$

$$G = (5+4+4+13,834) \times 1,23 + 10.4$$

$$G = 43.4 \text{ kg/ml}$$

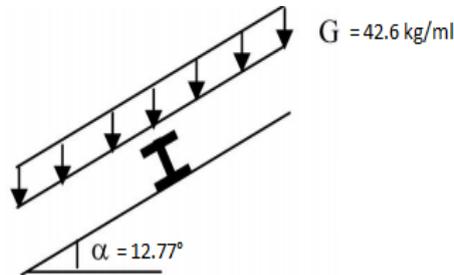


Figure III-2 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes

#### III-2-3-2 Les charges variables :

##### Surcharge climatique de vent 1: (soulèvement)

Les pannes le plus sollicité se trouvent dans la zone F de la toiture .

$$V_F = 169.95 \text{ kg /m}^2$$

$$V = 169.95 \times 1.23 = 209.03 \text{ kg/ml} \uparrow$$

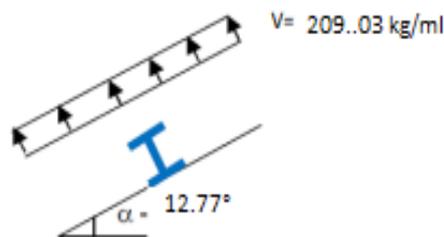


Figure III-3 : Surcharge de vent sur la panne

##### Surcharge climatique de neige :

La surcharge de neige est fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$$N = 29.07 \times 1.23 = 35.75 \text{ kg /ml} \downarrow$$

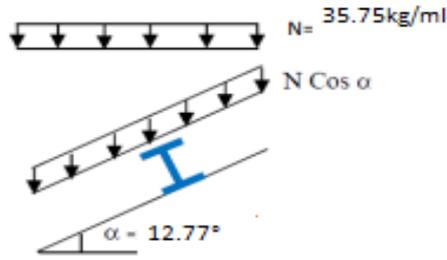


Figure III-4 : surcharge de neige sur la panne

**surcharge d'entretien « E » :**

La charge uniformément répartie  $q_E$  due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux flèches des charges uniformément réparties et celles des charges ponctuelles.

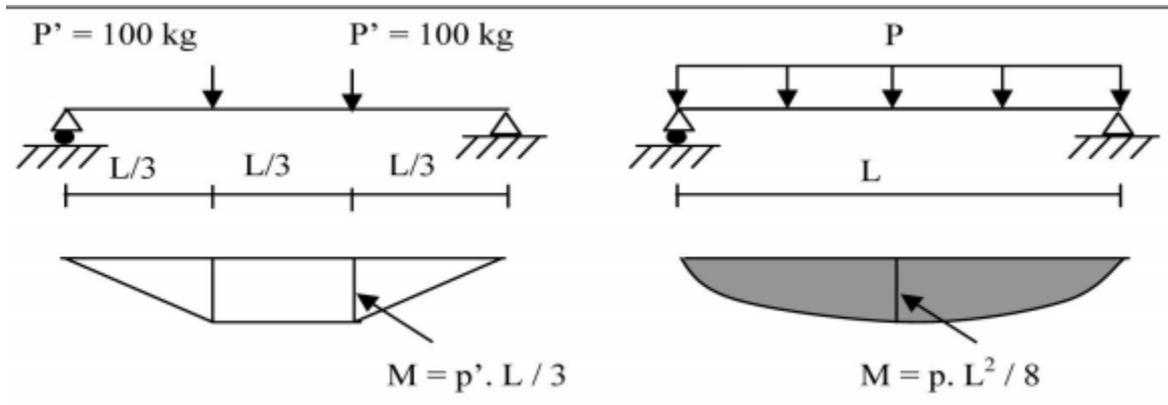


Figure III-5 : Schéma statique des charges d'entretien p et p' sur les pannes

**Décomposition des charges**

**Suivant l'axe Z-Z**

$$G_z = G \cos \alpha = 43.40 \cos 12.77 = 42.33 \text{ kg/ml} \downarrow$$

$$V_z = V = 209.03 \text{ kg/ml} \uparrow$$

$$N_z = N \cos \alpha = 35.75 \cos 12.77 = 34.26 \text{ kg/ml} \downarrow$$

**Suivant l'axe Y-Y**

$$G_y = G \sin \alpha = 43.4 \sin 12.77 = 9.6 \text{ kg/ml} \downarrow$$

$$V_y = 0$$

$$N_y = N \sin \alpha = 35.75 \sin 12.77 = 7.9 \text{ kg/ml} \downarrow$$

**III-2-4 Principe de pré dimensionnement :**

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axial).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de résistance (ELU)
- Condition de flèche (ELS).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III-2-4-1 vérification à l'État limite ultime (ELU)

✚ Vérification a la flexion déviée :

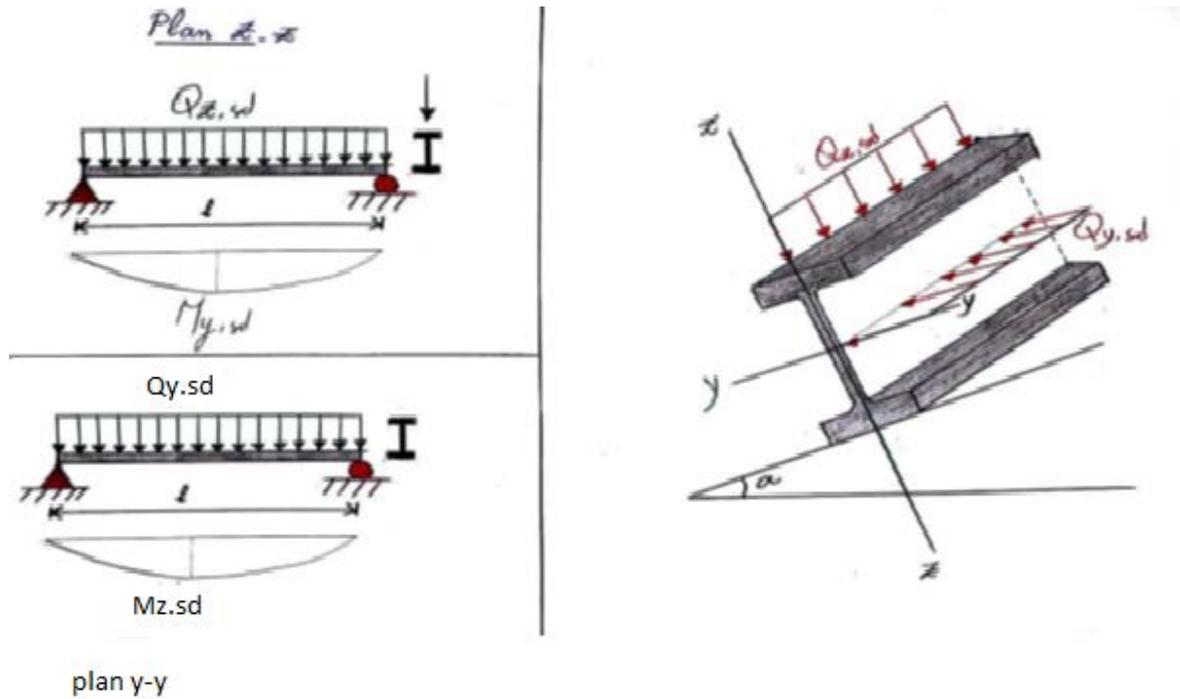


Figure III-6 : Panne de toiture en flexion sous les défirent plans de chargement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \right]^\beta \leq 1$$

Ou  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité.

Pour les sections en I :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$

Avec  $n = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0 \implies \beta = 1$  (dans notre cas l'effort normal  $N_{sd} = 0$ )

Par tâtonnement On choisit le profile suivant **IPE 100**

La classe de la section 1

$$M_{plyrd} = W_{ply} \times \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 39.4 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 841.73 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = W_{plz} \times \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 9.2 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 196.54 \text{ daN.m}$$

**Remarque :**

pour la combinaison de charges les plus défavorable on va combiner les effets des charges.

❖ **-Les combinaisons des moments suivant z-z et y-y****Comb1**

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe z-z : } M_{quz1} &= 1.35 M_{GZ} + 1.5 M_{EZ} = 1.35 \times \frac{Gz \times l^2}{8} + 1.5 \times \frac{pz \times l}{3} \\ &= 1.35 \times \frac{42.33 \times 4.02^2}{8} + 1.5 \times \frac{100 \cos 12.77 \times 4.02}{3} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_{quz1} = 311.46 \text{ daN.m}}$$

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe y-y : } M_{quy1} &= 1.35 M_{GY} + 1.5 M_{EY} = 1.35 \times \frac{Gy \times l^2}{8} + 1.5 \times \frac{py \times l}{3} \\ &= 1.35 \times \frac{9.6 \times 4.02^2}{8} + 1.5 \times \frac{100 \sin 12.77 \times 4.02}{3} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_{quy1} = 70.6 \text{ dan. m}}$$

**Comb2**

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe z-z : } M_{quz2} &= 1.35 M_{GZ} + 1.5 M_{SZ} = 1.35 \times \frac{Gz \times l^2}{8} + 1.5 \times \frac{Nz \times l^2}{8} \\ &= 1.35 \times \frac{42.40 \times 4.02^2}{8} + 1.5 \times \frac{34.26 \times 4.02^2}{8} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_{quz2} = 219.43 \text{ daN. m}}$$

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe y-y : } M_{quy2} &= 1.35 M_{GY} + 1.5 M_{NY} = 1.35 \times \frac{Gy \times l^2}{8} + 1.5 \times \frac{Ny \times l^2}{8} \\ &= 1.35 \times \frac{9.6 \times 4.02^2}{8} + 1.5 \times \frac{7.9 \times 4.02^2}{8} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_{quy2} = 49.2 \text{ daN. m}}$$

**Comb 3**

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe z-z : } M_{quz3} &= M_{GZ} + 1.5 M_V = \frac{Gz \times l^2}{8} - 1.5 \frac{Vz \times l^2}{8} \\ &= \frac{42.33 \times 4.02^2}{8} + 1.5 \times \frac{(-209.03) \times 4.02^2}{8} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_{quz3} = - 547.86 \text{ dan .m}}$$

$$\text{Suivant l'axe y-y : } M_{quy3} = M_{GY} = \frac{Gy \times l^2}{8} = \frac{9.6 \times 4.02^2}{8}$$

$$\mathbf{M_{quy3} = 19.4 \text{ dan .m}}$$

Selon deux axes Y et Z, les moments maximaux a l'ELU / ML revenant à la panne la plus sollicitée est comb 3 :

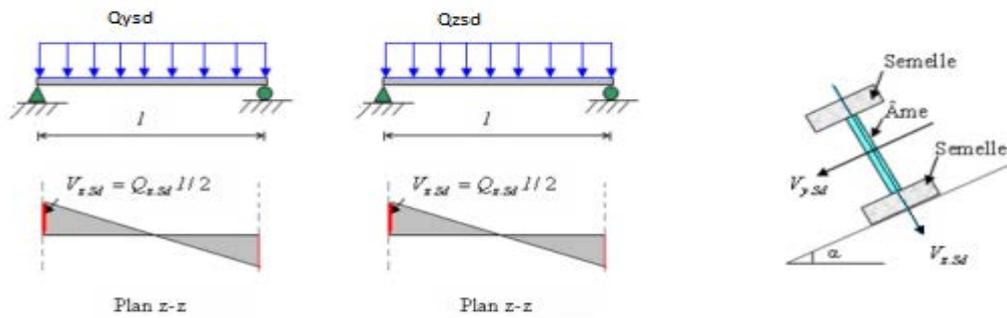
- ✓  $M_{quz} = 547.86 \text{ dan} \cdot \text{m} = M_{ysd}$
- ✓  $M_{quy} = 19.4 \text{ dan} \cdot \text{m} = M_{zsd}$

Donc :

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{pl.yRd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zsd}}{M_{pl.zRd}} \right]^\beta = \left[ \frac{547,86}{841,73} \right]^2 + \left[ \frac{19,4}{196,4} \right]^1 = 0,52 < 1$$

.....la flexion bi axial est vérifiée

**✚ vérification au cisaillement**



**Figure III-7 :** Panne de toiture en cisaillement sous les déifrent plans de chargement

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

- $V_{z, sd} \leq V_{pl, Rd}$
- $V_{y, sd} \leq V_{pl, Rd}$

**IPE 100:**  $A_{vz} = 5.08 \text{ cm}^2$  ,  $A_{vy} = A - A_{vz} = 10.3 - 5.08 = 5.22 \text{ cm}^2$

$$V_{plz Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{5.08 (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 6265.82 \text{ dan}$$

$$V_{ply Rd} = \frac{(A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3}))}{\gamma_{M0}} = \frac{5.22 (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 6438.50 \text{ dan}$$

**❖ Les combinaisons des efforts tranchant**

**Comb 1**

**Suivant l'axe (Z-Z) :**  $V_{quz1} = 1.35 V_{GZ} + 1.5 V_{EZ} = 1.35 \frac{G_z \times l}{2} + 1.5 V_{qz}$

$$= 1.35 \times \frac{42.33 \times 4.02}{2} + 1.5 \times 100 \cos 12.77 \quad \mathbf{V_{quz1} = 261.15 \text{ daN}}$$

**Suivant l'axe (Y-Y) :**  $V_{quy1} = 1.35 V_{GY} + 1.5 V_{NY} = 1.35 \times \frac{G_y \times l}{2} + 1.5 \times V_{qy} \sin \alpha$

$$= 1.35 \times \frac{9.6 \times 4.02}{2} + 1.5 \times 100 \sin 12.77 \quad \mathbf{V_{quy1} = 59.20 \text{ daN}}$$

**Comb 2**

**Suivant l'axe (Z-Z) :**  $V_{quz2} = 1.35V_{GZ} + 1.5V_{NZ} = 1.35 \times \frac{Gz \times l}{2} + 1.5 \times \frac{Nz \times l}{2}$   
 $= 1.35 \times \frac{42.33 \times 4.02}{2} + 1.5 \times \frac{34.26 \times 4.02}{2}$   **$V_{quz2} = 218.15 \text{ dan}$**

**Suivant l'axe (Y-Y) :**  $\text{Comb 2} = 1.35 V_{GY} + 1.5 V_{Ny} = 1.35 \times \frac{Gy \times l}{2} + 1.5 \times \frac{Ny \times l}{2}$   
 $= 1.35 \times \frac{9.6 \times 4.02}{2} + 1.5 \times \frac{7.9 \times 4.02}{2}$   **$V_{quy2} = 49.86 \text{ dan}$**

**Comb 3**

**Suivant l'axe (Z-Z) :**  $V_{quz3} = V_{GZ} + 1.5 V_V = \frac{Gz \times l}{2} + 1.5 \times \frac{Vz \times l}{2}$   
 $= \frac{42.33 \times 4.02}{2} + 1.5 \times \frac{(-209.03) \times 4.02}{2}$   **$V_{quz3} = -545.14 \text{ dan}$**

**Suivant l'axe (Y-Y) :**  $V_{quy3} = V_{Gy} = \frac{Gy \times l}{2} = \frac{9.6 \times 4.02}{2}$   **$V_{quy3} = 19.3 \text{ dan}$**

Selon les deux axes Y et Z, les efforts maximaux à l'ELS /ml, revenant à la panne la plus ==

- ✓  $V_{QSZ} = 261.15 \text{ daN} = V_{zsd}$
- ✓  $V_{QSY} = 59.20 \text{ dan} = V_{ysd}$

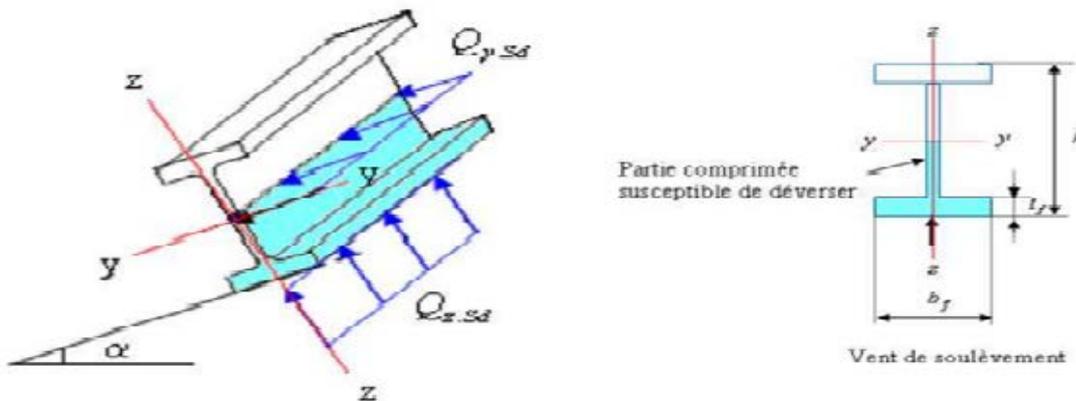
**Donc :**

- ✓  $V_{zsd} = 261.15 \text{ dan} \leq V_{plRd} = 7771 \text{ dan} \dots\dots\dots \text{vérifier}$
- ✓  $V_{ysd} = 59.20 \text{ dan} \leq V_{plyRd} = 10607 \text{ dan} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée. Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

**✚ Vérification au déversement**

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale



**Figure III-8 : déversement de la panne**

La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

- Calcul moment résistant au déversement

$$M_{brd} = X_{lt} \times \beta_w \times \frac{M_{ply}}{\gamma_{m0}}$$

coefficient de réduction pour le déversement

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

$B_w = 1$  pour les sections de classe (1) et (2) (On a la classe de profile est de classe 1  $\rightarrow$   $B_w = 1$ )

$X_{lt}$  : coefficient de réduction pour le déversement

$M_{ysd}$  sera calculer sous l'action de vent  $\rightarrow$   $M_{ysd} = 547.86$  daN .m

$\lambda_{LT}$  : l élancement de diversement

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99.3 \xi \quad \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c1} \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

**IPE100** :  $i_z = 1.24$  cm ,  $h = 10$  cm ,  $t_f = 0.57$  cm

L : la longueur de la panne

$$\lambda_{LT} = \frac{402/1,45}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{402/1,24}{10/0,57} \right)^2 \right]^{0.25}} = 71.42$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5} = \frac{71.42}{93.9} = 0.76 > 0.4 \quad \rightarrow \quad \text{il y a risque de déversement}$$

$$\text{on a } \frac{h}{b} = \frac{100}{55} = 1.81 < 2 \quad \rightarrow \quad \text{courbe a} \quad \rightarrow \quad \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0.5 \times [ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2 ] \\ &= 0.5 \times [ 1 + 0.21 ( 0.76 - 0.2 ) + 0.76^2 ] \end{aligned}$$

$$\phi_{LT} = 0.85$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.85 + [ 0.85^2 - 0.76^2 ]^{0.5}} = 1.23$$

$$M_{brd} = 1.23 \times 1 \times 841.73 = 1035.32 \text{ daN .m}$$

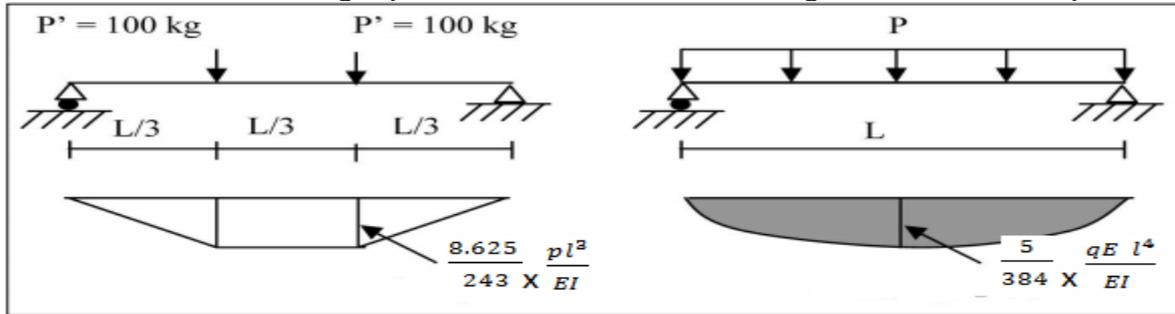
Donc :

$$\frac{M_{ySD}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zSD}}{M_{plzRd}} = \frac{547.86}{1035.32} + \frac{19.4}{290.54} = 0.52 + 0.06 = 0.59 < 1 \dots\dots \text{condition vérifier}$$

**III-2-4-2 vérification à l'État limite de service (ELS) :**

**Calcul de la surcharge d'entretien :**

La charge uniformément répartie due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux flèches due aux charges ponctuelles et celles due au charges uniformément réparties



**Figure III-9:** Schéma statique des fleches fp et fp'

$$fp' = \frac{8.625}{243} \times \frac{pl^3}{EI} \qquad fp = \frac{5}{384} \times \frac{qE l^4}{EI}$$

$$\iff \frac{8.625}{243} \times \frac{PL^3}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{qE \times L^4}{EI} \quad \text{on a } a = \frac{8.625}{243}, b = \frac{5}{384}$$

$$a \times p = b \times qE \times l \quad \longrightarrow qE = \frac{ax p}{b \times l} = \frac{0.035 \times 100}{0.013 \times 4.02} = 67.81 \text{ kg / ml}$$

❖ **Decomposition de la charge d'entretien:**

Suivant (z-z) :  $Q_z = E \cos \alpha = 67.81 \cos 12.77 = 66.13 \text{ kg / ml}$

Suivant (y-y) :  $Q_y = E \sin \alpha = 67.81 \sin 12.77 = 14.98 \text{ kg / ml}$

❖ **Les combinaisons des charges :**

**Combinaison 1 :**

Suivant l'axe (Z-Z) :  $Q_{szd1} = G_z + Q_z = 42.33 + 66.13 = 108.46 \text{ daN / ml}$

Suivant l'axe (Y-Y) :  $Q_{syd1} = G_y + Q_y = 9.6 + 14.98 = 24.58 \text{ daN / ml}$

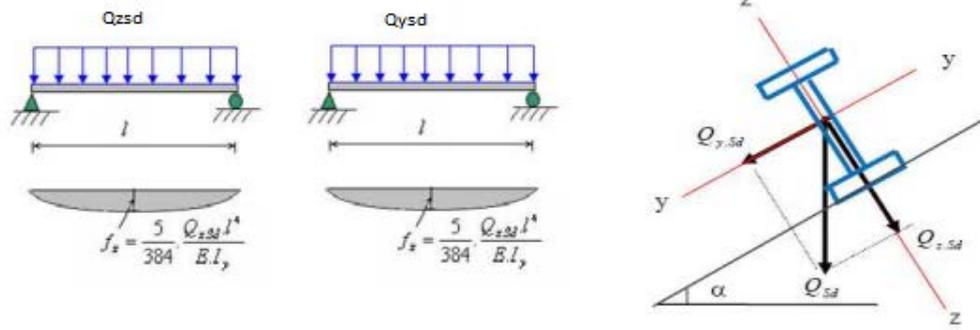
**Combinaison 2 :**

Suivant l'axe (Z-Z) :  $Q_{szd2} = G_z + N_z = 42.33 + 34.26 = 76.6 \text{ daN / ml}$

Suivant l'axe (Y-Y) :  $Q_{syd2} = G_y + N_y = 9.6 + 7.9 = 17.5 \text{ daN / ml}$

Selon les deux axes Y et Z les charges maximales a l' ELS revenant a la panne la plus sollicitée .

- $Q_{szd} = 108.46 \text{ daN/ml}$
- $Q_{syd} = 24.58 \text{ daN/ml}$



**Figure III-10 : Vérification de la flèche**

**Condition de vérification :**

$f \leq f_{ad}$  avec  $f_{ad} = \frac{l}{200}$

✓ **Flèche verticale (suivant l'axe Z-Z) :**

Sur 2 appuis :

$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{402}{200} = 2.01 \text{ cm}$

$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{108.46 \times 10^{-2} \times 402^4}{2.1 \times 10^6 \times 171} = 1.02 \text{ cm}$

$f_z \leq f_{ad}$  .....condition vérifier .

✓ **Flèche latérale (suivant l'axe Y-Y) :**

Sur 2 appuis :

$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{szd} \times l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{24.58 \times 10^{-2} \times 402^4}{2.1 \times 10^6 \times 171} = 0.23 \text{ cm}$

$f_y \leq f_{ad}$  .....condition vérifier

**Conclusion :**

Le profile choisi IPE 100 convient pour les pannes.

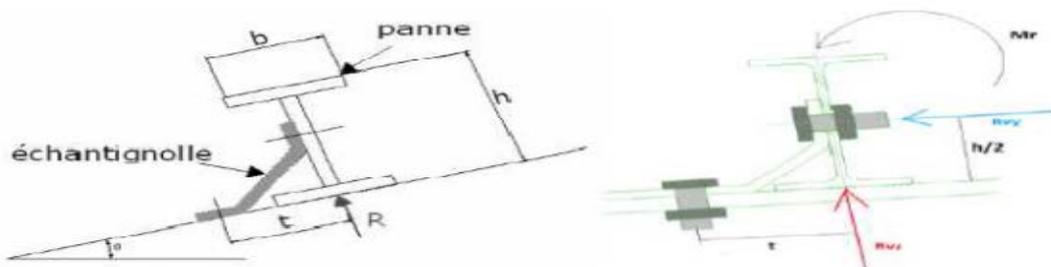
**III-4 Dimensionnement des échantignoles :**

**III-4-1 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :**

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

**L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :**

$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$



**Figure III-11 : Coupe transversale de l'échantignolle**

**Pour l'YPE100 :**  $b=5.5\text{cm}$ ,  $h= 10\text{cm}$ ,  
 $2(5.5/2) = 5.5\text{cm} \leq t \leq 3(5.5/2) = 8.25\text{cm}$   
**Soit  $t= 8 \text{ cm}$**

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement. La combinaison la plus défavorable :

- **Effort de soulèvement :**

$$Q_{zsd} = G \times \cos \alpha - 1.5 \times V = 43.4 \times \cos 12.77^\circ - 1.5 \times 209.03 = -271.22 \text{ daN/ml}$$

- **Efforts suivant le rampant :**

$$Q_{ysd} = 1.35 G \times \sin \alpha = 1.35 \times 43.4 \times \sin 12.77^\circ = 12.95 \text{ daN/ml.}$$

- **Échantignolle de rive :**

$$R_z = Q_{zsd} \times l/2 = 271.22 \times 4.02/2 = 545.15 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \times l/2 = 12.95 \times 4.02/2 = 26.03 \text{ daN}$$

- **Échantignolle intermédiaire :**

$$R_z = 2 \times 545.15 = 1090.3 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 26.03 = 52.06 \text{ daN}$$

### III-4-2 Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \times e + R_y \times h/2 = 1090.3 \times 8 + 52.06 \times 5 = 8982.7 \text{ daN.cm.}$$

### III- 4-3 Calcul de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de sa section est au moins une classe O3.

Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{el.Rd}$$

$$M_{el.Rd} = \frac{w_{el}.f_y}{\gamma_{M0}} \longrightarrow \text{Moment de la résistance élastique de la section}$$

$$M_{sd} = M_R \longrightarrow \text{moment sollicitant}$$

### 4.4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{8982.7 \times 1.1}{2350} = 4.2$$

$$W_{el} \geq 4.2 \text{ cm}^2$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle.

$$e \geq \sqrt{\frac{6 w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 4.2}{15}} = 1.29 \text{ cm}$$

donc l'épaisseur de l'échantignolle est de 14 mm.

### III-5 Dimensionnement des lisses de bardage :

Les lisses constituées des poutrelles (IPE ,UAP) ou des profilés minces formés a froid, disposées horizontalement, elle sont portées soit par des poteaux de portiques ou éventuellement par des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

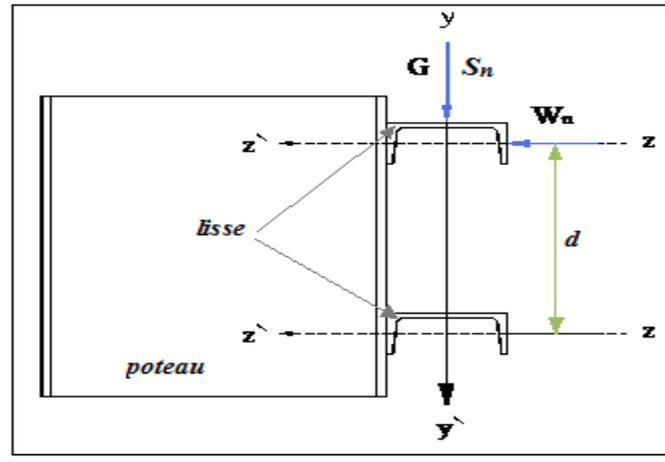


Figure III-12 : Disposition de la lisse de bardage

➤ **le poids propre de bardage :**

On choisit un panneau de bardage de 35mm d'épaisseur ce qui donne un poids de  $10.544\text{kg/m}^2$

### III.5.1 Principe de dimensionnement :

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y.

De ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale).

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Condition de la stabilité (ELU : déversement) ;
- Condition de flèche (ELS).

### III.5.2 Vérification de la lisse de long-pan :

#### III.5.2.1 Les données

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée  $L = 4,02\text{m}$ .
- L'entre axe des lisses  $e = 1.5\text{m}$

#### III-5-2-2 calcul des efforts penderées agissant sur la lisse :

- **charges permanentes :**
  - Poids propre de la lisse (IPE140) :  $12.9\text{kg/ml}$
  - Isolant thermique :  $5\text{kg/m}^2$
  - Accessoir de pose :  $4.0\text{kg/m}^2$
  - Etanchéité :  $4.0\text{kg/m}^2$
  - Poids de bardage (LL35) :  $10.544\text{kg/m}^2$

$$G = (5+4+4+10.544)*1.5 + 12.9 = 48.22\text{ kg/ml}$$

- **surcharge climatique du au vent :**

$$V = 80.62*1.5 = 120.93\text{ kg/ml.}$$

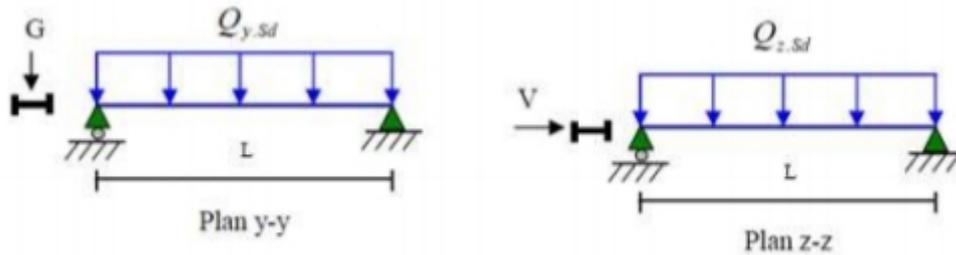


Figure III-13 : chargement sur la lisse.

- **Charges appliquées a l'ELU :**

$$Q_{uy} = 1.35G = 65.09 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{uz} = 1.5v = 181.39 \text{ kg/ml.}$$

- **Charges appliquées a l'ELS :**

$$Q_{SY} = 48.22 \text{ kg/ml.}$$

$$Q_{SZ} = 120.93 \text{ kg/ml.}$$

### III-5-2-3 condition de la flèche :

la vérification a l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée)

$$f \leq f_{adm}$$

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe z-z) :

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1.2093 \cdot 600^4}{384 \cdot 2100000 \cdot I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = 1/200 = 600 / 200 = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 324 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \text{on adopte un UPN 120} \Rightarrow I_y = 364 \text{ cm}^4 \text{ et } p = 13.4 \text{ kg/m}$$

Données concernant ce profilé :

Profilé UPN120	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	Wpl,y (cm <sup>3</sup> )	Wpl,z (cm <sup>3</sup> )	Avz (cm <sup>2</sup> )	Avy (cm <sup>2</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )
	120	55	7	9	9 4.5	82	72.6	21.2	8.8	8.2	43.2

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques d'UPN120.

**La charge G devient alors :**

$$G = (10.544 + 4 + 4 + 5) \cdot 1.5 + 13.4 = 48.716 \text{ kg/ml}$$

**La combinaison a l'ELU :**

$$Q_{uy} = 1.35 G = 1.35 \cdot 48.716 = 65.76 \text{ kg/ml}$$

La combinaison a l'ELS :

$$Q_{ys} = 48.716 \text{ kg/ml.}$$

### III-5-2-3 Condition de la résistance(ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

- Vérification à la flexion bi-axiale.
- Vérification au cisaillement.
- Vérification au déversement.

#### III-5-2-3-1 vérification à la flexion bi-axiale :

Pour ces vérifications on utilise l'Eurocode 3 p 163

$$\left[\frac{M_{Ysd}}{M_{plyrd}}\right]^\alpha + \left[\frac{M_{Zsd}}{M_{plzrd}}\right]^\beta \leq 1.0$$

Avec :  $\alpha = 1$  ,  $\beta = 1$  pour les sections en U (pour plus de sécurité ).

$$Q_{uy} = 1.35G = 65.77 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{zu} = 1.5 v = 1.5 * 120.93 = 181.39 \text{ kg/ml}$$

##### ▪ Axe z-z :

$$M_y = \frac{q_{uz} * L^2}{8} = \frac{1.81 * 4,02^2}{8} = 3,82 \text{ kn.m}$$

##### ▪ Axe y-y :

$$M_z = \frac{q_{uy} * L/2^2}{8} = \frac{0.66 * 2,01^2}{8} = 0.33 \text{ kn.m}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.7 * 23.5}{1.1} * 10^{-2} = 12.97 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz} = \frac{w_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{21.2 * 23.5}{1.1} * 10^{-2} = 4.52 \text{ kn.m.}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{3,82}{12.97}\right]^1 + \left[\frac{0.33}{4.53}\right]^1 = 0.4 \leq 1.0$$

⇒ donc la résistance du moment est vérifiée

#### III-5-2-3-2 vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \quad \text{Et} \quad V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

$$\text{On a: } A_{vz} = 8.8 \text{ cm}^2; A_{vy} = A - A_{vz} = 17 - 8.8 = 8.2 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} * l}{2} = \frac{120,9 * 4,02}{2} = 241,1 \text{ daN} \\ V_{y.sd} = 0.625 * Q_{y.sd} \left(\frac{l}{2}\right) = 0.625 * 65 * 2,01 = 81,1 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$V_{plz Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{8.8 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 10854.19 \text{ daN}$$

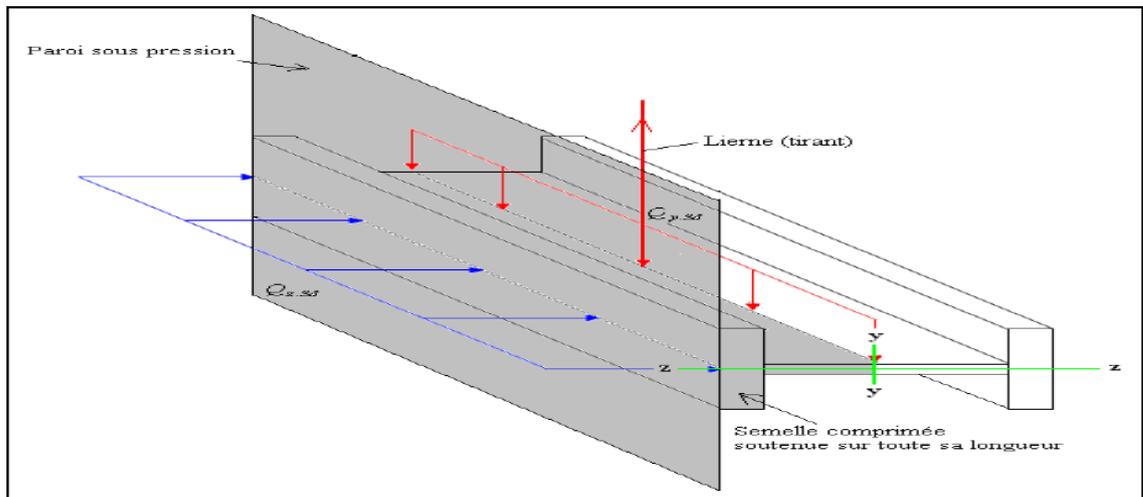
$$V_{ply Rd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{8.2 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 10114.13 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 241,1 \text{ daN} \lll V_{plz.Rd} = 10854.19 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 81,1 \text{ daN} \lll V_{ply.Rd} = 10114.13 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III-5-2-3-3 verification au deversement :**

la semelle comprimée sous l'acton du vent de depression est susceptible de deverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.



**Figure III.14 :** Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

La formule de verification au deversement est donnée comme suite :

$$\frac{M_{ysd}}{M_{ply rd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plz rd}} \leq 1$$

• **calcul de l'elancement reduit :**

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c1 \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

$$\lambda_{lt} = 24.35$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} (\beta)^{0.5}$$

$$\beta = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \quad \bar{\lambda} = 93.9$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{24.35}{93.9} = 0.26 < 0.4$$

Donc la verification au deversement est inutile.

**III-5 -2-4 Verification a l'ELS :**

- **Verification a la fleche :**

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = 2,01 \text{ cm}$$

- ✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe z-z) :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1.2093 \cdot 402^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 364} = 1,9 \text{ cm} \leq F_{adm} = 2,01 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{verifiée})$$

- ✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe y-y) :

$$f_y = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 1.2093 \cdot 402^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 43.2} = 19,1 \text{ cm} > F_{adm} = 3 \text{ cm}$$

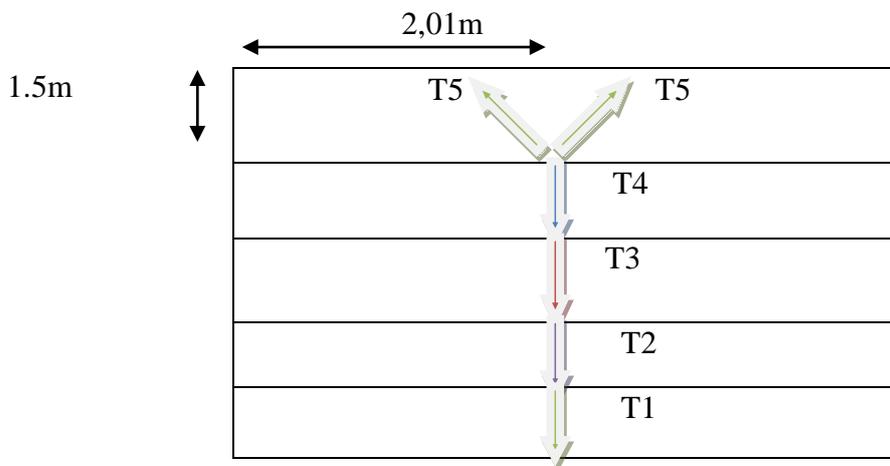
⇒ Donc on adopte des liernes, les resultats de la nouvelle verification est donné comme suite :

$$f_y = \frac{5 \cdot q_z \cdot (L/2)^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 1.2093 \cdot 201^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 43.2} = 1.34 \text{ cm} < F_{adm} = 2,01 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{verifiée}).$$

⇒ toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte l'UPN 120 pour les lisses de bardage.

**III-5- 2-5 Calcul des liernes pour les lisses de bardage :**

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leur rôle principale est d'éviter la déformation latérale des lisses.



**Figure III-15 :** efforts dans les liernes(long pan)

**III-5-2-5-1- calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée :**

$$Q_{uy} = 1.25(1.35G) = 1.25 * 70.54 = 88.17 \text{ kg} = 0.8817 \text{ kn.}$$

$$L = l/2$$

$$R = 0.8817 * 2,01 = 2.65 \text{ kn.}$$

- Effort de traction dans le troncon de lierne L1 :

$$T1 = R / 2 = 1.32 \text{ kn}$$

-Effort dans le troncon L2 :

$$T2 = T1 + R = 1.32 + 2.65 = 3.97$$

- effort dans le troncons L3 :

$$T3 = T2 + R = 6.62$$

-Effort dans le troncon L4 :

$$T4 = T3 + R = 9.27$$

-Effort dans le troncon L5 :

$$2T5 \sin \vartheta = T4$$

$$\text{Avec } \vartheta = \arctan(1.5/2,01) \Rightarrow \vartheta = 26.56^\circ$$

$$T5 = T4 / (2 \sin 26.56^\circ) = 10.36$$

**III-5-2-5-2 calcul de la section de la lierne :**

Condition de verification a la resistance : resistance plastique de la section brute :

Le troncon le plus sollicité est T8

$$N_{tsd} \leq N_{plRd}$$

**Avec :**

$$N_{pl} = A * F_y / \gamma_{m0} \Rightarrow A \geq N_{tsd} * \gamma_{m0} / f_y$$

$$A \geq \frac{10.36 * 1.1}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.5 \text{ Cm}^2$$

**On a :**

$$A = \Omega \varphi^2 / 4 \geq 0.9 \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{4 * 0.5 / 3.14} = 0.8 \text{ cm}$$

$$\varphi \geq 0.8 \text{ cm}$$

pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diametre  $\varphi = 10 \text{ mm.}$

**III.5.2 Vérification de la lisse de pignon :****III-5-2-1 Les données**

- L'entre axe des lisses e= 1.5m

- Poids propre de la lisse (UPN120) : 13.4kg/ml
- Isolant thermique : 5kg/m<sup>2</sup>
- Accessoire de pose : 4.0kg/m<sup>2</sup>
- Etanchéité : 4.0 kg/m<sup>2</sup>
- Poids de bardage (LL35) : 10.544 kg/m<sup>2</sup>

**III-5-2-2 Evaluation des charges et surcharges :**

**III-5-2-2-1 Charges permanentes :**

$G = (PCouverture + Pisolants + PAccessoires) \times e + Plisse$   
 $G = (5+4+4+10.544) \times 1.5 + 13.4 = 48.72 \text{ kg/ml}$

**III-5-2-2-2 Surcharges climatiques du vent :**

La lisse de pignon est soumise à un vent de dépression de :  $V = -92.23 \text{ kg/m}^2$   
 $V = -92.23 \text{ daN/m}^2$  .....(dépression).  
 $V = -92.23 \times 1.5$   
 $V = 138.34 \text{ daN/ml}$

**III-5-2-3 Vérification à l'état limite ultime :**

**III-5-2-3-1 Vérification à la résistance en section :**

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

**✚ vérification à la flexion :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

$$\left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

On a choisi une section en U :  $\alpha = 1$  et  $\beta = 5n \geq 1$  avec  $n = N/N_{pl}$

Pas d'effort normal :  $N=0$  donc  $n = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$$\begin{cases} M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{(1,5V)l^2}{8} = \frac{(1,5 \times 138.34)6^2}{8} = 933.82 \text{ daN.m} \\ M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} l^2}{8} = \frac{(1,35G)(l/2)^2}{8} = \frac{(1,35 \times 48.72)3^2}{8} = 73.99 \text{ daN.m} \end{cases}$$

On a :  $W_{pl.y} = 72.6 \text{ cm}^3$ ;  $W_{pl.z} = 21.2 \text{ cm}^3$ ;  $G = 13.4 \text{ Kg/m}$  .....UPN120

$$\begin{cases} M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(72.6)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 1551 \text{ daN.m} \\ M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(21.2)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 452.91 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta = \left( \frac{933.82}{1551} \right)^1 + \left( \frac{73.99}{452.91} \right)^1$$

$= 0.76 < 1$  ..... section vérifiée en flexion bi – axiale

**✚ Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd}$  Et  $V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$   
 On a :  $A_{vz} = 8.8 \text{ cm}^2$ ;  $A_{vy} = A - A_{vz} = 17 - 8.8 = 8.2 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} l}{2} = \frac{204.117 \times 6}{2} = 612.35 \text{ daN} \\ V_{y.sd} = 0.625 \times Q_{y.sd} \left( \frac{l}{2} \right) = 0.625 \times 65.75 \times 3 = 123.28 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{8.8(2350/\sqrt{3})}{1,1} = 10854.19 \text{ daN} \\ V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{8.2(2350/\sqrt{3})}{1,1} = 10114.13 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{z.sd} = 612.35 \text{ daN} \ll V_{plz.Rd} = 10854.19 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ V_{y.sd} = 123.28 \text{ daN} \ll V_{ply.Rd} = 10114.13 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow$  La section en **UPN120** est vérifiée.

### 🚦 Vérification au déversement :

$$W_{ply} = 72.6 \text{ cm}^3 \quad t_f = 0.90 \text{ cm}$$

$$i_z = 1.59 \text{ cm} \quad W_{plz} = 21.2 \text{ cm}^3$$

L'Eurocode 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.sd}} \leq 1$$

Avec :

$M_{b.Rd}$ : Moment résistant au déversement.

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd} \quad (\text{Formule 5,48 de l'eurocode3})$$

$\beta_w = 1$ : Section de classe 01.

L'élançement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\rightarrow \lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{avec } i_z = 1,65 \text{ cm} ; h = 14 \text{ cm} ; t_f = 0,69 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,59}{1,88^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{300/1,59}{12/0,9} \right)^2 \right]^{0,25}} = 51.54$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{51.54}{93,9} = 0.55$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section UPN: } \Rightarrow \text{ courbe de flambement (d)} \\ \alpha_{LT} = 0.76 \end{array} \right.$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élançement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,76(0,55 - 0,2) + 0,55^2] = 0,78$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,78 + [0,78^2 - 0,55^2]^{0,5}} = 0,75$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau de l'Eurocode 3 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,55$ .

$$\{\bar{\lambda}_{LT} = 0,55 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,7444$$

$$\chi_{LT} = 0,7444$$

$$\Rightarrow M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd} = 0,7444 \times 1551 = 1154,56 \text{ daN.m}$$

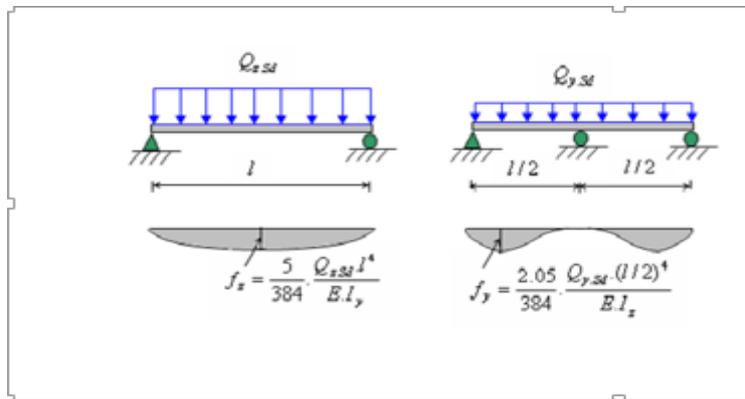
$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,sd}} = \frac{933,82}{1154,56} + \frac{73,99}{452,91} = 0,96 < 1 \dots \dots \dots \text{déversmenté vérifier.}$$

**III-5-2-4 Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

• **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

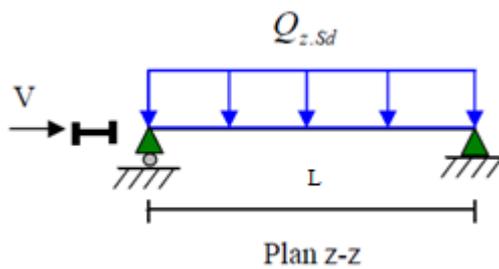
$$Q = G + V$$



**Fig. III.16:** vérification de la flèche.

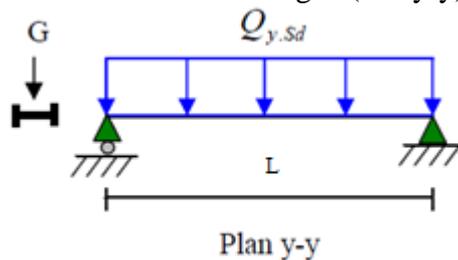
$$f_{adm} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe z-z) :



$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1,2093 \cdot 600^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 364} = 2,64 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{vérifiée})$$

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe y-y) :



$$f_y = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 1.2093 \cdot 600^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 43.2} = 22.48 \text{ cm} > F_{\text{adm}} = 3 \text{ cm}$$

⇒ Donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification est donné comme suite :

$$f_y = \frac{5 \cdot q_z \cdot (L/2)^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 1.2093 \cdot 300^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 43.2} = 1.41 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots$$

.....(vérifiée).

⇒ toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte l'UPN 120 pour les lisses de bardage du pignon

### III-5-2-5 Calcul des liernes pour les lisses de bardage :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leur rôle principale est d'éviter la déformation latérale des lisses.

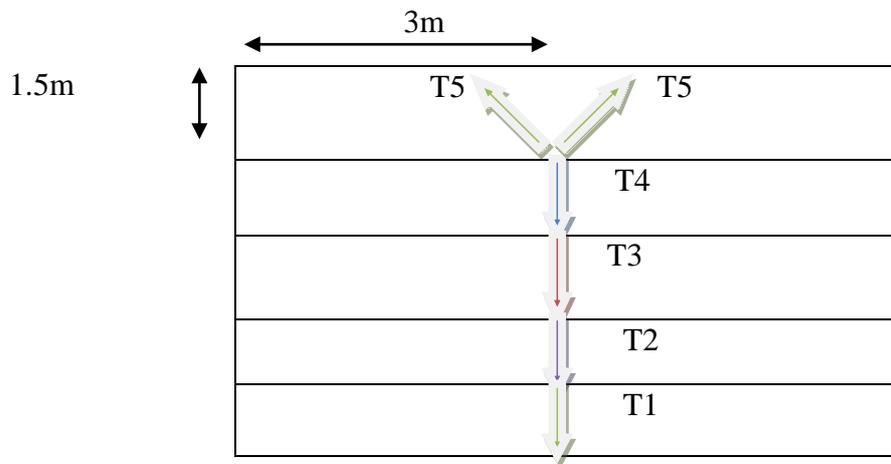


Figure III-17 : efforts dans les liernes(pignon).

#### ➤ III-5-2-5-1 calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée :

$$Q_{uy} = 1.25(1.35G) = 1.25 \cdot 70.54 = 88.17 \text{ kg} = 0.8817 \text{ kn.}$$

$$L = l/2$$

$$R = 0.8817 \cdot 3 = 2.65 \text{ kn.}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 :

$$T1 = R / 2 = 1.32 \text{ kn}$$

-Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 1.32 + 2.65 = 3.97$$

- effort dans le tronçons L3 :

$$T3 = T2 + R = 6.62$$

-Effort dans le tronçon L4 :

$$T4 = T3 + R = 9.27$$

-Effort dans le tronçon L5 :

$$2T5 \sin \vartheta = T4$$

$$\text{Avec } \vartheta = \arctan 1.5/3 \Rightarrow \vartheta = 26.56^\circ$$

$$T5 = T4/2\sin 26.56^\circ = 10.36$$

### III-5-2-5-2 calcul de la section de la lierne :

Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute :

Le tronçon le plus sollicité est T8

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

Avec

$$N_{pl} = A \times F_y / \gamma_{m0} \Rightarrow A \geq N_{tsd} \times \gamma_{m0} / f_y$$

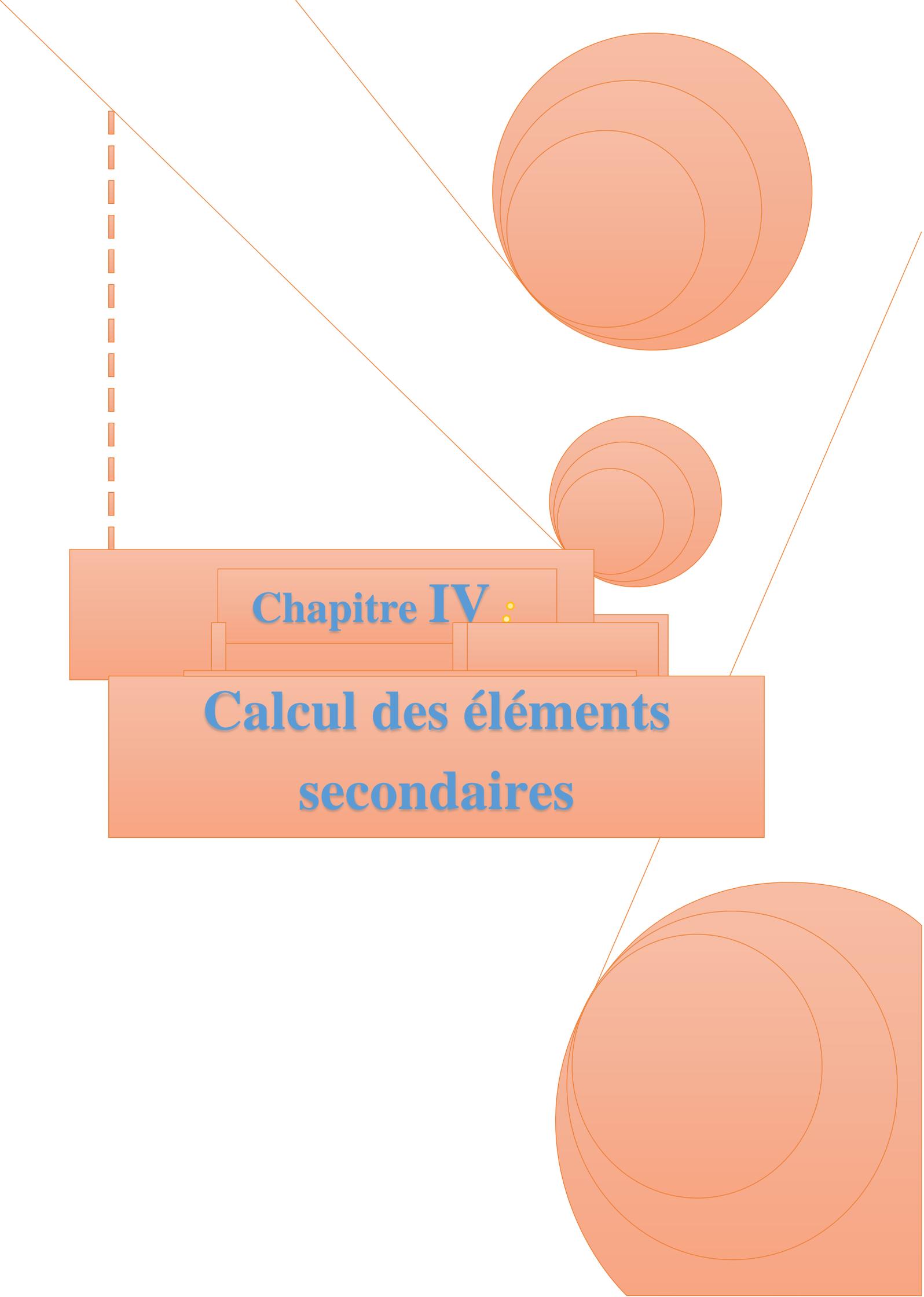
$$A \geq \frac{10.36 \times 1.1}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.5 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A = \Omega \varphi^2 / 4 \geq 0.9 \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{4 * 0.5 / 3.14} = 0.8 \text{ cm}$$

$$\varphi \geq 0.8 \text{ cm}$$

pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\varphi = 10 \text{ mm}$ .

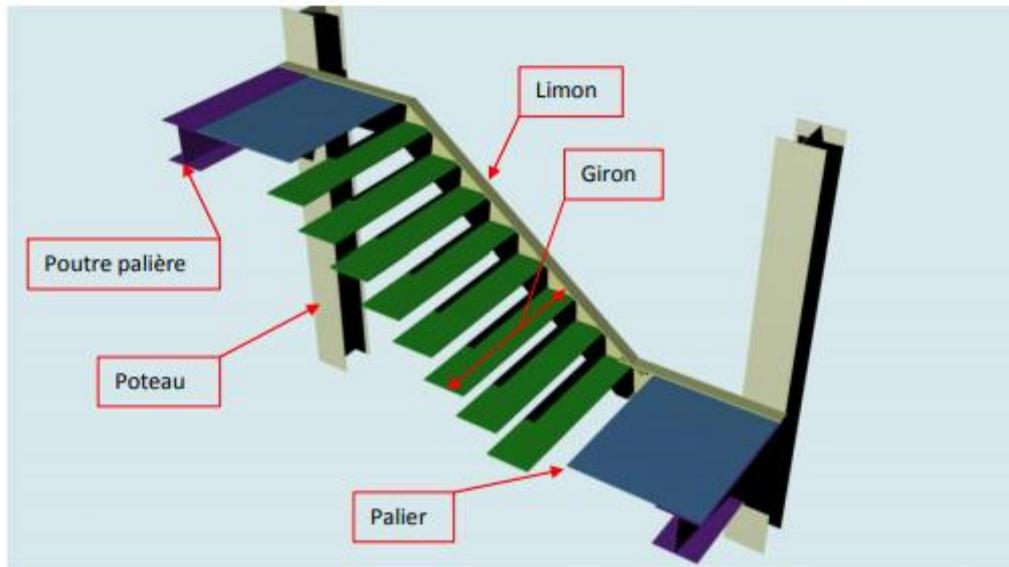


**Chapitre IV :**

**Calcul des éléments  
secondaires**

### IV-1 Introduction :

L'**escalier** est une construction permettant aux personnes de se déplacer d'un étage à un autre, grâce à une suite de marches. Dérivé de l'échelle au niveau étymologique, sa différence avec elle est d'être fixe.



**Figure IV-1** : vue d'un escalier

**Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, Dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

**Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

**Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploi des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.

**Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

**Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

### IV-2-Prés-dimensionnement des marches :

Pour dimensionnement des marches on utilise la formule BLONDEL pour calculer.

$h$  : la hauteur entre les deux marches ( contre marche)

Varie de  $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

la hauteur entre les deux marche  $h = 17\text{ cm}$

$H$  : hauteur a franchir le confort avec une volée  $H = 2.5\text{ m}$

$n$  : nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{2.5}{0.17} = 14.70 \quad \longrightarrow \quad n = 15 \text{ contremarches}$$

$n'$  : nombre de marche

$$n' = n - 1 = 15 - 1 = 14 \text{ marches}$$

Donc la hauteur d'étage **he = 5.00 m**

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par : **60cm ≤ g+2h ≤ 64 cm**

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \longrightarrow 26\text{cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

g : largeur de la marche (giron)      Varie de **25 cm ≤ g ≤ 32 cm**

On prend **g = 29 cm**

**La longueur de la ligne de la foulée :**

$$L = g ( n - 1 ) = 29 ( 15 - 1 ) = 406 \text{ cm}$$

Inclinaison du limon

$$\tan \alpha = \frac{2.5}{4.06} \quad \alpha \text{ } 31.62^\circ$$

**La longueur de limon :**

$$L_{\text{limon}} = \frac{2.5}{\sin 31.60} \quad L_{\text{limon}} = 4.76\text{m}$$

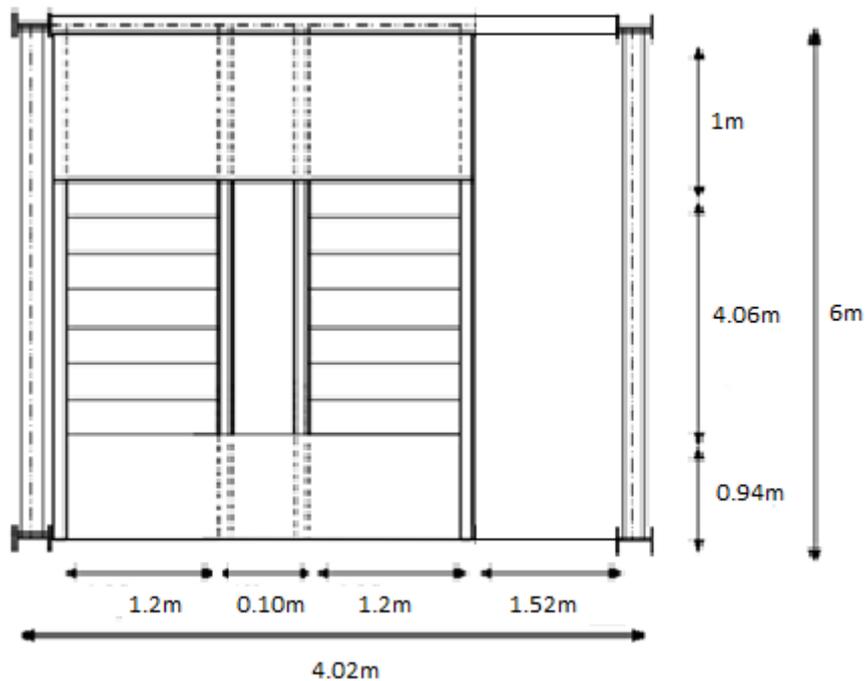
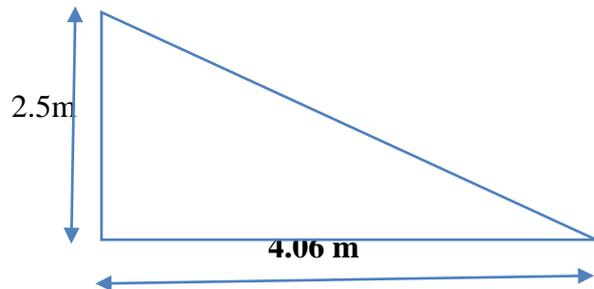


Figure IV-2 :Disposition et dimension des éléments des escaliers

**IV-3 dimensionnement de l'élément porteur :**

**IV-3-1 supports des marches :**



**Figure IV-3 :-Disposition des cornières**

La longueur de la marche : 1.20 m

La largeur de la marche : 0.29m

**Évaluation des charges et surcharges :**

• **Charges permanente :**

- Support de marche (estimée) .....8dan/m
- Tôle d'épaisseur 5 mm .....40dan/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose.....40dan/m<sup>2</sup>
- Revêtement carrelage .....40dan/m<sup>2</sup>

Charge totale :  $G = (40+40+40) \times 0.29 + 8$

**G= 42.8dan/m**

• **Charge d'exploitation :**

$Q = 300 \times 0.29 = 87$                       **Q= 87dan/m**

**pré dimensionnement des supports de marches :**

• **Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$f_{max} \leq f \text{ admissible}$

Pour une poutre bi articule :  $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$     **et**     $f_{adm} = \frac{l}{300}$

• **Combinaison à L ELS :**

$q = G+Q = 42.8 + 87 = 129.8 \text{ dan/m}$

$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 129.8 \times 10^{-2} \times (120)^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 4.17 \text{ cm}^4$

→  $I_y \geq 4.17 \text{ cm}^4$

On opte la cornière : **L40×40×4**

### ✚ Vérification à L ELU :

Classe de la section transversale : cornière du classe 1

### Combinaison à L ELU :

$$qu=1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 42.8 + 1.5 \times 87$$

$$qu= 188.28 \text{ dan/m}$$

- **Vérification de la résistance :**

Condition a vérifié  $M_{ysd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{ysd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{qu \times (1.20)^2}{8} = 25.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.55 \times 23.5}{1.1} = 33.89 \text{ dan.m}$$

→  $M_{ysd} = 25.95 \text{ dan.m} \leq M_{pl,Rd} = 33.89 \text{ daN.m}$  ..... Condition vérifié

- **Vérification au cisaillement:**

Condition a vérifié  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{188.28 \times 1.20}{2} = 112.96 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{308 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 3798.96 \text{ daN}$$

→  $V_{sd} = 112.96 \text{ dan} \leq V_{pl,Rd} = 3798.96 \text{ dan}$  ..... Condition vérifié

$$V_{sd} = 112.96 \text{ daN} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{3798.96}{2} = 1899.48 \text{ daN} \dots\dots \text{ Pas d'interaction entre le}$$

moment fléchissant et l'effort tranchant.

### ✚ Vérification à L ELS

Condition a vérifier :  $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (129.8 \times 10^{-2}) \times (120)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 4.47} = 0.37 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{120}{300} = 0.40 \text{ cm} \rightarrow$$

$$f_{max} = 0.37 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.40 \text{ cm}$$

..... Condition vérifiée .

Cornier (**40×40×4**) convient comme support de marche.

### IV-3-2 Prés- dimensionnement des limons :

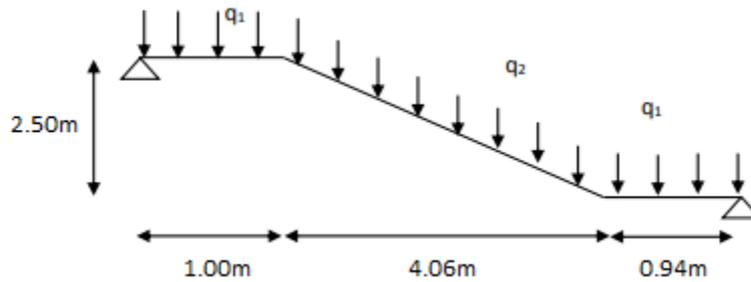


Figure IV-4 : Charges appliquées sur 1 limon

#### IV-3-2-1 Évaluation des charges :

✚ volée

- Charges permanentes :

- Cornière (40 ×40 ×4) .....2.42 dan/m
- Tôle d'épaisseur (e= 5mm) .....40dan/m
- Mortier de pose .....40dan/m
- Revêtements carrelages .....40dan/m
- Garde-corps (cloison) .....100dan/m

#### Charges totales :

$$G_T = (40 + 40 + 40) \times 1.20 + 100 + 2.42$$

$$G_T = 246.42 \text{ dan/m}$$

#### Charge totale pour 1 limon :

$$G = \frac{G_T}{2} = \frac{246.42}{2} = 123.21$$

$$G = 123.21 \text{ dan/m}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 300 \times 1.20 = 360$$

$$Q = 360 \text{ dan /m}$$

#### Charge totale pour 1 limon :

$$Q = \frac{Q}{2} = \frac{360}{2} = 180 \quad Q = 180 \text{ dan/m}$$

**palier :**

**Charges permanentes :**

- Dalle en béton ( e = 160 mm ) ..... 314.4dan/m<sup>2</sup>
- Tôle HIBON (55) ..... 12 dan / m<sup>2</sup>
- Mortier de pose ..... 40dan/m<sup>2</sup>
- Revêtement carrelage ..... 40dan/m<sup>2</sup>

Charge pour un seul limon :

$$G = (314.4 + (12 + 40 + 40) \times 1,20) / 2 =$$

$$G = 243.84 \text{ dan /m}$$

**Charge d'exploitation :**

$$Q = 300 \times 1.20 = 360$$

$$Q = 360 \text{ dan/m}$$

**Charge totale pour 1 limon :**

$$Q = \frac{Q}{2} = \frac{360}{2} = 180 \qquad Q = 180 \text{ dan/m}$$

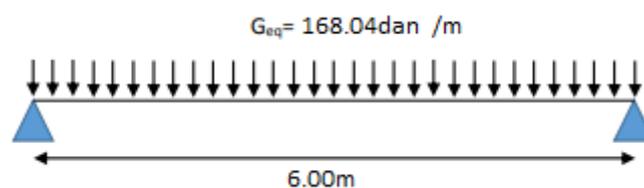
**Calcul de la charge équivalente :**

On va calculer une charge équivalente (la moyenne).

**Charges permanentes :**

$$G_{\text{éq}} = \frac{243.84 \times (0.94 + 1) + 123.21 \times (4.06)}{6}$$

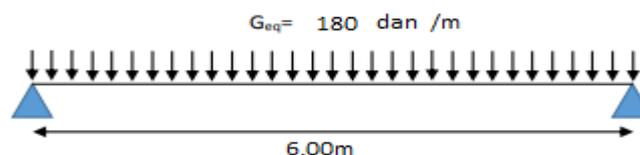
$$G_{\text{éq}} = 162.21 \text{ dan /m}$$



**- charge équivalente(G)**

**Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{éq}} = 300 \times 120 / 2 = 180 \qquad Q_{\text{éq}} = 180 \text{ dan/m}$$



**charge équivalente(Q)**

### IV-3-2-2 condition de la flèche

La condition a vérifié  $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\text{Une poutre biarticulée } f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

q : la charge pondéré

#### Combinaison a LELS :

$$q = G + Q = 162.21 + 180 = 342.21 \text{ dan/m .}$$

Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 6\text{m} = 600 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 342.21 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1145.8 \text{ cm}^4$$

On prend **UPN180** avec  $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

### IV-3-2-3 vérification a l'ELU :

La classe de la section c'est la classe 1

#### 🚦 vérification de cisaillement (l'effort tranchant) :

La condition à vérifier  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

#### Combinaison de la charge :

$$q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 162.21 + 1.5 \times 180$$

$$q = 488.98 \text{ daN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{488.98 \times 4.02}{2} = 982.84 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (F_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{15.1 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 18624.79 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 982.85 \text{ daN} \leq V_{pl,Rd} = 18624.79 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

#### 🚦 vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{488.98 \times 4.02^2}{8} = 987.76 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1790 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 3824.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 987.76 \text{ daN.m} \leq M_{pl,Rd} = 3824.09 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

➡ UPN 180 convient pour limons.

### IV-3 Etude de la partie palière des limons :

#### IV-3-1 près-dimensionnement de la poutre palière :

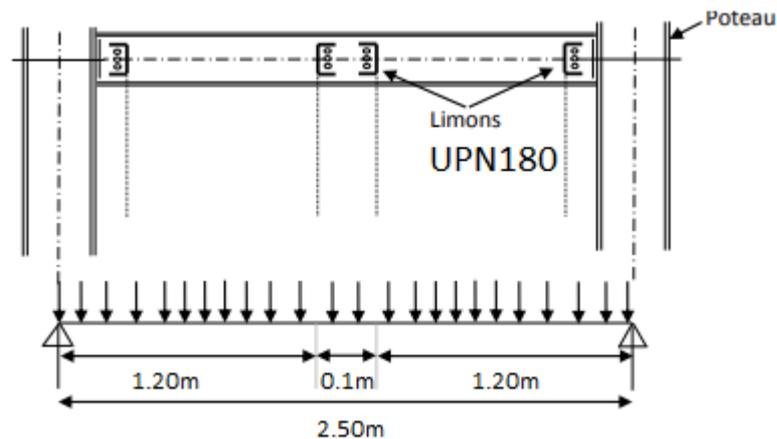


Figure IV-5 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons

#### IV-3-2 Evaluation des charges :

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière R

**Combinaison à L ELU :**

$$R = (1.35 \times G_{\text{éq}} + 1.5 \times Q_{\text{éq}}) \times L/2 = (1.35 \times 162.21 + 1.5 \times 180) \times 6/2$$

$$R = 488.98 \times 6/2$$

$$\mathbf{R = 1466.95 \text{ daN}}$$

**Combinaison à L ELS :**

$$R = (G_{\text{éq}} + Q_{\text{éq}}) \times L/2 = (162.21 + 180) \times 3$$

$$\mathbf{R = 1026.63 \text{ daN}}$$

Charge de mur extérieur :

$$G_{\text{mur}} = 276 \times 2 = 552 \text{ daN /ml}$$

**Charge équivalente :**

**ELS :**

$$\frac{4 \times R}{4.02} + G_{\text{mur}} = \frac{4 \times 1026.63}{4.02} + 552 = \mathbf{1573.52 \text{ daN/ml}}$$

**ELU :**

$$\frac{4 \times R}{4.02} + 1.35 \times G_{\text{mur}} = \frac{4 \times 1026.63}{4.02} + 1.35 \times 552 = \mathbf{1766.72 \text{ daN /ml}}$$

**IV-3-3 pré dimensionnement de la poutre d'appuis (condition de flèche) :**

Pour une poutre bi articulée :  $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

**Avec :**

q : la charge non pondéré  $\implies q = 1635.34 \text{ daN/ml}$

L : 2.7 m = 270 cm

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 1635.34 \times 10^{-2} \times 270^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 498.95 \text{ cm}^4$$

On prend un **IPE140**  $\implies I_y = 541 \text{ cm}^4$

**IV-3-4- vérification a L ELU :**

La classe de la section est la classe 1

**✚ Vérification de la résistance (moment fléchissant) :**

$$M_{y,sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{1766.72 \times 2.5^2}{8} = 1380.25 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{wly \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{88.3 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m}$$

$M_{y,sd} = 1380.25 \text{ da N.m} < M_{pl,Rd} = 1886.41 \text{ da N.m}$  .....**condition non vérifier**

**✚ Vérification au cisaillement :**

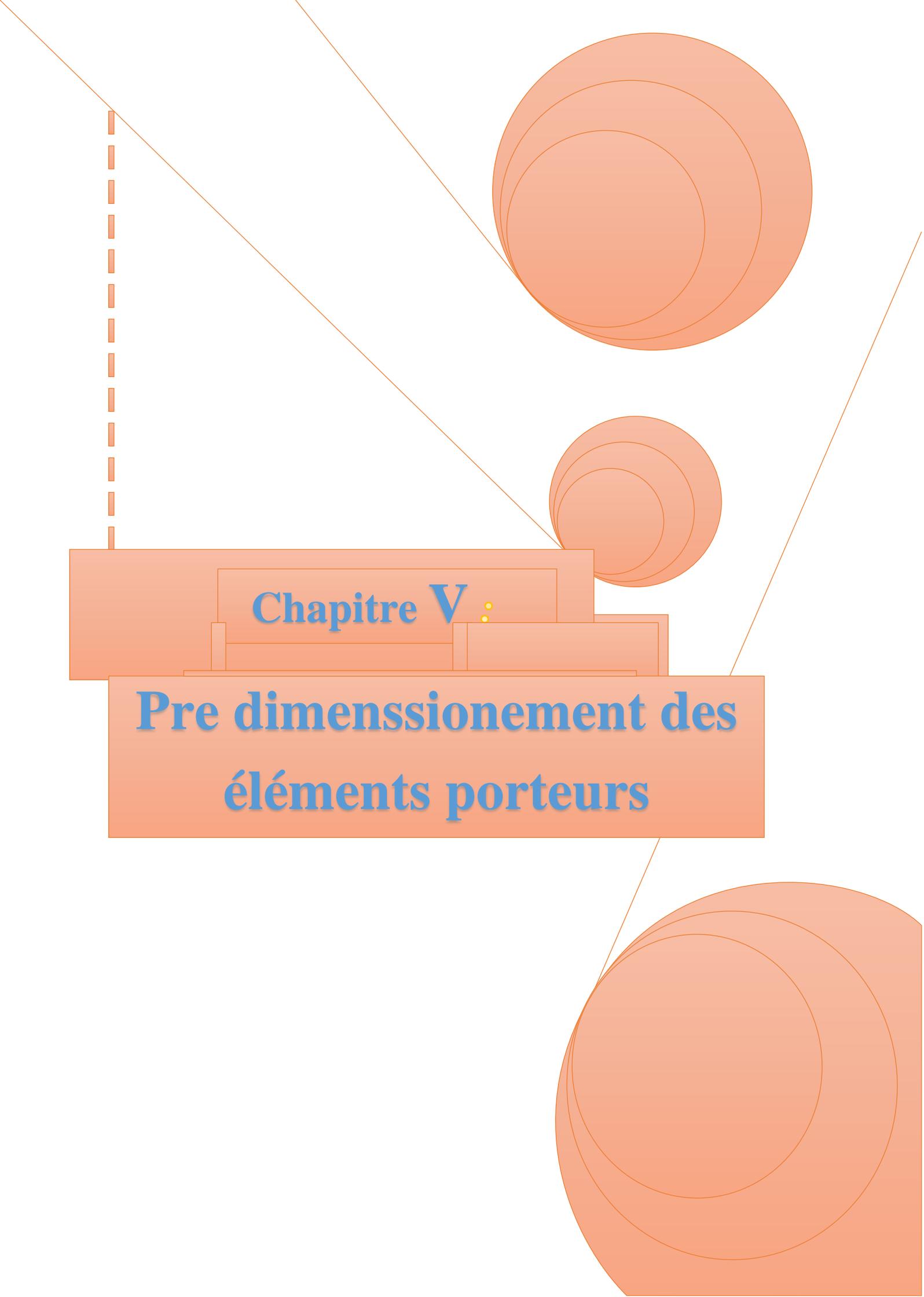
$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{1766.72 \times 2.50}{2} = \mathbf{2208.4 \text{ daN}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{Avz \times (Fy / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{9.66 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = \mathbf{11914.93 \text{ daN.}}$$

$$\implies V_{sd} = 2208.4 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 11914.93 \text{ daN.}$$

**Donc :** L IPE160 convient pour la poutre d'appuis.

The background features several decorative orange elements: a large circle with concentric lines in the top right, a smaller similar circle in the middle right, and a large circle with concentric lines in the bottom right. A vertical dashed orange line is on the left side. Thin orange lines connect the circles to the central text area.

## Chapitre V :

# Pre dimensionnement des éléments porteurs

## V- 1 Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaires et solives) on redimensionne chaque élément à partir de deux conditions :

- condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- vérification faite selon la condition de résistance.

## V-2 prédimensionnement des éléments :

### V-2-1 Les solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement est pratiquement déterminé par l'équation suivante :  $0.7 \text{ m} \leq l \leq 1.5 \text{ m}$

Leur écartement varie de 0.7m à 1.5m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). on opte pour une distance de 6m (la poutre la plus longue) un écartement de 1.2m

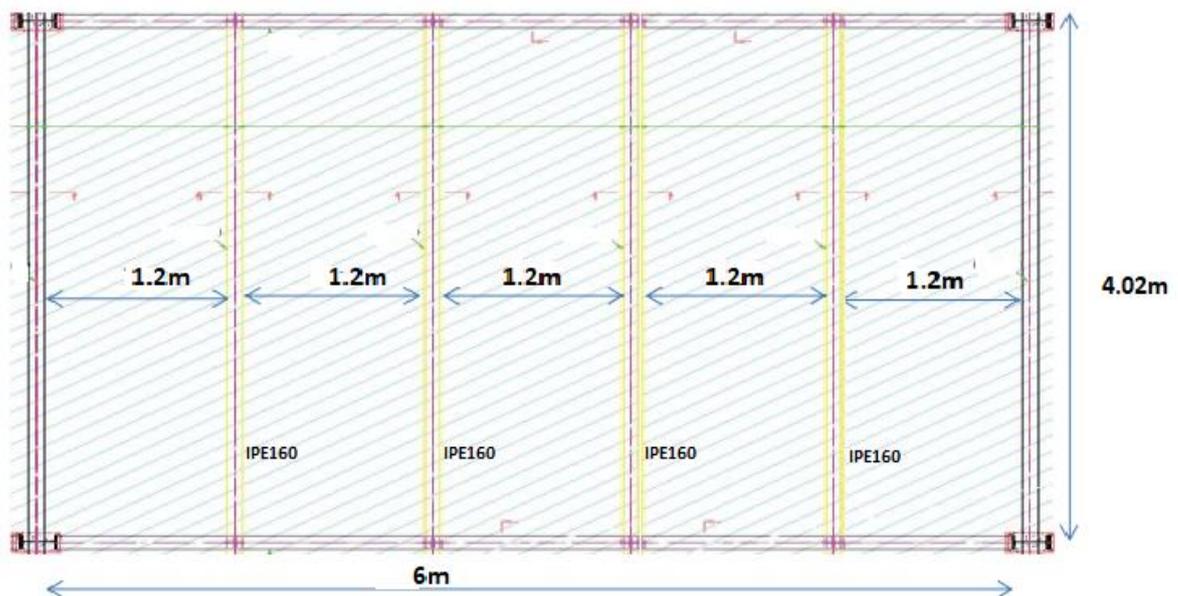


figure V-1 : la disposition des solives

### ✚ Evaluation des charges :

- Cloison de séparation .....90 kg/m<sup>2</sup>
- Revêtement en carrelage .....40 kg/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose .....40 kg/m<sup>2</sup>
- Poids de la dalle .....314.4kg/m<sup>2</sup>
- Isolation thermique .....16kg/m<sup>2</sup>

- Poids de la tôle.....12 kg/ml

La charge permanente :  $G = 512.4 \text{ kg/m}^2$  .

La surcharge d'exploitation :  $Q = 300 \text{ kg/m}^2$

**Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 512.4 + 1.5 \times 300 = 1141.74 \text{ kg/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 512.4 + 300 = 812.4 \text{ kg/m}^2$$

Pour une bande de 1.2 m  $\Rightarrow q_s = 812.4 \times 1.2 = 974.88 \text{ kg/m}$ .

$$q_u = 1141.74 \times 1.2 = 1169.85 \text{ kg/m}$$

 **Condition de la flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \qquad f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$\text{Donc } I_y \geq \frac{5ql^3 \cdot 200}{384 E} = \frac{5 \times 9.75 \times 402^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 785.47 \text{ cm}^4$$

$\Rightarrow$  on prend un **IPE 160**  $\Rightarrow I_y = 869 \text{ cm}^4$ .

Profilé UPN120	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	160	82	5	7.4	9	112.2	124	26.1	9.66	6.26	68.3

**Tableau V-1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 160**

**Vérification de la flèche :**

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{402}{200} = 2.01 \text{ cm.}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 9.75 \times 402^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869} = 1.81 \text{ cm.}$$

$f_{adm} = 1.81 < f_{adm} = 2.01 \text{ cm}$  .....condition vérifiée

 **Vérification de résistance (effort tranchant) :**

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{11.7 \times 4.02}{2} = 23.51 \text{ kn}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - ((2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f)$$

$$A_v = 20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74) + (0.5 + 2 \times 0.9) \times 0.74 = 6.26 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{6.26 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 77.21 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 23.51 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 77.21 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### ✚ Vérification de la condition de résistance (Moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{11.7 \times 4.02^2}{8} = 23.63 \text{ kn.m.}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y w_{ply}}{y_{m0}} = \frac{235 \times 124}{1.1} = 26.49 \text{ kn.m.}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

## V-2-2 prédimensionnement des poutres :

### V-2-2-1 poutres principales :

#### ✚ Evaluation des charges :

- Cloison de séparation .....  $90 \times 4.02 = 361.8 \text{ kg/ml}$
- Revêtement en carrelage .....  $40 \times 4.02 = 160.8 \text{ kg/ml}$
- Mortier de pose .....  $40 \times 4.02 = 160.8 \text{ kg/ml}$
- Poids de la dalle .....  $1263.9 \text{ kg/ml}$
- Isolation thermique .....  $64.32 \text{ kg/ml}$
- Poids de la tôle .....  $12 \times 4.02 = 48.24 \text{ kg/ml}$
- Poids de solive .....  $15.8 \times 4 = 63.2 \text{ kg/ml}$

$$G = 2138.86 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 300 \text{ kg/ml}$$

#### ✚ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 3337.46 \text{ kg/ml}$$

$$q_s = G + Q = 2438.86 \text{ kg/ml}$$

### Condition de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \qquad f_{adm} \leq \frac{l}{200}$$

$$\text{Donc } I_y \geq \frac{5ql^3 \cdot 200}{384 E} = \frac{5 \times 24.38 \times 600^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 6530.35 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \text{on prend un IPE 300} \Rightarrow I_y = 8356 \text{ cm}^4.$$

#### ✚ Vérification de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 24.38 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8356} = 2.3 \text{ cm.}$$

$$f_{max} = 2.3\text{cm} < f_{adm} = 3\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### ✚ Vérification de résistance (effort tranchant) :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{33,37 \times 6.00}{2} = 100.11 \text{ kn}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - ((2 \times b \times t_f + (tw + 2r) \times t_f)$$

$$A_v = 53.8 - (2 \times 15 \times 1.07) + (0.71 + 2 \times 1.5) \times 1.07 = 15.48 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{15.48 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 493.23 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 100.11 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 493.23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### ✚ Vérification de la condition de résistance (Moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{33,37 \times 6.0^2}{8} = 150.16 \text{ kn.m.}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y w_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 628}{1.1} = 1341.6 \text{ kn.m.}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

## V-2-2-2 poutre secondaire :

### ✚ Evaluation des charges :

- Cloison de séparation .....  $90 \times 1.2 = 108 \text{ kg/ml}$
- Revêtement au carrelage .....  $40 \times 1.2 = 48 \text{ kg/ml}$
- Mortier de pose .....  $40 \times 1.2 = 48 \text{ kg/ml}$
- Poids de la dalle .....  $377.28 \text{ kg/ml}$
- Isolation thermique .....  $16 \times 1.2 = 19.2 \text{ kg/ml}$
- Poids de la tôle .....  $12 \times 1.2 = 14.4 \text{ kg/ml}$

$$G = 614.88 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 300 \text{ kg/ml}$$

### ✚ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1280 \text{ kg/ml}$$

$$q_s = G + Q = 914.88 \text{ kg/ml}$$

### ✚ Condition de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \qquad f_{adm} \leq \frac{l}{200}$$

$$\text{Donc } I_y \geq \frac{5ql^3 200}{384 E} = \frac{5 \times 9.14 \times 402^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 736.33 \text{ cm}^4$$

⇒ on prend un **IPE 160** ⇒  $I_y = 869 \text{ cm}^4$ .

### Vérification de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{402}{200} = 2.01 \text{ cm.}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 9.14 \times 402^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869} = 1.7 \text{ cm.}$$

$$f_{adm} = 1.7 \text{ cm} < f_{adm} = 2.01 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### ✚ Vérification de résistance (effort tranchant) :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{9.14 \times 4.02}{2} = 18.37 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{9.66 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 307.78 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18.37 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 307.78 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### ✚ Vérification de la condition de résistance (Moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{12.8 \times 4.02^2}{8} = 25.85 \text{ kN.m.}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y w_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 367}{1.1} = 784.040 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## V-2-3 pré dimensionnement des poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on prend le poteau le plus sollicité. Généralement les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratiques pour les assemblages.

### La règle empirique pour un poteau en profilé laminé :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \Rightarrow i_y = \frac{l_f}{25} = \frac{500 \times 0.5}{25} = 10.$$

On prend un **HEB300** avec  $i_y = 12.99 \text{ cm}$ .

### V-2-3-1 Vérification du poteau :

#### ✚ Calcul des charges :

- La surface :  $s = 5 \times 6 = 30 \text{ m}^2$
- Poids des solives :  $G_s = 15.8 \times 6 \times 4.02 = 381.1 \text{ danN}$

- Poids des poutres principales :  $G_p = 42.2 \times 6 = 253.32$  daN
- Le poids propre du poteau  $117 \times 5 = 585$  daN
- Poids du plancher :  $512.4 \times 30 = 15372$  daN.
- Charge d'exploitation :  $Q = 300 \times 30 = 9000$  daN.

Alors :

$$N = 1.35 (381.1 + 253.32 + 585 + 15372) + 1.5(9000) = 35898.42 \text{ daN}$$

**Calcul de  $N_{sd}$  :**

$$N_{sd} = 4N = 4 \times 35898.42 = 143593.66 \text{ daN}$$

**Calcul des élancements moyen  $\lambda_y$  et  $\lambda_z$  :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{500 \times 0.5}{12.99} = 19.25 \text{ cm.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{500 \times 0.5}{7.58} = 32.98 \text{ cm.}$$

**Calcul de l'élancement réduit :**

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{19.25}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.20$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{32.98}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.35$$

$$\lambda_{max} = \overline{\lambda}_z = 0.35 > 0.2 \text{ (il y a le risque de flambement).}$$

 **Vérification du risque de flambement :**

$$N_{bRd} = \chi_{min} \times \beta_A \times \frac{A \times F_Y}{\lambda_{m1}}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1 \leq 1.2 \dots \dots \dots (1)$$

$$t_f = 19 \leq 100 \text{ mm} \dots \dots \dots (2)$$

**De 1 et 2 on trouve :**

Courbe de flambement b pour l'axe y-y ce qui nous donne :  $\chi_y = 0.9455$

Courbe de flambement c pour l'axe z-z ce qui nous donne :  $\chi_z = 0.9235$

$$N_{bRd} = 0.9235 \times 1 \times \frac{149.1 \times 2350}{1.1} = 294164.13 \text{ daN}$$

Donc :

$$N_{sd} < N_{bRd} \text{ (le poteau est vérifié au flambement)}$$

Pour des raisons constructives, on opte pour des HEB300.

**V-2-4 Pré dimensionnement des traverses :**

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture a deux versants, elles sont constituées généralement en profiles IPE ou HEA. Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à en encaisser les charges et surcharges.

**V-2-4-1 Evaluation des charges et surcharges :****+ Charge permanentes G :**

- Poids propre de la panne IPE100 .....  $G=8.1 \times 5$   
 $G = 42.5 \times 4.02 = 162.81 \text{ kg}$
- Poids propre des accessoires .....  $5 \times 6.15 \times 4.02 = 123.61 \text{ kg}$
- Poids propre d'isolant .....  $4 \times 6.15 \times 4.02 = 98.9 \text{ kg}$
- Poids d'étanchéité .....  $4 \times 6.15 \times 4.02 = 98.9 \text{ kg}$
- Couverture TL75 .....  $13.842 \times 6.15 \times 4.02 = 342.21$   
kg

$$\Rightarrow G = 162.81 + 123.61 + 98.9 + 98.9 + 342.21 = 826.43 \text{ kg/ml}$$

$$G = 826.43 / 4.02 = \mathbf{205.58 \text{ kg /ml}}$$

**+ Les charges variables:****1-surcharges climatique du vent 1 (soulèvement) :**

Les traverses le plus sollicité se trouvent dans la zone F de la toiture.

$$V_F = 169.95 \text{ kg/m}^2 = 169.95 \times 4.02 = 683.12 \text{ kg/ml} \quad \uparrow$$

**2- surcharges climatique de neige :**

$$N = 29.07 \times 4.02 = 116.86 \text{ kg/ml} \quad \downarrow$$

**3- charge d'entretien « E » :**

Décomposition des charges :

**Suivant l'axe Z-Z**

$$G_Z = G \cos \alpha = 205.58 \cos 12.77 = 200.5 \text{ kg/ml} \quad \downarrow$$

$$V_Z = V = 683.12 \text{ kg/ml} \quad \uparrow$$

$$N_Z = N \cos \alpha = 116.86 \cos 12.77 = 113.96 \text{ kg/ml} \quad \downarrow$$

$$Q_Z = E \cos \alpha = 43.77 \cos 12.77 = 42.68 \text{ kg/ml} \quad \downarrow$$

**Suivant l'axe Y-Y**

$$G_Y = G \sin \alpha = 205.58 \sin 12.77 = 45.44 \text{ kg/ml}$$

$$V_Y = 0$$

$$N_Y = N \sin \alpha = 116.86 \sin 12.77 = 25.83 \text{ kg/ml}$$

$$Q_Y = E \sin \alpha = 43.77 \sin 12.77 = 9.67 \text{ kg/ml}$$

**V-2-4-1 Principe de pré dimensionnement :**

Les traverses sont sollicitées à la flexion dévié (flexion bi axial).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de résistance (ELU).
- Condition de flèche (ELS).

### vérification à l'État limite ultime (ELU) :

- *Vérification de la résistance à la flexion déviée :*

Pour cette vérification on utilise la condition suivante

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Ou  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité.

Pour les sections en **I** :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$

$$\text{Avec } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0 \implies \beta = 1 \text{ (dans notre cas l'effort normal } N_{sd} = 0)$$

Par tâtonnement On choisit le profile suivant : **IPE 300**

La classe de la section 1

$$M_{ply,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 628 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 13416.36 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{plz,Rd} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 125 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 2670.45 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

**Remarque :**

Pour la combinaison de charges les plus défavorable on va combine les effets des charges

### ❖ -Les combinaisons des moments suivant z-z et y-y

**Comb1**

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe z-z : } M_{quz1} &= 1.35 M_{GZ} + 1.5 M_{QZ} = 1.35 \times \frac{Gz \times l^2}{8} + 1.5 \times \frac{Pz \times l}{3} \\ &= 1.35 \times \frac{200.5 \times 6.15^2}{8} + 1.5 \times \frac{100 \cos 12.77 \times 6.15}{3} \end{aligned}$$

$$M_{quz1} = 1579.6 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe y-y : } M_{quy1} &= 1.35 M_{GY} + 1.5 M_{QY} = 1.35 \times \frac{Gy \times l^2}{8} + 1.5 \times \frac{PY \times l}{3} \\ &= 1.35 \times \frac{45.44 \times 6.15^2}{8} + 1.5 \times \frac{100 \sin 12.77 \times 6.15}{3} \end{aligned}$$

$$M_{quy1} = 357.99 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

**Comb2**

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe z-z : } M_{quz2} &= 1.35 M_{GZ} + 1.5 M_{NZ} = 1.35 \times \frac{Gz \times l^2}{8} + 1.5 \times \frac{Nz \times l^2}{8} \\ &= 1.35 \times \frac{200.5 \times 6.15^2}{8} + 1.5 \times \frac{113.96 \times 6.15^2}{8} \end{aligned}$$

$$M_{quz2} = 2087.87 \text{ daN. m}$$

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe y-y : } M_{quy2} &= 1.35 M_{GY} + 1.5 M_{NY} = 1.35 \times \frac{Gy \times l^2}{8} + 1.5 \times \frac{Ny \times l^2}{8} \\ &= 1.35 \times \frac{45.44 \times 6.15^2}{8} + 1.5 \times \frac{25.83 \times 6.15^2}{8} \end{aligned}$$

$$M_{quy2} = 473.20 \text{ daN. m}$$

### Comb 3

$$\begin{aligned} \text{Suivant l'axe z-z : } M_{quz3} &= M_{GZ} + 1.5 M_{VZ} = \frac{Gz \times l^2}{8} - 1.5 \frac{Vz \times l^2}{8} \\ &= \frac{200.5 \times 6.15^2}{8} + 1.5 \times \frac{(-683.12) \times 6.15^2}{8} \end{aligned}$$

$$M_{quz3} = -3896.56 \text{ dan .m}$$

$$\text{Suivant l'axe y-y : } M_{quy3} = M_{GY} = \frac{Gy \times l^2}{8} = \frac{45.44 \times 6.15^2}{8}$$

$$M_{quy3} = 214.83 \text{ dan .m}$$

Selon deux axes Y et Z, les moments maximaux a l'ELU / ML revenant à la panne la plus sollicitée est comb 3 :

$$\checkmark M_{quz} = 2087.87 \text{ dan .m} = M_{ysd}$$

$$\checkmark M_{quy} = 473.20 \text{ dan .m} = M_{zsd}$$

Donc :

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{pl,yRd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zsd}}{M_{pl,zRd}} \right]^\beta = \left[ \frac{2087.87}{13416.36} \right]^2 + \left[ \frac{473.20}{2670.45} \right]^1 = 0,20 < 1$$

Donc la flexion bi axial est vérifié.

- **vérification au cisaillement**

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

- $V_{z, sd} \leq V_{pl, Rd}$
- $V_{y, sd} \leq V_{pl, Rd}$

**IPE 300:**

$$A_{VZ} = 5.08 \text{ cm}^2, \quad A_{VY} = A - A_{VZ} = 53.8 - 25.5 = 28.3 \text{ cm}^2$$

$$V_{PlzRd} = \frac{A_{VZ} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} = \frac{25.5 (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 31452.46 \text{ dan}$$

$$V_{plyRd} = \frac{(A_{Vy} \times (f_y / \sqrt{3}))}{\gamma_{Mo}} = \frac{28.3 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 34906.07 \text{ dan}$$

**Les combinaisons des efforts tranchant**

### Comb 1

**Suivant l'axe (Z-Z) :**  $V_{quz1} = 1.35 V_{GZ} + 1.5 V_{EZ} = 1.35 \frac{G_z \times l}{2} + 1.5 V_{qz}$

$$= 1.35 \times \frac{200.5 \times 12.30}{2} + 1.5 \times 100 \cos 12.77$$

$$V_{quz1} = 1810.94 \text{ daN}$$

**Suivant l'axe (Y-Y) :**  $V_{quy1} = 1.35 V_{GY} + 1.5 V_{NY} = 1.35 \times \frac{G_y \times l}{2} + 1.5 \times V_{qy} \sin \alpha$

$$= 1.35 \times \frac{45.44 \times 12.30}{2} + 1.5 \times 100 \sin 12.77$$

$$V_{quy1} = 410.42 \text{ daN}$$

### Comb 2

**Suivant l'axe (Z-Z) :**  $V_{quz2} = 1.35 V_{GZ} + 1.5 V_{NZ} = 1.35 \times \frac{G_z \times l}{2} + 1.5 \times \frac{N_z \times l}{2}$

$$= 1.35 \times \frac{200.5 \times 12.30}{2} + 1.5 \times \frac{113.96 \times 12.30}{2}$$

$$V_{quz2} = 2715.93 \text{ dan}$$

**Suivant l'axe (Y-Y) :**  $Comb\ 2 = 1.35 V_{GY} + 1.5 V_{Ny} = 1.35 \times \frac{G_y \times l}{2} + 1.5 \times \frac{N_y \times l}{2}$

$$= 1.35 \times \frac{45.44 \times 12.30}{2} + 1.5 \times \frac{25.83 \times 12.30}{2}$$

$$V_{quy2} = 615.54 \text{ dan}$$

### Comb 3

**Suivant l'axe (Z-Z) :**  $V_{quz3} = V_{GZ} + 1.5 V_V = \frac{G_z \times l}{2} + 1.5 \times \frac{V_z \times l}{2}$

$$= \frac{200.5 \times 12.30}{2} + 1.5 \times \frac{(-683.12) \times 12.30}{2}$$

$$V_{quz3} = -5068.7 \text{ dan}$$

**Suivant l'axe (Y-Y) :**  $V_{quy3} = V_{Gy} = \frac{G_y \times l}{2} = \frac{45.44 \times 12.30}{2}$

$$V_{quy3} = 91.33 \text{ dan}$$

Selon les deux axes Y et Z, les efforts maximaux à l'ELS /ml, revenant à la panne la plus

✓  $V_{QSZ} = 2715.93 \text{ daN} = V_{zsd}$

✓  $V_{QSY} = 615.54 \text{ dan} = V_{ysd}$

**Donc :**

✓  $V_{zsd} = 2715.93 \text{ dan} \leq V_{plRrd} = 31452.46 \text{ dan} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

✓  $V_{ysd} = 615.54 \text{ dan} \leq V_{plyRd} = 34906.07 \text{ dan} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

La résistance des traverses au cisaillement est vérifiée.

Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

### • Vérification au déversement

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

*La vérification au déversement fait pour l'utilisation de la condition suivante :*

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

*Calcul moment résistant au déversement*

$$M_{bRd} = X_{lt} \times \beta_w \times \frac{M_{ply}}{\gamma_{m0}}$$

*Coefficient de réduction pour le déversement*

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

$B_W = 1$  pour les sections de classe (1) et (2) (On a la classe de profile est de classe 1 →

$B_W = 1$ )

$i_t$  : coefficient de réduction pour le déversement

$M_{ysd}$  sera calculer sous l'action de vent →  $M_{ysd} = 3896.56 \text{ dan.m}$

$\lambda_{LT}$  : l élancement de diversement

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99.3 \xi \quad \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

**IPE300** :  $i_z = 3.35 \text{ cm}$  ,  $h = 30 \text{ cm}$  ,  $t_f = 1.07 \text{ cm}$

$L$  : la longueur de la traverse

$$\lambda_{LT} = \frac{615/3.35}{\sqrt{1.132 \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{615/3.35}{30/1.07} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 129.58$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5} = \frac{71.42}{93.9} = 1.38 > 0.4 \quad \rightarrow \text{il y a risque de déversement}$$

$$\text{on a } \frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \leq 2 \quad \rightarrow \text{courbe a} \quad \rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT} - 0.2} + \lambda_{LT}^2)]$$

$$= 0.5 \times [1 + 0.21 (0.79 - 0.2) + 0.79^2]$$

$$\phi_{LT} = 1.56$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.56 + [1.56^2 - 1.38^2]^{0.5}} = 0.436$$

$$M_{bRd} = 0.436 \times 1 \times 13416.36 = 5852.32 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} = \frac{3896.56}{5852.32} + \frac{214.83}{2670.45} = 0.66 + 0.08 = 0.74 < 1 \quad \dots \text{condition}$$

**Vérifiée.**

✚ *vérification à l'État limite de service (ELS) :*

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service

*Charge d'entretien « E »*

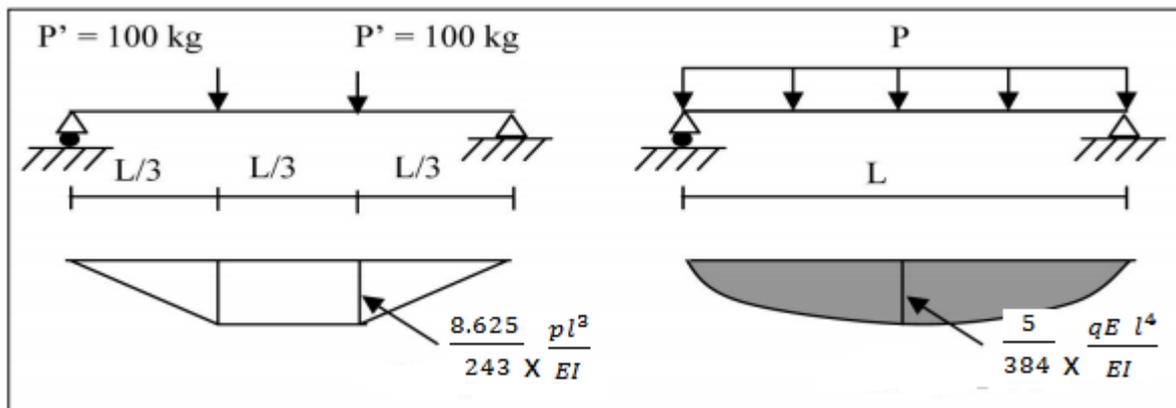


Figure V-2 :Schéma statique de fp et fp'

$$fp' = \frac{8.625}{243} \times \frac{pl^3}{EI}$$

$$fp = \frac{5}{384} \times \frac{qE l^4}{EI}$$

$$\iff \frac{8.625}{243} \times \frac{PL^3}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{qE \times L^4}{EI} \quad \text{on a } a = \frac{8.625}{243}, b = \frac{5}{384}$$

$$a \times p = b \times q_E \times l \quad \iff q_E = \frac{a \times p}{b \times l} = \frac{0.035 \times 100}{0.013 \times 6.15} = 43.77 \text{ kg/ml}$$

*Combinaison 1 :*

*Suivant l'axe (Z-Z) :*  $Q_{szd1} = G_z + Q_z = 200.5 + 42.68 = 243.18 \text{ daN/ml}$

*Suivant l'axe (Y-Y) :*  $Q_{syd1} = G_y + Q_y = 45.55 + 9.67 = 55.22 \text{ daN/ml}$

*Combinaison 2 :*

*Suivant l'axe (Z-Z) :*  $Q_{szd2} = G_z + N_z = 200.5 + 113.96 = 314.46 \text{ daN/ml}$

*Suivant l'axe (Y-Y) :*  $Q_{syd2} = G_y + N_y = 45.44 + 25.83 = 71.27 \text{ daN/ml}$

Selon les deux axes Y et Z les charges maximales a l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée.

➤  $Q_{zsd} = 314.46 \text{ daN/ml}$

➤  $Q_{ysd} = 71.27 \text{ daN/ml}$

**Condition de vérification :**

$$f_{cal} \leq f_{adm} \quad \text{avec} \quad f_{adm} = \frac{l}{200}$$

- **Flèche verticale (suivant l'axe Z-Z) :**

Sur 2 appuis :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{615}{200} = 3.07 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{314.46 \times 10^{-2} \times 615^4}{2.1 \times 10^6 \times 8356} = 0.34 \text{ cm}$$

$$f_z \leq f_{ad} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Fleche latérale (suivant l'axe Y-Y) :**

*Sur 2 appuis :*

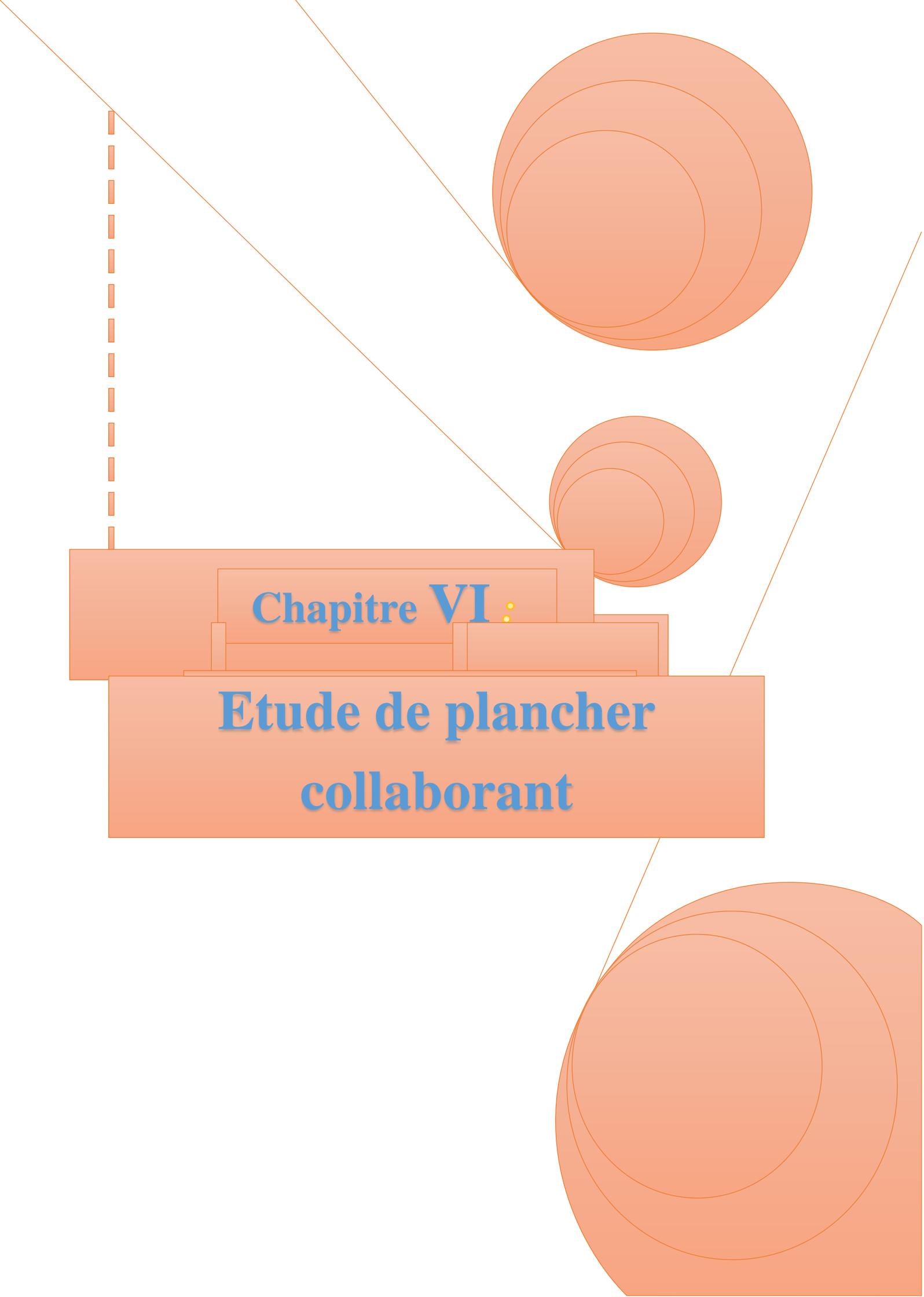
$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{ysd} \times l^4}{E I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{71.27 \times 10^{-2} \times 615^4}{2.1 \times 10^6 \times 604} = 1.04 \text{ cm}$$

$$f_y \leq f_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

**V- 3 conclusions :**

Les résultats du pré dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

<b>Elements</b>	<b>Profilé adopté</b>
<b>poteaux</b>	<b>HEB300</b>
<b>Poutres principales</b>	<b>IPE300</b>
<b>Poutres secondaires</b>	<b>IPE160</b>
<b>solives</b>	<b>IPE160</b>
<b>Traverse</b>	<b>IPE 300</b>

The page features a decorative design with three sets of concentric orange circles of varying sizes. Two sets are located in the upper right quadrant, and one larger set is in the bottom right corner. Thin orange lines radiate from the top left and top right towards the circles. A vertical dashed orange line is positioned on the left side of the page.

**Chapitre VI :**

**Etude de plancher  
collaborant**

### VI-1 Introduction :

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul du type de plancher.

### VI-2 Description d'un plancher collaborant :

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :

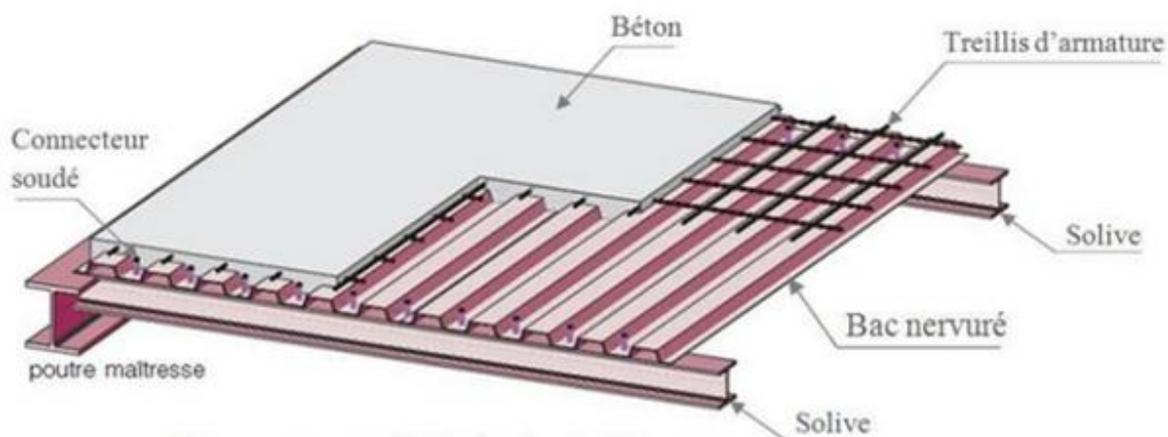


Figure VI-1 : éléments constructif d'un plancher collaborant

### VI-3 Avantages de la dalle mixte :

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher aux moyennes des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

- Dalle en béton d'épaisseur.....h = 160mm
- Tôle HIBON 55.....hp = 55mm

$$hc = h - hp = 160 - 55 = 105 \text{ mm}$$

Module de Young.....  $E_a = 21. 10^4$  MPA /  $E_{cim} = 30500$  Mpa

- Le module d'élasticité longitudinal  $\frac{E_{cim}}{2} = \frac{30500}{2} = 15250$  Mpa.
- Coefficient d'équivalence (acier. Béton) :  $n = \frac{E_a}{E_{cim}/2} = \frac{21 \times 10^4}{15250}$

$$n = 13.77$$

#### VI-4 Etude des solives :

- Entre axe des solives.....  $e = 1.2$  m

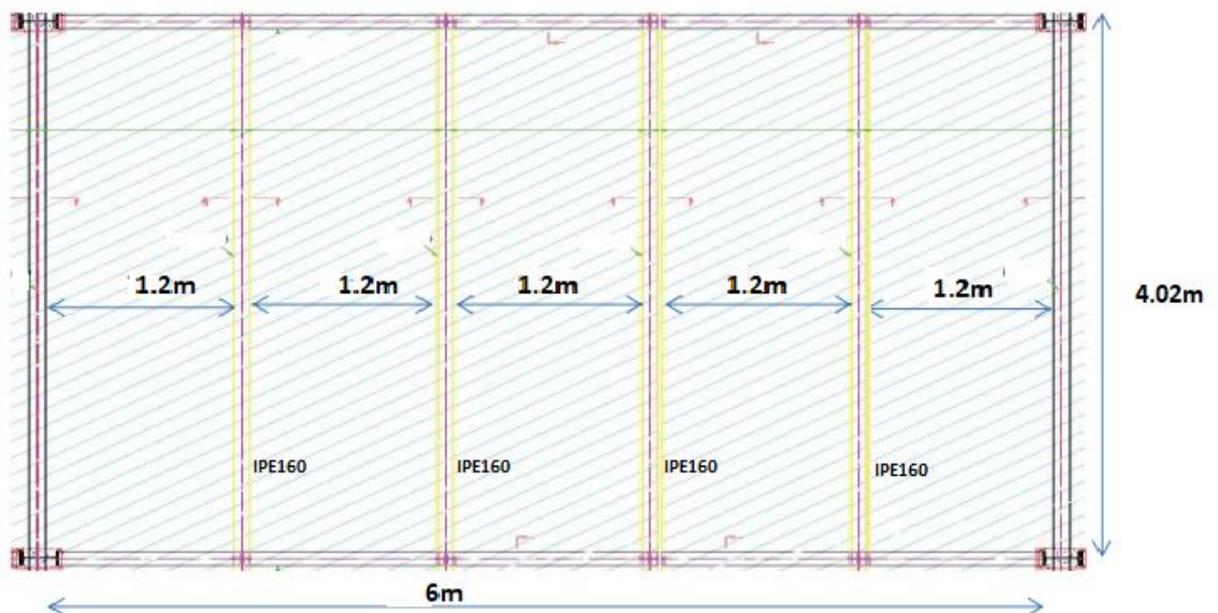


figure VI-2 : Disposition des solives

#### Largeur participante (efficace) de la dalle :

Selon l'article (3-4-1) de l'Eurocode 04 on a :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b\right) \quad \text{avec } b_1 = 1.2 \text{ m}; b_2 = 1.2 \text{ m}$$

$$L_e \text{ (poutre isostatique)} = L = L_e = 4.02 \text{ m}$$

$$b_{e1} = 0.5$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b\right) = \min\left(\frac{4.02}{8}, 1.2\right) = 0.5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0.5 + 0.5 = 1 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 1 \text{ m}$$

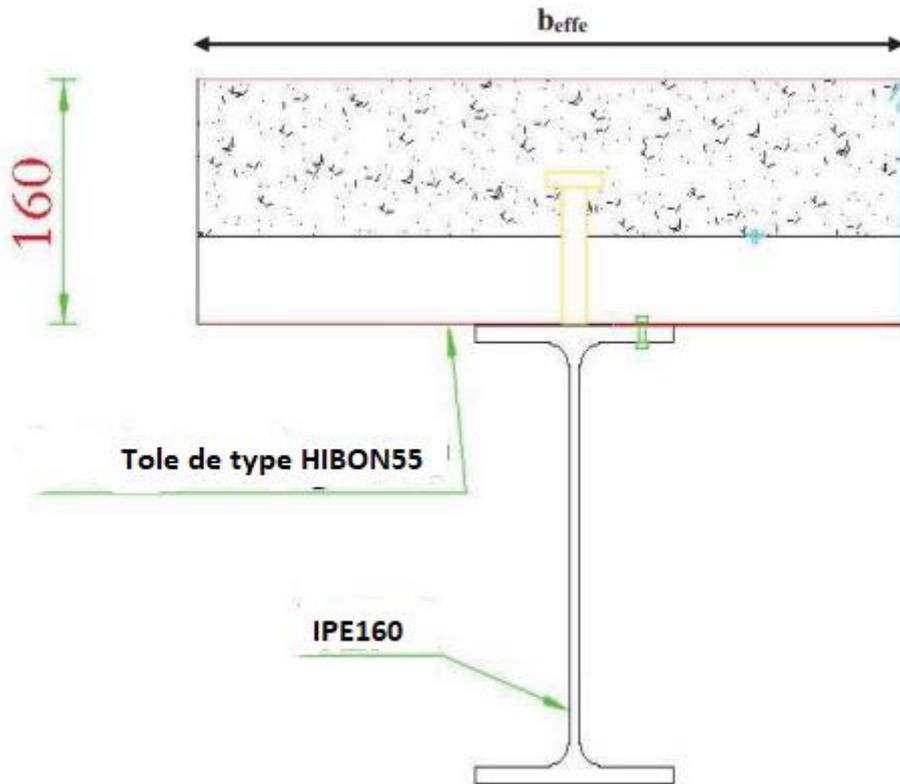


Figure VI-3 : La largeur participante de la dalle

Le poids de la dalle :

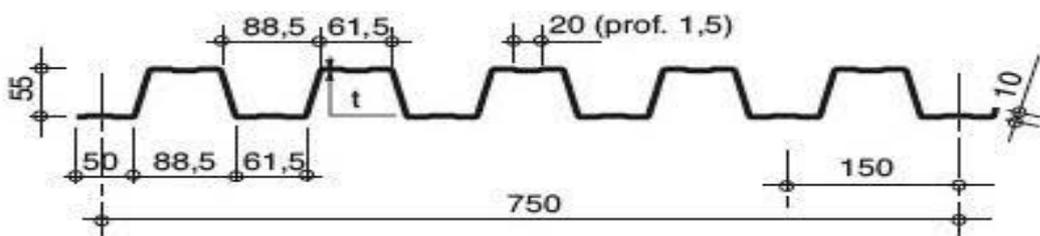


Figure VI-4 : Présentation de la tôle HIBON 55

- Le nombre des vides:

$$\frac{1}{0.15} = 6.66 = 7 \text{ vides}$$

- **Le volume de béton avec des vides :**

$$V = h \times 1.2 = 0.16 \times 1 \times 1 = 0.160 \text{ m}^3$$

- **Le volume des vides:**

$$V_{\text{vide}} = S_{\text{vide}} \times n \text{ des vides}$$

$$= \frac{61.5+88.5}{2} \times 55 \times 7 \times 1 = 0.029 \text{ m}^3$$

- **Le poids de la dalle par ml :**

$$P_{\text{béton}} = v \times 2400 - V_{\text{vide}} \times 2400$$

$$= 0.160 \times 2400 + 0.029 \times 2400 = 384 - 69.6 = 314.4$$

1m<sup>2</sup> de la dalle pesé 314.4 kg

Donc le poids surfacique de la dalle est : 314.4 kg/m<sup>2</sup>

#### V-4-1 Evaluation des charges :

On utilise le DTR BC -2-2 (charge et surcharge)

- **Les charges permanentes :**

✓ Cloison de séparation ep 10cm.....	90 kg /m <sup>2</sup>
✓ Revêtement en carrelage (2 cm) .....	40 kg /m <sup>2</sup>
✓ Mortier de pose (2 cm) .....	40kg /m <sup>2</sup>
✓ Poids de la dalle (16 cm) .....	314.4 kg/m <sup>2</sup>
✓ Isolation thermique (4 cm) .....	16 kg/m <sup>2</sup>
✓ Poids de la solive (IPE160).....	15.8 kg/m <sup>2</sup>
✓ Poids de la tôle ( <b>HIBON 55</b> ) .....	12 kg/m <sup>2</sup>

- **Les surcharges d'exploitations :**

Plancher courant Q = 3 KN/m<sup>2</sup>

#### **Vérification des solives :**

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Le poids propre du béton.....314.4 × 1.2 = 377.28 kg/ml
- Le poids propre de la tôle .....12×1.2 = 14.4 kg/ ml
- Le poids propre de la solive (IPE 160) .....15.8 kg/ml
- La surcharge de construction.....100 × 1.2 = 120 kg/ml

$$\longrightarrow G = 377.28 + 14.4 + 15.8 = 407.48 \text{ kg/ml}$$

➤ **Combinaison de charge :**

L'entre axe des solives est de **1.2 m**

❖ **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 407.48 + 1.5 \times 120$$

$$q_u = 730.1 \text{ kg/ml}$$

❖ **A l'ELS**

$$q_s = 407.48 + 120 = 527.48 \text{ kg/ml}$$

$$f_1 = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 5.25 \times 402^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869} = 0.97 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 1.34 \text{ cm}$$

$$f_1 < f_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Phase finale:**

Le béton ayant durci donc la section la section mixte ( le profilé dans la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- ✓ Cloison de réparation .....  $90 \times 1.2 = 108 \text{ kg/ml}$
- ✓ Revêtement en carrelage .....  $40 \times 1.2 = 48 \text{ kg/ml}$
- ✓ Mortier de pose .....  $40 \times 1.2 = 48 \text{ kg/ml}$
- ✓ Poids de la dalle .....  $314.4 \times 1.2 = 404.58 \text{ kg/ml}$
- ✓ Isolation thermique .....  $16 \times 1.2 = 19.2 \text{ kg/ml}$
- ✓ Poids de la solive (IPE 160) .....  $15.8 \text{ kg/ml}$
- ✓ Poids de la tôle .....  $12 \times 1.2 = 14.4 \text{ kg/ml}$

$$G = 108 + 48 + 48 + 404.58 + 19.2 + 15.8 + 14.4$$

$$G = 657.98 \text{ kg/ml}$$

- La surcharge d'exploitation  $Q = 3 \text{ kN/m}^2 = 300 \text{ kg/m}^2 \times 1.2$

$$Q = 360 \text{ kg/ml}$$

**Combinaison de charge :**

❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 657.98 + 1.5 \times 360$$

$$q_u = \mathbf{1428.27 \text{ kg/ml}}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = G + Q = 657.98 + 360$$

$$q_s = \mathbf{1017.98 \text{ kg/ml}}$$

**a) Vérification de la condition de résistance : (moment fléchissant) :**

$$q_u = 1428.27 \text{ kg/ml}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{1428.27 \cdot 4.02^2}{8} = 2884.63 \text{ kg.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

❖ **La force sur la section d'acier :**

$$F_a = \frac{A_a \cdot F_y}{\gamma_a} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.90 \text{ dan} = 429.4 \text{ KN}$$

**La force sur la section du béton :**

$$F_b = \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \quad \text{avec :}$$

$$\triangleright F_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\triangleright \gamma_b = 1.5$$

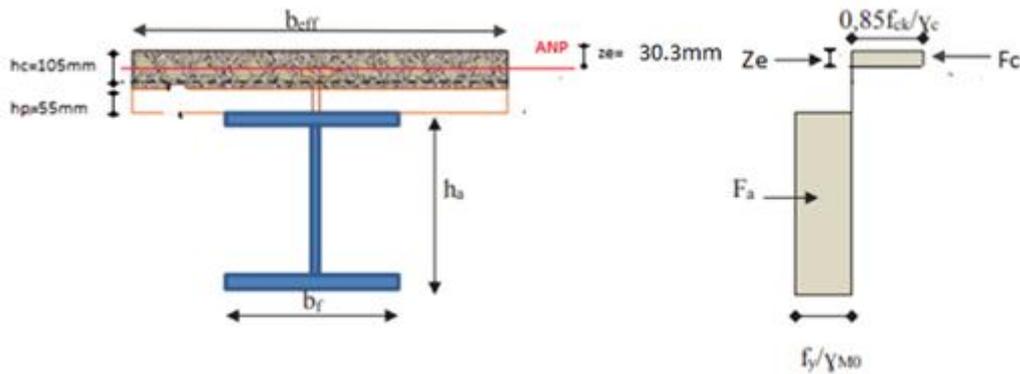
$$\triangleright h_c = h - h_p = 160 - 55 = 105 \text{ mm}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times 10.5 \times 100 \times 250}{1.5} = 148750 \text{ dan} = \mathbf{1487.5 \text{ KN}}$$

$F_b > F_a$  donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton ; d'où :

$$Z = \frac{F_a}{\left(\frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = \frac{42940.90}{\left(\frac{0.85 \times 100 \times 250}{1.5}\right)} = \frac{42940.90}{14166.66}$$

$$\mathbf{Z = 3.03 \text{ cm} = 30.3 \text{ mm} < h_c = 105 \text{ mm}}$$



**Figure VI-5 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).**

**Le moment de résistance plastique :**

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle, le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{pl,Rd} = Fa \left( \frac{h}{2} + h_c - h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{Aa \cdot Fy}{\gamma_a} \left( \frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$= 42940.9 \left( \frac{0.16}{2} + 0.105 + 0.055 - \frac{0.030}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 3864.68 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2884.63 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 3864.68 \text{ daN.m}$ .....la section est vérifiée

**b) vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1428.27 \times 4.02}{2} = 2870.82 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{a_{vz} \cdot Fy}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$a_{vz} = 9.66 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{9.6 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 11840.93 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 2870.82 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 11840.93 \text{ daN}$  .....Condition vérifiée

### ✚ Vérification de l'EIS :

$$f_{max} < f_{adm} \rightarrow f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{402}{250} = 1.6 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times i_h} \quad \text{avec}$$

L : la portée de la solive

$I_h$  : le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique)

E : module d'élasticité de l'acier

- $I_a = 646 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $A_a = 21.10 \times 10^2 \text{ mm}^2$
- $h_a = 160 \text{ mm}$
- $h_c = 105 \text{ mm}$
- $b_{eff} = 1000 \text{ mm}$
- $n = \frac{Ea}{(E_{cim}/2)} = \frac{21 \times 10^4}{15250/2} = 13.77$

### L'aire de la section homogénéisée :

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} = 2010 + \left( \frac{1000 \times 105}{13.77} \right)$$

$$A_h = 9635.27 \text{ mm}^2$$

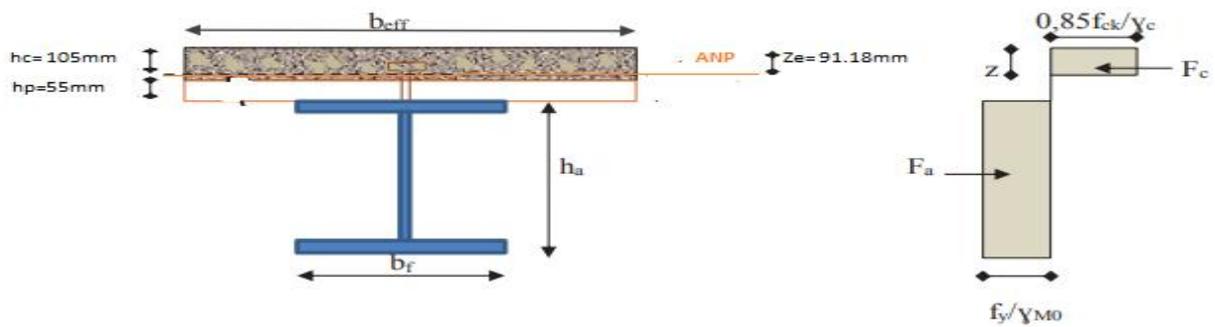
- $A_h \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) = 9635.27 \times (80 + 55) = 1300761.76 \text{ mm}^2$
- $\frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = \frac{1000 \times 105^2}{2(13.77)} = 400326.8 \text{ mm}^2$

$$A_h \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) > \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n}$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le béton à une distance  $Z_e$  de la face supérieure de la dalle.

$$\begin{aligned} Z_e &= \frac{A_a}{A_h} \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{1}{A_h} \times \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} \\ &= \frac{2010}{9635.27} \left( \frac{160}{2} + 55 + 105 \right) + \frac{1}{9635.27} \times \frac{1000 \times 105^2}{2(13.77)} \\ &= 50.06 + 41.12 \end{aligned}$$

$$Z_e = 91.18 \text{ mm}$$



**Figure VI-7 : Schéma de la section mixte. Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).**

**Le moment d’inertie homogénéisée :**

$$I_h = [I_a + A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_e\right)] + \left[\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z_e - \frac{h_c}{2}\right)^2\right)\right]$$

$$= [646 \times 10^4 + 2010 \left(\frac{160}{2} + 55 + 105 - 93.18\right)] + \left[\frac{1000 \times 105}{13.77} \left(\frac{105^2}{12} + \left(93.12 - \frac{105}{2}\right)^2\right)\right]$$

$$= 6759128.2 + 19593494.88$$

$$I_h = 26352623.08 \text{ mm}^3$$

$$\rightarrow f_2 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h} = \frac{5 \times 10.7073 \times 402^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2635.26}$$

$$f_2 = 0.63 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{402}{250} = 1.61 \text{ cm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2 = 0.97 + 0.63 = 1.6$$

$\rightarrow f_{max} = 0.66 \text{ cm} < f_{adm} = 1.61 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Donc l’IPE 160 convient pour les solives.

**VI-4-2 Calcul des connecteurs acier-béton :**

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.

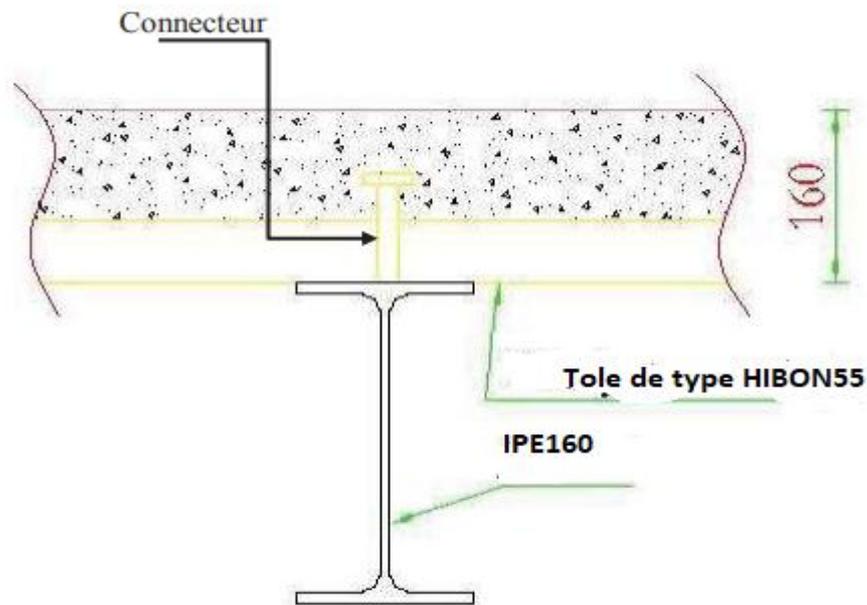


Figure VI-8 : Schéma de position des connecteurs.

➤ **Choix des dimensions des connecteurs suivant l’Eurocode 4 :**

On choisit des connecteurs de diamètre tel que ne doit pas être inférieur à  $1.25 d$  et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à  $0.20 d$ , ni la hauteur minimal inférieure à  $[0.15. d]$ .

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d’un diamètre d’au moins  $1.5 d$  et d’une hauteur d’au moins  $0.4 d$  ; ou  $d$  est le diamètre du fut de goujon.

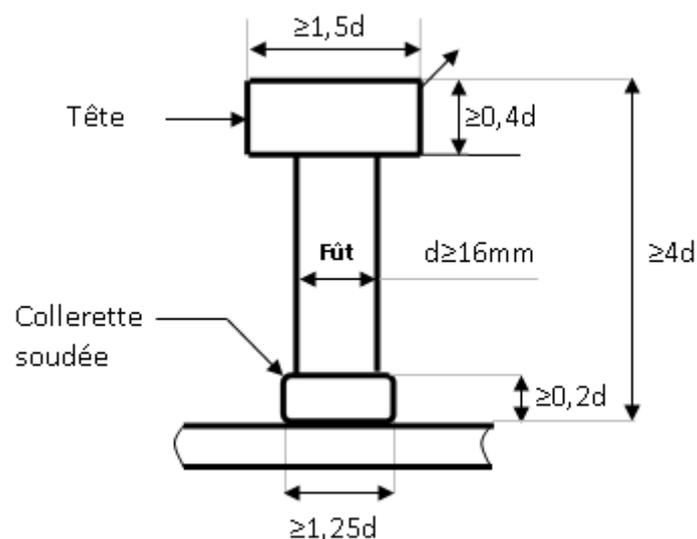


Figure VI-9 : dimensionnements minimaux des goujons à têtes

- On prend le diamètre  $d = 19 \text{ mm}$   
 $\longrightarrow 19 \text{ mm} < 1.25 d = 1.25 \times 19 = 23.75 \text{ mm}$
- $\frac{h}{d} > 4 \longrightarrow h > 4 \times d$
- On  $d = 19 \text{ mm} \longrightarrow h > 4 \times 19 = 75 \text{ mm}$
- On prend la hauteur du goujon  $h = 80 \text{ mm}$

Béton de classe **C25/30** =  $F_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

- $E_{cim} = 30500 \text{ MPA}$
- $F_u = 415 \text{ MPA}$
- $F_y = 275 \text{ MPA}$

$\alpha$  : facteur de correction  $\implies$

$$\left[ \begin{array}{l} \alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.25 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{array} \right.$$

➤  $\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 \implies \alpha = 1$

➤ **Calcul de nombre de connecteurs n :**

$$n \geq \frac{V_L}{p_{Rd}}$$

$V_L$  : Effort total de cisaillement longitudinal de calcul

$p_{Rd}$  : la résistance de calcul d'un connecteur.

• **Calcul de la résistance au cisaillement  $p_{Rd}$  d'un goujon :**

Selon l'article 3-10-2 (Eurocode 4), elle est donnée par la plus petite valeur des deux résistances suivantes :

$$p_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{Rd1} = 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_r} = 0.85 \times \frac{415}{1.25} \times \frac{\pi \times (19)^2}{4} = 75.26 \text{ KN.} \\ p_{Rd2} = 0.29 \times \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cim}} \\ = 0.29 \times \frac{1 \times 19^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 73.13 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$\longrightarrow$  On prend  $p_{Rd} = 73.13 \text{ KN}$

- $d = 19 \text{ cm} \longrightarrow$  le diamètre du fût du goujon.
- $F_u = 415 \text{ MPA} \longrightarrow$  la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

- $F_{ck} = 25 \text{ MPA}$  ➔ la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'étage considéré ( $f_{c28}$ ).
- $E_{cim}$  : la valeur moyenne du module élastique du béton.
- $\gamma_r = 1.25$  ➔ le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

### Calcul de coefficient min orateur :

**Dans notre cas :** les nervures de la tôle est perpendiculaire à l'axe de la solive, donnée par l'expression suivante :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N}} \left[ \frac{ba}{hp} \times \left( \frac{hg}{hp} + 1 \right) \right] \leq 1$$

- $b_a$ : largeur moyenne d'une onde.

$$b_a = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{88.5 + 61.5}{2}$$

$$b_a = 75 \text{ mm}$$

- $N_r$  : ➔ 1 nombre de goujons dans une nervure.

- $h_g$  = ➔ 80 mm la hauteur hors-tout du goujon.

- $h_p$  = 55 mm

- $K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \left[ \frac{75}{55} \times \left( \frac{80}{55} - 1 \right) \right] \leq 1$

- $K_t = 0.433 < 1$

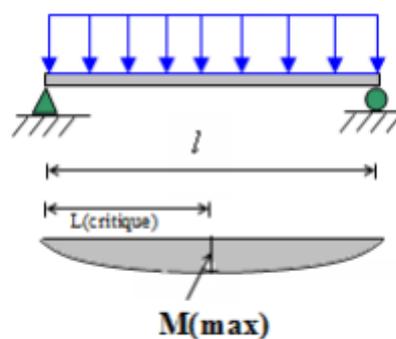
**On retiendra que pour un goujon :**

$$p_{Rd} = p_{Rdmin} \times K_t = 73.13 \times 0.433$$

$$p_{Rd} = 31.66 \text{ KN.}$$

### Longueur critique :

Qui représente la distance du point d'appuis de la poutre jusqu'au point le plus sollicité par le moment de flexion  $M_{max}$  :



**Figure VI-10 : Présentation longueur critique.**

$$L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

• **Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal  $V_L$ :**

L'effort total de cisaillement longitudinal  $V_{Ln}$  s'exerçant sur chaque longueur antique (c'est-à-dire chaque demi-travée de la poutre) est donnée par :

$$\begin{cases} V_{L1} = Fa = \frac{A \times Fy}{\gamma m_0} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 429.4 \text{ KN} \\ V_{L2} = Fb = 0.85 \times \frac{Fck}{\gamma_c} \times beff \times hc = 0.85 \times \frac{250}{1.5} \times 100 \times 10.5 = 1487.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\longrightarrow V_L = \min \{ V_{L1}, V_{L2} \} = V_{L1} = 429.4 \text{ KN.}$$

Donc :

Le nombre de goujons :

$$N = \frac{V_L}{PRd} = \frac{429.4}{31.66} = 13.5 \longrightarrow N = 14 \text{ goujons.}$$

➤ Nombre de bacs sur la longueur critique

$$n = \frac{L_{cri}}{L_{bac}} = \frac{2000}{150} = 13.33 \text{ bacs.}$$

➔ Ces connecteurs ductiles peuvent être espacés uniformément en soudant un goujon dans chaque nervure.

On opte pour  $n = 14$  goujons.

## VI-5 Etude des poutres principales :

### VI-5-1 Stade de montage :

Portée :  $L = 6 \text{ m}$

Distance entre axe =  $4.02 \text{ m}$

- Le poids propre du béton .....  $1263.9 \text{ kg/ml}$
- Le poids propre de la tôle .....  $12 \times 4.02 = 48.24 \text{ kg/ml}$
- Le poids propre de la solive .....  $15.8 \times 4 = 63.2 \text{ kg/ml}$
- Le poids propre de la poutre principale .....  $42.2 \text{ kg/ml}$ .
- La surcharge de construction .....  $100 \times 4.02 = 402 \text{ kg/ml}$

#### La charge permanente

$$G = 1263.9 + 48.24 + 63.2 + 42.2 = 1417.54 \text{ kg/ml}$$

#### La charge d'exploitation

$$Q = 402 \text{ kg/ml}$$

#### Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 1417.54 + 1.5 \times 402 = 2516.68 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 1417.54 + 402 = 1819.54 \text{ kg/ml}$$

✚ **Vérification a la résistance :**

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

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

**Calcul de l'effort tranchant dans la section :**

$$V_{sd} = \frac{qsd \times l}{2} = \frac{25.177 \times 6}{2} = 75.51 \text{ KN}$$

**Calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{25.7 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 316.99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 75.51 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 316.99 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{ysd} \leq M_{ply,Rd}$$

**Calcul de moment fléchissant :**

$$M_{ysd} = \frac{qsd \times l^2}{8} = \frac{25.17 \times (6)^2}{8} = 113.27 \text{ KN.m}$$

**Calcul de moment plastique :**

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \times 23.5}{1.1} = 13416.36 \text{ KN}$$

$$M_{ysd} = 113.27 \text{ KN.m} \leq M_{ply,Rd} = 13416.36 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification du déversement :**

Notre plancher est collaborant, la tôle sur les solives joue le rôle d'appuis latéral qui empêcher le déversement.

Donc **L'YPE 300** est vérifié au stade de montage.

✚ **Vérification de la flèche :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{qsd \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{18.2 \times (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 8356} = 1.75 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.75 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{la rigidité est vérifiée}$$

### VI-5-2 Stade finale

#### Evaluation des charges :

- Cloison de séparation .....  $90 \times 4.02 = 361.8 \text{ kg/ml}$
- Revêtement en carrelage .....  $40 \times 4.02 = 160.8 \text{ kg/ml}$
- Mortier de pose .....  $40 \times 4.02 = 160.8 \text{ kg/ml}$
- Poids de la dalle .....  $1263.9 \text{ kg/ml}$
- Isolation thermique .....  $16 \times 4.02 = 64.32 \text{ kg/ml}$
- Poids de la tôle .....  $12 \times 4.02 = 48.24 \text{ kg/ml}$
- Poids de solive .....  $15.8 \times 4 = 63.2 \text{ kg/ml}$
- Poids de la poutre (IPE300) .....  $42.2 \text{ kg/ml}$

$$\Longrightarrow G = 361.8 + 160.8 + 160.8 + 1263.9 + 64.32 + 48.24 + 63.2 + 42.2$$

$$G = 2165.26 \text{ kg/ml}$$

#### Les charges variables :

- Charge d'exploitation .....  $Q = 300 \times 4.02 = 1206 \text{ kg/ml}$
- Charge du vent .....  $V = 44.4 \times 4.02 = 178.488 \text{ kg/ml}$

#### Combinaison de charge :

$$\text{ELU : } q_{ud} = 1.35 G + 1.5(Q + V) = 1.35 \times 2165.26 + 1.5 \times (1206 + 178.488)$$

$$q_{ud} = 4999.83 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sd} = G + Q + V = 2165.26 + 1206 + 178.488$$

$$q_{sd} = 3549.75 \text{ kg/ml}$$

#### Caractéristique de la dalle mixte :

##### ➤ Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{eff} = \min \left( 2 \times \frac{l_0}{8}, e \right)$$

$l_0 = l$  : la longueur de la poutre maitresse ( $l = 6 \text{ m}$ ).

$e$  : entre axes des poutres ( $e = 4.02 \text{ m}$ )

$$\text{Donc } b_{eff} = \min \left( 2 \times \frac{6}{8} = 1.5 \text{ m}, 4.02 \text{ m} \right) = 1.5 \text{ m}$$

#### ✚ Vérification a L'ELU :

##### • Vérification de l'effort tranchant (au cisaillement)

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{ud} \times l}{2} = \frac{50 \times 6}{2} = 150 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{a_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{25.7 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 316.99 \text{ KN}$$

$$\implies V_{sd} = 150 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 316.99 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification du moment fléchissant (au résistance) :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{qud \times l^2}{8} = \frac{50 \times (6)^2}{8} = 225 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la distance de l'axe neutre plastique a la fibre supérieure Du béton :**

- 1) Résistance de la section en acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5380 \times 23.5}{1.1}$$

$$F_a = 114936.36 \text{ daN}$$

- 2) Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 1500 \times 105 \times 2.5}{1.5}$$

$$F_b = 223125 \text{ daN}$$

$$F_a \leq F_b \implies \text{l'axe neutre se trouve dans la zone du béton}$$

**On a besoin d'un ferrailage.**

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{1337.36 \times 10^3}{1500 \times \left( \frac{0.85 \times 25}{1.5} \right)}$$

$$Z = 62.93 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd}^* = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 1149.36 \times \left( \frac{0.300}{2} + 0.055 + 0.105 - \frac{0.06293}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd}^* = 320.14 \text{ KN.m}$$

$$\implies M_{sd} = 225 \text{ KN.m} \leq M_{pl,Rd}^* = 320.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition verifier}$$

- ✚ Vérification a la fleche:

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times q_{sd} \times l^4}{384 \times E_a \times I_n}$$

- Le moment d'inertie homogénéisé :

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{h} = 5380 + \frac{1500 \times 105}{13.77} = 16817.91 \text{ mm}^2$$

$$A_h \times \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) = 16817.91 (150 + 55) = 3447671.24 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b_{eff} \times h_c^2}{2h} = \frac{1500 \times (105)^2}{2 \times (13.77)} = 600490.19 \text{ mm}^2$$

$A_h \left( \frac{ha}{2} + h_p \right) \geq \frac{b_{eff} \times hc^2}{2h} \implies$  l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique a une distance  $Z_e$  de la face supérieure de la dalle.

$$Z_e = \left( \frac{A_a}{A_h} \times \left( \frac{ha}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{1}{A_h} \times \frac{b_{eff} \times hc^2}{2h} \right)$$

$$= \left( \frac{5380}{16817.91} \times \left( \frac{300}{2} + 55 + 105 \right) + \frac{1}{16817.91} \times \frac{1500 \times (105)^2}{2 \times 13.77} \right)$$

**$Z_e = 134.8 \text{ mm}$**

$$I_h = (I_a + A_a \times \left( \frac{ha}{2} + h_p + h_c + Z_e \right)^2 + \frac{b_{eff} \times hc}{h} \left( \frac{hc^2}{12} + \left( Z_e - \frac{hc}{2} \right)^2 \right)$$

$$= 8356 \times 10^4 + 5380 (55 + 150 + 105 + 134.8)^2 + \frac{1500 \times 105}{13.77} \times \left( \frac{105^2}{12} + \left( 134.8 - \frac{105}{2} \right)^2 \right)$$

**$I_h = 123599.6 \times 10^4 \text{ mm}^4$**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{sd} \times l^4}{384 \times E \times I_h} = \frac{5 \times 35.5 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 123599.6} = 0.24 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.24 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm}$$

$\implies$  Donc l'IPE 300 convient pour la phase finale

### VI-5-2 Calcul des connecteurs dans la section mixte :

Calcul de  $w_{ply}$  :

$$\text{On a : } M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \implies w_{ply} = \frac{M_{ply,Rd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{32014 \times 10^4 \times 1.1}{235} \times 10^{-3} = 1498.53 \text{ cm}^3$$

a) Dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{h \times w_{ply}} = \frac{23967 \times 10^4}{13.77 \times 1498.53 \times 10^3} = 11.61 \text{ Mpa}$$

b) Dans l'acier:

$$\sigma_a = - \frac{M_{sd}}{w_{ply}} = \frac{23967 \times 10^4}{1498.53 \times 10^3} = - 159.9 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul de la connexion Acier-béton :

• Calcul du nombre de connecteur  $n$  :

Les sections transversales sont de classe 1, on utilise une connexion partielle.

On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs :

$$n \geq \frac{V1}{PRd}$$

**Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :**

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd} = 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \times h_t \\ P_{Rd} = 0.29 \times \alpha_{d2} \times \sqrt{F_{cm} \times E_{cim}} \times \frac{1}{\gamma_v} \times h_t \end{array} \right.$$

Ou :  $d = 19 \text{ mm}$  (le diamètre du fut du goujon).

$h = 90 \text{ mm}$  ( la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon ).

$$F_y = 235 \text{ MPA}$$

$$F_u = 415 \text{ MPA}$$

$$E_{cim} = 30500 \text{ N/mm}^2$$

$\gamma_v = 1.25$  (le coefficient partiel de sécurité a l'état limite ultime)

$$K_e = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \left( \frac{75}{55} \times \left( \frac{90}{55} - 1 \right) \right) = 0.429 \leq 1$$

$$\implies P_{Rd1} = 0.8 \times \frac{415}{1.25} \times \frac{\pi \times (19)^2}{4} \times 0.429 = 32.303 \text{ KN}$$

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} 0.2 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{d} = \frac{90}{19} = 4.7 > 4 \implies \alpha = 1$$

$$\implies P_{Rd2} = 0.29 \times 1 \times (19)^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} \times 0.429 = 31.41 \text{ KN}$$

$$\implies P_{Rd} = \min ( P_{Rd1}, P_{Rd2} ) = 31.41 \text{ KN}$$

**Calcul de l'effort rasant :**

$$V_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} V_1 = F_a = 114936.36 \text{ daN} \\ V_2 = F_b = 223125 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$V_1 = F_a = 114936.36 \text{ daN}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égal a la distance séparant la section d'appuis ( $V_{max}$ ) et le moment de la section a mi travée ( $M_{max}$ ).

$$L_{cr} = \frac{6000}{2} = 3000 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort est de :

$$V = \frac{V}{L_{cr}} = \frac{114936.36}{3000} = 383.12 \text{ N/mm}$$

➤ **Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :**

$$h \geq \frac{V}{PRd} = \frac{114.936}{31.4} = 3.66 \quad \Rightarrow \quad \text{donc 4 goujons par mi travée} \Rightarrow \text{donc 8 goujons par travée.}$$

➤ **Espacement entre connecteur :**

$$e = \frac{l}{h} = \frac{6000}{8} = 0.75 \text{ m}$$

## VI-6 Calcul des poutres secondaire :

### VI-6-1 Stade de montage :

Portée :  $L = 4.02 \text{ m}$

Distance entre axe :  $1.2 \text{ m}$

Le poids propre du béton .....  $377.28 \text{ kg/ml}$

Le poids propre de la tôle .....  $12 \times 1.2 = 14.4 \text{ kg/ml}$

Le poids de la poutre secondaire (IPE 160) .....  $15.8 \text{ kg/ml}$

La surcharge de construction .....  $Q = 100 \times 1.2 = 120 \text{ kg/ml}$  .

**La charge permanente :**

$$G = 377.28 + 14.4 + 15.8 = 407.48 \text{ kg/ml}$$

**Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 407.48 + 1.5 \times 120 = 730.1 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS : } G + Q = 407.48 + 120 = 527.48 \text{ kg/ml}$$

✚ **Vérification a la résistance :**

• **Vérification a l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2} = \frac{7.3 \times 4.02}{2} = 14.67 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{9.66 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 119.14 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14.67 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 119.14 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{7.3 \times (4.02)^2}{8} = 14.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{367 \times 23.5}{1.1} = 26.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14.74 \text{ KN.m} \leq M_{pl,Rd} = 26.49 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au déversement :**

Notre plancher est collaborant, la tôle sur les poutres joue le rôle d'appuis latéral qui empêche le déversement.

- **Vérification à l'ELS:**

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{5.27 \times (402)^4}{2.1 \times 10^6 \times 869} = 0.98 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{402}{300} = 1.34 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.98 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.34 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**La condition de rigidité est vérifiée**

⇒ **Donc l'IPE 240 est vérifié au stade de montage**

### VI-6-2 Vérification au stade final :

Cloison de séparation .....  $90 \times 1.2 = 108 \text{ kg/ml}$

Revêtement au carrelage .....  $40 \times 1.2 = 48 \text{ kg/ml}$

Mortier de pose .....  $40 \times 1.2 = 48 \text{ kg/ml}$

Poids de la dalle .....  $377.28 \text{ kg/ml}$

Isolation thermique .....  $16 \times 1.2 = 19.2 \text{ kg/ml}$

Poids de la tôle .....  $12 \times 1.2 = 14.4 \text{ kg/ml}$

Poids de la poutre .....  $15.8 \text{ kg/ml}$

$$\Rightarrow G = 108 + 48 + 48 + 377.28 + 19.2 + 14.4 + 15.8 = 630.68 \text{ kg / ml}$$

#### Les charges variables :

- Charges d'exploitation .....  $Q = 300 \times 1.2 = 360 \text{ kg / ml}$

- Charges du vent .....  $V = 43.72 \times 1.2 = 52.46 \text{ kg/ml}$

Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_{ud} = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times (630.68) + 1.5 \times (360 + 52.46)$$

$$q_{ud} = 1470.2 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS: } G + Q + V = 1043.14 \text{ kg/m}$$

$$q_{sd} = 1043.14 \text{ kg/ml}$$

#### Caractéristiques de la dalle mixte :

$$b_{eff} = \min \left( 2 \times \frac{l_0}{8}, e \right) = \min ( 2 \times 0.51, 6 )$$

$$b_{eff} = 1.02 \text{ m}$$

- **Vérification à La résistance:**

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

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2} = \frac{14.70 \times 4.02}{2} = 29.55 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{19.1 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 235.58 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 29.55 \text{ KN} \leq V_{plRd} = 235.58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{14.7 \times (4.02)^2}{8} = 29.7 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de la distance de l'axe neutre plastique à la fibre supérieure du béton :**

✓ **Résistance de la section en acier :**

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2010 \times 23.5}{1.1} = 42940.9 \text{ daN}$$

✓ **Résistance de la section en béton**

$$F_b = \frac{0.85 \times b_{eff} \times h_c \times F_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 1020 \times 105 \times 2.5}{1.5}$$

$$F_b = 151725 \text{ daN}$$

$F_a \leq F_b \implies$  l'axe neutre se trouve dans la zone du béton.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left( \frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{429.40 \times 10^3}{1020 \times \left( \frac{0.85 \times 25}{1.5} \right)}$$

$$Z = 29.71 \text{ mm}$$

$$M_{ply,Rd} = F_a \times \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 429.4 \times \left( \frac{0.16}{2} + 0.055 + 0.105 - \frac{0.02971}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = 65.76 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 29.7 \text{ KN} \leq M_{ply,Rd} = 65.76 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✚ **Vérification à la fleche:**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{l}{300} = \frac{402}{300} = 1.34 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

✚ **le moment d'inertie homogénéisé :**

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} = 2010 + \frac{1020 \times 105}{13.77} = 9787.77 \text{ mm}^2$$

$$A_h \times \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) = 9787.77 \times (160 + 55) = 2104372.22 \text{ mm}$$

$$\frac{b_{eff} \times h_c^2}{2 \times n} = \frac{1020 \times (105)^2}{2 \times 13.77} = 408333.33 \text{ mm}^2$$

$$Ah \times \left( \frac{ha}{2} + hp \right) > \frac{beff \times hc^2}{2 \times n}$$

⇒ L 'axe neutre élastique se situe dans le béton à une distance Ze de la face supérieure de la dalle.

$$Ze = \frac{Aa}{Ah} \times \left( \frac{ha}{2} + hp + hc \right) + \frac{1}{Ah} \times \frac{beff \times hc^2}{2n} = \frac{2010}{9787.77} \times \left( \frac{160}{2} + 55 + 105 \right) + \frac{1}{9787.77} \times \frac{1020 \times (105)^2}{2 \times 13.77}$$

$$Ze = 90.99 \text{ mm}$$

$$I_h = \left( I_a + Aa \times \left( \frac{ha}{2} + hp + hc + Ze \right)^2 + \frac{beff \times hc}{n} \times \left( \frac{hc^2}{12} + Ze - \frac{hc}{2} \right) \right)$$

$$= 3892 \times 10^4 + 2010 \times (55 + 80 + 105 + 90.99)^2 + \frac{1020 \times 105}{13.77} \times \left( \frac{105^2}{12} + 90.99 - \frac{105}{2} \right)^2$$

$$I_h = 8.38 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{qsd \times l^4}{E \times I_h} = \frac{5}{384} \times \frac{10.43 \times (402)^4}{2.1 \times 10^6 \times 8.38 \times 10^5} = 0.2 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.2 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.34 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Donc L' IPE 160 convient pour les poutres secondaires.**

#### ➤ Calcul des connecteurs dans la section mixte :

Calcul de  $W_{ply}$ :

$$\text{On a : } M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \implies W_{ply} = \frac{M_{ply,Rd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{20974 \times 10^4 \times 1.1}{235} \times 10^{-3} = 981.76 \text{ cm}^3$$

#### c) Dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{Msd}{n \times w_{ply}} = \frac{2970 \times 10^4}{13.77 \times 981.76 \times 10^3} = 2.19 \text{ Mpa}$$

#### d) Dans l'acier:

$$\sigma_a = - \frac{Msd}{w_{ply}} = \frac{2970 \times 10^4}{981.76 \times 10^3} = - 30.25 \text{ Mpa}$$

### VI-6-3 calcul de la connexion Acier-béton :

#### • Calcul du nombre de connecteur n :

Les sections transversales sont de classe 1, on utilise une connexion partielle.

On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs :

$$n \geq \frac{V1}{P_{Rd}}$$

• **Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :**

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd} = 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \times ht \\ P_{Rd} = 0.29 \times \alpha d^2 \times \sqrt{F_{cm} \times E_{cim}} \times \frac{1}{\gamma_v} \times ht \end{array} \right.$$

Ou :  $d = 19 \text{ mm}$  (le diamètre du fut du goujon).

$h = 90 \text{ mm}$  ( la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon ).

$$F_y = 275 \text{ MPA}$$

$$F_u = 415 \text{ MPA}$$

$$E_{cim} = 30500 \text{ N/mm}^2$$

$\gamma_v = 1.25$  ( le coefficient partiel de sécurité a l'état limite ultime ).

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \left( \frac{75}{55} \times \left( \frac{90}{55} - 1 \right) \right) = 0.429 \leq 1$$

$$\implies P_{Rd1} = 0.8 \times \frac{415}{1.25} \times \frac{\pi \times (19)^2}{4} \times 0.429 = 32.303 \text{ KN}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{90}{19} = 4.7 > 4 \implies \alpha = 1$$

$$\implies P_{Rd2} = 0.29 \times 1 \times (19)^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} \times 0.429 = 31.41 \text{ KN}$$

$$\implies P_{Rd} = \min ( P_{Rd1} , P_{Rd2} ) = 31.41 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort rasant :

$$V_L = \min \left\{ \begin{array}{l} V_1 = F_a = 42940.9 \text{ daN} \\ V_2 = F_b = 151725 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$V_1 = F_a = 42940.9 \text{ daN}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égal a la distance séparant la section d'appuis ( $V_{max}$ ) et le moment de la section a mi travée ( $M_{max}$ ).

$$L_{cr} = \frac{4020}{2} = 2010 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort est de :

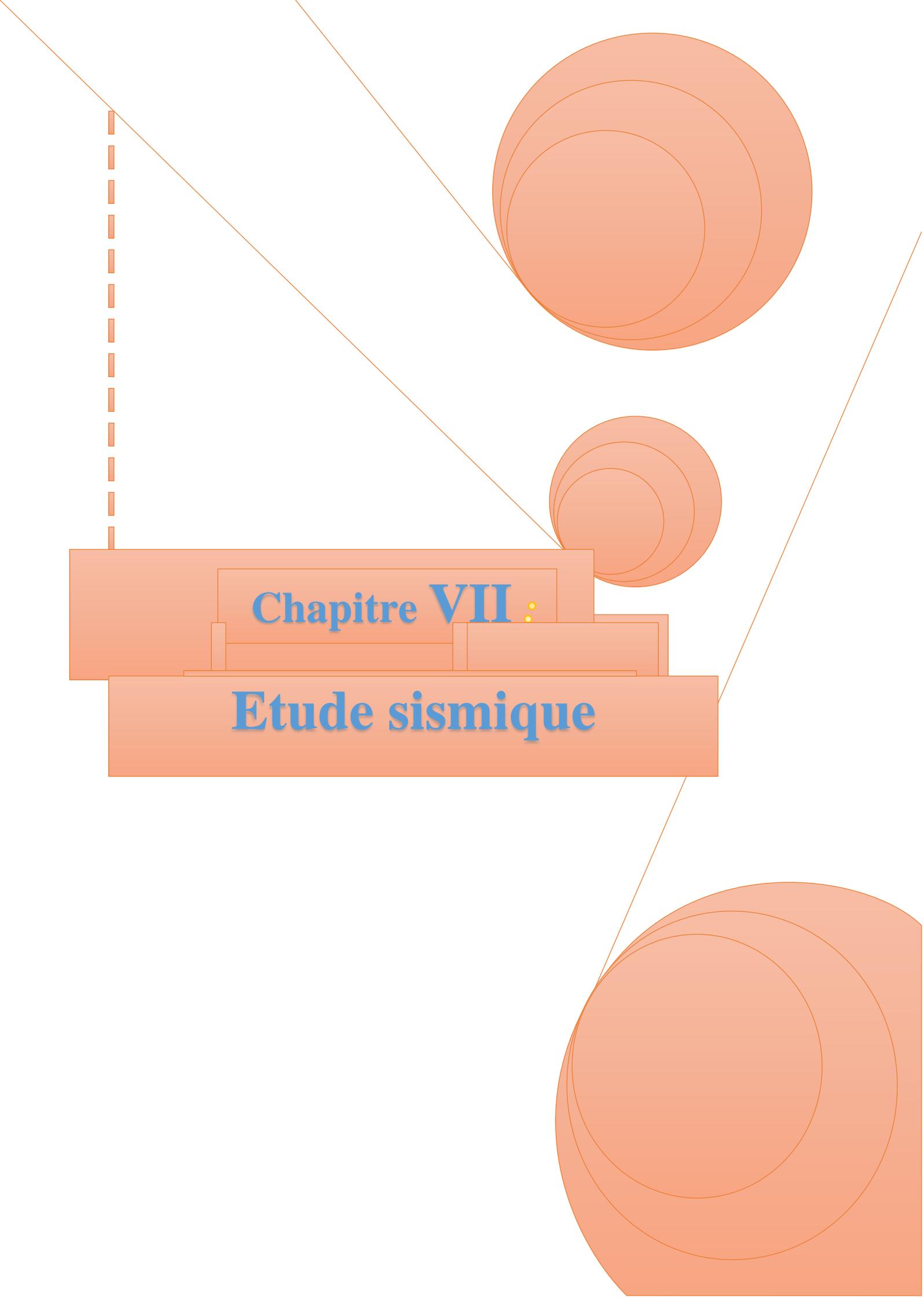
$$V = \frac{V}{Lcr} = \frac{42940.9}{2010} = 21.36 \text{ N/mm}$$

- **Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :**

$$h \geq \frac{V}{PRd} = \frac{42940.9}{31410} = 1.36 \implies \text{donc 2 goujons a mi travée donc 4 goujons pour une travée}$$

- **Espacement entre connecteur :**

$$e = \frac{l}{h} = \frac{4020}{4} = 1.005\text{m}$$

A decorative graphic featuring several overlapping orange circles of varying sizes. A dashed vertical line is on the left, and solid lines connect the circles to a central text box. The text is in a blue, serif font.

**Chapitre VII :**

**Etude sismique**

## VII-1 introduction :

Le but de calcul parasismique est d'assurer la résistance et la ductilité de la construction vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, et d'assurer aussi le confort des occupants qui reste le souci principal du concepteur.

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel robot structural analysis Professional 2016.

## VII-2 Modélisation de la structure :

### VII-2-1 Présentation de logiciel robot structure :

Autodesk Robot Structural Analyses Professional propose aux ingénieurs des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexe de la construction, ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk « Revit » structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM).

Dans Robot structural analyses, on peut :

- Créer des modèles de structures.
- Effectuer des analyses structurelles.
- Générer les plans de fabrication.

### VII-2-2 Les combinaisons utilisées :

1.35 G + 1.5 Q.

G + Q.

G + Q ± EX

G + Q ± EY

G + Q ± 1.2 EX

G + Q ± 1.2 EY.

0.8 G + EX.

0.8 G + EX.

### VII-3 Méthodes de calcul :

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de l'action sismique est basée sur la théorie dynamique du génie sismique, d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette action que pour les facteurs qui la conditionnent.

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

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### VII-3-1. Méthode statique équivalente :

##### VII-3-1-1 principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure.

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

##### VII-3-1-2 condition d'application :

Selon le **RPA 99/2003(art 4.1.2)**, nous pouvons dire que la méthode est applicable sur notre structure vu que les conditions suivantes sont satisfaites ;

- Régularité en plan et en élévation.

- Ouvrage en zone II avec une hauteur totale inférieure a 30 m.

**VII-3-2 calcul de la force sismique totale :**

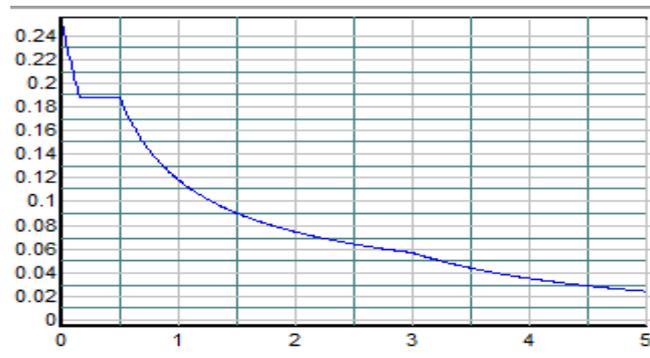
D’après l’article 4.2.3 de RPA 99/2003 ,la force sismique totale v qui s’applique a la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = w \times \frac{A \times D \times Q}{R} \quad (\text{equ 4.1,art 4.2.3 RPA99/2003}).$$

A : coefficient d’accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/2003, fonction de la zone sismique et du groupe d’usage du bâtiment.

**Dans notre cas :**

Zone II a      ⇒ A = 0.20  
 Groupe d’usage IB ( art 3.2 de RPA 99/2003)



**Figure VII-1 : le spectre de réponse d’accélération.**

**VII-3-2-1 Facteur d’amplification dynamique moyen D :**

- D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d’amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{2}\right)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases} \quad (\text{equ 4.2,art 4.2.3,RPA99/2003})$$

**Avec :**

T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le **tableau 4.7 art 4.2.3 (RPA99/2003)**.

Notre site est un site ferme (catégorie S3), donc  $T_2 = 0.5$  s

**VII-3-2-2 Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) : donné par la formule :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ page 38 RPA 99 V2003})$$

$\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le tableau 4.2 (RPA99)  $\Rightarrow \xi = 4\%$  (portique en acier avec remplissage léger)

$$\text{D'où } \eta = 1.85 > 0.7 \Rightarrow \eta = 1.85$$

**VII-3-2-3 Calcul de la période de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par les méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T * h_n^{3/4} \quad (\text{equ 4.6 art 4.2.4 RPA 99/2003}).$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure, jusqu'au dernier niveau

$$h_n = 13.36 \text{ m}$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 (RPA 99/2003) .

Dans notre cas le contreventement est assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

$$C_T = 0.05$$

$$\Rightarrow T_x = T_y = 0.05 (13.36)^{3/4} = 0.35 \text{ s}$$

$$T_{\text{logiciel}} = 0.42 \text{ s} \quad (\text{période de mode fondamentale calculé par logiciel Robot})$$

$$T_{\text{log}} = 0.42 \text{ s} < 1.3 T_x = 0.45 \text{ s}$$

$$\text{On a } 0 \text{ s} < T = 0.35 \text{ s} < 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \text{donc } D = 2.5 \eta = 2.5 * 1.85 = 4.625$$

**Donc :**

$$D = 4.625$$

**VII-3.2.4 Coefficient du comportement global de la structure(R) :**

Le coefficient de comportement global de la structure, donnée par le **tableau 4.3 (RPA99/2003) art 4.2.3** en fonction de section de contreventement.

Dans notre cas ossature contreventée par palées triangulées en X  $\Rightarrow R = 4$

Portique auto stable ordinaire  $\Rightarrow R = 4$

### VII-3.2.5 Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité(Q) est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments de la structure.
- ✓ La régularité en plan et en élévation
- ✓ La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + p_q \quad (\text{equ 4.7 art 4.2.4 ;RPA 99/2003}).$$

Critère q	Pq	
	Observé	n/observé
1- conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
2- redondance en plan		0.05
3- régularité en plan	0	
4- régularité en élévation	0	
5- contrôle de qualité de matériaux	0	
6- contrôle de la qualité de l'exécution		0.1

TableauVII-1 : valeur de pénalité pq(sens xx)

$$\sum p_q = 0.2.$$

$$Q_x = 1 + \sum p_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

Critère q	Pq	
	Observé	n/observé
1- conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
2- redondance en plan	0	
3- régularité en plan	0	
4- régularité en élévation	0	
5- contrôle de qualité de matériaux	0	
6- contrôle de la qualité de l'exécution		0.1

TableauVII-2 : valeur de pénalité(sens yy)

$$\xi_{pq} = 0.15.$$

$$Q_y = 1 + \xi_{pq} = 1 + 0.15 = 1.15.$$

### VII-3.2.6 Calcul du poids de la structure W :

$$W = G + \beta Q \quad (4.5 \text{ RPA } 99 / 2003).$$

G : poids du aux charges permanentes et a celle des équipements fixe solidaire a la structure.

Q : charges d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas  $\beta = 0.2$  (tab 4.5 RPA 99). **Donc :  $w = G + 0.2Q$ .**

**Donc a chaque niveau  $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$**

Le poids de chaque niveau est donné par le tableau suivant :

NIVEAU	$W_{Gi}$ (dan )	$W_{Qi}$ (dan)	$0.2W_{Qi}$ (dan)	$W_i$ (dan)
Niveau 2	32277.26	108576	21715.2	53992.46
Niveau 1	453979.34	217152	43430.4	497409.74
RDC	484505.83	217296	43430.4	527936.23

**TableauVII-3 : poids de la structure.**

$$W = 1079338.43 \text{ dan} = 10793.38 \text{ KN}$$

### VII-3.2.7 La force sismique :

$$V_x = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

$$V_x = \frac{0.20 * 4.625 * 1.2}{4} * 10793.38$$

$$V_x = 2995.16 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

$$V_y = \frac{0.20 * 4.625 * 1.15}{4} * 10793.38$$

$$V_y = 2870.36 \text{ KN}$$

#### VII-3.2.7.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$\begin{cases} V = F_t + \sum f_i \\ F_t = 0.07 T * V & \text{Si } T > 0.7s \\ F_t = 0 & \text{Si } T < 0.7s \end{cases}$$

**Avec :**

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0.07 T * V$  ou  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de  $F_t$  ne dépasse en aucun cas  $0.25v$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petite ou égale à  $0.7s$ .

D'où on a  $T = 0.35s < 0.7 s \Rightarrow f_t = 0$

$$F_i = \frac{(v-f_t)w_i h_i}{\sum w_j h_j}$$

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .

$h_i$  : niveau du plancher.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

Les résultats sont donnés pour le sens x-x par le système de contreventement X dans le tableau suivant :

Niveau	$W_i$ (KN)	$H_i$ (m)	$W_i h_i$	$F_i$ (KN)
NIVEAU 2	5514.01	9	49626.09	1030.78
NIVEAU 1	5279.36	5	26396.8	548.28

**TableauVII-4** : les valeurs des forces horizontales pour x-x

Les résultats sont donnés pour le sens y-y par le système de contreventement X dans le tableau suivant :

Niveau	$W_i$ (KN)	$H_i$ (m)	$W_i h_i$	$F_i$ (t)
NIVEAU 1	5514.01	9	49626.09	987.83
RDC	5279.36	5	26396.8	525.44

**TableauVII-5** : les valeurs des forces horizontales pour y-y

**VII-3.2.8 Vérification de la stabilité de la structure selon le RPA 99/2003 :**

- **La période :**

La valeur de T calculée a partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numérique ne doivent pas dépasser celle estimées a partir des formules empirique appropriées de plus de 30 % .

Selon l’analyse de structure par logiciel (Robot 2016) :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	2.39	0.42	0.00	93.24	0.00	0.00	93.24	0.00	397956.08	397956.08	397956.08
4/ 2	3.61	0.28	88.54	93.24	0.00	88.54	0.00	0.00	397956.08	397956.08	397956.08
4/ 3	4.17	0.24	95.28	93.25	0.00	6.74	0.01	0.00	397956.08	397956.08	397956.08
4/ 4	8.89	0.11	95.28	99.94	0.00	0.00	6.69	0.00	397956.08	397956.08	397956.08
4/ 5	10.93	0.09	99.91	99.94	0.00	4.63	0.00	0.00	397956.08	397956.08	397956.08
4/ 6	12.05	0.08	99.91	99.95	0.00	0.00	0.01	0.00	397956.08	397956.08	397956.08
4/ 7	12.33	0.08	99.91	99.95	0.00	0.00	0.00	0.00	397956.08	397956.08	397956.08
4/ 8	12.65	0.08	99.91	99.95	0.09	0.00	0.00	0.08	397956.08	397956.08	397956.08
4/ 3	12.79	0.08	99.91	99.95	0.12	0.00	0.00	0.03	397956.08	397956.08	397956.08
4/ 10	12.97	0.08	99.91	99.95	0.69	0.00	0.00	0.57	397956.08	397956.08	397956.08

**.Figure VII-2 : participation modale.**

A partir des formules empiriques  $T = 0.42s$

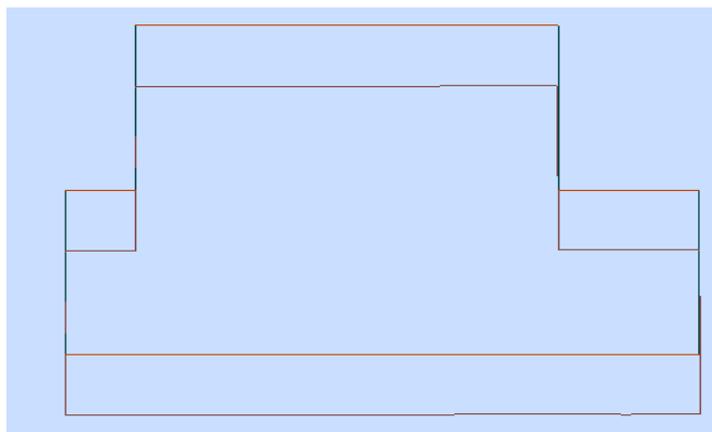
On a la période calculée manuellement est égale a  $T = 0.35 s$ .

Il faut vérifier la condition suivante :

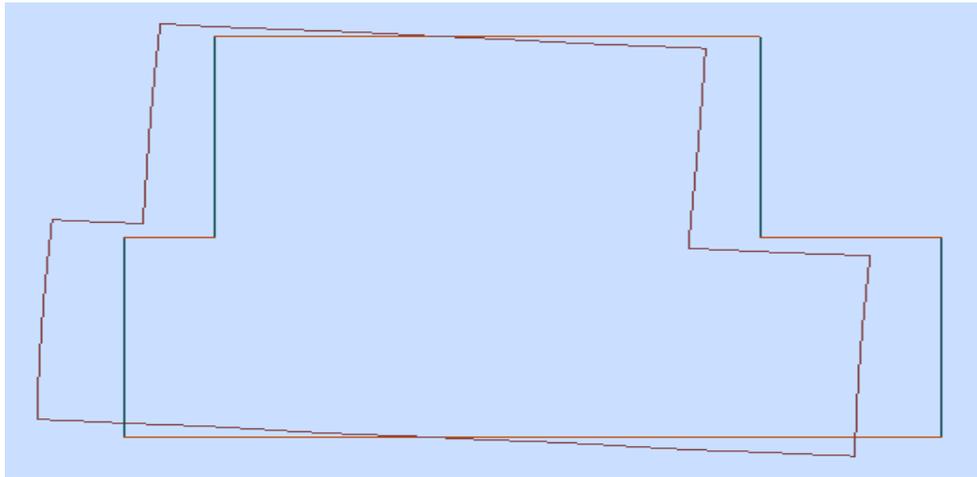
$$T+T*30\% = 0.35 + 0.35* 0.3 = 0.455 > T_{empirique} =0.42 s$$

⇒**donc la condition est vérifiée.**

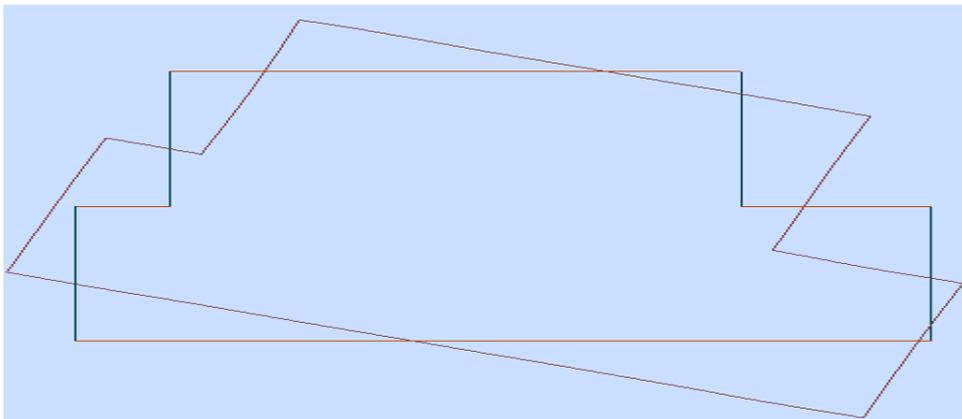
- **Modes de vibration :**



**Mode 1 : translation y-y**



**Mode 2 :** translation x-x avec une toute petite rotation.



**Mode 3 :** Rotation z-z.

**Figure VII-3 :** les 3 formes de vibration

• **Vérification des forces sismiques de calcul (4.3.6 RPA 99/2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $v_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80%  $v$ , la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique.

$$V_t > 0.8 v$$

	Vt(kn)	V(kn)	80% v	Etat
vx	2713.82	2995.16	2444.33	OK
vy	2719.82	2870.36	2342.48	OK

**TableauVII-6 :** comparaison  $v_t$  par rapport a 80%  $v$

- **Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal a chaque niveau ‘k’ de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacements du aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau ‘k’ par rapport au niveau ‘k-1’ est égale a :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui son adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

**Sens x :**

Etage	$\delta_{eq}(m)$	R	$\delta_k$	$\Delta k$	1%hk	Verification
Niveau 1	0.018	4	0.072	0.024	0.09	Ok
RDC	0.012	4	0.048	0.048	0.05	Ok

**TableauVII-7 : vérification des déplacements relatifs dans le sens (x-x) selon la combinaison G + Q + E**

**Sensy-y :**

Etage	$\delta_{eq}(m)$	R	$\delta_k$	$\Delta k$	1%hk	Vérification
NIVEAU 1	0.007	4	0.028	0.012	0.09	Ok
RDC	0.004	4	0.016	0.016	0.05	Ok

**TableauVII-8 : vérification des déplacements relatifs dans le sens (y-y). ) Selon la combinaison G + Q + E**

- **Justification vis-à-vis de l’effort p-  $\Delta$  (art 5.9 RPA99/2003) :**

Les effets du 2° ordre (ou effets p-  $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas de bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk*\Delta k}{Vk*hk} \leq 0.1$$

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau 'k'.

$\sum(W_{Gi} + \beta W_{qi})$  (5.9 page 55 RPA 99/2003).

Vk : effort tranchant d'étage au niveau 'k'

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Déplacement relatif du niveau 'k' par rapport au niveau k-1.

hk : hauteur de l'étage 'k'

si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.20$  les effets p-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moye d'une analyse élastique du 1° ordre

par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$

### Sens x :

Etage	pk	$\Delta k$	vk	hk	$\theta$	Etat
Niveau 2	5514.01	0.024	1030.78	9	0.014	Ok
NIVEAU 1	5279.36	0.048	548.28	5	0.092	Ok

**Tableau VII-9:** vérification de l'effet p-  $\Delta$  dans le sens x

### Sens y :

Etage	pk	$\Delta k$	vk	hk	$\theta$	Etat
Niveau 1	5514.01	0.012	987.87	9	0.008	OK
RDC	5279.36	0.016	525.44	5	0.032	OK

**Tableau VII-10 :** vérification de l'effet p-  $\Delta$  dans le sens x

Donc les effets de 2em ordre sont négligés.



**Chapitre VIII :**

**Etude des  
contreventements**

### **VIII-1 - INTRODUCTION :**

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

### **VIII-2 – Rôle des systèmes de contreventement :**

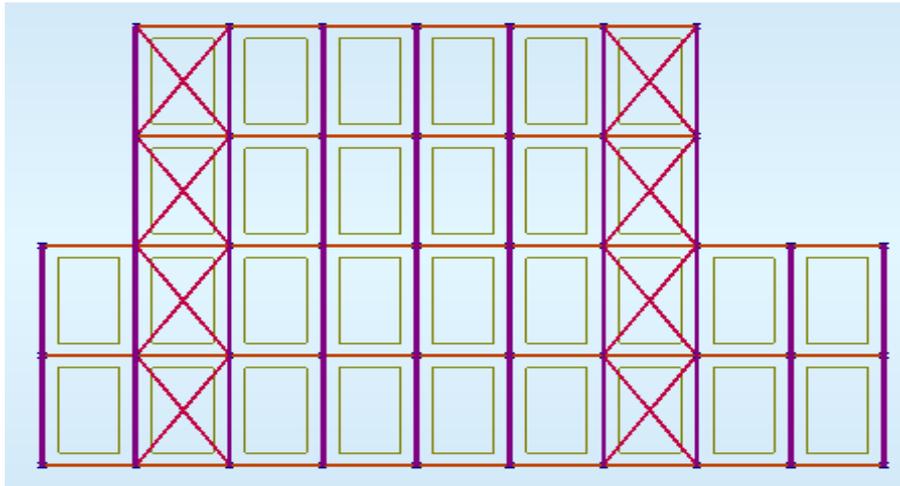
Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

### **VIII-3 -Les différents types de contreventement :**

#### **VIII- 3- 1) Contreventements de toiture (POUTRE AU VENT) :**

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.



**Figure VIII- 1 : disposition de contreventement**

### **VIII-3-1-2 Calcul de la poutre au vent en pignon :**

La poutre au vent sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

#### **VIII-3-1-2-1 Effort du vent sur les pignons :**

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

## VIII-3-1-2-2 Évaluation des efforts horizontaux en tête des poteaux :

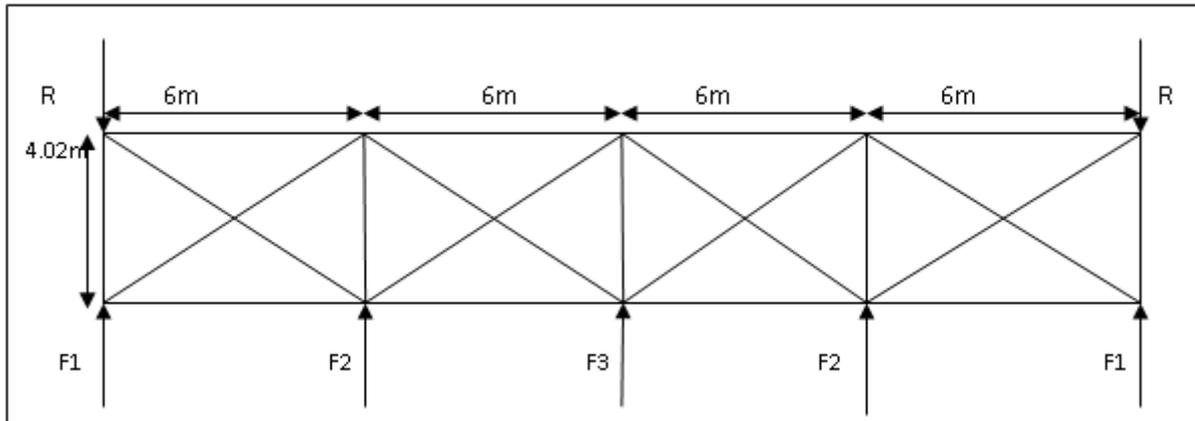
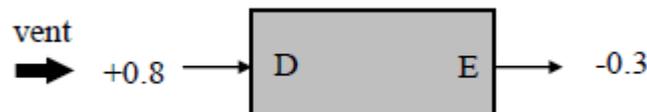


Figure VIII- 2 : Schéma statique de la poutre au vent.

D'après l'étude au vent (chapitre 2), la valeur de ( $c_e$ ) est donnée ci-dessus.



✚ Le coefficient de réduction :

$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

✚ La pression du vent :

$$V = Ph = C_d \times q_h \times \sum C_r = 1 \times 70.875 \times 1.1 = 77.96 \text{ daN/m}^2 \text{ Avec : } C_d=1$$

– la force d'entraînement  $F_c$  est la force de frottement pour la toiture, et est donnée par :

$$F_c = F_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr} )$$

Dans notre cas le frottement est négligeable  $F_{fr} = 0$  (voir le chapitre 2).

❖ Calcul des efforts horizontaux  $F_i$  en tête des poteaux :

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b_1}{8} \right) = \left( 77.96 \times \frac{12}{2} \times \frac{24}{8} \right) = 1403.28 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b_1}{4} \right) = \left( 77.96 \times \frac{13.36}{2} \times \frac{24}{4} \right) = 3124.63 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) = \left( 77.96 \times \frac{12}{2} \times \frac{24}{4} \right) = 2806.53 \text{ daN}$$

### ❖ Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale

**Par la méthode des coupures**, on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

$$R = \frac{\sum Fi}{2} = \frac{2 \times (F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2 \times (1403.28 + 3124.63) + 2806.53}{2}$$

$$R = 5931.17 \text{ daN}$$

$$F_d \times \cos\alpha \times F_1 = R. \text{ Avec : } R=5931.17 \text{ daN} \quad \text{et} \quad F_1=1403.28 \text{ daN}$$

$$\arctg \sigma = \frac{6}{4.02} \quad \Rightarrow \quad \sigma = \arctg \frac{6}{4.02} = 56.17^\circ$$

$$D'où F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{5931.17 - 1403.28}{\cos 56.17} = 4873.11 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 4873.11 = 7309.67 \text{ daN}$$

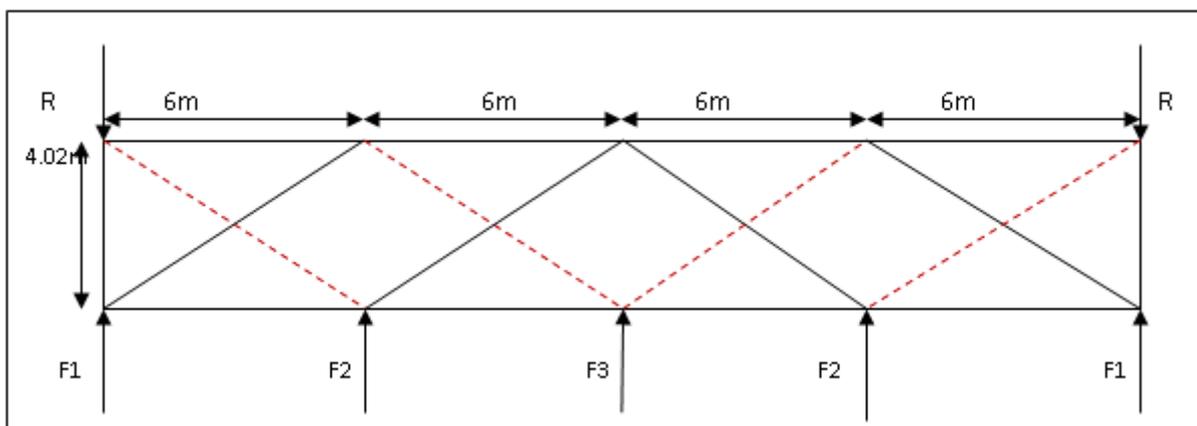
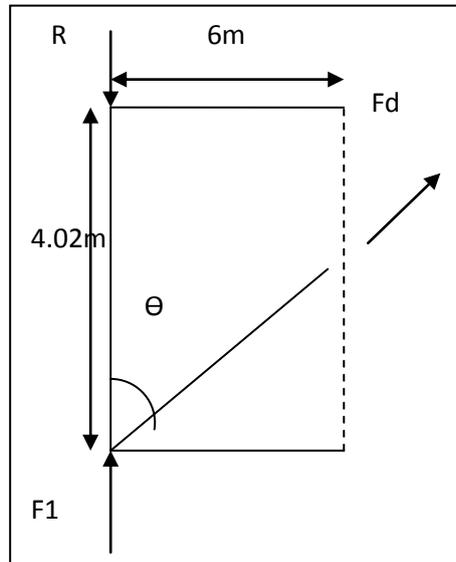


Figure VIII-3 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

**✚ Section de la diagonale :**

Par la méthode des coupures on aura l'effort de traction max  $F_d$



*Figure VIII-4 : L'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité 14 mm et trous de 16mm.*

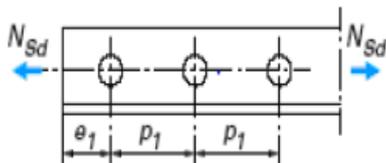
**✚ Calcul de la section brute A :**

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{73.09 \times 1.1}{23.5} = 3.42 \text{ cm}^2$$

On opte une cornière de L60×60×6 d'une section  $A=6.91 \text{ cm}^2$  un boulon de 14 mm et un trou de 16mm

**✚ Section nette :**

$$A_{net} = A - t \times d_0 = 6.91 - 0.6 \times 1.6 = 5.95 \text{ cm}^2$$



**❖ Vérification à la résistance ultime de la section nette :**

**✚ Condition de résistance :**  $N_{sd} \leq N_{u,Rd}$

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{B \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Tableau 1 – Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

Tableau VIII-1 : coefficient minorateur  $\beta_1$  et  $\beta_2$ .

Où  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe  $P_1$  des trous.

**Exemple :** attache de 3 boulons ou plus

$P=100\text{mm}$ ;  $e=25\text{mm}$

$P_1 = 100\text{mm} > 5d_0 = 5 \times 16 = 80\text{mm}$

**Avec :**  $d_0=16\text{mm}$  diamètre de trous

Donc :  $\beta=\beta_3=0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \times 5.95 \times 3600}{1.25} = 11995.2 \text{ daN} = 119.95 \text{ KN}$$

$N_{sd}=73.09 \text{ KN} < N_{u,Rd}=119.95 \text{ KN}$ ..... condition vérifiée.

**Conclusion :**

Une cornière de **L60×60x6** avec des **boulons de 14 mm** et **trous de 16 mm** convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

#### ❖ Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité :

Le montant de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. Les formules de vérification sont les suivantes :

#### ✚ Vérification de la section à la résistance :

Section de classes 1 et 2 :

$$\left( \frac{M_{ysd}}{M_{ny,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{zsd}}{M_{nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

On a  $\alpha=2$ . Et  $\beta=5n$  avec  $\beta \geq 1$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

$$M_{ny,Rd} = M_{ply,Rd} \times \left( \frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right) \quad \text{et} \quad M_{nz,Rd} = M_{plz,Rd} \times \left( \frac{(1-\alpha)^2}{1-\alpha} \right)$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f ; \text{aire de l'ame}$$

$$\alpha: \min \left( \frac{A_w}{A} ; 0.5 \right), \quad M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}, \quad M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

### Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire

✚ **Compression** : (voir le calcul de contreventement)

$$V = F_2 = 3124.63 \text{ daN}$$

✚ **Combinaison des moments** : (voir le calcul des pannes)

$$M_{y_{sd}} = 547.86 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z_{sd}} = 19.4 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times V = 1.35 \times 3124.63 = 4218.25 \text{ daN}$$

✚ **Caractéristique géométrique de l'IPE100** :

$$W_{elz} = 5.79 \text{ cm}^3 ; W_{ely} = 34.2 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply} = 39.4 \text{ cm}^3 ; W_{plz} = 9.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 39.4 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 841.73 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{plz,Rd} = w_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 9.2 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 196.54 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{10.3 \times 2350}{1.1} = 22004.54 \text{ daN}$$

✚ **Incidence de l'effort tranchant** :

Si  $V_{sd} < 0.5 V_{pl,Rd} \longrightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

**Remarque** : à mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

✚ **Incidence de l'effort normal** :

Si  $N_{sd} < \min (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0})$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistance et l'effort normal.

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 22004.54 = 5501.13 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 10.3 - 2 \times 5.7 \times 0.57 = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \times 3.80 \times 2350}{1.1} = 4059.09 \text{ daN}$$

$N_{sd}=4218.25 \text{ daN} > \min(5501.13; 4059.09) = 4059.09 \text{ daN} \dots \dots \text{non vérifiée}$

On augmente la section **IPE120**. ( $A= 13,2\text{cm}^2$ )

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.2 \times 2350}{1.1} = 28200 \text{ daN}$$

$$0.25 \times N_{pl,Rd} = 0.25 \times 28200 = 7050 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 13.2 - 2 \times 6.4 \times 0.63 = 5.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \times 5.14 \times 2350}{1.1} = 5486.86 \text{ daN}$$

$N_{sd}=4218.25 \text{ daN} < \min(7050 ; 5486.86) = 5486.86 \text{ daN} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistance peut être négligée.

Pas de réduction de moment de résistance plastique :

$$M_{ny,Rd} = M_{ply,Rd}$$

$$M_{nz,Rd} = M_{plz,Rd}$$

**La formule de vérification est suivante :**

$$\left[ \frac{M_y \cdot s_d}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z \cdot s_d}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

$$a=2; \beta = 5n \geq 1; n = \frac{N_{sd}}{0.25 \times N_{plRd}} = \frac{2499.6}{7050} = 0.34$$

$$\beta = 5n = 5 \times 0.34 = 1.7$$

**✚ Caractéristique géométrique de l'IPE120 :**

$$W_{ply} = 39.4 \text{ cm}^3 ; W_{plz} = 9.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 60.7 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 1296.77 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{plz,Rd} = w_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 13.6 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 290.54 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\left[ \frac{547.86}{1296.8} \right]^2 \left[ \frac{19.4}{290.54} \right]^1 = 0.3 < 1.0 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**❖ Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité :**

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

**Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

**Semelle inférieure :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

✚ **Combinaison des moments : (voir le calcul des pannes)**

$$M_{y,sd} = 547.86 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = 19.4 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$V' = F_2 = 3124.63 \text{ daN}$  l'effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire  
(montant de la poutre au vent)

$$N_{sd} = 1.5 \times V' = 1.5 \times 3124.63 = 4686.95 \text{ daN}$$

**Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,zrd}} \leq 1$$

✚ **Flexion déviée compose avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_z \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,zrd}} \leq 1$$

✚ **Calcul de coefficient de réduction  $\chi_{min}$  :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

✚ **Flambement par rapport à l'axe fort  $yy'$  (dans le plan) :**

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} \text{ avec : } \phi_y = 0.5 \left( 1 + \alpha_y (\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2 \right) \text{ et } \lambda_y = \left( \frac{l_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A}$$

$$= \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A = 1 ; \text{classe 1})$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{402}{4.90} = 82.04 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \epsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{82.04}{93.9} = 0.87$$

courbe de flambement : ( voir tableau 5,5,3 l' eurocode 3 ).

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1.2$$

Axe de flambement Y-Y → courbe de flambement a →  $\alpha_y = 0.21$

→  $\chi_y = 0.7534$  → **tableau de flambement a**

✚ **Calcul de coefficient  $K_y$  :**

- $B_{My}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement
- poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.1 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{60.7 - 53}{53} = -1.073 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{(-1.073) \times 2777.32}{0.7534 \times 13.2 \times 2350} = \mathbf{1.22} < 1.5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.2 \times 2350}{1.1} = 28200 \text{ daN}$$

$$M_{pl,Rd} = 1296.8 \text{ daN.m}$$

✚ **Flambement par rapport à l'axe faible ZZ' (hors plan) :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{201}{1.45} = 138.62 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{138.62}{93.9} = 1.47$$

Le tableau 5.5.3 de l'eurocode 3 ; partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe b } (\alpha_z = \mathbf{0.34})$$

$$\chi_z = \mathbf{0.3535}$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.7534 ; 0.3535) = \mathbf{0.3535}$$

✚ **Calcul de coefficient  $K_z$  :**

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.47 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{13.6 - 8.64}{8.64} = -1.483 \leq 0.9$$

avec :  $\beta_{My} = 1.3$  (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_z = 1 - \frac{(-1.483) \times 2777.32}{0.3535 \times 13.2 \times 2350} = \mathbf{1.37}$$

**Donc :** 
$$\frac{Nsd}{\psi_{min}.Npl,Rd} + \frac{ky.My,sd}{Mply,Rd} + \frac{Kz.Mzsd}{Mplzrd} = \frac{2777.32}{0.3535 \times 28200} + \frac{1.12 \times 549.45}{1296.8} + \frac{1.37 \times 6.42}{557.59}$$

= 0.27 + 0.47 + 0.03 = 0.77 ≤ 1.0..... **condition vérifiée**

**Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement**

$$\frac{Nsd}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.$$

**✚ Calcul de l'élancement réduit :**

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\alpha_1} (\sqrt{\beta})$$

$$\lambda_{lt} = \lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{c1 \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{L/iz}{h/tf} \right)^2 \right]^{0.25}}} = \frac{402/1.45}{\sqrt{1.132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{402/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 141.22$$

C1 = 1.132 (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{73.18}{93.9} = 1.5 > 0.4 \text{ il ya un risque de deverssement}$$

section laminé  $\alpha_{lt} = 0.21$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\phi_{lt} = 0.5 ( 1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2) + (\lambda_{lt})^2 ) = 0.5 ( 1 + 0.21 ( 1.5 - 0.2 ) + 1.5^2 ) = 1.76$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.76 + (1.76^2 - 1.5^2)^{0.5}} = \mathbf{0.37}$$

**✚ -Calcul des coefficients  $K_{lt}$ :**

$$\mu_{lt} = 0.15 \times \lambda_z. \beta_{Mit} - 0.15 \quad \text{avec } U_{lt} \leq 0.9$$

$$= 0.15 \times 1.47 \times 1.3 - 0.15 = 0.18 \leq 0.9$$

avec :  $\beta_{My} = 1.3$  (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_{lt} = 1 - \frac{K_{lt} \times Nsd}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_{lt} = 1 - \frac{(0.18) \times 2777.32}{0.3535 \times 13.2 \times 2350}$$

$$K_{lt} = \mathbf{0.95}$$

**Donc :**

$$\frac{2777.32}{0.3535 \times 28200} + \frac{0.95 \times 549.45}{0.37 \times 1296.8} + \frac{1.37 \times 6.42}{290.54}$$

= 1.38 < 1 ..... **Non vérifiée .On introduit des liernes .**

**✚ Calcul de l'élancement réduit :**

$$\overline{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\alpha_1} (\sqrt{\beta})$$

$$\lambda_{lt} = \lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{c1} \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{201/1.45}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{201/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 98.75$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = \frac{98.75}{93.9} = 1.05 > 0.4 \text{ il ya un risque de deverssement}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\phi_{LT} = 0.5 (1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2) + (\lambda_{lt})^2) = 0.5(1 + 0.21(1.05 - 0.2) + 1.05^2) = 1.14$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.14 + (1.14^2 - 1.05^2)^{0.5}} = \mathbf{0.63}$$

**Donc :**

$$\frac{2777.32}{0.3535 \times 28200} + \frac{0.95 \times 549.45}{0.63 \times 1296.8} + \frac{1.37 \times 6.42}{290.54} = 0.92 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Le profile choisi **IPE120** est adéquant comme montant de la poutre au vent ).

### ❖ Vérification des pannes de rives à l'instabilité :

**Charges et surcharges revenant à la panne de rive :**

✚ **Compression :** (voir le calcul de contreventement)

$$V = F_2 = 3124.63 \text{ daN}$$

✚ **Combinaison des moments :** (voir le calcul des pannes)

$$M_{y.s.d} = 547.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.s.d} = 19.4 \text{ daN.m}$$

$$N_{s.d} = 1.35 \times V = 1.35 \times 3124.63 = 4218.25 \text{ daN}$$

(Voir le calcul des pannes (**montant de la poutre au vent**) à la sécurité)

**Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\left[ \frac{M_{y.s.d}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z.s.d}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{547.86}{1296.8} \right]^2 \left[ \frac{19.4}{290.54} \right]^1 = 0.3 < 1.0$$

**Vérification des pannes de rives à l'instabilité :**

❖ **Combinaison des moments :** (voir le calcul des pannes)

$$M_{y_{sd}} = 547.86 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z_{sd}} = 19.4 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$V' = F_2 = 3124.63 \text{ daN}$  effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)

$$N_{sd} = 1.5 \times V' = 1.5 \times 3124.63 = 4686.95 \text{ daN}$$

(Voir le calcul des pannes (montant de la poutre au vent) à l'instabilité )

**Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

- Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\psi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{2777.32}{0.3535 \times 28200} + \frac{1.12 \times 549.45}{1296.8} + \frac{1.37 \times 6.42}{557.59}$$

$$= 0.27 + 0.47 + 0.03 = 0.77 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Flexion déviée compose avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_z \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl,zrd}} \leq \frac{2777.32}{0.3535 \times 28200} + \frac{0.95 \times 549.45}{0.63 \times 1296.8} + \frac{1.37 \times 6.42}{290.54}$$

$$= 0.92 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

### Conclusion :

Le profile choisi **IPE120** est adéquant comme panne de toiture .

### ✚ Vérification a la température

**Calcul de la longueur de délatation :**

$$\Delta l = \alpha \times l \times \Delta t$$

$\alpha$  : coefficient de délatation thermique (  $12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  )

$l$  : la distance entre deux système de contrventement (  $l = 20.1 \text{ m}$  )

$\Delta t$  : la température (  $\Delta t = 50 \text{ } ^\circ\text{C}$  )

$$\Delta l = 12 \times 10^{-6} \times 24.18 \times 50 = 0.014 \text{ m}$$

**Calcul de la déformation :**

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{L}$$

$L$  : la longueur total (  $L = 36.18 \text{ m}$  )

$$\varepsilon = \frac{0.014}{36.18} = 0.4 \times 10^{-3}$$

### Conclusion :

L'effe termique est negligable (  $L = 36.18 \text{ m} < 50 \text{ m}$  )

### VIII- 3- 2) Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Une palée de stabilité est un élément de structure inscrit dans un plan vertical et capable de d'opposer a une force horizontale parallèles a son plan. Elle est destinée a assurer la stabilité des parois on file d'ossature vis-a vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter.

Les palées de stabilités doivent reprendre **les efforts sismiques**. On ne fait travailler que les diagonales tendues comme dans le cas de la poutre au vent.

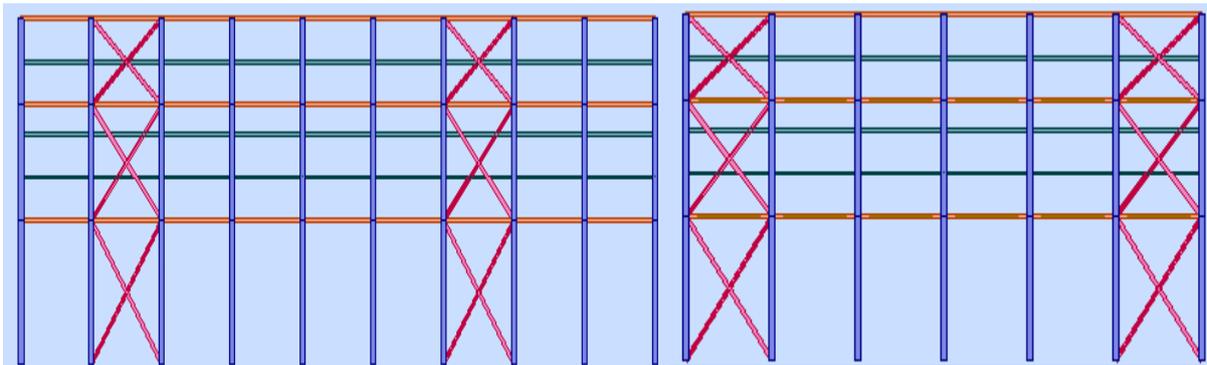


Figure VIII-5 : système de contreventement (palée de stabilité)

La force sismique a la base est reparti selon la hauteur comme le montre la figure ci-dessous :

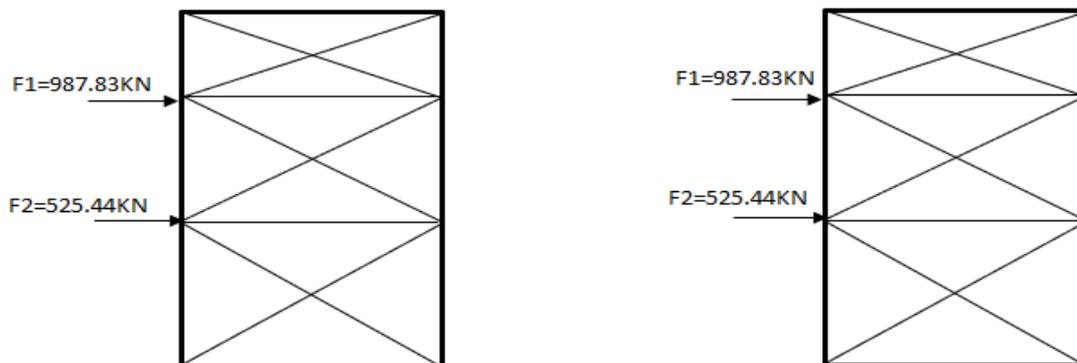


Figure VIII – 6 : la palée de stabilité au long pan

#### VIII- 3- 2-1) calcul d'effort de traction dans la diagonal tendue :

On opte pour **la méthode des nœuds** (système treillis)

On procède aux calculs en ajoutant le poids de la toiture au 2em étage.

$$R_A + R_B = F_1 + F_2 = 1513.27KN$$

$$\Sigma M/B \rightarrow -R_A \times 5 + F_1 \times 9 + F_2 \times 5$$

$$R_A = \frac{F_1 \times 5 + F_2 \times 5}{9} = \frac{987.83 \times 5 + 525.44 \times 5}{9}$$

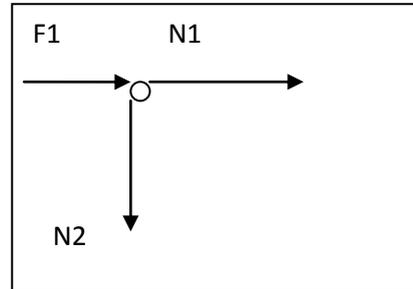
$$R_A = 1279.74KN$$

$$R_B = 1513.2 - 1279.74 = 233.53KN$$

**Nœud 1 :**

$$\Sigma F/xx \rightarrow N_1 = -F_1 = -987.83KN$$

$$\Sigma F/yy \rightarrow N_2 = 0$$



**Nœud 2 :**

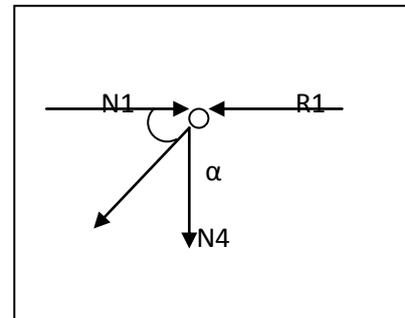
$$\Sigma F/xx = 0 \rightarrow -R_A + N_1 + N_4 \cos \alpha = 0$$

$$N_4 = \frac{R_A - N_1}{\cos \alpha} = \frac{1279.74 + 987.83}{\cos 45} = 3206.88KN \dots\dots\dots \text{traction}$$

$$\Sigma F/yy = 0 \rightarrow -N_3 + N_4 \sin \alpha = 0$$

$$N_3 = -N_4 \sin \alpha = -3206.88 \sin 45 = -2267.61KN \dots$$

.....Compression



**Nœud 3 :**

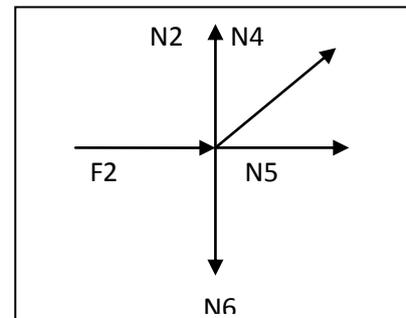
$$\Sigma F/xx = 0 \rightarrow N_5 + F_2 + N_4 \cos \alpha = 0$$

$$\Sigma F/yy = 0 \rightarrow -N_6 + N_4 \sin \alpha = 0$$

$$N_6 = N_4 \sin \alpha = 3206.88 \sin 45 = 2267.60KN \dots$$

$$N_5 = -F_2 - N_4 \cos 36.73$$

$$N_5 = -525.44 - 3206.88 \cos 45 = -2792.70KN$$



**Nœud 4 :**

$$\Sigma F/xx = 0 \rightarrow N_5 + N_8 \cos 45 = 0$$

$$N_8 = \frac{-N_5}{\cos 44.85} = \frac{2792.70}{\cos 45} = 4456.95KN$$

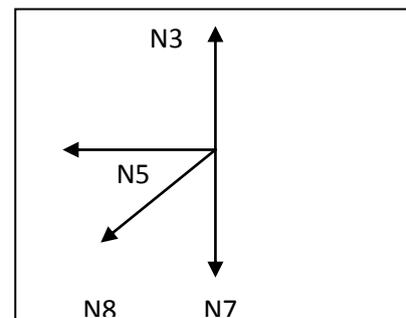
..

On prend  $N_8 = 4456.95KN = N_{sd}$

Donc :

Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N_{sd} = 4456.95 KN$$



### ✚ Calcul de la Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4456.95 \times 1.1}{23.5} = 20.87 \text{ cm}^2$$

On opte pour des UPN 160 d'une section  $A=24 \text{ cm}^2$  et un boulon de 14 mm et un trou de 16mm

### ✚ Section nette :

$$A_{net} = 24 - \times 1.6 = 20.85 \text{ cm}^2$$

### VIII- 3- 2-2) . Vérification à la résistance ultime de la section nette :

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{nette} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{10^2 \times 20.85 \times 235}{1.1} = 445431.81 \text{ daN} = 4454.31 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 4456.95 \text{ KN} > N_{t,Rd} = 4454.31 \text{ KN}$ .....condition vérifiée.

### Conclusion :

Un profilé UPN 160 avec un boulon de 14 mm et un trou de 16mm convient pour les diagonales de palée de stabilité.

### VIII-3 Vérification de la panne sablière :

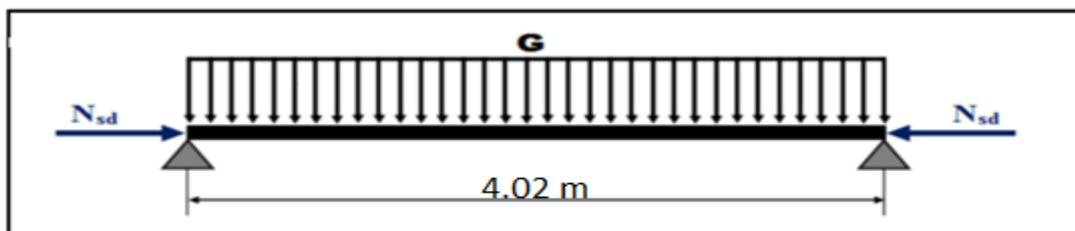


Figure IV- 7 : sablière HEA120

### VIII-3-1Vérification à la flexion composée :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{119.5 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 2987.5 \text{ daNm}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{58.85 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 1471.25 \text{ daNm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25.3 \times 27.5}{1.1} = 632.5 \text{ KN}$$

La vérification de sécurité est donnée : (l'Eurocode 3 p.163)

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$N_{sd} = 4218.25 \text{ daN}$$

$$M_{ysd} = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{19.9 \times 4.02^2}{8} = 0.4 \text{ KNm}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{4218.25}{63250} + \frac{40.19}{2987.5} = 0.73 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la flexion composée est vérifiée

### VIII-3-2 Vérification de la résistance au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0.95 < 1.2$$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe-y-y : courbe b

Axe- z-z : courbe c

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{402}{4.89} = 82.20 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{82.20}{93.9} = 0.87$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{402}{3.02} = 133.11 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{133.11}{93.9} = 1.41$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \text{Min}(0.6804 ; 0.3775) = 0.3775$$

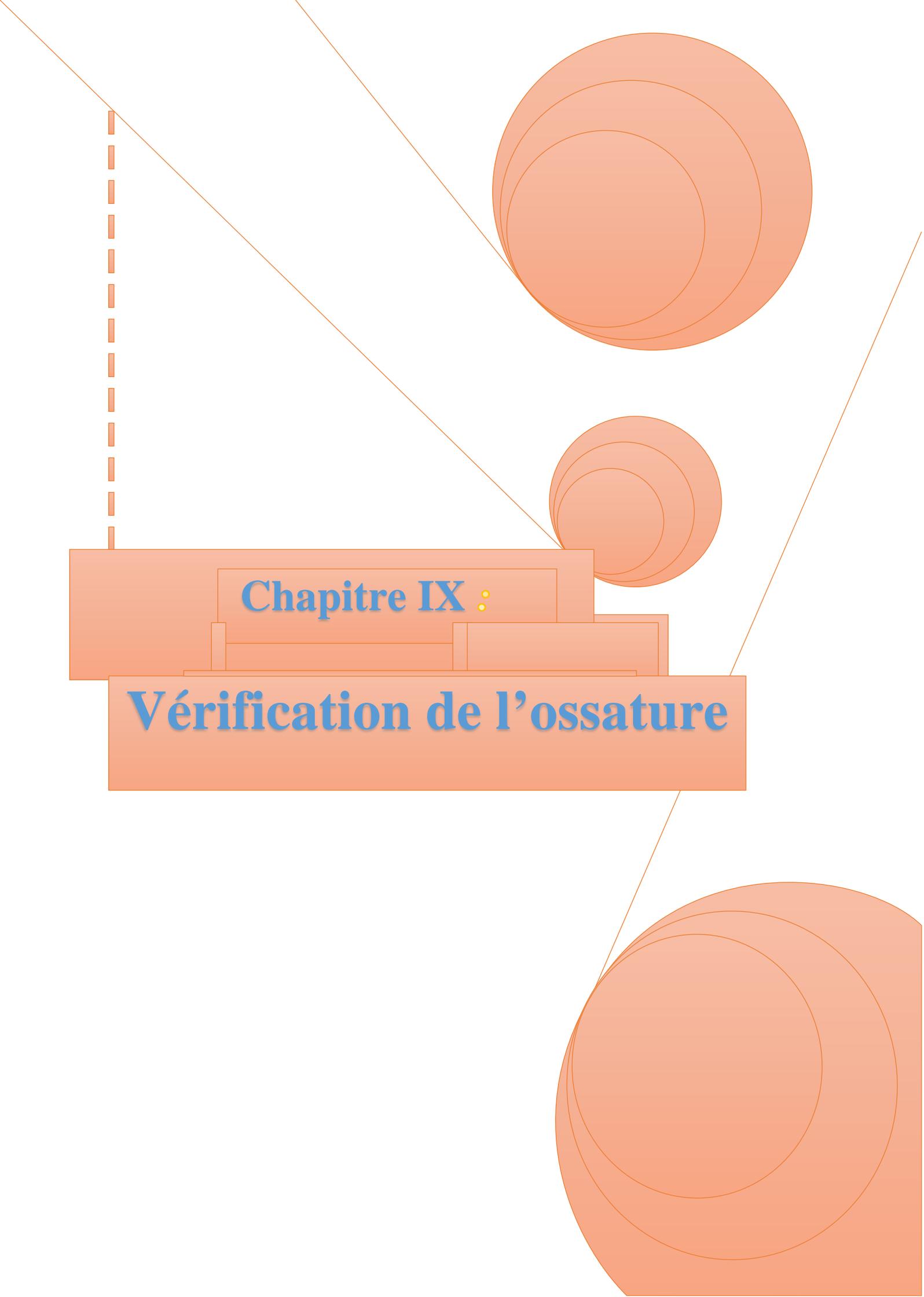
$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.87 \times (2 \times 1.3 - 4) + (119.5 - 106.3) / 106.3 = -1.09$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.09 \times 4218.25}{0.6804 \times 25.3 \times 2350} = 1.11$$

$$\frac{4218.25}{0.3775 \times 63250} + \frac{1.11 \times 40.19}{2987.5} = 0.17 + 0.014 = 0.18 \leq 1.0$$

### Conclusion :

Un **HEA120** convient comme panne sablière.

The page features a decorative design with several concentric orange circles of varying sizes. Two thin orange lines cross the page diagonally. A vertical dashed orange line is positioned on the left side. The text is contained within orange rectangular boxes.

**Chapitre IX :**

**Vérification de l'ossature**

### IX-1. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la Vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, Ces combinaisons sont faites sur la base des règlements en vigueur.

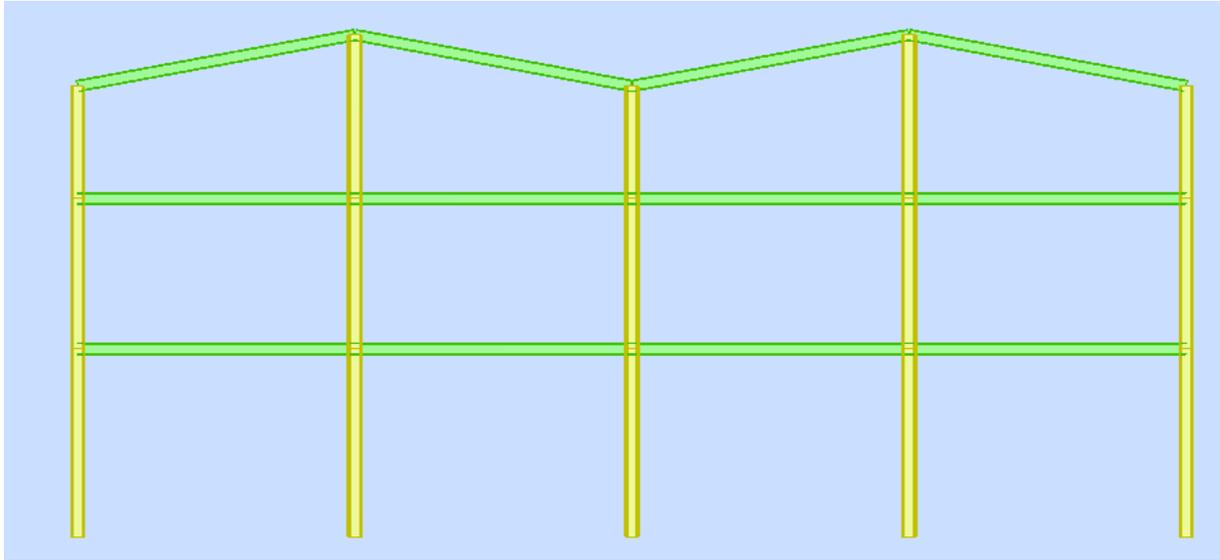


Figure IX-1: les éléments porteurs

### IX-2. Vérification de la poutre principale IPE 300 :

La longueur de la poutre  $L= 6$  m

Les efforts sont tirés à partir du **logiciel Robot**, sous les combinaisons les plus défavorables.

$$V_{sd}=97.52 \text{ kN}$$

$$M_{sd}= 93.39 \text{ kN.m}$$

La section IPE 300 est de classe 01 en flexion simple

#### IX-2.1. Vérification à la résistance :

- Vérification au cisaillement

Il faut vérifiée que  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd}= 97.52 \text{ KN.}$$

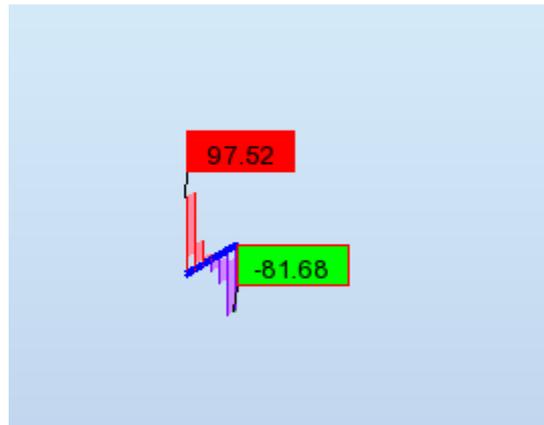


Figure IX-2 : l'effort tranchant de la poutre principale

$$V_{pl,Rd} = \frac{Avz \times Fy}{\sqrt{3} \times \gamma m0} = \frac{25.7 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 316.99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 97.52 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 316.99 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 99.52 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,Rd} = 158.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification au moment résistant :**

$$M_{sd} = 93.39 \text{ KN.m.}$$

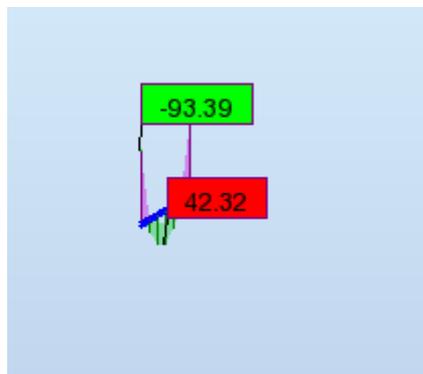


Figure IX-3 : le moment fléchissant de la poutre principale

$$M_{pl,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m0} = \frac{628 \times 23.5}{1.1} = 13416.36 \text{ daN} = 134.16 \text{ KN.}$$

$$M_{y,sd} = 93.39 \text{ KN.m} \leq M_{ply,Rd} = 134.16 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## IX-2.2. Vérification à la stabilité :

- **Vérification au déversement :**

Notre plancher est collaborant, la tôle sur les solives joue le rôle d'appuis latéral qui empêcher le déversement.

Donc l'**IPE 300** convient pour les poutres principales.

### IX-3. Vérification de la poutre secondaire IPE 160 :

La longueur de la poutre  $L= 4,02$  m

Les efforts sont tirés à partir du logiciel Robot :

$$V_{sd}=6.20 \text{ kN}$$

$$M_{y_{sd}}= 5.22 \text{ kN.m}$$

Sous la combinaison :  $1,35G+1,5Q$

La section **IPE 160** est de classe 01 en flexion simple

#### IX-3.1. Vérification à la résistance :

- **Vérification au cisaillement :**

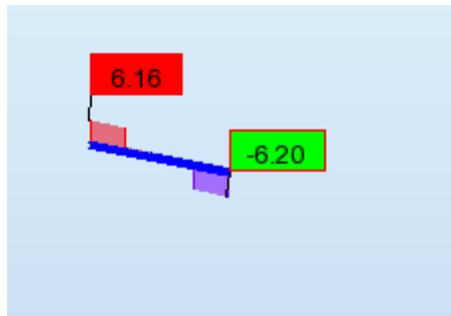


Figure IX-4 : l'effort tranchant de la poutre secondaire

Il faut vérifier que  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = 6.20 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{9.66 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 119.14 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 6.20 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 119.14 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 6.20 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,Rd} = 59.57 \text{ KN.}$$

- **Vérification au moment résistant :**

$$M_{y_{sd}} = 5.22 \text{ KN.m.}$$

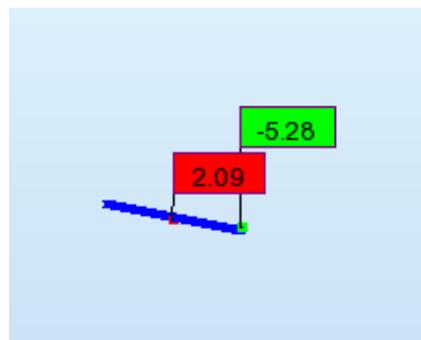


Figure IX- 5 : le Moment fléchissant de la poutre secondaire

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 23.5}{1.1} = 26.49 \text{ KN.m.}$$

### IX-3.2. Vérification à la stabilité :

- **Vérification au déversement :**

Notre plancher est collaborant, la tôle sur les poutres joue le rôle d'appuis latéral qui empêche le déversement.

### IX-4. Vérification de la traverse (IPE 300) :

La longueur de la poutre  $L = 12 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du Robot :

$$V_{sd} = 3.69 \text{ kN}$$

$$M_{ysd} = 10.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = 0.32 \text{ KN.m}$$

Sous la combinaison : 1,35G+1,5Q

La section **IPE 300** est de classe 01 en flexion déviée.

#### IX-4.1 Vérification à la flexion bi axiale :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{pl,yRd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{zsd}}{M_{pl,zRd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

$$M_{ply,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 628 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 134.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 125 \times 10^{-2} \times \frac{2350}{1.1} = 26.7 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{pl,yRd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{zsd}}{M_{pl,zRd}} \right]^{\beta} = \left[ \frac{10.41}{134.16} \right]^2 + \left[ \frac{0.32}{26.7} \right]^1 = 0,6 < 1$$

**Donc la flexion bi axial est vérifié :**

#### IX-4.2 vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{(A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3}))}{\gamma_{M0}} = \frac{2.55 (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 27.75 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 3.69 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 27.75 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Donc la résistance au cisaillement est vérifiée.**

#### IX- 4- 3-Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La vérification au déversement fait pour l'utilisation de la condition suivante :

$$\frac{M_{ySd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

Calcul moment résistant au déversement

$$M_{bRd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{ply}}{\gamma_{mo}}$$

Coefficient de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

$B_w = 1$  pour les sections de classe (1) et (2) (On a la classe de profile est de classe 1  $B_w = 1$ )

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction pour le déversement

$\lambda_{lt}$ : l élancement de diversement

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{fy}} = 99.3 \xi \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{c1} \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

**IPE300** :  $iz = 3.35$  cm ,  $h = 30$  cm ,  $t_f = 1.07$  cm

L : la longueur de la traverse

$$\lambda_{lt} = \frac{307.5/3.35}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{307.5/3.35}{30/1.07} \right)^2 \right]^{0.25}} = 77.49$$

$\overline{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5} = \frac{77.49}{93.9} = 0.82 > 0.4 \rightarrow$  il y a risque de déversement

on a  $\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \leq 2 \rightarrow$  courbe a  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\begin{aligned} \phi_{lt} &= 0.5 \times [ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 ] \\ &= 0.5 \times [ 1 + 0.21 (0.79 - 0.2) + 0.79^2 ] \end{aligned}$$

$$\phi_{lt} = \mathbf{0.81}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{0.81 + [0.81^2 - 0.79^2]^{0.5}} = 1.01$$

$$M_{bRd} = 1.01 \times 1 \times 10.41 = 10.51 \text{ KN .m}$$

**Donc :**

$$\frac{M_{ySd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{10.41}{10.51} + \frac{0.32}{26.7} = 0.96 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### IX-5. Vérification des poteaux :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du **logiciel Robot** sont :

Combinaisons	h (m)	N(kN)	$M_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)	$V_z$ (kN)
1.35 G + 1.5 Q	5	626.93	$M_{inf} = 60.64$ $M_{sup} = -62.66$	$M_{inf} = -18.72$ $M_{sup} = 17.24$	20.64

Tableau IX-1 : sollicitations sur le poteau HEB300.

#### IX-5.1. Vérification à la résistance :

- **Classe de la section :**

La section est de classe 1.

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

$V_{sd} = 20.64$  kN

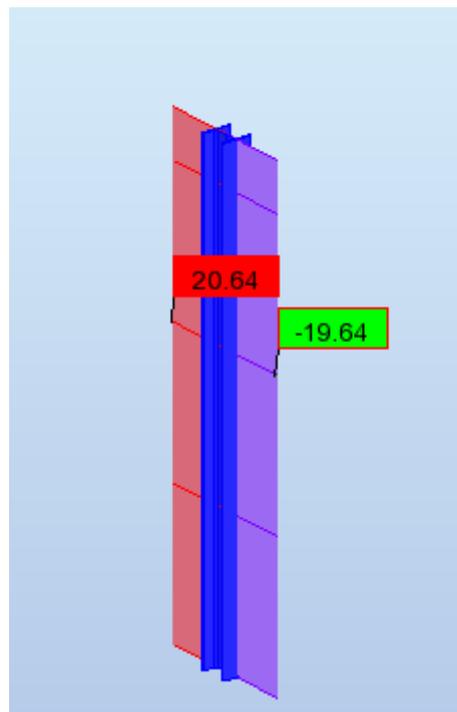


Figure IX-6 : l'effort tranchant de poteau

Il faut vérifier que  $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{47.43 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 151.12 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 32.45 \text{ kN} < 0.5 V_{pl,Rd} = 75.56 \text{ kN} \Rightarrow$  pas de réduction du moment plastique.

• **Vérification au moment fléchissant :**

$M_{ysd} = 62.66 \text{ KN.m.}$

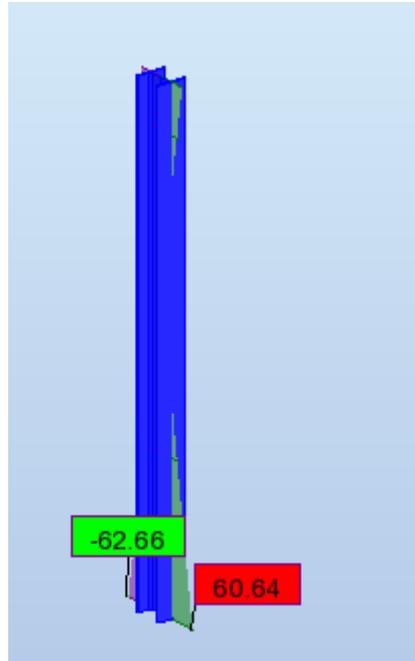


Figure IX-7 : le moment fléchissant de poteau

!

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1869 \times 23.5}{1.1} = 399.28 \text{ KN.m.}$$

$M_{sd} = 66.88 \text{ kN.m} < M_{ply,Rd} = 399.28 \text{ kN.m} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**IX-5.2. Vérification à la stabilité :**

**IX-5.2.1. Vérification au flambement :**

Suivant l'axe (y-y) :

$$K_{11}(\text{IPE300}) = \frac{l_y}{l} = \frac{11770}{600} = 19.61 \text{ cm}^3$$

$$K_{12}(\text{IPE300}) = \frac{l_y}{l} = \frac{11770}{600} = 19.61 \text{ cm}^3$$

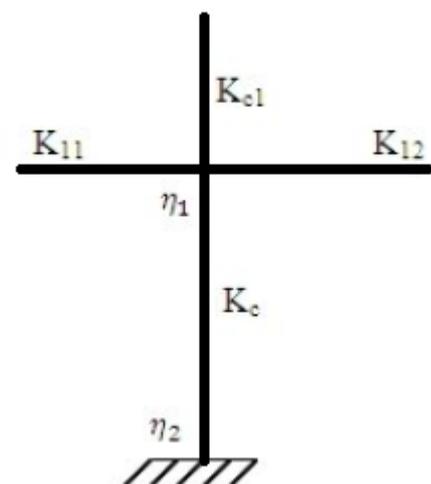
$$K_c = \frac{l_y}{h} = \frac{25170}{500} = 50.34 \text{ cm}^3.$$

$$K_{c1} = \frac{l_y}{h} = \frac{25170}{400} = 62.925 \text{ cm}^3.$$

Avec :

$K_{11}, K_{12}$ : rigidité des poutres supérieures.

$K_{21}, K_{22}$ : rigidité des poutres inférieures.



$K_c$  : rigidité du poteau considéré.

$K_{c1}$  : rigidité du poteau supérieure.

$K_{c2}$  : rigidité du poteau inférieur.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}}$$

$\eta_1$  et  $\eta_2$  : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0.85$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{22}} = 1$$

- **Détermination de la longueur de flambement :**

$$L_f = L \left[ \frac{1 + 0.145 \times (n_1 + n_2) - 0.265 \times n_1 \times n_2}{2 - 0.364 \times (n_1 + n_2) - 0.247 \times n_1 n_2} \right]$$

$$L_f = 5,0 \left[ \frac{1 + 0,145(0,85 + 1) - 0,265 \times 0,85 \times 1}{2 - 0,364(0,85 + 1) - 0,247 \times 0,85 \times 1} \right] \Rightarrow L_f = 3.38 \text{ m}$$

- **Calcul de  $\lambda_y$  :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3.38 \times 10^3}{12.99 \times 10} = 26.02$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{26.25}{93.9} = 0.27 > 0.2 \Rightarrow \text{ya un risqué de flambement suivant l'axe } y-y.$$

Donc on doit vérifier la condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

- **Calcul de  $\chi_y$  :**

**Choix de la courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = 1 \Rightarrow \text{courbe de flambement b}$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = 0.27 \Rightarrow \chi_y = \chi_{min} = 0.975.$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{min} \times M_{ply,Rd} = 390 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{32.45}{390} + \frac{1 \times 66.88}{399.9} = 0.26 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Suivant l'axe (z-z) :

$$K_{11} \text{ (IPE160)} = \frac{I_z}{l} = \frac{68.3}{402} = 0.17 \text{ cm}^3$$

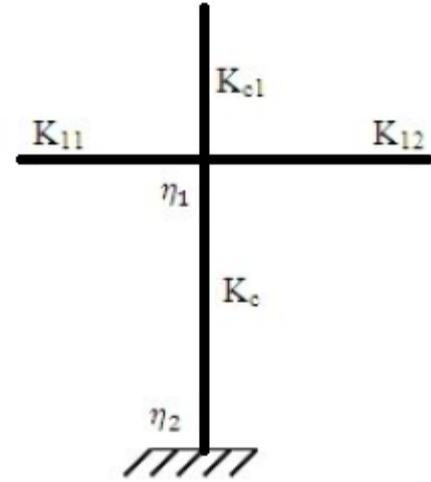
$$K_{12} \text{ (IPE160)} = \frac{I_z}{l} = \frac{68.3}{402} = 0.17 \text{ cm}^3$$

$$K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{8563}{500} = 17.13 \text{ cm}^3.$$

$$K_{c1} = \frac{I_z}{h} = \frac{8563}{400} = 21.4 \text{ cm}^3.$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0.99$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{22}} = 1$$



$$L_f = L \left[ \frac{1 + 0.145 \times (n_1 + n_2) - 0.265 \times n_1 \times n_2}{2 - 0.364 \times (n_1 + n_2) - 0.247 \times n_1 \times n_2} \right]$$

$$L_f = 5,0 \left[ \frac{1 + 0,145(0,99 + 1) - 0,265 \times 0,99 \times 1}{2 - 0,364(0,99 + 1) - 0,247 \times 0,99 \times 1} \right] \Rightarrow L_f = 3.36 \text{ m}$$

• Calcul de  $\lambda_z$ :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{3.36 \times 10^3}{7.58 \times 10} = 44.32$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 1 = 93.9$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{44.32}{93.9} = 0.47 > 0.2 \Rightarrow \text{ya un risqué de flambement suivant l'axe z-z.}$$

⇒ donc on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1.$$

• Calcul de  $\chi_{min}$  :

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = 1 \Rightarrow \text{Courbe de flambement c}$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = 0.47 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0,8596.$$

$$M_{bRd} = \chi_{min} \times M_{ply,Rd} = 343.84 \text{ KN.m}$$

### Calcul des coefficients réducteurs :

$$\psi = -\frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{17.24}{18.72} = -0.9$$

$$\beta_{MZ} = 1.8 - 0.7 \psi = 2.4$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{mais : } \mu_z \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0,886 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{mais : } k_z \leq 1,50$$

$$K_z = 0,81$$

Donc de l'équation (1) on aura  $0.4 < 1$  ..... condition vérifiée

### IX-5.2.2. Vérification au déversement :

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que pour des élancements réduits :

$$\lambda_{lt} > 0.4$$

Avec  $\bar{\lambda}_{LT}$  donné par la formule suivante :

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

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L}{h} \right)^2 \right]}}$$

$C_1$  : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ( $C_1 = 1,132$ ).

$$\lambda_{LT} = \frac{5000/75.8}{\sqrt{1,132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{5000}{75.8} \frac{300}{19} \right)^2 \right]}} = 53$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{53}{93.9} = 0.56 > 0.4 \Rightarrow \text{donc il y a un risque de déversement.}$$

Donc on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{Lt} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{Lt} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_z \cdot M_{z, sd}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \dots \dots \dots CCM97$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{avec } K_{lt} \leq 1.0$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \times \overline{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{avec } \mu_{lt} \leq 0.9$$

**Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{MLT}$  :**

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\Psi} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{62.91}{66.88} = -0.94$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7 \times 0.9 = 2.45$$

**Remarque :**

$\beta_{MLT}$  est le facteur de moment uniforme équivalent calculé pour le tronçon entre deux sections maintenues vis-à-vis du déversement et pour le diagramme de flexion par rapport à l'axe de forte inertie.

$$\mu_{lt} = 0.15 \times 0.56 \times 2.45 - 0.15 = -0.056 < 0.9$$

$$K_{lt} = 1$$

$$\Phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ pour les profilés laminés}$$

$$\phi_{lt} = 0.69$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[ \phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}} \quad \text{mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = 0.91$$

- **Calcul de  $K_z$  :**

$$\Psi = -\frac{17.24}{18.72} = -0.92$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \Psi = 2.4$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{mais : } \mu_z \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0,886 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{mais : } k_z \leq 1,50$$

$$K_z = 0,81$$

De l'équation (2) on aura :  $0.52 < 1$  .....condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  donc le **HEB 300** convient pour les poteaux.

### IX-6. Vérification de système de contreventement :

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les Vérifications à la compression simple et à la traction.

#### IX-6.1. Palées triangulées en croix de Saint-André :

Les Palées triangulées en croix de Saint-André sont des profilée en UPN 160.

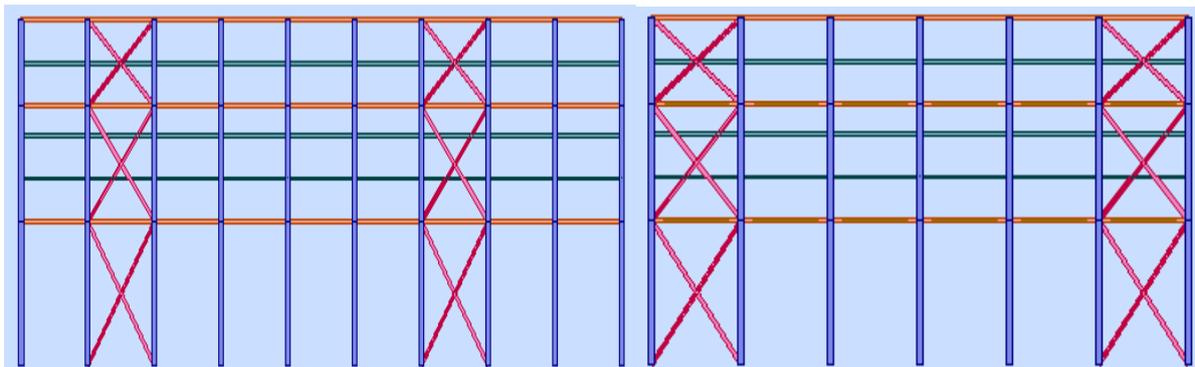


Figure IX-8 : système de contreventement

#### IX-6.1.1. Vérification sous l'effort de traction :

Ils sont sollicités en traction avec un effort  $N_{tsd} = 114.96$  KN obtenue sous la combinaison G+Q + 1.2 E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{tRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = 24 \text{ cm}^2 \text{ (section brute)}$$

$$N_{tRd} = \frac{24 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 512.72 \text{ KN.}$$

$$N_{tsd} = 114.96 \text{ KN} < N_{tRd} = 512.72 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **La section nette :**

$$A_{nette} = (A_{brute} - 2td_0)$$

**Avec :**

$d_0$  : diamètre des boulons (M14)

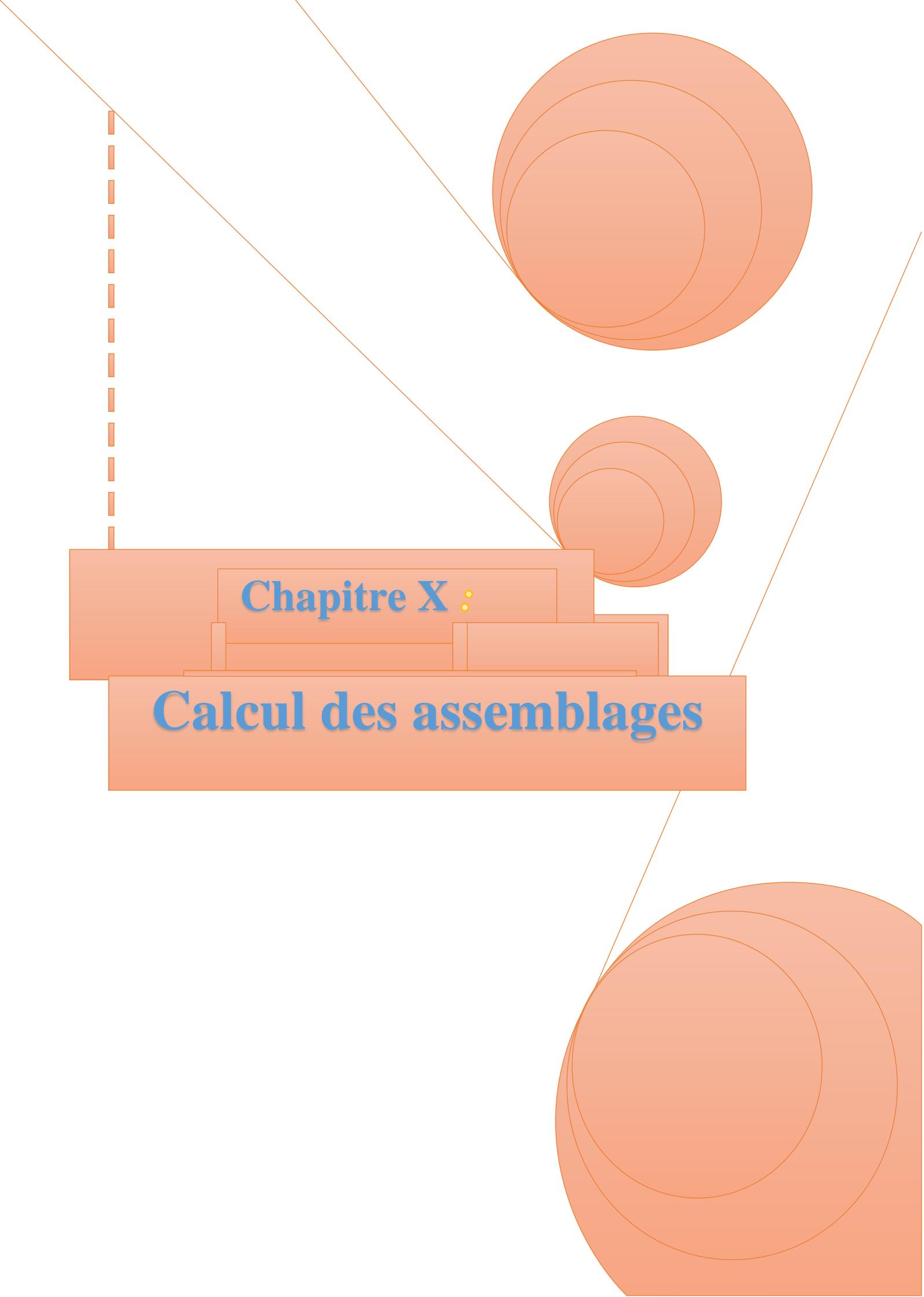
t ; épaisseur de profilé.

$$A_{nette} = 20.85 \text{ cm}^2.$$

$$N_{tRd} = \frac{20.85 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 437.52 \text{ KN.}$$

$$N_{tsd} = 114.96 \text{ KN} < N_{tRd} = 437.52 \text{ KN (condition vérifiée).}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **P'UPN 160** convient pour les contreventements.

A decorative graphic featuring three sets of concentric orange circles of varying sizes, positioned in the top right, middle right, and bottom right corners. Thin orange lines connect these circles to a central rectangular area. A vertical dashed orange line is located on the left side of the central area.

**Chapitre X :**

**Calcul des assemblages**

### X-1 Introduction

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, 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.

### X-2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés

. Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

### X-3 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

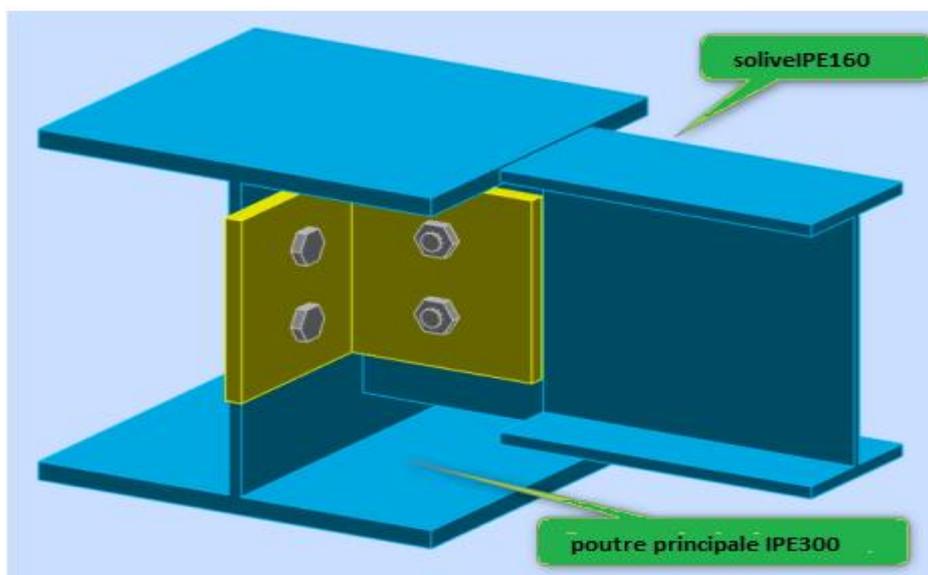


Figure X-1 : Assemblages solive poutre principales (IPE300 – IPE160)

Cet assemblage sera réalisé à l'aide des cornières à ailes égales boulonnées à lame des pièces assemblées.

**✚ Assemblage par double cornière**

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 **Vsd = 28.7kN**.

**✚ Choix des boulons :**

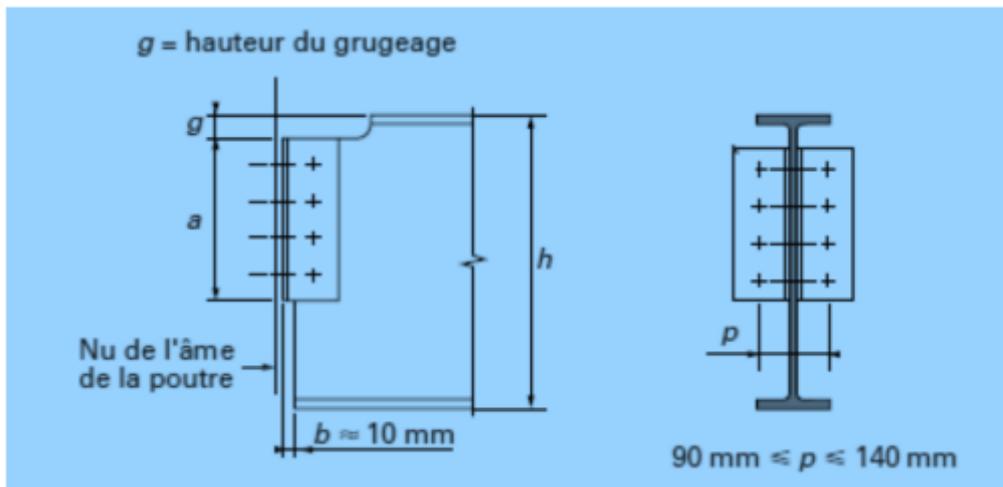
Cet assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire M14 de classe 10.9 caractérisé par :

$F_{yb} = 900 \text{ MPa}$  (Limite d'élasticité).

$F_{ub} = 1000 \text{ MPa}$  (Limite de la résistance ultime à la traction).

Avec  $d_0 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$

**✚ Disposition constructive d'attache par cornière :**



**Figure X-2 :** Disposition constructive d'attache par cornière

$a \geq 0.6 \times h = 0.6 \times 160 = 96 \text{ mm}$ , on prend  $a = 100 \text{ mm}$

$g = 20 \text{ mm}$ ;  $b = 10 \text{ mm}$

$12 \text{ mm} \geq t_c \geq 8 \text{ mm}$  on opte une cornière de  $L 120 \times 120 \times 10$

**Détermination des Dispositions constructives :**

**a- Pince longitudinale et transversale :**

Minimale	Maximale	Price adopté
$e_1 \geq 1.2d_0 = 18 \text{ mm}$	$e_1 \leq 4t_w + 40 = 60 \text{ mm}$	$e_1 = 35 \text{ mm}$
$e_2 \geq 1.2d_0 = 18 \text{ mm}$	$e_2 \leq 4t_w + 40 = 60 \text{ mm}$	$e_2 = 35 \text{ mm}$

**b- Entraxe longitudinale et transversale des trous :**

Minimale	Maximale	Pince adopté
$p_1 \geq 2,2d_0 = 35.2 \text{ mm}$	$p_1 \leq \min(200\text{mm}, 14t_w) = 70\text{mm}$	$p_1 = 60\text{mm}$
$p_2 \geq 3d_0 = 48 \text{ mm}$	$p_2 \leq \min(200\text{mm}, 14t_w) = 70\text{mm}$	$p_2 = 60\text{mm}$

### X-3-2-Vérification des boulons ordinaires à la sécurité :

#### a) Coté de la solive :

La condition a vérifié est :

$$F_{r,sd} \leq 2F_{v,rd}(\text{boulon travaillé au double cisaillement}) :$$

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$$

Calcul l'effort maximal résultant repris par chaque boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{28.7}{2} = \mathbf{14.03 \text{ KN.}}$$

$n$  : nombre des boulons :

Calcul de cisaillement horizontal par boulon du au moment local d excentrement :

$$F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \times e}{d} = \frac{28.7 \times 59.5}{50} = \mathbf{34.15 \text{ KN.}}$$

$M_e$  : Le moment local d'excentrement.

$d = 50\text{mm}$  : Distance séparant les rangées extrêmes de boulons.

$e = 59.5\text{mm}$  ; Distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre.

$$e = \frac{t_w}{2} + 54 = 59.5 \text{ mm}$$

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = \sqrt{14.03^2 + 34.15^2} = \mathbf{36.92 \text{ KN}}$$

La section résistante  $A_s$  :

Boulons  $M_{14} A_s \Rightarrow 115 \text{ mm}^2$

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.5 \times 1000 \times 115}{1.25} = \mathbf{46 \text{ KN}}$$

$\alpha_v = 0.5$  pour les classe de boulons : 4.8, 5.8, 6.8, **10.9** ( moins ductile)

$$F_{r,sd} = 36.92 \text{ KN} \leq 2 F_{v,rd} = 92 \text{ KN} \dots \dots \dots \mathbf{\text{condition vérifier.}}$$

#### b- coté la poutre principale :

La condition à vérifier est  $F_{r,sd} \leq 2 F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{28.7}{2} = 14.35 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 46 \text{ KN} \leq 4F_{v,sd} = 57.4 \text{ KN} \dots \dots \dots \mathbf{\text{condition vérifier.}}$$

**X-3-4-Vérification de la cornière :****a- A la pression diamétrale :**

La condition a vérifié est :  $\frac{F_{r,sd}}{2} \leq F_{b,rd}$  ( deux cornière)

**Calcul de la résistance en pression diamétrale par un boulon  $F_{b,rd}$  :**

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{ub} \times d \times t_c}{\gamma_{m2}}$$

Avec :  $\alpha_b = \min(\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1)$

$F_u = 360$  MPA, contrainte de rupture des pièces (de S235)

$t_c$  : épaisseur de lame de la poutre des boulons.

$\gamma_{m2} = 1.25$ , coefficient partiel de sécurité en cisaillement.

$d = 14$ mm , diamètre des boulons .

$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{360} = 2.77$  (le rapport permet d'évaluer la résistance à la pression diamétrale de la tige du boulon).

**Calcul de  $\alpha_d$  dans la direction des efforts :**

✚ **Boulon des rives :**

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{35}{45} = 0.78$$

$$\alpha_b = \min(0.77 ; 2.77 ; 1) = 0.78$$

✚ **Boulon intérieure :**

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{60}{45} - \frac{1}{4} = 1.08$$

$$\alpha_d = \min(1.08 ; 2.77 ; 0.78) = 0.78$$

**Perpendiculairement à la direction des efforts :**

✚ **Boulon des rives :**

$$K_1 = \min(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5) = \min(2.8 \times \frac{35}{15} - 1.7 = 4.84 ; 2.5) = 2.5$$

✚ **Boulon intérieure :**

$$K_1 = \min(1.4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5) = \min(1.4 \times \frac{60}{15} - 1.7 = 3.9 ; 2.5) = 2.5$$

**Calcul la résistance en pression diamétrale :**

✚ **Boulon de rive :**

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t_c}{\gamma_{m2}} = \frac{2.5 \times 0.78 \times 360 \times 14 \times 10}{1.25} = 78.62 \text{KN}$$

✚ **Bouloninterieure :**

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{ub} \times d \times t_c}{\gamma_{m2}} = \frac{2.5 \times 0.78 \times 360 \times 14 \times 10}{1.25} = 78.62 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{r,sd}}{2} = \frac{35.68}{2} = 17.84 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 78.62 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

**b- Au cisaillement :**

La condition à vérifier est :  $\frac{V_{sd}}{2} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w \times f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Si  $A_{net} \geq \frac{f_y \times \gamma_{m0}}{f_u \times \gamma_{m2}} \times A$       alors  $A_w = A = 20.1 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w \times f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{20.1 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 247.91 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = \frac{28.7}{2} = 14.35 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 14.35 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 247.91 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**X-3-5- Vérification de la poutre principales :**

**a- A la pression diamétrale :**

$$F_{r,sd} \leq F_{b,rd}$$

Calcul de la résistance en pression diamétrale par un boulon  $F_{b,rd}$  :

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{m2}} = \frac{2.5 \times 0.78 \times 360 \times 14 \times 11}{1.25} = 86.48 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{r,sd}}{4} = \frac{35.68}{4} = 8.92 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 86.48 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

**b- Au cisaillement :**

Condition à vérifier :  $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 663.6 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 99.43 \text{ KN (logiciel robot)}$$

$$V_{sd} = 99.43 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 663.6 \text{ KN}$$

**X-3-6- Vérification de la solive :**

**a- A la pression diamétrale :**

La condition a vérifié est :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

Calcul de la résistance en pression diamétrale par un boulon  $F_{b,rd}$  :

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{ub} \times d \times t_s}{\gamma_{m2}}$$

$t_s = 5\text{mm}$ , épaisseur de lame de la poutre (lasolive) .

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.78 \times 360 \times 14 \times 5}{1.25} = 39.31 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{2} = \frac{28.7}{2} = 14.35 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 14.35 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 39.31 \text{ KN}$  ..... condition verifier.

**b- Au cisaillement:**

Condition a vérifier :  $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{20.1 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 247.92 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 20.7 \text{ KN}$  (Chapitre 6)

$$V_{sd} = 20.7 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 247.92 \text{ KN}$$

**X-3-7- au cisaillement du bloc :**

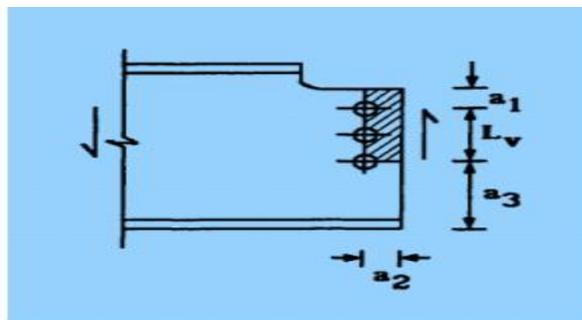
$$V_{sd} \leq V_{eff,rd}$$

La résistance de calcul au cisaillement de bloc  $V_{eff,rd}$ :

$$V_{eff,rd} = \frac{f_u \times A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$A_{nt} = 0$  (aire nette soumise à la traction).

$A_{nv}$  = aire nette de cisaillement.



**Figure X-3 : Aire efficace de cisaillement.**

**Calcul de Aire efficace de cisaillement  $A_{v,eff}$  :**

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} \text{ avec } L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \leq L_3 \text{ mais } L_{v,eff} \leq L_3$$

**Avec :**

$t_w$  : épaisseur de l'âme de la solive.

$$L_1 = a_1 = 35 \text{ mm}, L_1 = 35 \text{ mm} < 5d = 75 \text{ mm}$$

$$L_2 = (a_2 - k d_0) \times \frac{f_u}{f_y} = (75 - 2.5 \times 14) \times \frac{360}{235} = 61.27 \text{ mm}$$

**K= 2.5** pour deux rangées de boulons.

$$L_3 = L_v + a_1 + a_3 = 50 + 35 + 65 = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Dou : } L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 = 50 + 35 + 61.27 = 146.27 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 5 \times 146.27 = 731.35 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,rd} = \frac{A_{v,eff} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{731.35 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 90.2 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 20.7 \text{ KN} \leq V_{eff,rd} = 90.2 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**X-3-8-Vérification de la section grugée :**

Condition à vérifier :  $M_{sd} \leq M_{v,rd}$

$M_{v,rd}$  : moment de résistance plastique réduit.

$$M_{v,rd} = \frac{W_{ply} \times f_{y,réduit}}{\gamma_{m0}}$$

$$f_{y,réduit} = (1 - \rho) \times f_y$$

$$\rho = \left( \frac{2 \times V_{sd}}{V_{pl,rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \times 99.43}{247.92} - 1 \right)^2 = 0.04$$

$$f_{y,réduit} = (1 - 0.04) \times 235 = 225.8 \text{ MPA}$$

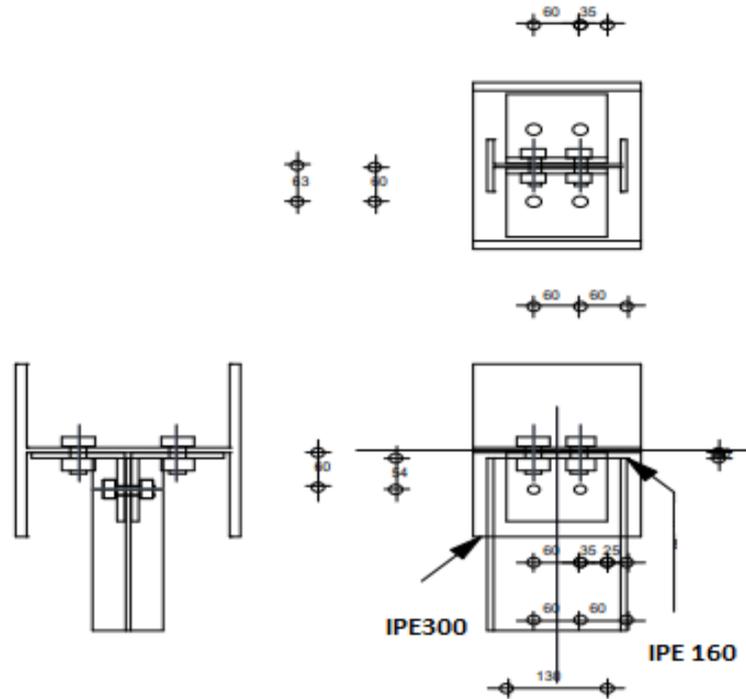
$$M_{v,rd} = \frac{124 \times 10^3 \times 225.8}{1.1} = 25.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = V_{sd} \times f$$

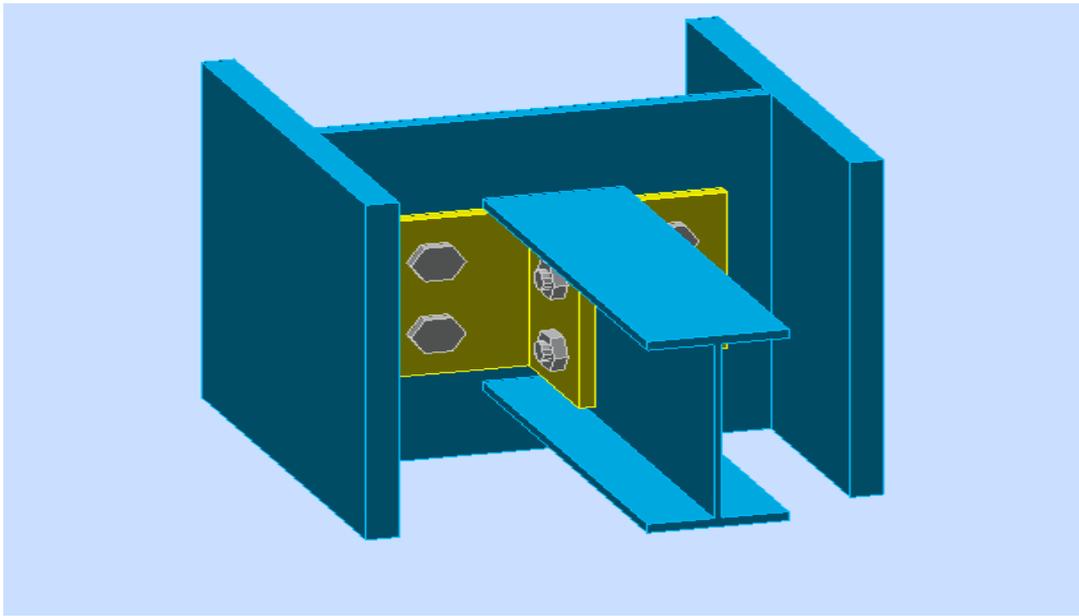
$$f = \frac{(b-t_w)}{2} + 10 = 48.5 \text{ mm}$$

$$M_{sd} = 99.43 \times 0.0485 = 4.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 4.82 \text{ KN.m} \leq M_{v,rd} = 25.45 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



**Figure X-4** : Détail d’assemblage solive – poutre principale

**X-4- Assemblage Poteau – poutre secondaires :****Figure X-5 : assemblage poteau-poutre secondaire****X-4-1. Données de calcul :**

L'assemblage est sollicité par :

Un moment fléchissant :  $M_{sd} = 5.22 \text{ KN.m}$  (poteau)

Un effort tranchant :  $V_{sd} = 6.82 \text{ KN}$

Un effort normal :  $N_{sd} = 0 \text{ kN}$

**✚ Choix des boulons :**

On choisit 4 boulons **HR10.9** avec un diamètre de 16mm et  $d_0 = 18 \text{ mm}$ .

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$$

**X-4-2-Détermination des Dispositions constructives :****a- Pince longitudinale et transversale :**

Minimale	Maximale	Price adopté
$e_1 \geq 1.2d_0 = 21.6 \text{ mm}$	$e_1 \leq 4t_w + 40 = 60 \text{ mm}$	$e_1 = 35 \text{ mm}$
$e_2 \geq 1.2d_0 = 21.6 \text{ mm}$	$e_2 \leq 4t_w + 40 = 60 \text{ mm}$	$e_2 = 35 \text{ mm}$

**b- Entraxe longitudinale et transversale des trous :**

Minimale	Maximale	Pince adopté
$p_1 \geq 2,2d_0 = 39.6 \text{ mm}$	$p_1 \leq \min(200\text{mm}, 14 t_w) = 70\text{mm}$	$p_1 = 65\text{mm}$
$p_2 \geq 3d_0 = 54 \text{ mm}$	$p_2 \leq \min(200\text{mm}, 14t_w) = 70\text{mm}$	$p_2 = 60\text{mm}$

**X-4-3- Vérification au moment fléchissant :**

Le moment résistant effectif  $M_R$  de l'assemblage est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée), sa valeur est donnée par :

$$M_R = N_1 \times d_1$$

$N_1$  : Effort de traction dans la rangée des boulons la plus éloignée située dans la zone tendue.

$$N_1 = n \times F_p = n \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

**Avec :**  $n$  : nombre des boulons par rangée ( $n=2$ )

$F_p$ : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$f_{ub}$ : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.

$A$  : L'aire de la section du boulon de **M14** ;  $A_s = 157\text{mm}^2$

$$D'où: N_1 = n \times F_p = n \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 2 \times 0.7 \times 1000 \times 157 = 219.8\text{kN}$$

$d_1$  Et  $d_2$ : distance des boulons au centre de résistance de la zone comprimé.

$$M_R = N_1 \times d_1 = 219.8 \times 150 = 32.97\text{kN}$$

$$M_R = 32.97 \text{ KN} \geq M_{sd} = 5.22 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**X-4-4- Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} < F_s = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\lambda_{ms}}$$

**Avec :**

$V_1$  : l'effort de cisaillement par un boulon

$F_s$ : Résistance au glissement

$K_s$ : Coefficient fonction de la dimension des trous ; =1

$m$  : Nombre d'interfaces de frottement ; =1

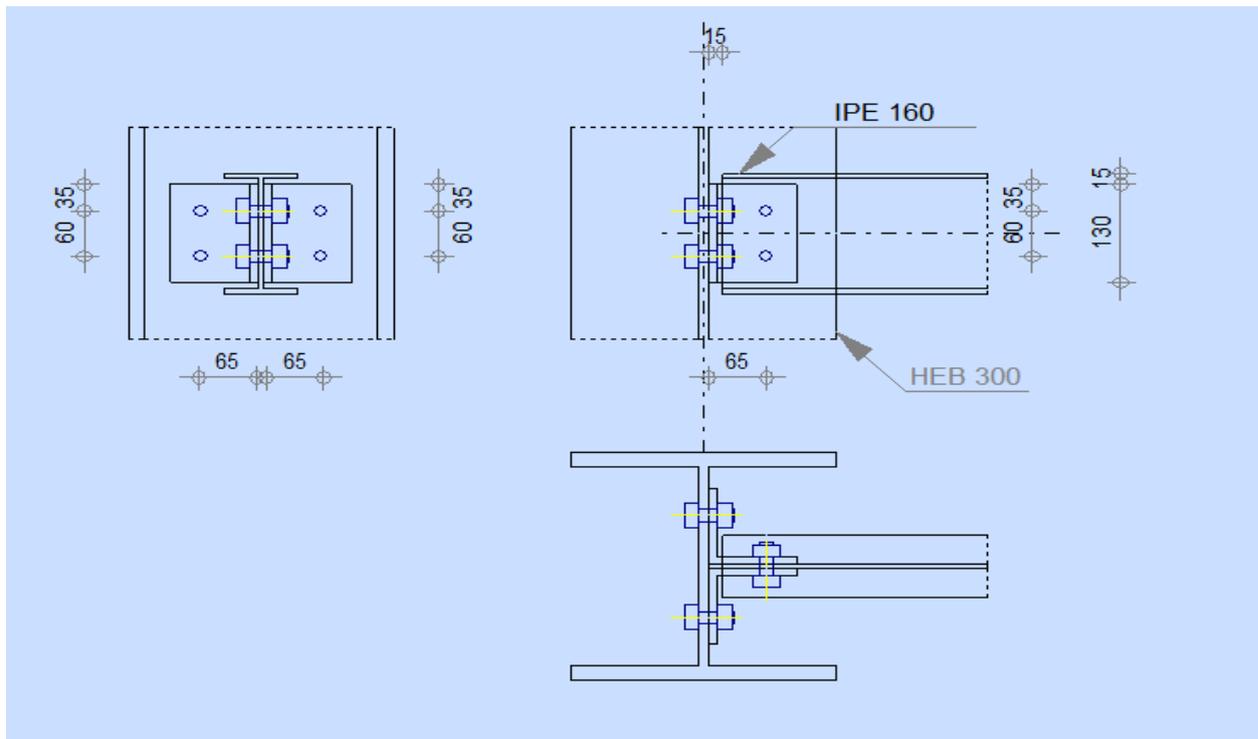
$\mu$ : Coefficient de frottement des pièces (surface de classe C) ; =0,3

$F_p$ : est la force de précontrainte ; =171,5KN.

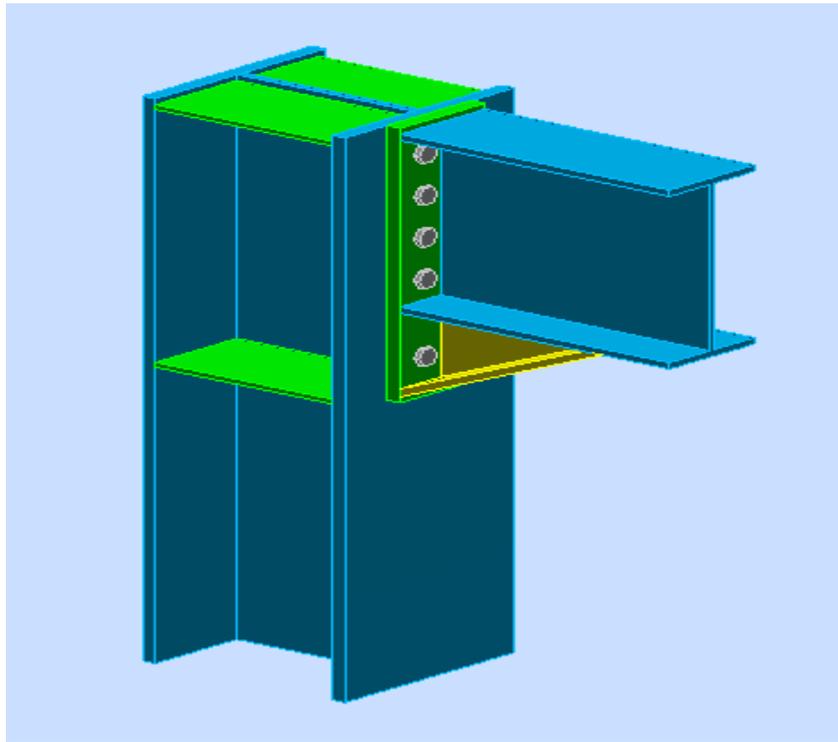
$\lambda_{ms}$  : 1,25 pour les trous à tolérances normales.

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{6.82}{4} = 1.705 \text{ KN} < F_s = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\lambda_{ms}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

..... Condition vérifiée.



**Figure X-5 :Detail d'Assemblage poteau – poutre secondaire**

**X-5- Assemblage poutre principale -poteau (IPE300 – HEB300) :****Figure X-6 : Assemblage poutre principale -poteau (IPE 300 – HEB300)****X-5-1- Données de calcul :**

✚ Sollicitations :

$$M_{sd}=93.39\text{kN.m}$$

$$V_{sd}=97.52\text{kN}$$

$$N_{sd}=0,00\text{kN}$$

✚ **Platine :**

La platine est soudée sur la poutre et boulonnée au poteau. La platine choisie pour notre assemblage a les caractéristiques suivantes :

$$\text{Hauteur de la platine : } h_{\text{platine}} \geq h_{\text{poutre}}. \text{ On prend } \mathbf{h_{\text{platine}}=460\text{mm}.}$$

$$\text{La largeur de la platine : } b_{\text{platine}} \geq b_{\text{poutre}}. \text{ On prend } \mathbf{b_{\text{platine}}=150\text{mm}.}$$

$$\text{Epaisseur de la platine : } \mathbf{t_{\text{platine}} = 20\text{mm}.}$$

✚ **Choix des boulons :**

On choisit 10 boulons ordinaire de classe 8.8 avec un diamètre de  $d=16\text{mm}$  (M16)

**X-5-2- Détermination des Dispositions constructives :****a- Pince longitudinale et transversale :**

Minimale	Maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1.5 \times d_0 = 27 \text{ mm}$	$e_1 \leq \min (150\text{mm} ; 12 t_w)$	$e_1 = 53\text{mm}$

**b-Entraxe longitudinale et transversale des trous :**

Minimale	Maximale	Prince adopté
$p_1 \geq 2.2 d_0 = 39.6 \text{ mm}$	$p_1 \leq \min (200\text{mm} ; 14 t_w )$	$p_1 = 70 \text{ mm}$
$p_2 \geq 3 d_0 = 54 \text{ mm}$	$p_2 \leq \min (200\text{mm} ; 14 t_w )$	$p_2 = 70 \text{ mm}$

**X-5-3- Vérification au moment fléchissant :**

Le moment résistant effectif de l'assemblage  $M_r$  est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée), sa valeur est donnée par :

$$M_r = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1}$$

**Avec :**

$N_1$  : Effort de traction dans la rangée des boulons la plus éloignée située dans la zone tendue.

$$d_1 = 407\text{mm}$$

$$d_2 = 337\text{mm}$$

$$d_3 = 267\text{mm}$$

$$d_4 = 197\text{mm}$$

$$d_5 = 67\text{mm}$$

$$\sum di^2 = (0.407 + 0.337 + 0.267 + 0.197 + 0.067)^2 = 1.472\text{m}$$

$$N_1 = n \times F_p = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 2 \times 0,7 \times 800 \times 157 = 175.84\text{kN}$$

$$M_R = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{175.84 \times 1.472}{0.409} = 632.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 93.39 \text{ KN.m} \leq M_R = 632.85 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**X-5-4- Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} < F_s = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\lambda_{ms}}$$

Avec :

$V_1$  : l'effort de cisaillement par un boulon

$F_s$ : Résistance au glissement

$K_s$ : Coefficient fonction de la dimension des trous ; =1

$m$  : Nombre d'interfaces de frottement ; =1

$\mu$ : Coefficient de frottement des pièces (surface de classe C) ; =0,3

$F_p$ : est la force de précontrainte ; =171,5KN.

$\lambda_{ms}$  : 1,25 pour les trous à tolérances normales.

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{97.52}{10} = 9.94 \text{ KN} < F_s \times K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\lambda_{ms}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

**X-5-5- Résistance de l'âme du poteau en traction :**

Condition à vérifier :  $F_{v,sd} \leq F_{t,rd}$

**Calcul de la résistance à la traction  $F_{t,rd}$  :**

$$F_{t,rd} = \frac{b_{eff} \times f_y \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

$t_{wc}$  : Épaisseur âme poteau (11mm)

$b_{eff}$ : p=entraxe rangées boulons =70mm

$$F_{t,rd} = \frac{70 \times 235 \times 11}{1.25} = 144.76 \text{ KN}$$

**Calcul l'effort maximal résultant repris par chaque boulon :**

$$F_{v, sd} = \frac{M}{d} = \frac{93.53}{0.289} = 320.51$$

$F_{v, sd} = 320.51 \geq F_{t, rd} = 144.76 \text{ KN} \dots \dots \dots$  La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm.

**X-5-6- Résistance de l'âme du poteau en compression :**

Condition à vérifier :  $\sigma_n \leq \frac{fy}{\gamma_{m1}}$ .

**Avec :**

V : effort tranchant

A : section de profil

I : inertie du profilé

$v = tf_{poutre} + 2t_{poteau} + 5 ( tf_{poteau} + r_c ) = 10.7 + 2 \times 19 + 5 ( 19 + 27 ) = 278.7 \text{ mm}$

**D'où :**  $\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{99.43 \times 10^3}{149.1 \times 10^2} + \frac{92.63 \times 10^2 \times 278.7}{8563} = 302.15 \text{ MPA} > \frac{fy}{\gamma_{m1}} = 213.63 \text{ MPA}$

La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm

**X-5-7- Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

Condition à vérifier :  $F_{v,sd} \leq F_{t,rd}$

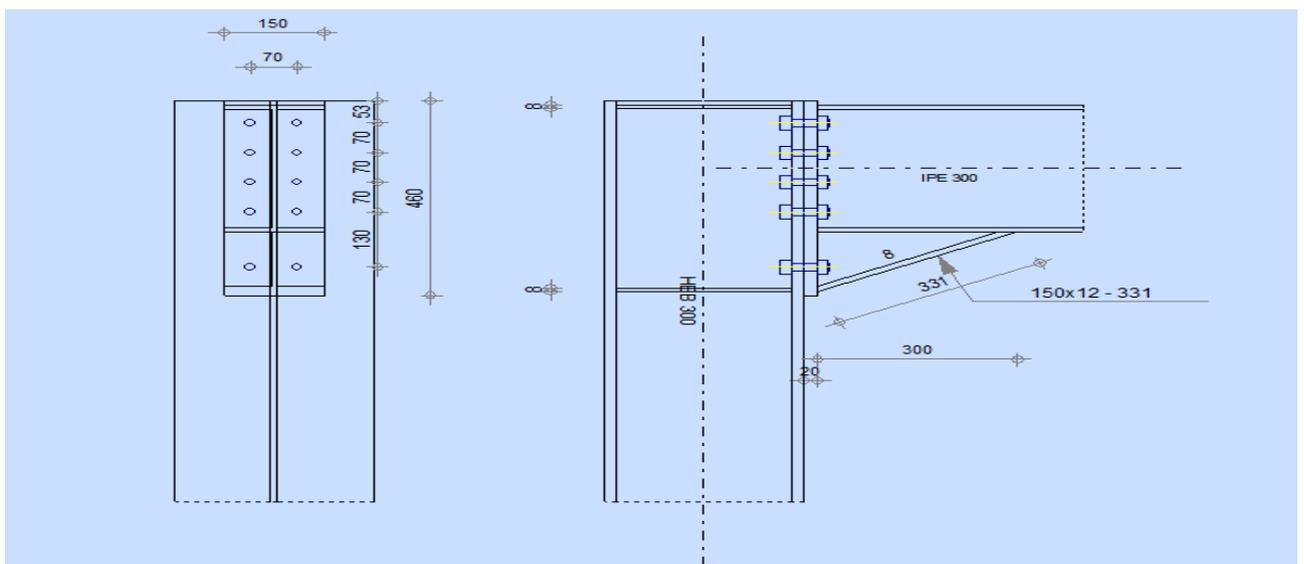
**Calcul de la résistance à la traction  $F_{t,rd}$ :**

$F_{t,rd} = \frac{0.58 \times fy \times t_w \times h}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 11 \times 300}{1.1} = 408.9 \text{ KN}$

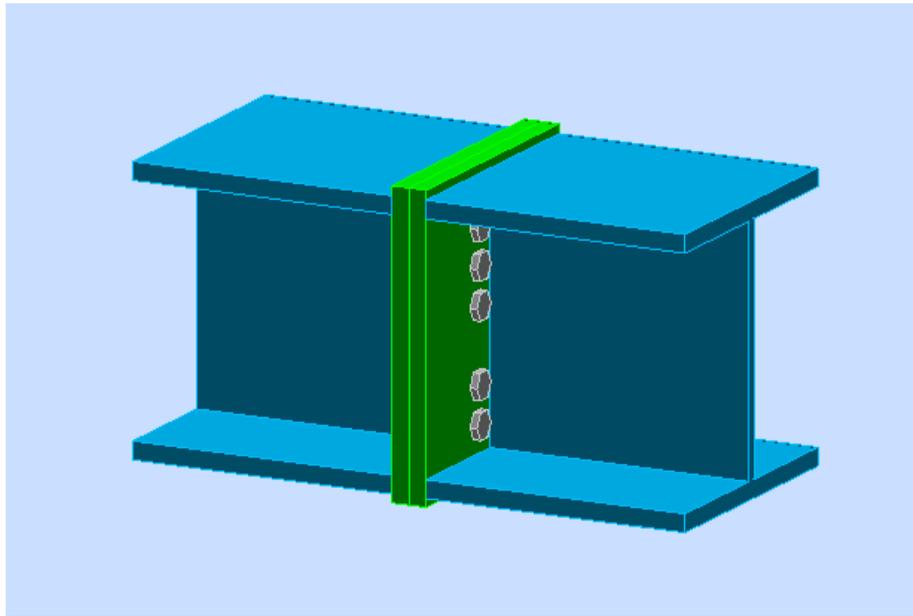
**Calcul l'effort maximal résultant repris par chaque boulon :**

$F_{V, sd} = \frac{M}{d} = \frac{92.63}{0.289} = 320.51$

$F_{v,sd} \leq F_{t,rd}$ .....La condition est vérifiée.



**Figure X-7 : Détail d'assemblage poteau – poutre principale**

**X-6-Assemblage poteau-poteau :****Figure X-8 : Assemblage poteau-poteau :****X-6-1- Données de calcul :**

✚ Les sollicitations :

$$M_{sd}=62.66\text{kN.m}$$

$$V_{sd}=20.64\text{kN}$$

$$N_{sd}=626.93\text{kN}$$

✚ Choix des boulons :

On choisit 8 boulons ordinaires **M16** avec un diamètre  $d=16\text{mm}$

✚ Platine :

On choisit (**319x300x20**)

**X-6-2- Détermination des Dispositions constructives :**

**a- Pince longitudinale et transversale :**

Minimale	Maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1.5 d_0 = 24 \text{ mm}$	$e_1 \leq \min (150\text{mm} ; 12t) = 150\text{mm}$	$e_1 = 70 \text{ mm}$
$e_2 \geq 1.5 d_0 = 24 \text{ mm}$	$e_2 \leq \min (150\text{mm} ; 12t) = 150 \text{ mm}$	$e_2 = 40 \text{ mm}$

**b-Entraxe longitudinale et transversale des trous :**

Minimale	Maximale	Pince adopté
$p1 \geq 2,2d0 = 35.2 \text{ mm}$	$p1 \leq \min(200\text{mm} ; 14t) = 154\text{mm}$	$p_1 = 40\text{mm}$
$p2 \geq 3d0 = 48 \text{ mm}$	$p2 \leq \min(200\text{mm} ; 14t) = 154\text{mm}$	$p_2 = 80 \text{ mm}$

**X-6-3- Résistance de l'assemblage au moment fléchissant :**Condition à vérifier  $M_{sd} \leq M_r$ 

$$M_r = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

N1 : Effort de traction dans la rangée des boulons la plus éloignée située dans la zone tendue.

$$d_1 = 254\text{mm}$$

$$d_2 = 214\text{mm}$$

$$d_3 = 134\text{mm}$$

$$d_4 = 94\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0.254 + 0.214 + 0.134 + 0.094)^2 = 0.484\text{m}$$

$$N_1 = nFp = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 2 \times 0,7 \times 800 \times 157 = 175.84\text{kN}$$

$$M_r = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{175.84 \times 0.484}{0.254} = 335.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 66.88 \text{ KN.m} \leq M_r = 335.35 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

**X-6-4- Résistance de l'âme du poteau en traction :**Condition à vérifier :  $F_{v,sd} \leq F_{t,rd}$ Calcul de la résistance à la traction  $F_{t,rd}$  :

$$F_{t,rd} = \frac{f_y \times t_w \times p_2}{\gamma_{m0}}$$

 $t_{wc}$  : Épaisseur âme poteau (11mm)

$$F_{t,rd} = \frac{100 \times 10^{-3} \times 235 \times 11}{1.1} = 235 \text{ KN}$$

Calcul l'effort maximal résultant repris par chaque boulon :

$$F_{v, sd} = \frac{M}{d} = \frac{M}{h-2tf} = \frac{62.66}{0.278} = 240.57$$

$F_{t,rd} > F_{v, sd} \dots\dots\dots$  la condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10 mm.

**X-6-5- Résistance de l'âme du poteau en compression :**

Condition à vérifier :  $\sigma_n \leq \frac{fy}{\gamma_{m1}}$ .

Avec :

V : effort tranchant

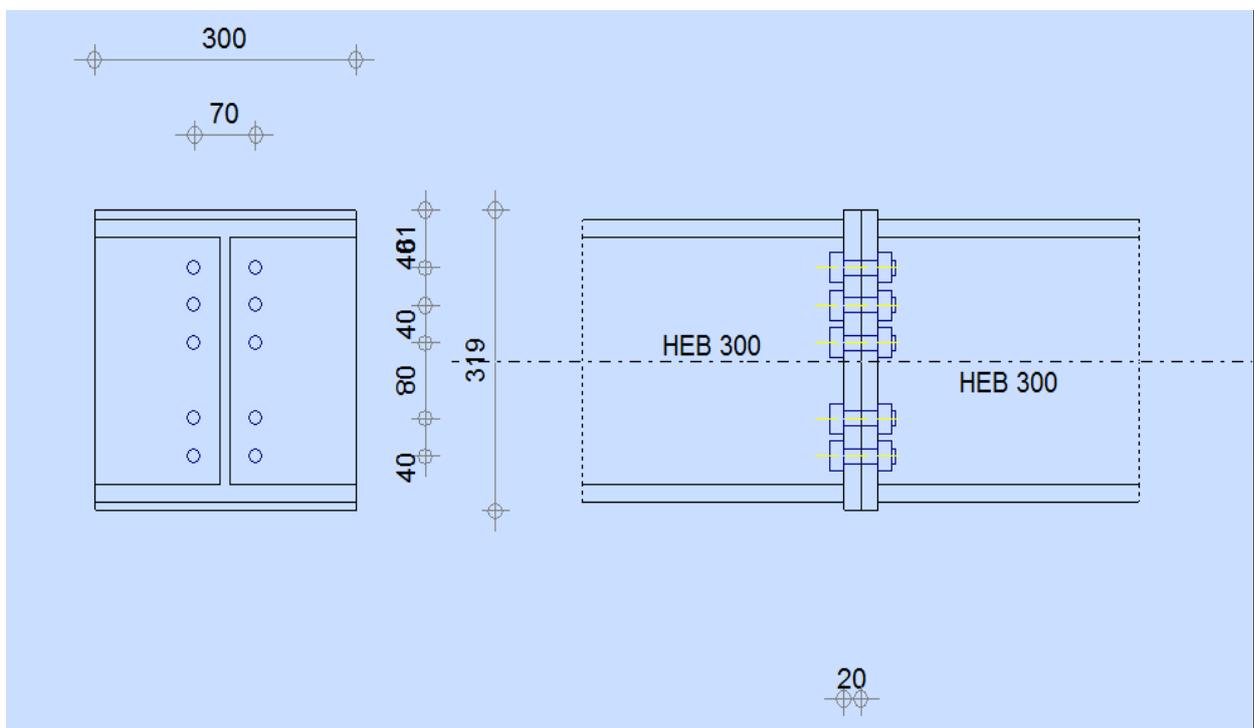
A : section de profil

$W_{el}$  : inertie du profilé

D'où :

$$\sigma_n = \frac{V+N}{A} + \frac{M}{W_{el}} = \frac{66.88 \times 10^3 + 628.52 \times 10^3}{149.1 \times 10^2} + \frac{66.88 \times 10^2}{1678 \times 10^3} = 46.53 \text{ MPA} < \frac{fy}{\gamma_{m1}} = 213.63 \text{ MPA}$$

.....La condition est vérifiée .



**Figure X-9:**Détail d'assemblage poteau – poteau.

**X-7- Assemblage poteau – traverse :**

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

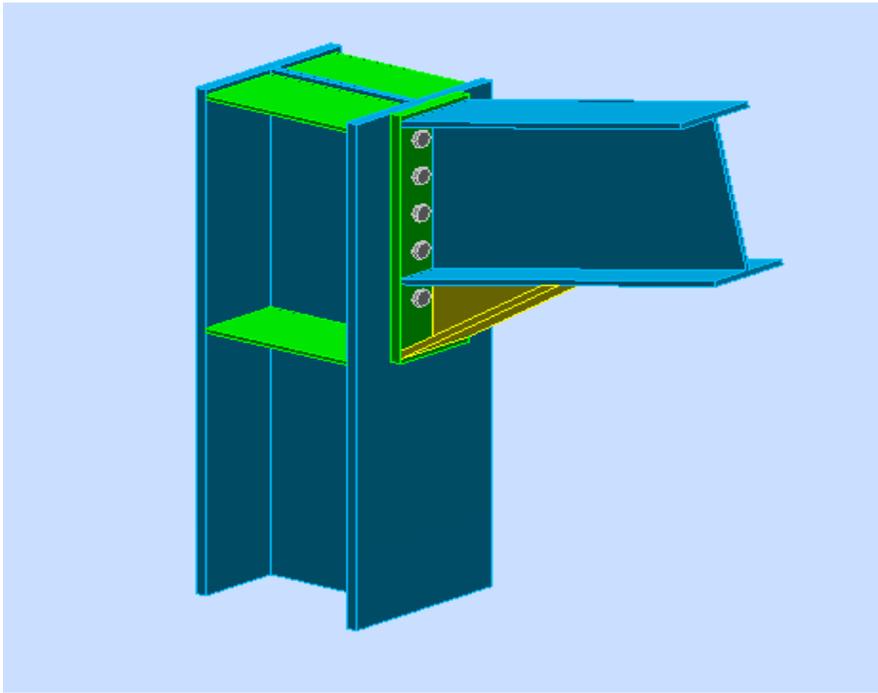


Figure X-10 : Assemblage poteau – traverse

### X-7-1- Données de calcul :

#### ✚ Les sollicitations :

$$M_{sd}=26.6\text{kN.m}$$

$$V_{sd}=13.17\text{kN}$$

$$N_{sd}=10.66\text{kN}$$

#### ✚ Choix des boulons :

On choisit 10 boulons **HR M16** de classe 10.9 avec un diamètre  $d=16\text{mm}$ .

#### ✚ Platine : (468 × 150 × 20)

Le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

#### ✚ Jarret :

**La hauteur :  $h = 140 \text{ mm}$**

**La longueur :  $L = 300 \text{ mm}$**

**La largeur :  $l = 150 \text{ mm}$**

**X-7-2- Détermination des Dispositions constructives :****a- Pince longitudinale et transversale :**

Minimale	Maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1.5 \times d_0 = 27 \text{ mm}$	$e_1 \leq \min ( 150\text{mm} ; 12 t_w )$	$e_1 = 53 \text{ mm}$

**b-Entraxe longitudinale et transversale des trous :**

Minimale	Maximale	Prince adopté
$p_1 \geq 2.2 d_0 = 39.6 \text{ mm}$	$p_1 \leq \min ( 200\text{mm} ; 14 t_w )$	$p_1 = 70 \text{ mm}$
$p_2 \geq 3 d_0 = 54 \text{ mm}$	$p_2 \leq \min ( 200\text{mm} ; 14 t_w )$	$p_2 = 70 \text{ mm}$

**X-7-3-Calcul de la hauteur de la partie comprimée :**

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 10.7 \sqrt{\frac{150}{7.1}} = 49.18 \text{ mm}$$

$$d_1 = 365.82 \text{ mm},$$

$$d_2 = 295.82 \text{ mm}$$

$$d_3 = 225.82 \text{ mm}$$

$$d_4 = 155.82 \text{ mm}$$

$$d_5 = 65.82 \text{ mm}$$

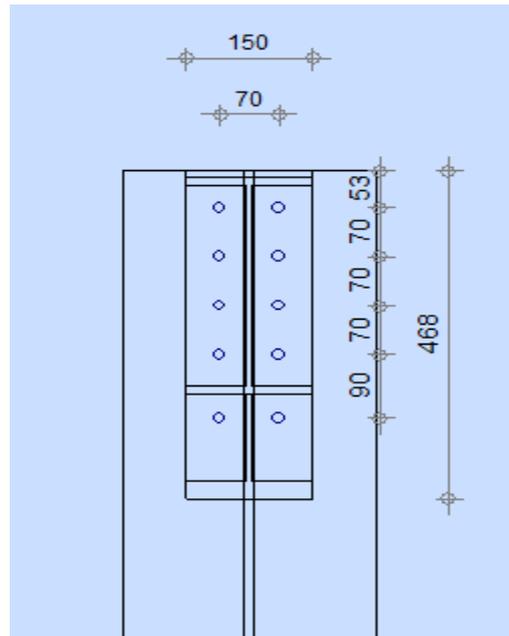


Figure X -11 : la hauteur de la zone comprimée.

#### X-7-4. Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left( d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

- $N_1$  : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- $d_1$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

a- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 157 = 109,9 \text{ kN (Par boulon)}$$

b- Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

➤  $n$  : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$\sum d_i^2 = (365.82^2 + 295.82^2 + 225.82^2 + 155.82^2 + 65.82^2) = 300940.56 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 109.9 \times 300940.56}{365.82} \times 10^{-3} = 180.817 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{y,sd} = 26.6 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 180.817 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### X-7-5- Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{13.7}{10} = 1.37 \text{ kN}$$

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

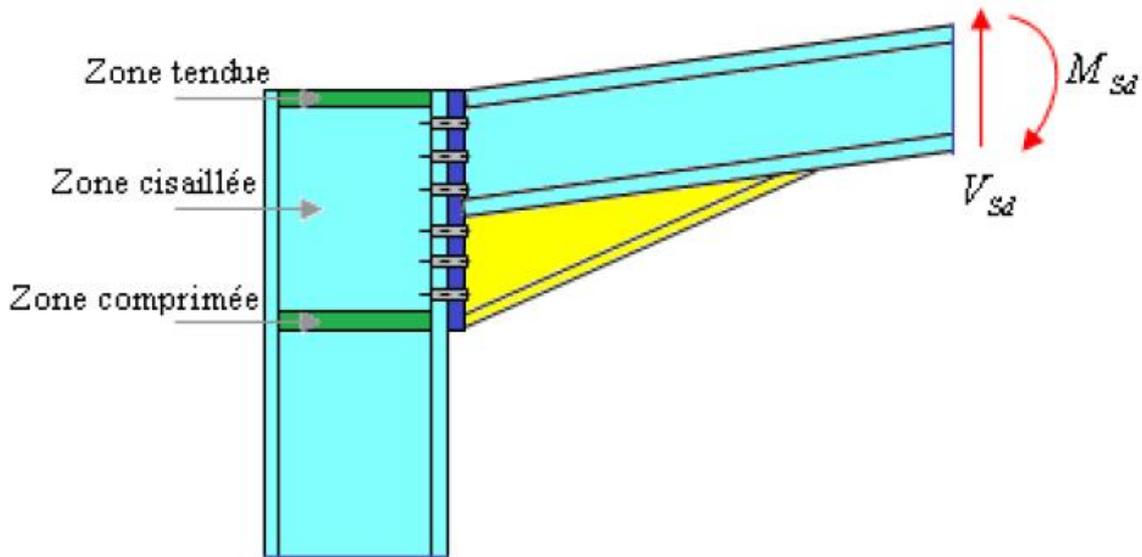
Avec :

- $k_s=1$  : Trou normal (**Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03**).
- $m=1$  : Plan de frottement.
- $v = 0,3$  : Coefficient de frottement (**Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03**).
- $F_p = 171,5 \text{ kN}$ : Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)
- $\gamma_{M_2} = 1,25$  : Coefficient sécuritaire.

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 109.9}{1,25} = 26.37 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 1.37 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 26.37 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### X-7-6- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :



**Figure X-12** : Résistance âme du poteau dans la zone tendue.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq F_{t.Rd}$$

La résistance de l'âme du poteau à la traction :

$$F_{t.Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

- $t_{wc} = 11.1 \text{ mm}$  : Epaisseur de l'âme du poteau.
- $b_{eff}(p) = 70 \text{ mm}$  : Entraxe rangées de boulons.
- $M_{sd} = 26.6 \text{ kN.m}$
- $h = \text{mm}(300 \times 2)$
- $t_f = 21.4 \text{ mm}(10.7 \times 2)$

$$F_{t.Rd} = 11.1 \times 70 \times \frac{23.5}{1.1} = 166 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{26.6}{0.6 - 0.0214} = 45.97 \text{ kN}$$

$F_v = 45.97 \text{ kN} \leq F_{t.Rd} = 166 \text{ kN} \dots \dots \dots$  vérifiée  $\Rightarrow$  on a pas besoin d'un raidisseur.

X-7-7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

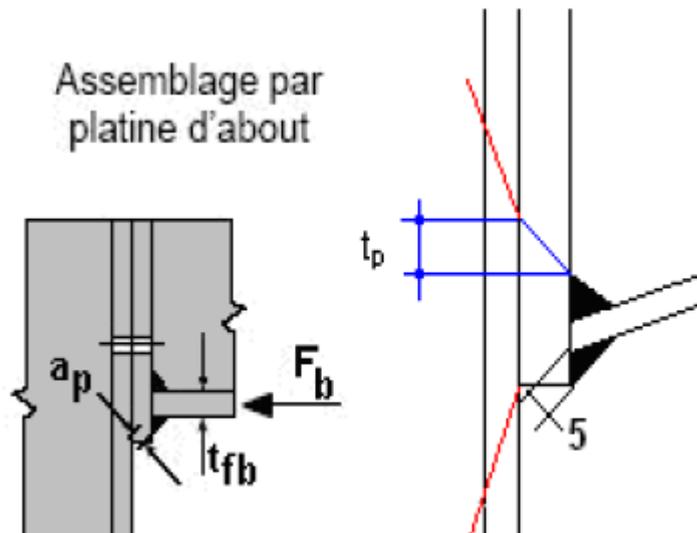


Figure X-13 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq F_{c.Rd}$$

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} : \begin{cases} \text{si } \sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y \Rightarrow k_c = 1 \\ \text{sinon } k_c = \frac{1,7 - \sigma_{c.sd}}{f_y} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} : \begin{cases} \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1 \\ \text{sinon } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} \end{cases}$$

Avec :

- $t_p = 20\text{mm}$  : Epaisseur de la platine d'extrémité.
- $t_{fb} = 10.7\text{mm}$ : Epaisseur de la semelle de la poutre.
- $t_{fc} = 19\text{ mm}$ : Epaisseur de la semelle du poteau.
- $r_c = 27\text{ mm}$ : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.
- $a_p = 5\text{ mm}$ : Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.
- $h = 300\text{ mm}$ : Hauteur de la section du profilé.
- $t_{wc} = 11\text{mm}$  : Epaisseur de l'âme du poteau.
- $d_{wc} = 208\text{ mm}$

Calcul de la Contrainte normal de compression dans l'âme du poteau du a l'effort de compression et au moment fléchissant :

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot r_c}{I_y} = \frac{13.17}{149.1} + \frac{26.6 \times 27 \times 10^2}{25170} = 2.94\text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 2.94\text{ kN/cm}^2 < 0,7 f_y = 16,45\text{ kN/cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$k_c = 1$$

$$b_{eff} = [19] + [2 \times 5\sqrt{2}] + [5(10.7 + 27)] + [2 \times 20] = 261.64\text{ mm}$$

**Calcul de l'Elancement réduit de la partie efficace de l'âme :**

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{26.164 \times 20.8 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1.1^2}} = 0.479$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,479 < 0,72 \Rightarrow \rho = 1$$

**La résistance de l'âme du poteau a la compression :**

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}} = \frac{1 \times 1 \times 26.164 \times 1.1 \times 23,5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{26.164}{30}\right)^2\right)}} = 435.98\text{ KN}$$

Calcul de la somme des efforts dans les boulons tendus :

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{26.6 \times 365.82 \times 10^{-3}}{(1109.1 \times 10^{-6})^2} = 7.91 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{26.6 \times 295.82 \times 10^{-3}}{1230102.81 \times 10^{-6}} = 6.4 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{26.6 \times 225.82 \times 10^{-3}}{1230102.81 \times 10^{-6}} = 4.9 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{26.6 \times 155.82 \times 10^{-3}}{1230102.81 \times 10^{-6}} = 3.37 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{26.6 \times 65.82 \times 10^{-3}}{1230102.81 \times 10^{-6}} = 1.42 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 24 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 24 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 435.98 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

*on a pas besoin d'un raidisseur*

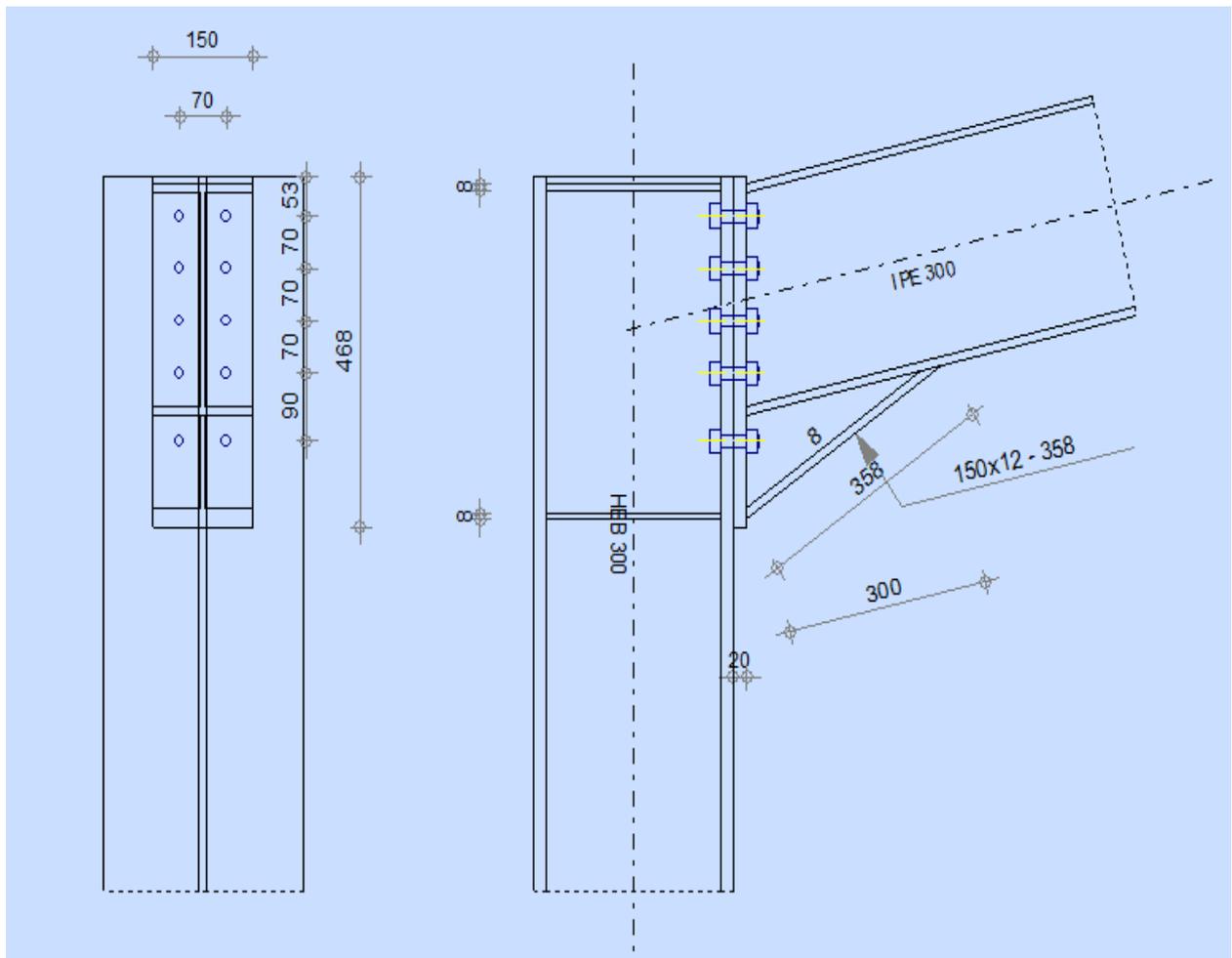
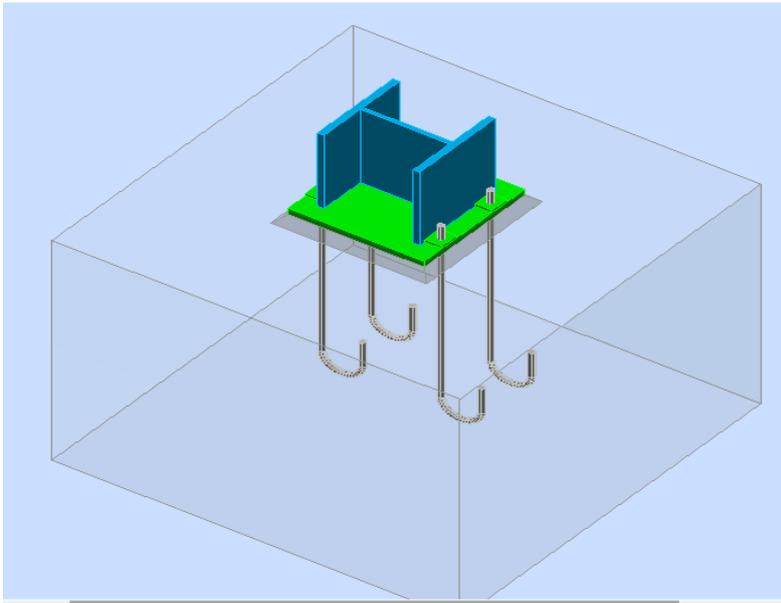


Figure X-14 :Detail d'assemblage poteau – traverse

### X-8-Assemblages poteau-fondation :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.



**Figure-X-15-** Assemblage poteau-fondation.

#### Plaque d'assise :

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assise capable de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante de tel sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison  $f_j$ .

#### **X-8-1- Résistance de contact de la liaison $f_j$ :**

La résistance de contact de la liaison  $f_j$  est donnée par la formule :

$$f_j = \beta_1 \times k_j \times f_{cd}$$

Avec  $\beta_1$ : est le coefficient relatif à la liaison prés égale à 2/3

.  $k_j$  : est le facteur de concentration peut être égale à 1.

$f_{cd}$ : est la valeur de calcul de la résistance en compression du béton, donnée par

$$\text{Avec : } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$f_{ck}$ : La résistance caractéristique en compression sur cylindre.

$\gamma_c$ : Le coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.

D'où :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.66 \text{ MPA}$$

$$f_j = \beta_{1k} j f_c = \frac{2}{3} \times 1 \times 16.66 = 11.1 \text{ MPA}$$

### X-8-2- La surface portante $S_p$ :

La surface portante est égale à :

$$S_p = S - S_{np}$$

Avec :

$S$  : surface de la platine La largeur supplémentaire d'appui «  $c$  » ne doit pas dépasser :

$$c \leq t \sqrt{\frac{f_y}{3 \times \gamma_{m0} \times f_j}}$$

$t$  : Epaisseur de la plaque d'assise en acier. On propose  $t = 25 \text{ mm}$ .

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise.

AN :

$$c \leq 25 \sqrt{\frac{235}{3 \times 1.1 \times 1.1}} = 64.73 \text{ mm} \text{ On prend } c = 60 \text{ mm}$$

### X-8-3- Les dimensions de la platine :

Hauteur de la platine :

$$h_{poteau} \leq a \leq h_{poutre} + 2c. \text{ On prend } a = 400 \text{ mm.}$$

La largeur de la platine :  $b_{poteau} \leq b \leq b_{poutre} + 2c.$

On prend  $b = 400 \text{ mm}$

D'où :  $S = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2$

### X-8-4- Les tiges d'ancrages :

Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux effets des charges de calcul.

Elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des efforts de soulèvement.

L'effort de traction  $N_t$  incluant tout effort supplémentaire dû à l'effet de levier, ne doit pas dépasser la résistance de calcul en traction  $B_{t,Rd}$  de l'ensemble plaque-boulon.

### ✚ Les sollicitations :

$$M_{sd} = 69.78 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 23.19 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -75.66 \text{ kN (traction)}$$

$$\text{On a: } N_t = 75.66 + \frac{69.78}{0.36/2} = 463.33 \text{ KN}$$

### X-8-5-Dimensionnement de la tige d'ancrage :

La résistance de calcul à la traction  $F_{t,Rd}$  :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

La résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon  $B_{t,Rd}$  :

$$B_{t,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times 0.9 \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

**Donc :**

$$N_t \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \dots \dots \dots (1)$$

$$N_t \leq B_{t,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times 0.9 \times f_u}{\gamma_{mb}} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) on trouve :

$$A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times N_t}{0.9 \times f_{ub}} = \frac{1.5 \times 463.33 \times 10^3}{0.9 \times 400} = 1930.52 \text{ mm}^2$$

Pour une seule tige d'ancrage :  $A_s \geq 482.63 \text{ mm}^2$

D'où :

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times A_s}{\pi}} = 24.78 \text{ mm} \quad \text{on prend } \phi = 27 \text{ mm}$$

**De (2) :**

$$d \geq \frac{N_t \times \gamma_{mb}}{0.6 \times \pi \times t_p \times f_u} = \frac{463.33 \times 1.5 \times 10^3}{0.6 \times 3.14 \times 25 \times 360} = 40.98 \text{ mm}$$

On prend un goujon de diamètre  $d=42\text{mm}$

### X-8-6-Vérification de l'adhérence béton-tige d'ancrage :

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_a \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = \pi \times \tau_{su} \times \emptyset \times l_s$$

$$\text{Avec : } l_s = r + l_1 + l_2$$

$$r=3\Phi = 81 \text{ mm}$$

$$l_1=20\emptyset = 540 \text{ mm}$$

$$l_2=2\Phi = 54 \text{ mm}$$

D'où :

$$l_s = 81 + 540 + 54 = 675 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 1,26\Psi^2 = 1,5 \quad \text{Pour les H.A}$$

$$F_{adm} = \pi \times \tau_{su} \times \emptyset \times l_s = 3.14 \times 1.5 \times 42 \times 675 \times 10^3 = 133.53 \text{ KN}$$

$$F_a = \frac{N_t}{4} = \frac{463.33}{4} = 115.83 \text{ KN.}$$

$$F_a = 115.83 \text{ KN} \leq F_{adm} = 133.53 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

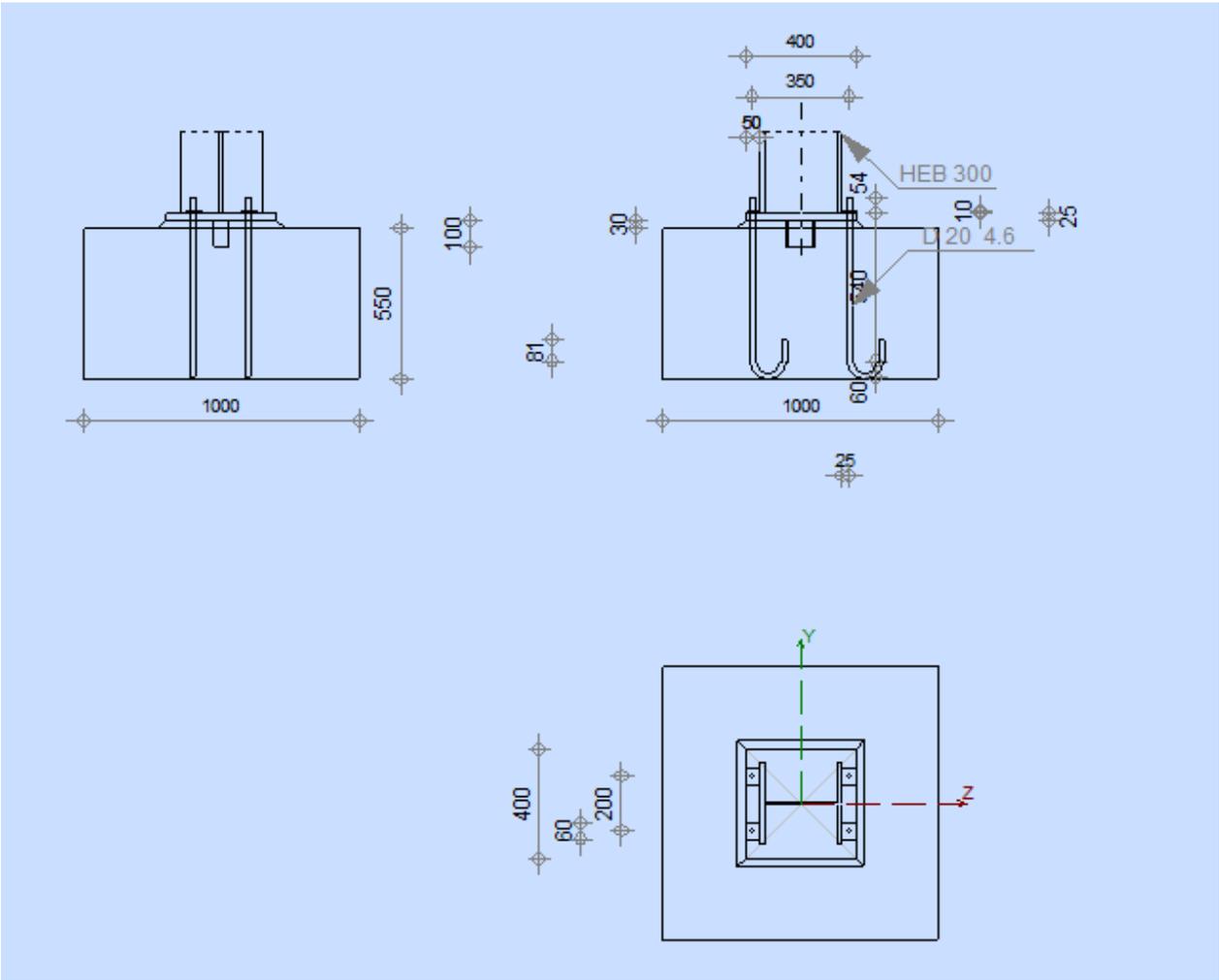
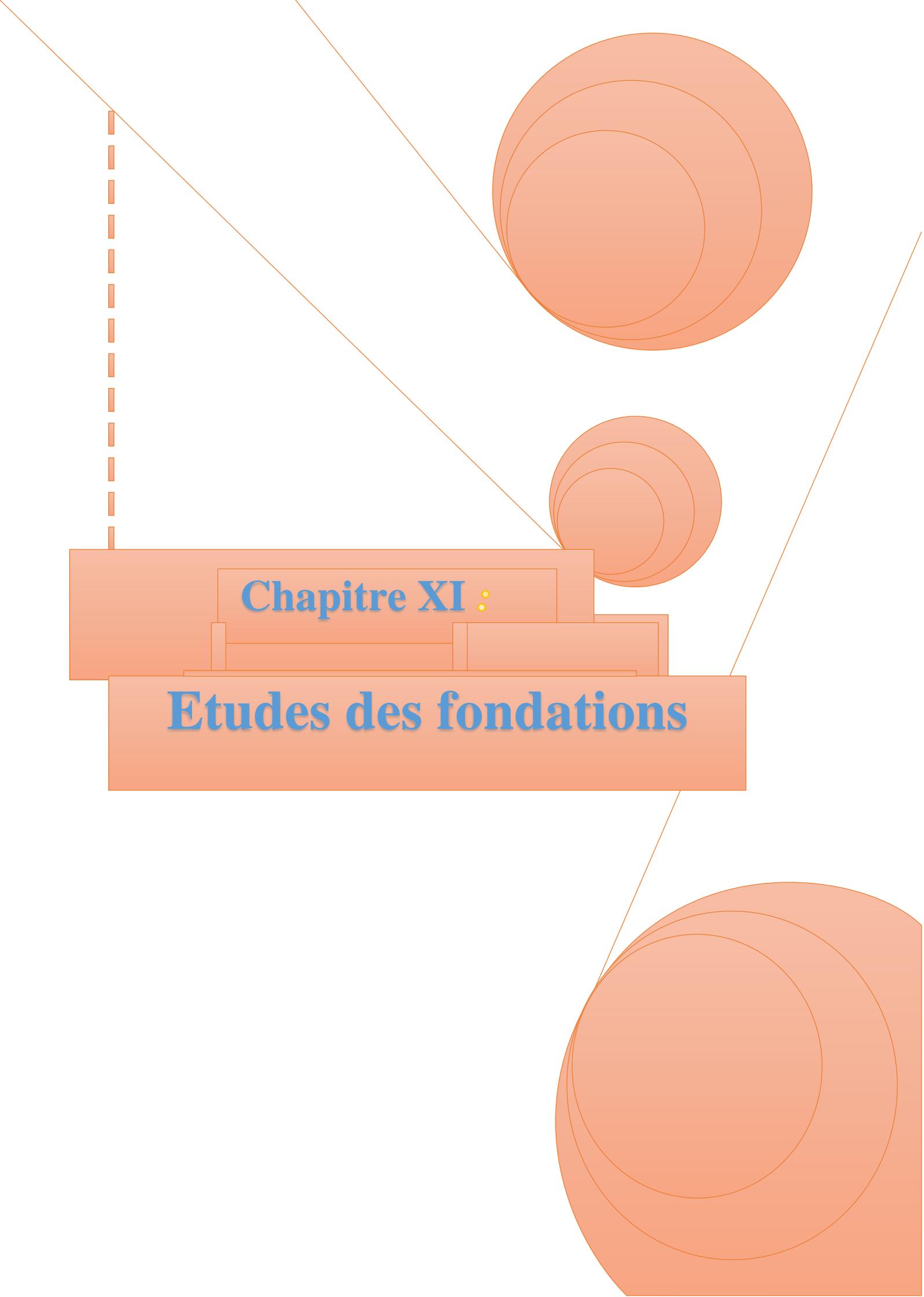


Figure X-16 : détail d'assemblage poteau – fondation

A decorative graphic featuring several overlapping orange circles of varying sizes and thin orange lines connecting them. A vertical dashed orange line is on the left side. The text is centered within the graphic.

**Chapitre XI :**

**Etudes des fondations**

### **XI-1- Introduction :**

On appelle fondation la base de l'ouvrage que se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

### **XI-2- choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axe des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

#### **Avec :**

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appuis sur le sol.

$\sigma_{sol}$  : la capacité portante du sol.

### **XI-3- Etude du sol :**

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géométrique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas la contrainte admissible du sol est égale à 2 bars.

#### **XI-4- Etude d'encrage :**

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif et ancrée par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrage et dans la platine ainsi que le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastree dans les deux sens longitudinal et transversal.

Le béton des poteaux est dosé à  $350\text{kg/m}^3$  ;  $f_{c28} = 25\text{ MPA}$ .

#### **XI-4-1 Platine d'extrémité :**

C'est un plan en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées des tiges d'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur le béton de fondation. La platine peut être renforcée par un raidisseur.

#### **XI-5 – fondation de la structure :**

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 la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

#### **XI-5- 1 – caractéristiques des matériaux :**

##### **✚ Béton :**

Resistance caractéristique de calcul  $f_{c28} = 25\text{ MPA}$ .

**a – Sollicitations sous actions normales :**

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

**b- Etat limite de service :**

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

**C – Sollicitations sous actions accidentelles :**

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.15} = 18.48 \text{ MPA}$$

**✚ Acier :****Acier H A :****a – Sollicitations sous actions normales :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

**b- Etat limite de service :**

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \times f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPA.}$$

**C – Sollicitations sous actions accidentelles :**

$$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$$

**XI-5-2 choix du type de fondation :**

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Vu la nature du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) et la descente des charges : on opte pour des fondations superficielles de type « **semelle isolées** »

**XI-5 -2-1 dimensionnement des fondations :**

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

**a – sollicitations maximales (selon logiciel Robot 2016) :**

$$N_{sd} = 657 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 105.57 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 99.83 \text{ KN .m}$$

$$\sigma_s = 2\text{bar} = 0.2 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \times B} \Rightarrow A \times B \geq A \times B \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}} = \frac{657}{2000}$$

$$A \times B \geq 0.3285 \text{ m}^2$$

On a une semelle carré  $\Rightarrow$  donc  $A = B$

$$A \times B \geq ? \Rightarrow A = B \geq \sqrt{\frac{N_{sd}}{2000}}$$

On prend une semelle carrée de  $A = B = 1 \text{ m}$

**b- calcul de la hauteur de la semelle :**

la hauteur de la semelle est :  $h_t = d + 5$ .

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$b = 300 \text{ mm} = 0.3 \text{ m (Poteau HEB 300)}$$

$$\Rightarrow \frac{1-0.3}{4} \leq d \leq 0.7 \text{ m} = 0.2 \text{ m} \leq d \leq 0.7 \text{ m} .$$

On prend  $d = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$

$$h_t = d + 5 = 0.5 + 5 = 0.55 \text{ m} = 55 \text{ cm}$$

**XI-5-2-2 vérification de la stabilité :**

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

$$\text{Stabilité} \Rightarrow A \geq 6e$$

**Tel que :**

$e$  : excentricité.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{99.83}{657} = 0.15$$

$$6e = 6 \times 0.15 = 0.91$$

$A > 6e \Rightarrow$  condition vérifiée.

**XI-5-2.3 Ferrailage de la semelle isolée :**

$$e = 0.15 < \frac{B}{6} = 0.17$$

$$A_a = N_{sd} \times \frac{A-a}{8 \times ht \times 348} = \frac{1-0.3}{8 \times 0.5 \times 348} \times 657 \times 10^{-3} = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$A_b = N_{sd} \times \frac{A-a}{8 \times ht \times 348} = 3.3 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T \text{ (H.R.) } \emptyset 12$

 **Détermination de la hauteur du patin « e »**

$$e \geq \max(6\emptyset + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$\Leftrightarrow e \geq \max(13.2 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

 **L'espace des cadres :**

$$S \leq (20 \text{ cm}; 15 \emptyset)$$

$$S \leq (20 \text{ cm}; 15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$$

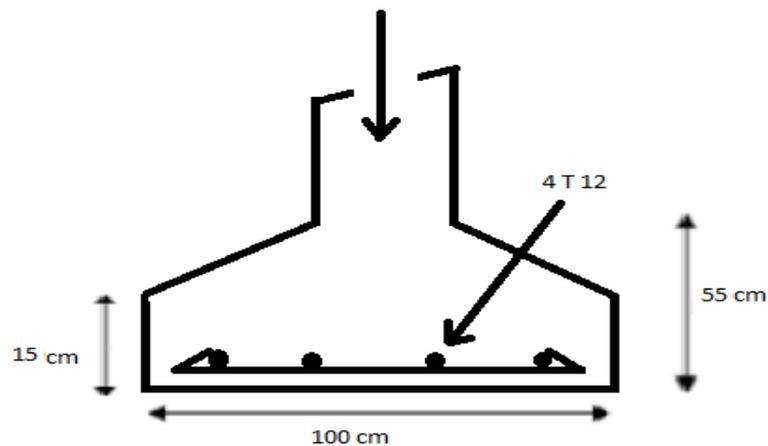


Figure X-1 : ferrailage de la semelle isolée

### XI-6 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage béton

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

#### XI-6-1 dimensionnement des longrines :

Selon le RPA 99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 cm × 30 cm.

#### XI-6-2 calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$a : F = \max \left( \frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ kN} \right)$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols  $S_3$ .

- **L'ELU :**

$$\frac{N_U}{\alpha} = \frac{657}{12} = 54.75 \text{ KN}$$

- **L'ELS :**

$$\frac{N_S}{\alpha} = \frac{469.39}{12} = 39.11 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = \max (54.75 \text{ KN}, 39.11 \text{ KN}, 20 \text{ KN}) = 54.75 \text{ KN}$$

$$A_{stu} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{54750}{348} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sts} = \frac{f}{\sigma_{sts}} = \frac{54750}{210.6} = 2.59 \text{ cm}^2$$

**Le RPA exige une section minimale :**

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6 \% (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Donc on prend } A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

### **XI-6-3 vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 \\ 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

**\(\Rightarrow\) Donc la condition est vérifiée.**

### **XI-6-4 calcul d'armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \varphi_{min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi \leq \min \left( \frac{300}{35} ; 10 ; \frac{250}{10} \right) \Rightarrow \varphi \leq \min (8.57 ; 10 ; 30)$$

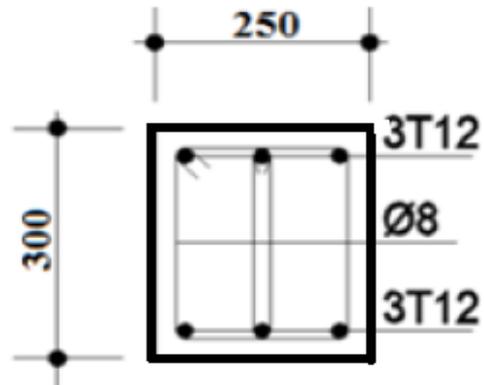
Alors on prend :  $\varphi = 8 \text{ mm}$

### **XI-6-5 Calcul d'espacement des cadres :**

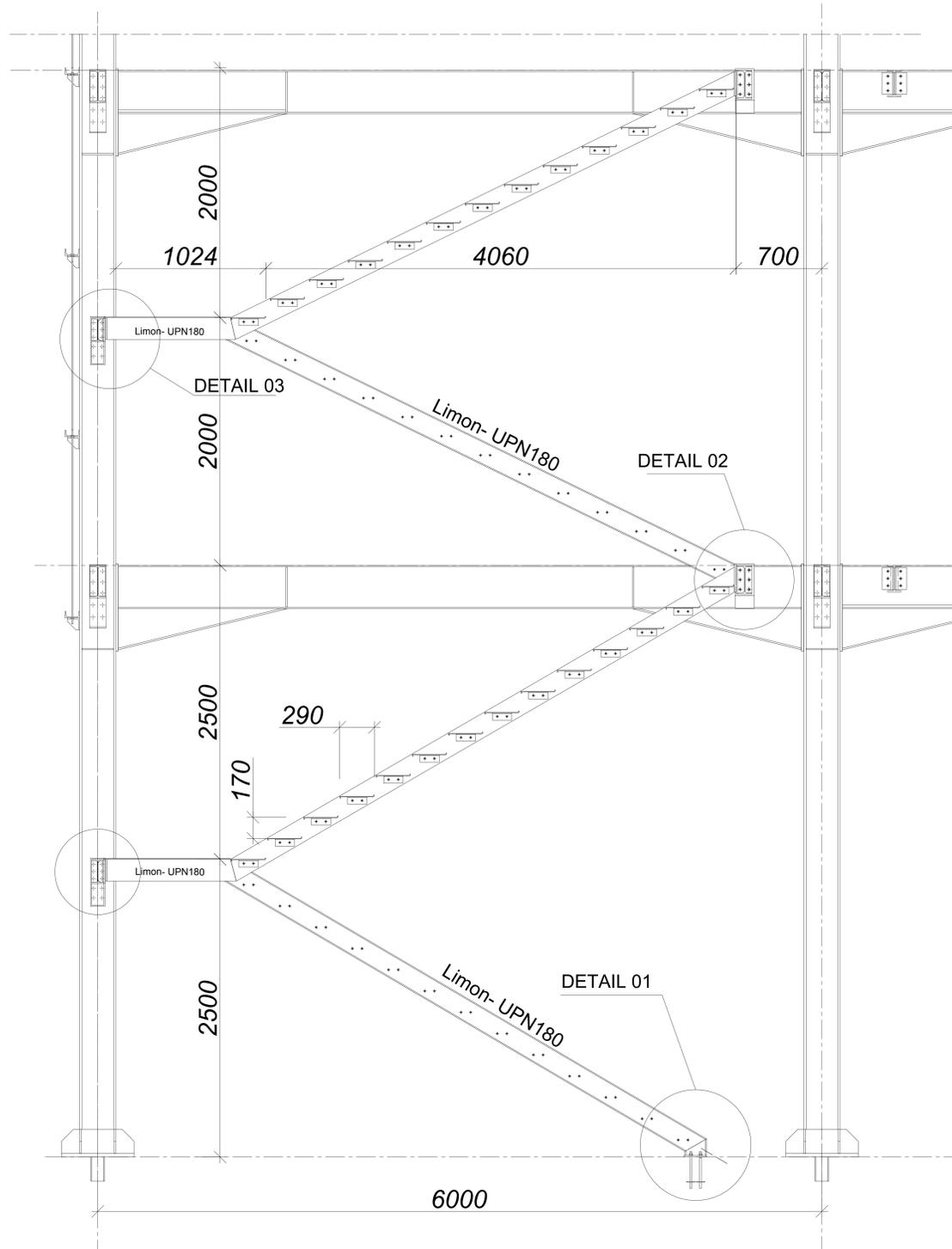
Le RPA exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :  $st \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varphi_t)$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varphi) \Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$

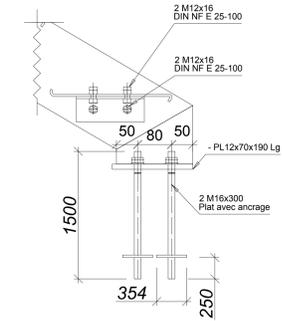


**Figure XI-2:** ferraillage des longrines

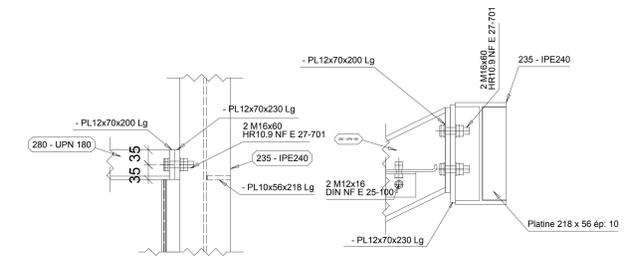


Details Escaliers

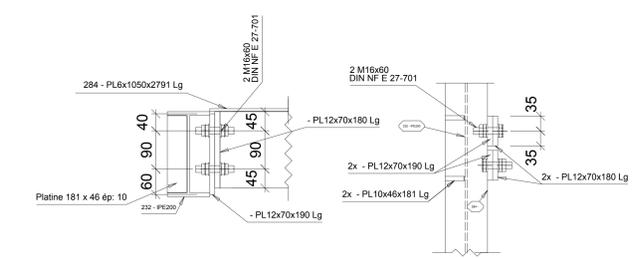
DETAIL -01-  
ANCRAGE

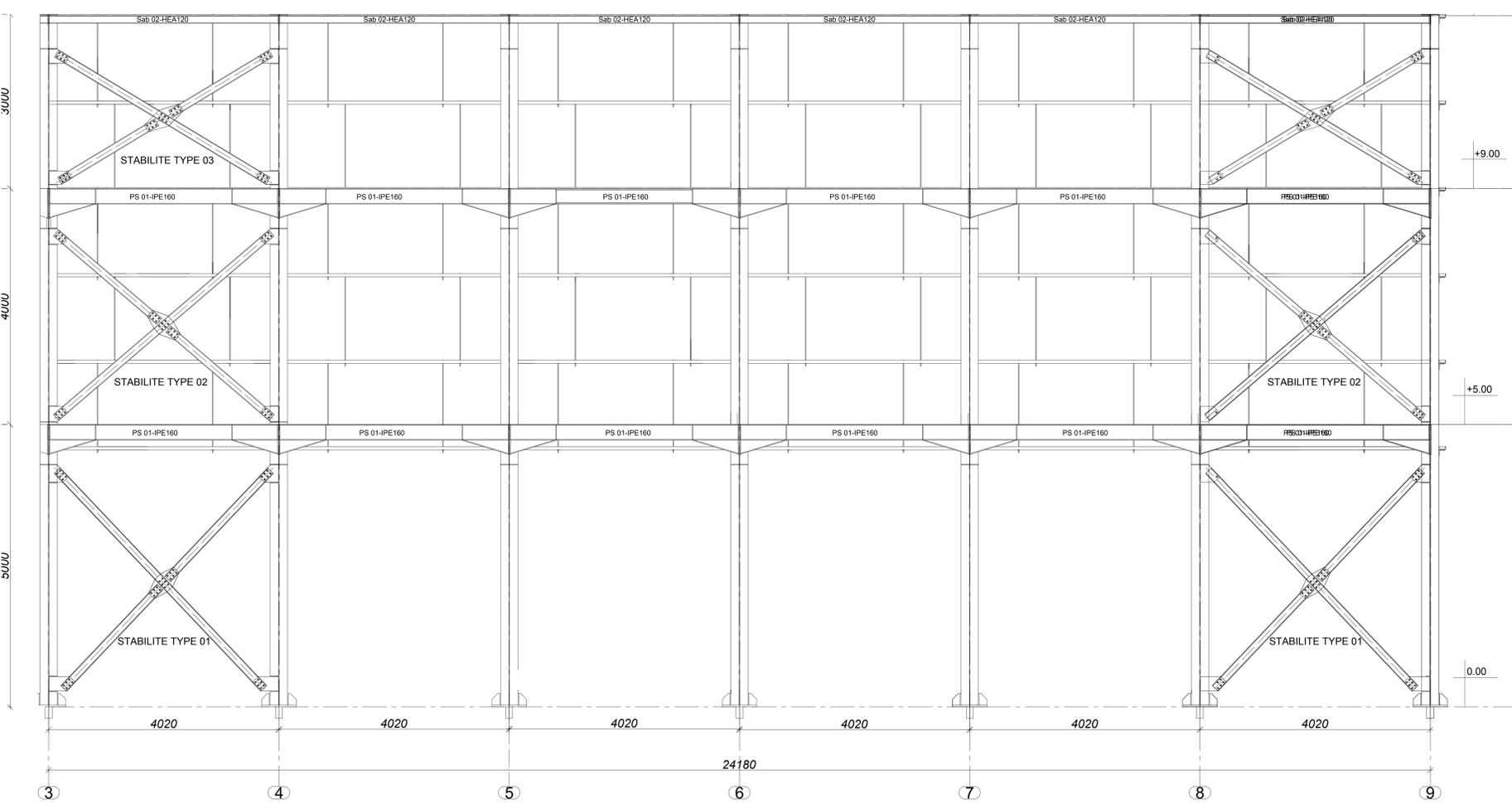


DETAIL -02-

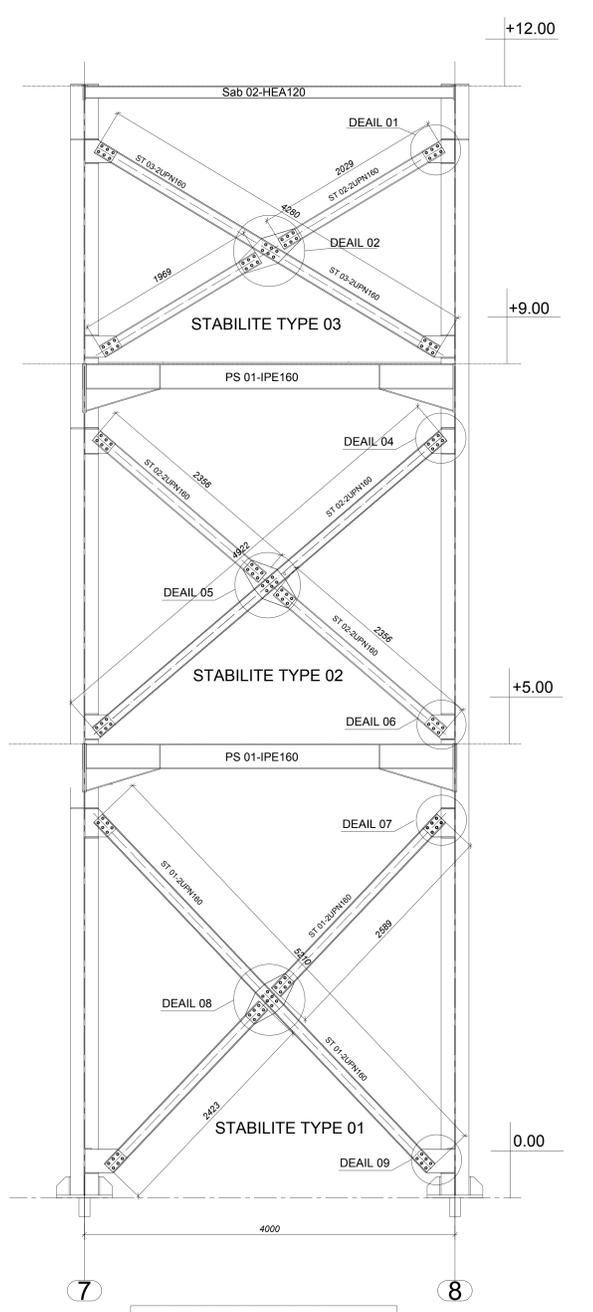


DETAIL -03-

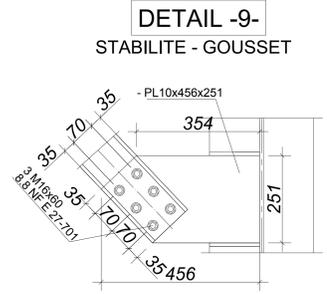




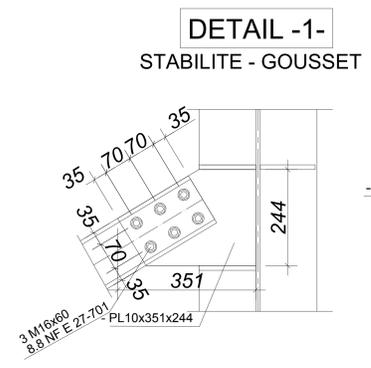
VUE EN ELEVATION AXE -E-



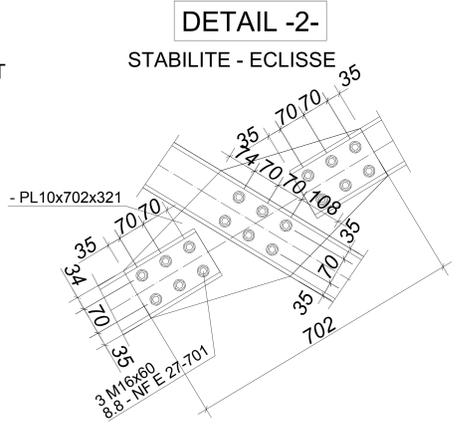
STABILITE VERTICAL



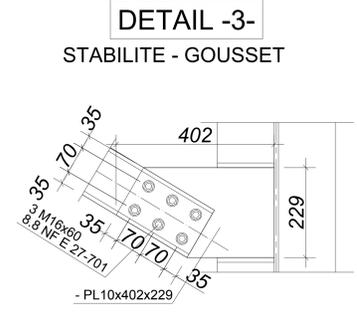
DETAIL -9-  
STABILITE - GOUSSET



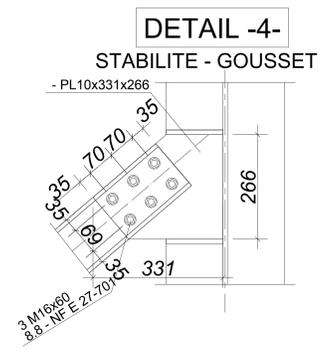
DETAIL -1-  
STABILITE - GOUSSET



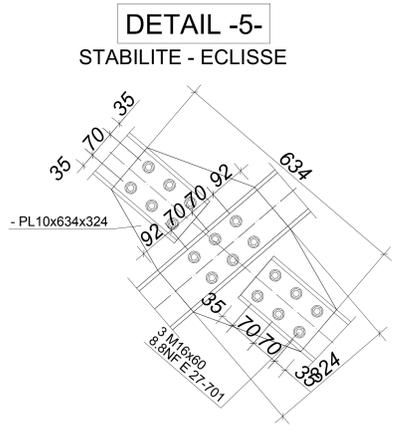
DETAIL -2-  
STABILITE - ECLISSE



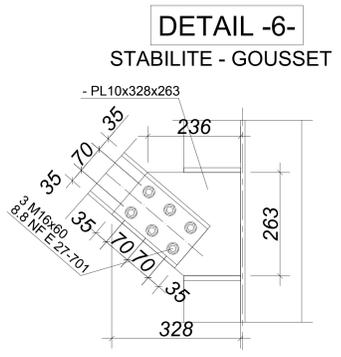
DETAIL -3-  
STABILITE - GOUSSET



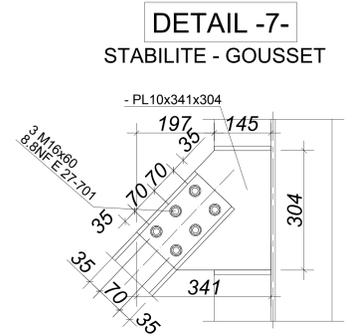
DETAIL -4-  
STABILITE - GOUSSET



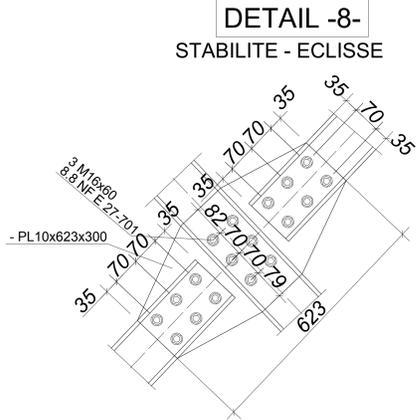
DETAIL -5-  
STABILITE - ECLISSE



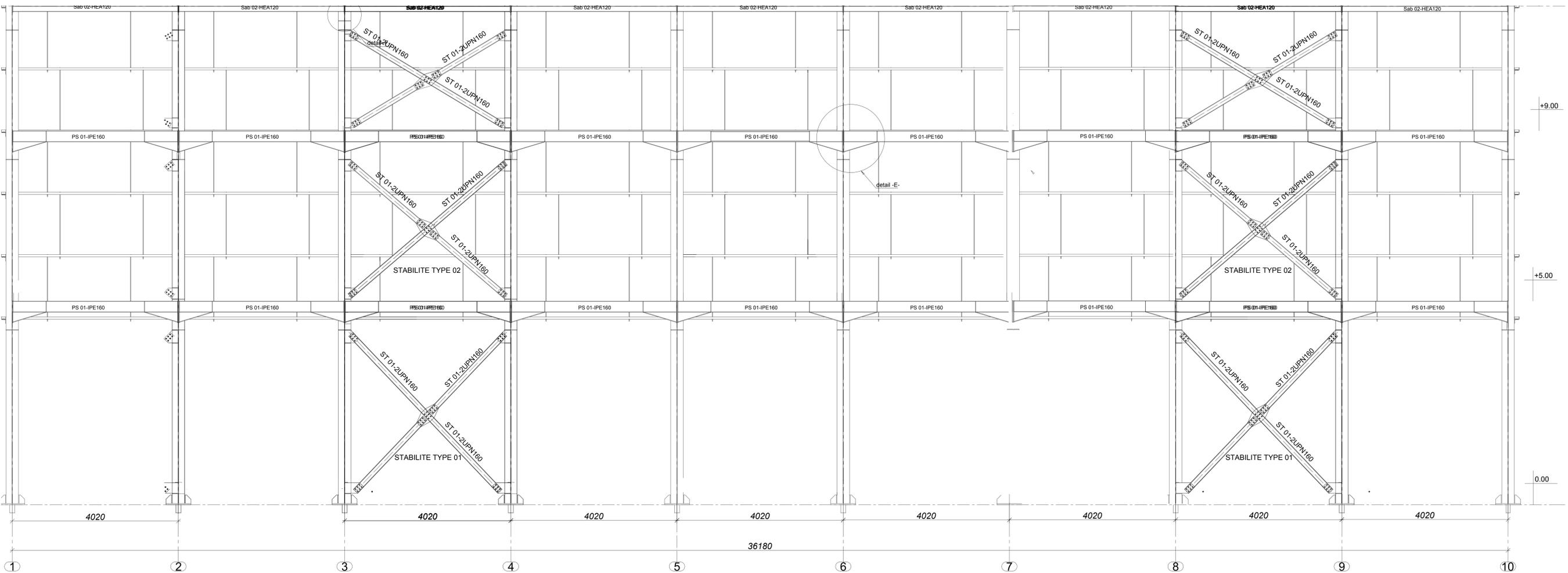
DETAIL -6-  
STABILITE - GOUSSET



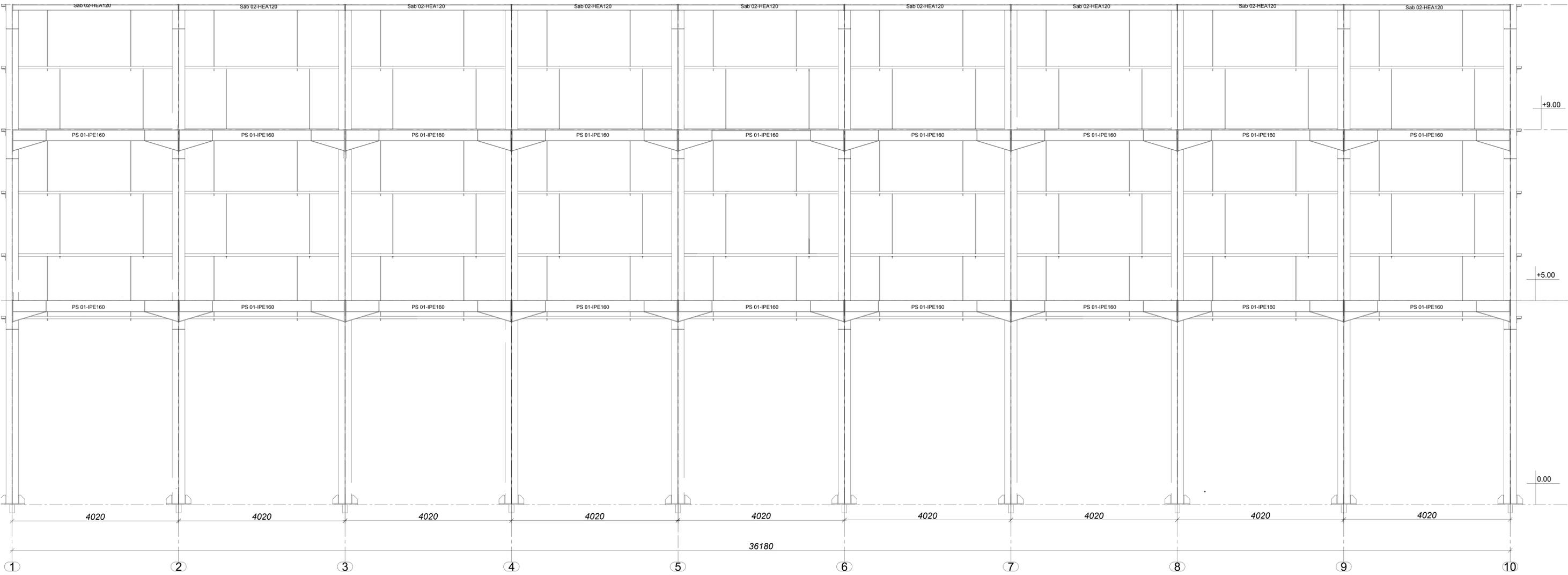
DETAIL -7-  
STABILITE - GOUSSET



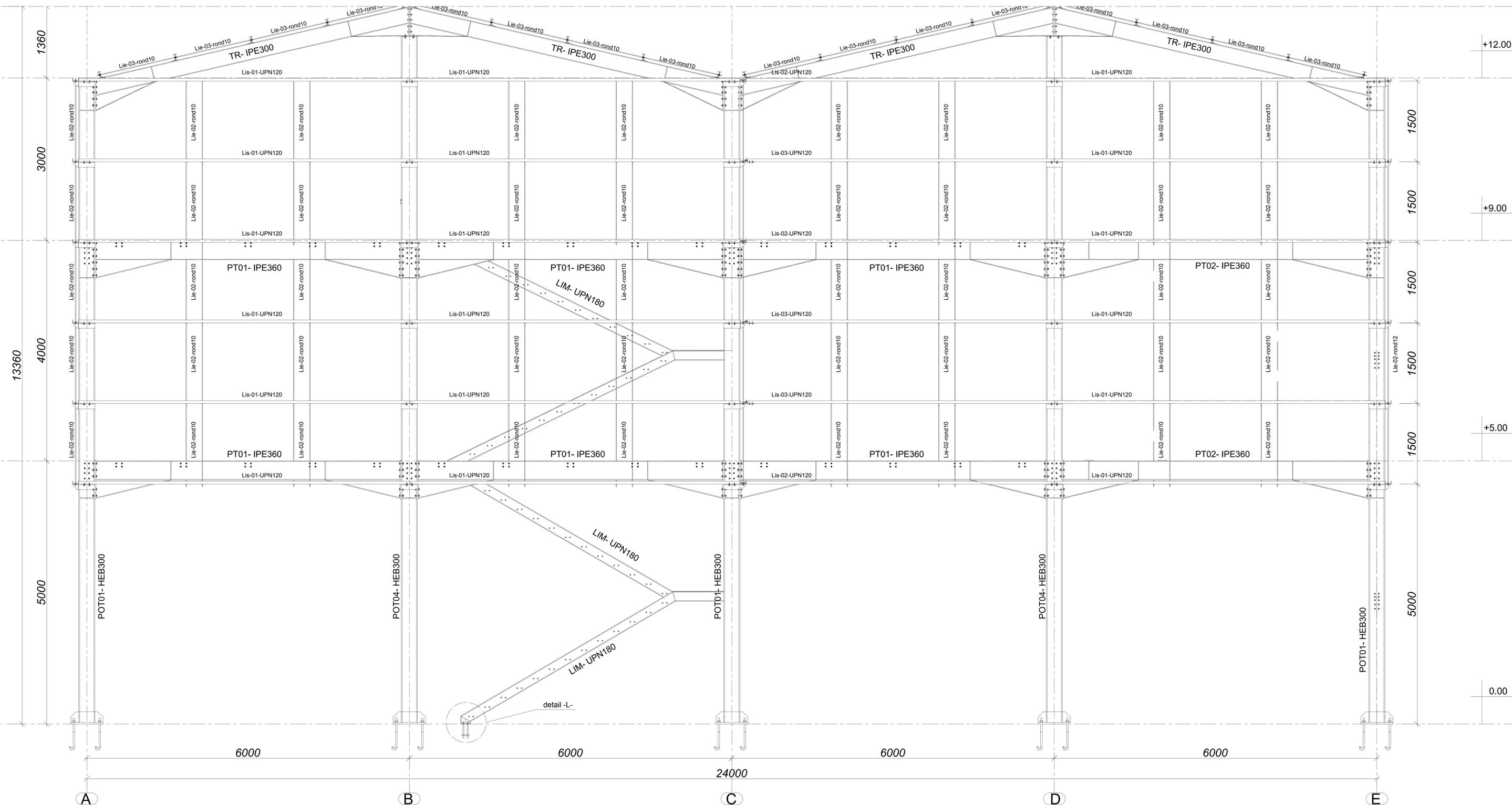
DETAIL -8-  
STABILITE - ECLISSE



VUE EN ELEVATION AXE A

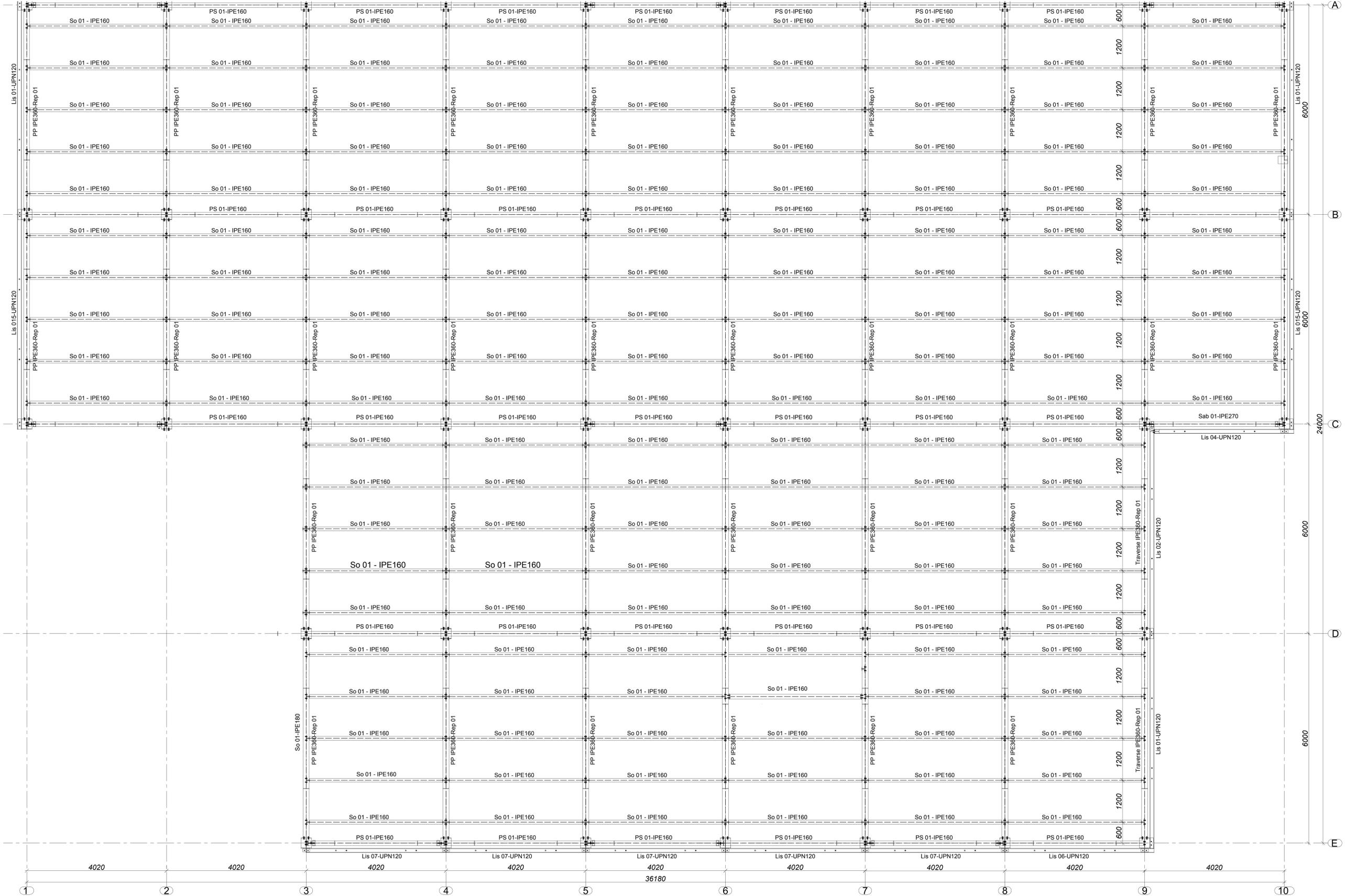


VUE EN ELEVATION AXE C

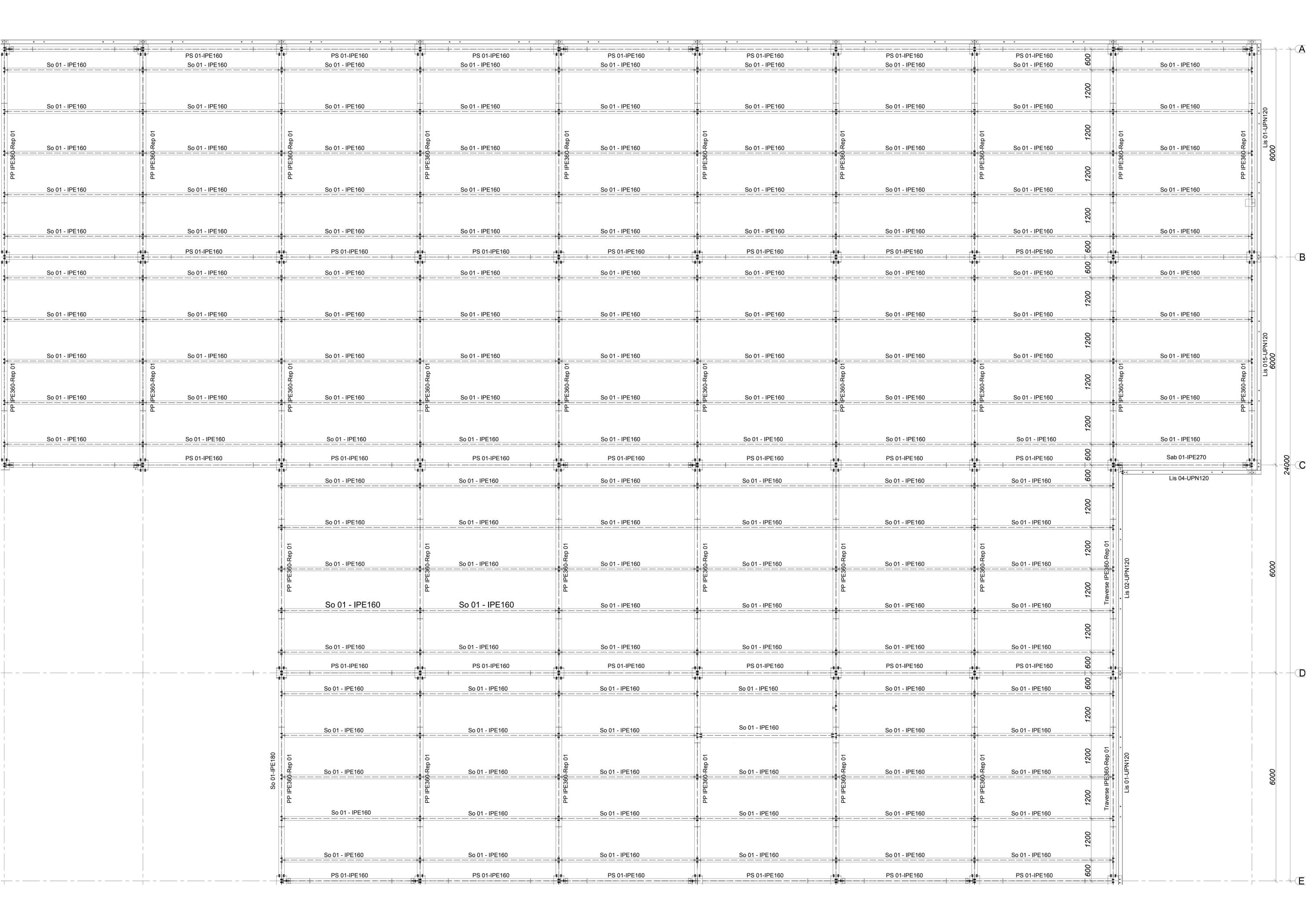


VUE PIGNON





VUE EN PLAN PLANCHER (NIV +9.00m)



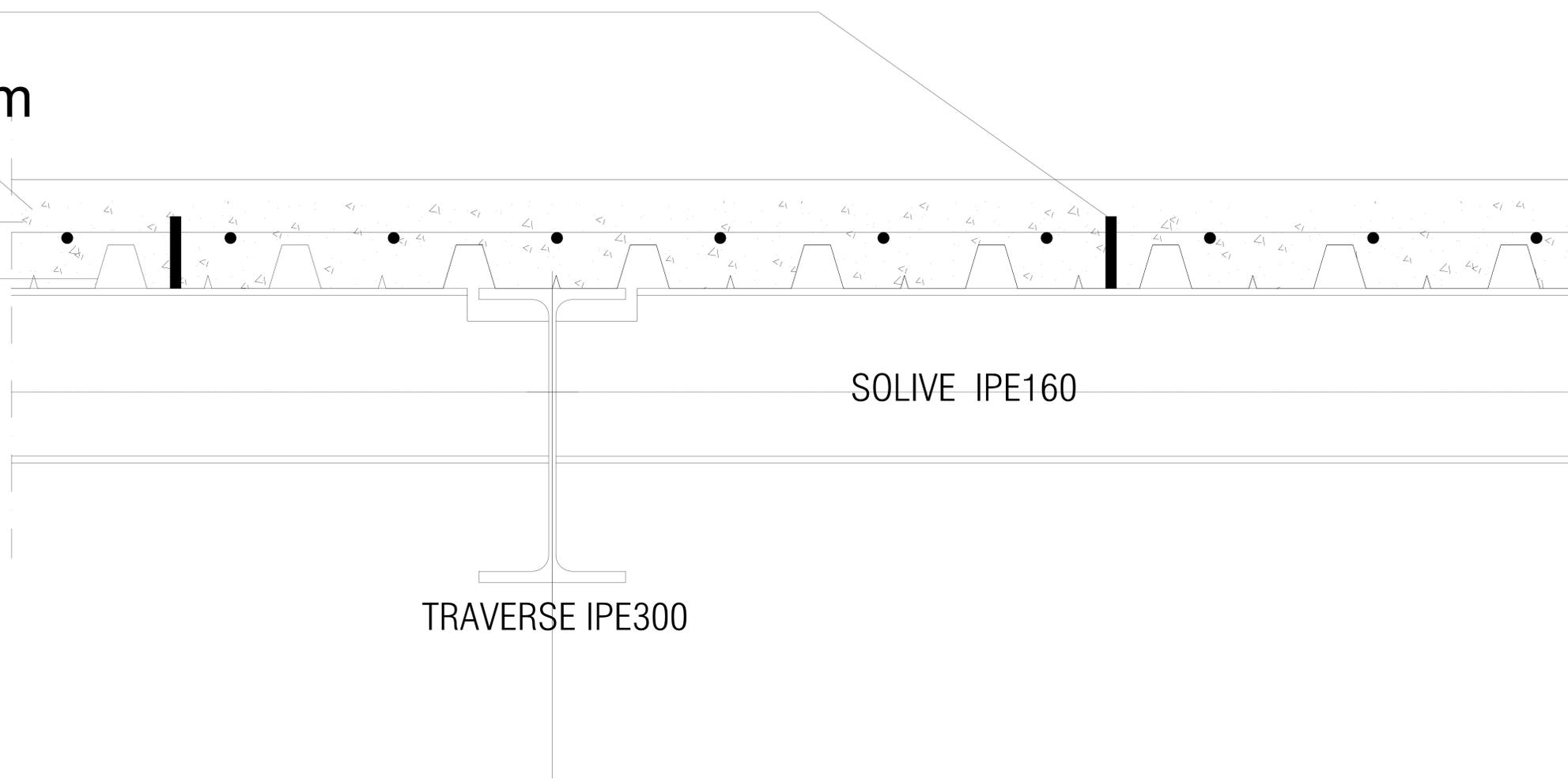
*DETAIL PLANCHER COLLABORANT*

Connecteur positionne tous les 1.005m

beton epr= 16cm

Γ.S 15X15

ree



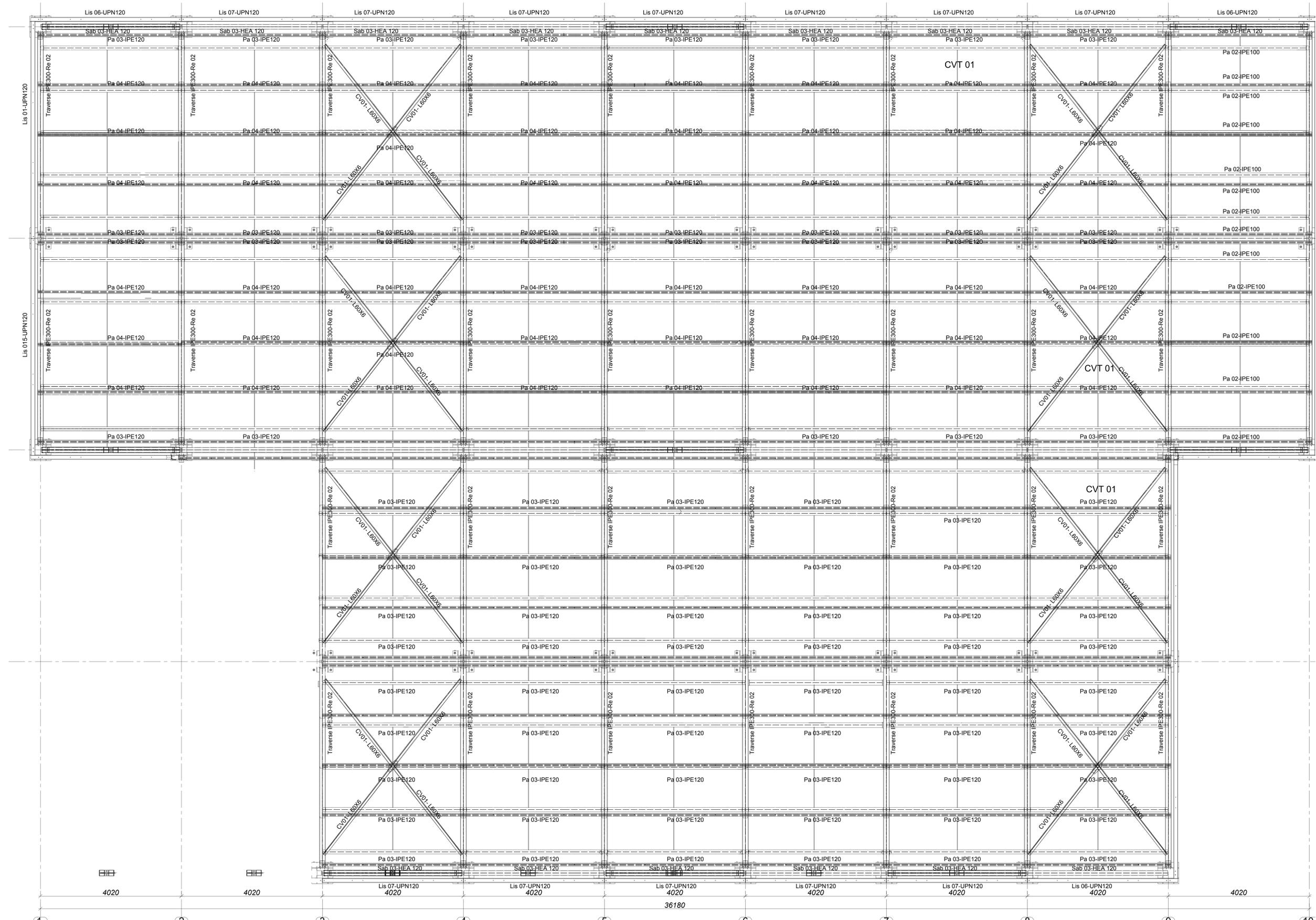
160

160

SOLIVE IPE160

TRAVERSE IPE300





# Conclusion générale

Notre travail ci présent à débuté à partir d'un plan d'architecture, ce qui nous a amené à trouver des solutions technologiques et diverses méthodes de calcules afin de permettre la réalisation du plan.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concevoir et de dimensionner un bâtiment en structure métallique a usage industriel, Ce type de construction connu pour sont comportement spécifique face au vent et aux forces sismiques.

Le calcul des portiques longitudinaux, contreventement et assemblages nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les constructions métallique et nous ont amené à utiliser des logiciels de calcul tel que le ROBOT dont la métrise est indispensable a tout ingénieur.

Lors de notre étude, on est parvenus à un certain nombre de conclusions :

- La modélisation doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit il ou structuraux ce qui permet d'avoir une idée précise sur le comportement réel de la structure.
- L'action sismique est plus défavorable que celle de vent a cause du poids considérable de la structure.
- La légèreté et la rigidité de l'acier nous permet de concevoir des éléments de grandes portées.
- L'usage de logiciel de calcul (ROBOT) nous donne des résultats précis en lapse de temps réduit.
- L'étude nous a également montré que la hauteur des bâtiments et le nombre de travées contreventées ont une grande influence sur le coefficient de comportement dynamique.

# Bibliographie

- *Règlement neige et vent version 2013 (RNV 2013).*
- *Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.*
- *Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*
- *Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.*
- *Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2 « les charges permanente et charges d'exploitations »*
- *Règles de conception des structures en acier « CCM97 » (DRT.BC.2.48)*
- *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003(document technique réglementaire D.T.R.C 23-4.7).*
- *Règlement BAEL (calculs des structures en béton armée).*
- *Les thèses de fin d'études.*