

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme de master  
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*  
Filière : Génie Civil

Spécialité : construction métallique

### *Thème*

**Etude d'un bâtiment en construction  
métallique avec éléments mixtes acier-béton**

*Présenté par :*

**M<sup>elle</sup> BOURMEL Ouarda**

Devant le jury composé de :

Mr	DAHMANI Lahlou	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme	BELHASSANI Ouarda	Maitre-assistante à l'UMMTO	Examinatrice.
Mr	LABIOD Mahfoud	Maitre Assisstant A	Encadrant.

## Remerciement

Avant tout, je rends grâce à Dieu, Le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la santé, la force, la patience et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail, fruit de plusieurs années d'efforts et de persévérance.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrant, Monsieur **LABIOD M**, pour sa patience, son écoute, et ces conseils avisés

Je remercie également l'ensemble des enseignants du département de génie civil, en particulier ceux de la spécialité Construction Métallique. Pour les connaissances qu'ils m'ont transmis tout au long de mon parcours universitaire.

Mes remerciements vont également aux membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer ce travail, et pour leurs observations et remarques qui me seront bénéfiques.

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à mes parents, pour leur soutien moral et matériel inconditionnel, ainsi qu'à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Ce mémoire n'est pas seulement le fruit d'un travail personnel, mais aussi le reflet de tout l'amour, la confiance et l'accompagnement que j'ai reçu.

## Dédicaces

Je dédie ce mémoire, aboutissement de plusieurs années d'efforts, à mes chers parents, pour leur amour inestimable, leur patience, leurs encouragements et les innombrables sacrifices consentis. Vous êtes et demeurez ma plus grande source de force et d'inspiration.

À mon frère, pour sa présence apaisante et son soutien discret mais indéfectible.

À ma sœur, pour sa tendresse, sa bienveillance et ses encouragements, ainsi qu'à son époux et à leurs deux adorables enfants, Elina et Aylane, qui apportent tant de joie autour d'eux.

À mes amis, pour leur écoute, leur bonne humeur et leur fidélité, dans les instants de doute comme dans ceux de réussite.

A Toute la promo CONSTRUCTION METALLIQUE 2024/2025 merci pour tous les bons moments passés ensemble.

Et à tous mes proches,  
qui m'ont soutenue, de près ou de loin, tout au long de ce parcours.

**Merci à chacun de vous, du fond du cœur.**

# Table de matière

Liste des figures	
Listes des tableaux	
Liste des symboles	
Les plans	
<b>Introduction générale:</b>	<b>1</b>
chapitre I : <b>Présentation de l'ouvrage</b>	<b>3</b>
I.1 Introduction :	4
I.2 Les avantages d'une construction mixte (acier-béton) :	4
I.3 Présentation de projet :	5
I.3.1 Caractéristique géométriques du projet :	5
I.3.2 Lieu d'implantation du projet :	6
I.3.3 Plan vue en 3D :	6
I.3.4 Matériaux utilisé	7
I.3.5 Assemblages :	7
I.3.6 Modes de construction :	8
I.3.7 Conception structural :	8
I.3.8 Les escaliers :	10
I.3.9 L'acrotère :	11
I.3.10 Les fondations :	11
I.3.11 Normes et règlements utilises :	11
chapitre II : <b>Evaluation des charges et surcharges</b>	<b>12</b>
II.2 Etude climatique :	12
II.2.1 Etude au vent	12
II.2.2 Etude de la neige :	33
II.3 Charges Permanentes :	35
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :	35
II.3.2 Plancher étage courant :	35
II.3.3 Murs extérieurs :	36
II.3.4 L'acrotère :	36
II.3.5 Les escaliers :	36
II.4 Surcharge d'exploitation :	37
II.5 Effet de la température :	37
II.6 Conclusion :	37

<b>chapitre III</b>	: Pré-dimensionnement des éléments .....	38
III.1	Introduction : .....	39
III.2	Plancher terrasse : .....	39
III.3	Etage courant : .....	39
III.3.1	Pré-dimensionnement des solives : .....	39
III.3.2	Pré-dimensionnement des poutres : .....	42
III.4	Pr é-dimensionnement des poteaux : .....	46
III.4.1	Introduction : .....	46
III.4.2	Vérification des charges : .....	47
III.4.3	Vérification de l'élément au flambement : .....	48
III.5	Conclusion : .....	51
<b>chapitre IV</b>	: Pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	52
IV.1	Introduction : .....	53
IV.2	Etude des escaliers : .....	53
IV.2.1	Introduction : .....	53
IV.2.2	Pré-dimensionnement des marches : .....	54
IV.2.3	Dimensionnement des éléments porteurs .....	56
IV.3	Etude de l'acrotère : .....	67
IV.3.1	Introduction : .....	67
IV.3.2	Calcul a l'ELU : .....	67
IV.3.3	Ferraillage : .....	69
IV.3.4	Vérification a l'ELU : .....	70
IV.3.5	Vérification a l'ELS : .....	72
IV.3.6	Conclusion : .....	74
IV.4	Conclusion : .....	74
<b>chapitre V</b>	:Plancher mixte.....	75
V.1	Introduction : .....	76
V.2	Caractéristiques de la tôle HI-BOND : .....	76
V.3	Plancher terrasse : .....	77
V.4	Plancher etage courant : .....	77
V.4.1	Solive : .....	77
V.4.2	Poutre principal étage courant : .....	83
V.4.3	Poutre secondaires étage courant : .....	88
V.5	Conclusion : .....	92
<b>chapitre VI</b>	: Etude sismique.....	93

VI.1	Introduction :	94
VI.2	Objectif de l'étude sismique :	94
VI.3	Méthode statique équivalente :	95
VI.3.1	Principe :	95
VI.3.2	Calcul de la force sismique total :	96
VI.4	Conclusion :	105
<b>chapitre VII</b>	<b>: Pré-dimensionnement des contreventements:</b>	<b>106</b>
VII.1	Introduction :	107
VII.2	Rôle essentiel :	107
VII.3	Calcul des contreventements :	107
VII.3.1	Vérification de la traction simple :	108
VII.3.2	Vérification a la compression simple :	108
VII.4	Conclusion :	109
<b>chapitre VIII</b>	<b>: Modélisation avec autodesk robot structural</b>	<b>110</b>
VIII.1	Introduction :	111
VIII.2	Description du logiciel ROBOT :	111
VIII.3	Etape de modélisation de la structure avec robot :	111
VIII.3.1	Lancement de logiciel	111
VIII.3.2	Réglage des préférences et des préférences de la tâche :	113
VIII.3.3	Modélisation du projet :	114
VIII.3.4	Définition des sections :	115
VIII.3.5	Définition de la structure :	115
VIII.3.6	Conditions d'appuis :	116
VIII.3.7	Chargement :	117
VIII.3.8	Analyse de la structure :	117
VIII.3.9	Résultat d'analyse :	118
VIII.3.10	Les assemblages :	118
VIII.3.11	Note de calcul :	118
<b>chapitre IX</b>	<b>: Vérification des éléments</b>	<b>119</b>
IX.1	Introduction :	120
IX.2	Méthode de travail :	120
IX.3	Vérification des éléments :	120
IX.3.1	Poteau (HEA 340) :	120
IX.3.2	Poutres principale (IPE 300) :	122
IX.3.3	Poutres secondaires :	123

IX.3.4	Solive :.....	125
IX.3.5	Contreventement : .....	126
IX.3.6	Poutres palières : .....	128
IX.3.7	Limon : .....	129
IX.4	Conclusion :.....	130
chapitre X	: Calcul des assemblages .....	131
X.1	Introduction :.....	132
X.2	Fonction des assemblages : .....	132
X.3	Calcul des assemblages : .....	133
X.3.1	Assemblage manuelle :.....	133
X.3.2	Assemblage avec ROBOT : .....	137
X.3.3	Assemblage Poteau (HEA 340) –Poutre secondaire(IPE200) : .....	137
X.3.4	Assemblage Poteau (HEA340) – Poutre principal (IPE 300) : .....	146
X.3.5	Assemblage poutre principal (HEA 340) – solive (IPE 180) :.....	154
X.3.6	Assemblage Contreventement (UPN 160) : .....	164
X.3.7	Assemblage pied de poteaux.....	170
chapitre XI	:.....	179
XI.1	Calcul de la base du poteau : données de base :.....	180
XI.1.1	Résistance du béton a la compression :.....	180
XI.1.2	Calcul de la section nécessaire de la plaque d’assise :.....	180
XI.1.3	Calcul de la section résistante : .....	180
XI.1.4	Les dimensions de la plaque d’assise :.....	180
XI.1.5	Calcul de l’épaisseur de la plaque d’assise : .....	181
XI.1.6	L’Aire de la plaque d’assise :.....	181
XI.2	Calcul des fondations : .....	181
XI.2.1	Introduction :.....	181
XI.2.2	Le rôle des fondations : .....	181
XI.2.3	Dimensionnement de la fondation en béton L’ELS :.....	182
XI.2.4	L’Aire de la fondation en béton : .....	182
XI.2.5	Vérification au cisaillement : .....	183
XI.2.6	Vérification au poinçonnement : .....	183
XI.3	Calcul des longrines : .....	184
XI.3.1	Introduction :.....	184
XI.3.2	Dimension des longrines .....	184
XI.3.3	Calcul du ferrailage longitudinal :.....	185

XI.4 Conclusion :.....	186
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>187</b>
Bibliographie	
Annexes	

## Liste des figures

### Chapitre I :

<b>Figure I. 1</b> : vue en 3D de la structure.....	6
<b>Figure I. 2</b> : Elements constructifs d'un plancher mixte .....	9
<b>Figure I. 3</b> : la vue longitudinal des contreventements .....	10
<b>Figure I. 4</b> : Escalier .....	10

### Chapitre II :

<b>Figure II. 1</b> :Hauteur de reference $Z_e$ et profil correspondant à la pression dynamique.....	14
<b>Figure II. 2</b> :Legende pour les parois verticales.....	18
<b>Figure II. 3</b> : Vue en plan des zones de pression sur la terrasse suivant le long pan.....	19
<b>Figure II. 4</b> : direction du vent $V_1$ .....	20
<b>Figure II. 5</b> :Valeurs des coefficient de pression exterieures $C_{pe}$ sur les parois verticales.....	21
<b>Figure II. 6</b> :Valeurs des coefficients de pressions exterieurs $C_{pe}$ sur la terrasse.....	22
<b>Figure II. 7</b> : direction du vent $V_2$ .....	24
<b>Figure II. 8</b> : Valeurs des coefficients de pression $C_{pe}$ sur les parois verticales.....	26
<b>Figure II. 9</b> : Valeurs de coefficient de pressions extérieures $C_{pe}$ sur la terrasse .....	27
<b>Figure II. 10</b> : Valeurs du coefficient de force $C_{f,0}$ pour des sections rectangulaires en fonction du rapport $d/b$ des dimensions dans le plan du bâtiment .....	31
<b>Figure II. 11</b> : Valeurs du facteur d'élançement $\Psi_{\lambda}$ , en fonction de l'élançement $\lambda$ , et de l'opacité de la construction .....	32

### Chapitre III :

<b>Figure III. 1</b> :présentation schématique des solives.....	40
<b>Figure III. 2</b> :disposition des poteaux.....	46

### Chapitre IV :

<b>Figure IV. 1</b> :Vue en plan d'un escalier.....	54
<b>Figure IV. 2</b> :Disposition et dimension des éléments des escaliers.....	55
<b>Figure IV. 3</b> :Disposition des cornières.....	56
<b>Figure IV. 4</b> :Distribution des charges sur un limon.....	59
Figure IV. 5:charge équivalente (G).....	60
<b>Figure IV. 6</b> :charge équivalente (G).....	61
<b>Figure IV. 7</b> :Coupe verticale de l'acrotère.....	67
<b>Figure IV. 8</b> :Diagramme des moments et des efforts.....	68
<b>Figure IV. 9</b> :Ferrailage de l'acrotère.....	74

### Chapitre V :

<b>Figure V. 1</b> :Plancher mixte acier-béton.....	76
<b>Figure V. 2</b> :caracteristiques de la tôle HI-BOND.....	77
<b>Figure V. 3</b> :géometrie de beff.....	78

<b>Figure V. 4:</b> Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (Flexion positive).....	79
<b>Figure V. 5:</b> La position d'un connecteur. ....	81
<b>Figure V. 6:</b> Dimensions minimales des goujons. ....	82
<b>Figure V. 7:</b> Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la semelle de la poutre en acier.....	85
<b>Figure V. 8:</b> Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (Flexion positive).....	89

### **Chapitre VI :**

<b>Figure VI. 1:</b> la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.....	103
<b>Figure VI. 2:</b> la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur .....	104

### **Chapitre VII :**

<b>Figure VII. 1:</b> Vue en élévation en 2D de la structure dans le plan XZ. ....	107
<b>Figure VII. 2:</b> contreventement en V.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

### **Chapitre IX :**

<b>Figure IX. 1:</b> position des poteaux. ....	120
<b>Figure IX. 2:</b> position des poutres principales.....	122
<b>Figure IX. 3:</b> position des poutres secondaires. ....	123
<b>Figure IX. 4:</b> position des solives.....	125
<b>Figure IX. 5:</b> position des contreventements.....	126
<b>Figure IX. 6:</b> position des poutres palières.....	128
<b>Figure IX. 7:</b> position des limons. ....	129

### **Chapitre X :**

<b>Figure X. 1:</b> assemblage de poutre secondaire et poteau.....	133
<b>Figure X. 2:</b> assemblage poutre-poteau. ....	137
<b>Figure X. 3:</b> assemblage poutre-poteau. ....	146
<b>Figure X. 4:</b> assemblage poutre-solive. ....	154
<b>Figure X. 5:</b> assemblage contreventement.....	164
<b>Figure X. 6:</b> assemblage pied de poteau.....	170

### **Chapitre XI :**

<b>Figure XI. 1:</b> dimension de la fondation. ....	182
<b>Figure XI. 2:</b> Ferraillage des longrines et leur dimension.....	188

## Liste des tableaux

### Chapitre II :

Tableau II. 1:Caractéristiques de chaque catégorie de terrain. ....	13
Tableau II. 2:valeurs de la pression dynamique de référence. ....	15
Tableau II. 3:C <sub>pe</sub> Pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire. ....	18
Tableau II. 4:coefficient des pressions exterieures sur la terrasse.....	19
Tableau II. 5:valeur de la pression statique du vent W(Z) sur les parois verticales. ....	22
Tableau II. 6: valeur de la pression statique du vent W(Z) sur la terrasse.....	23
Tableau II. 7:forces exterieures sur le batiment. ....	23
Tableau II. 8: valeur de la pression statique du vent W(Z) sur la paroi verticale. ....	28
Tableau II. 9:valeur de la pression statique du vent W(Z) sur la terrasse.....	28
Tableau II. 10:force extérieure sur le bâtiment. ....	29
Tableau II. 11:les valeurs de coefficient $\mu$ . ....	34
Tableau II. 12:charges permanentes du plancher terrasse inaccessible. ....	35
Tableau II. 13:charges permanentes d'un plancher à étage courant. ....	35
Tableau II. 14:charges permanentes des murs exterieures.....	36
Tableau II. 15:charges permanentes du Volée.....	36
Tableau II. 16:charges permanentes du palier.....	36

### Chapitre III :

Tableau III. 1:valeur limite des flèches.....	40
Tableau III. 2:les caractéristiques de l'IPE 180. ....	41
Tableau III. 3:les caractéristiques du profile IPE 300.....	43
Tableau III. 4:les caractéristiques du profile IPE 200.....	45
Tableau III. 5:les caractéristiques du profile HEA 340.....	47
Tableau III. 6:Résultats du pré-dimensionnement.....	51

### Chapitre IV :

Tableau IV. 1:caractéristiques de la cornière 135×35×4. ....	58
Tableau IV. 2:caractéristiques de profile UPN160. ....	61
Tableau IV. 3:caractéristiques de l'IPE 220. ....	64

### Chapitre V :

Tableau V. 1:profilés utilisés. ....	92
--------------------------------------	----

### ChapitreVI :

Tableau VI. 1:coefficient d'accélération de zone A. ....	96
Tableau VI. 2:Le poids des éléments constituant la terrasse ....	101
Tableau VI. 3:Plancher étage courant . ....	101
Tableau VI. 4:valeurs des poids de la structure ....	102
Tableau VI. 5:valeurs de l'effort sismique dans les 2 sens (longitudinal et transversal). ....	102

<b>Tableau VI. 6:</b> valeurs des forces sismiques selon le sens longitudinal .....	103
<b>Tableau VI. 7:</b> valeurs des forces sismiques selon le sens transversal .....	103
<b>Tableau VI. 8:</b> valeurs des efforts tranchants selon le sens longitudinal .....	104
<b>Tableau VI. 9:</b> valeurs des efforts tranchants selon le sens transversal.....	104
<b>Tableau VI. 10:</b> valeurs des forces due au vent par niveau .....	105

### **ChapitreVII :**

<b>Tableau VII. 1:</b> les caractéristiques de l'UPN 160.....	108
---	-----

## Liste des symboles

G : Charges permanents.

N : Surcharges climatiques de neige.

V : Surcharge climatique du vent.

Fw : Force de frottement.

Mcr : Moment critique élastique de déversement.

Nsd : Effort normal.

Vy.sd : Effort tranchant dans le plan des semelles.

Vz.sd : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

Vpl.rd : Résistance de la section a l'effort tranchant.

Mely.rd : Moment fléchissant de résistance élastique suivant yy.

Melz.rd : Moment fléchissant de résistance élastique suivant zz.

Mply.rd : Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy.

Mplz.rd : Moment fléchissant de résistance plastique suivant zz.

Mb.rd : Moment fléchissant de résistance au déversement.

Mv.rd : Moment fléchissant de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant.

E : Module d'élasticité longitudinale.

Fy : Limite élastique de matériau.

Fu : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

A : Aire de la section brute.

Anet : Aire de la section nette au droit des trous de fixation.

Iy : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

Iz : Moment d'inertie suivant l'axe zz.

d0 : Diamètre de trou.

$\emptyset$  : Diamètre de boulon.

t : Epaisseur de la tôle.

tf : Epaisseur de la semelle.

tw : Epaisseur de l'âme.

$b$  : Largeur de la semelle.

$h$  : Hauteur de la section.

$r$  : Rayon de raccordement âme/semelle.

$i_y$  : Rayon de giration suivant l'axe  $yy$ .

$i_z$  : Rayon de giration suivant l'axe  $zz$ .

$Y_y$  : Axe parallèle aux semelles (Axe fort).

$Z_z$  : Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible).

$l_0$  : Longueur de l'élément.

$l_y$  : Longueur de flambement autour de l'axe  $yy$ .

$l_z$  : Longueur de flambement autour de l'axe  $zz$ .

$L$  : Longueur de flambement latéral (pour le déversement).

$W_{ely}$  : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe  $yy$ .

$W_{elz}$  : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe  $zz$ .

$\psi$  : Coefficient de combinaison.

$\lambda$  : Elancement.

$\lambda_1$  : Elancement eulérien.

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

$\bar{\lambda}_{LT}$  : 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.

$F_y$  : Fleche suivant l'axe  $yy$ .

$F_z$  : Fleche suivant l'axe  $zz$ .

$F_{adm}$  : Fleche admissible.

$\lambda_{lim}$  : L'élancement limite.

$c$  : Largeur d'appui additionnelle pour les plaques d'assises.

$t_p$  : L'épaisseur minimale de la plaque d'assise.

$F_{ck}$  : Résistance du béton a la compression.

$F_{jd}$  : Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement.

$F_{cd}$  : Résistance de calcul a l'écrasement du béton.

$F_{vrd}$  : Résistance de calcul au cisaillement du scellement de la plaque l'assise du poteau.

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion.  $c_1$  : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

$\gamma_c$  : Coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.

$F_{ub}$  : Résistance ultime du boulon d'ancrage.

$I_p$  : Inertie du poteau.

$W_{ply}$  : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy.

$W_{plz}$  : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe zz.

$P$  : Poids propre.

$\gamma_M$  : Facteur partiel de sécurité du matériau.

$\sum N_i$  : Somme des efforts dans les boulons tendus

$b_{eff}$  : Entraxe rangées des boulons.

$f_{ctm}$  : Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.

$N_1$  : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

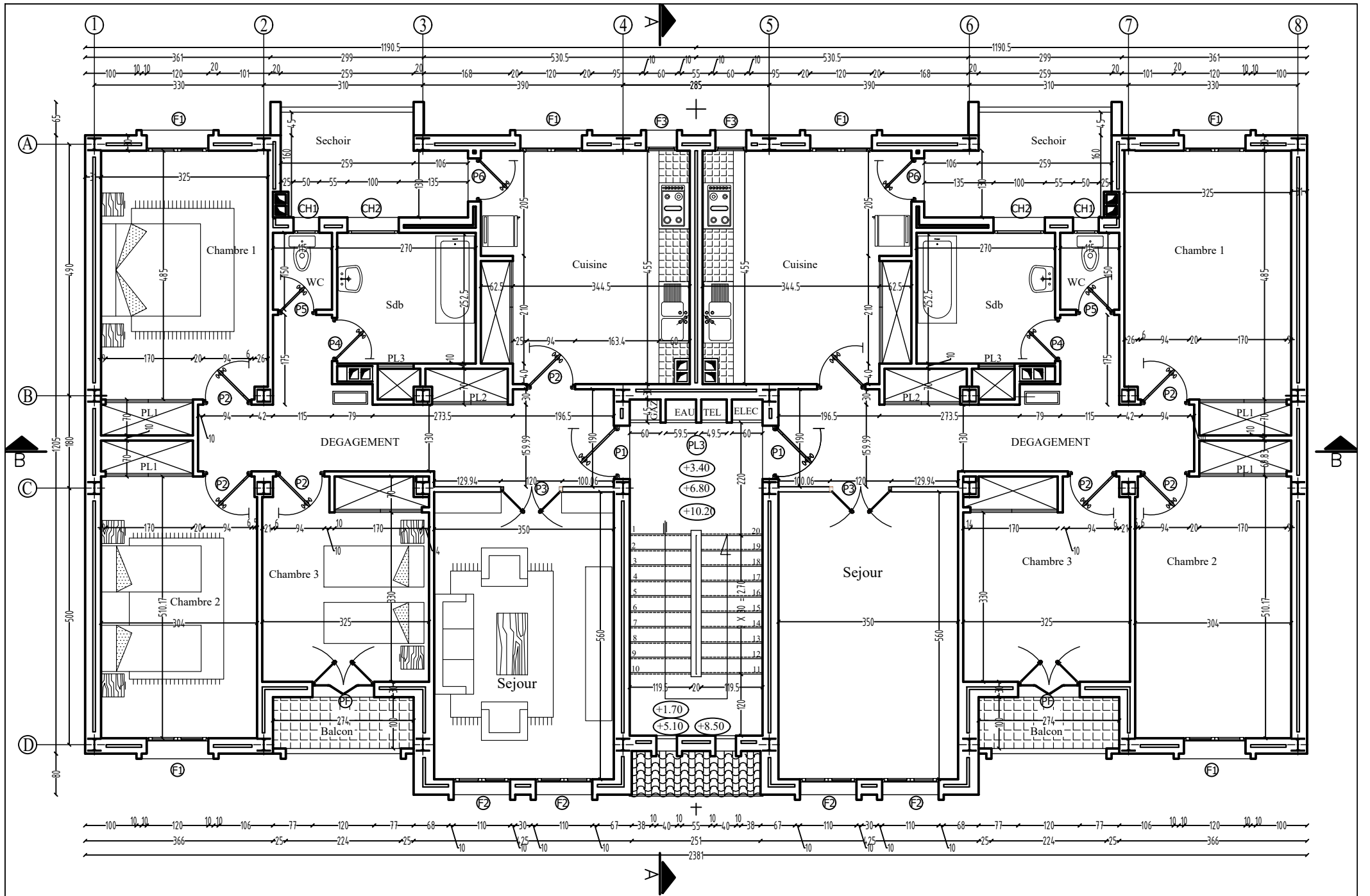
$F_{trd}$  : Resistance de l'âme du Poteau a la traction.

$N_{sd}$  : Effort normal de compression dans le poteau.

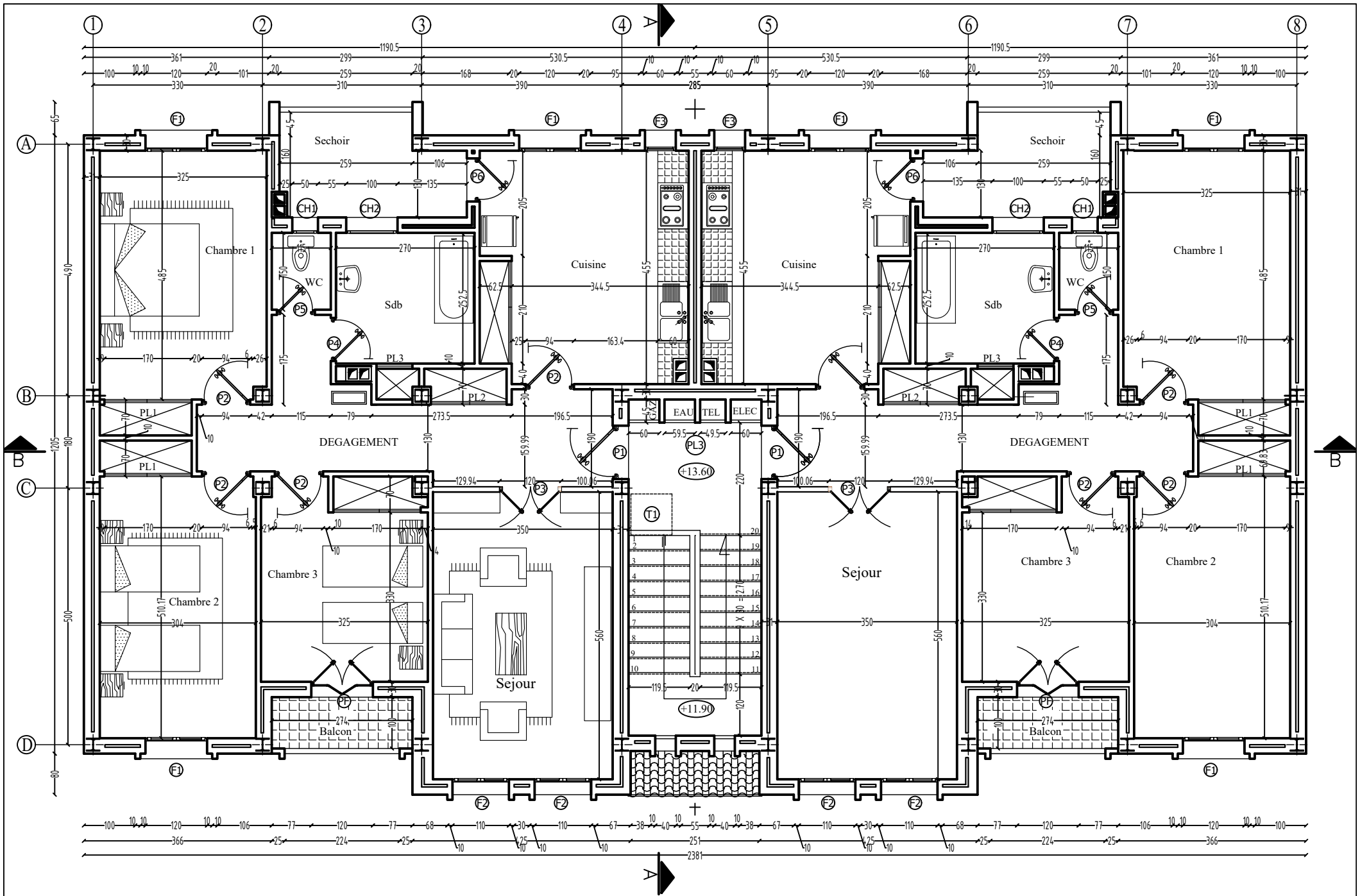
$d_i$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$N$  : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

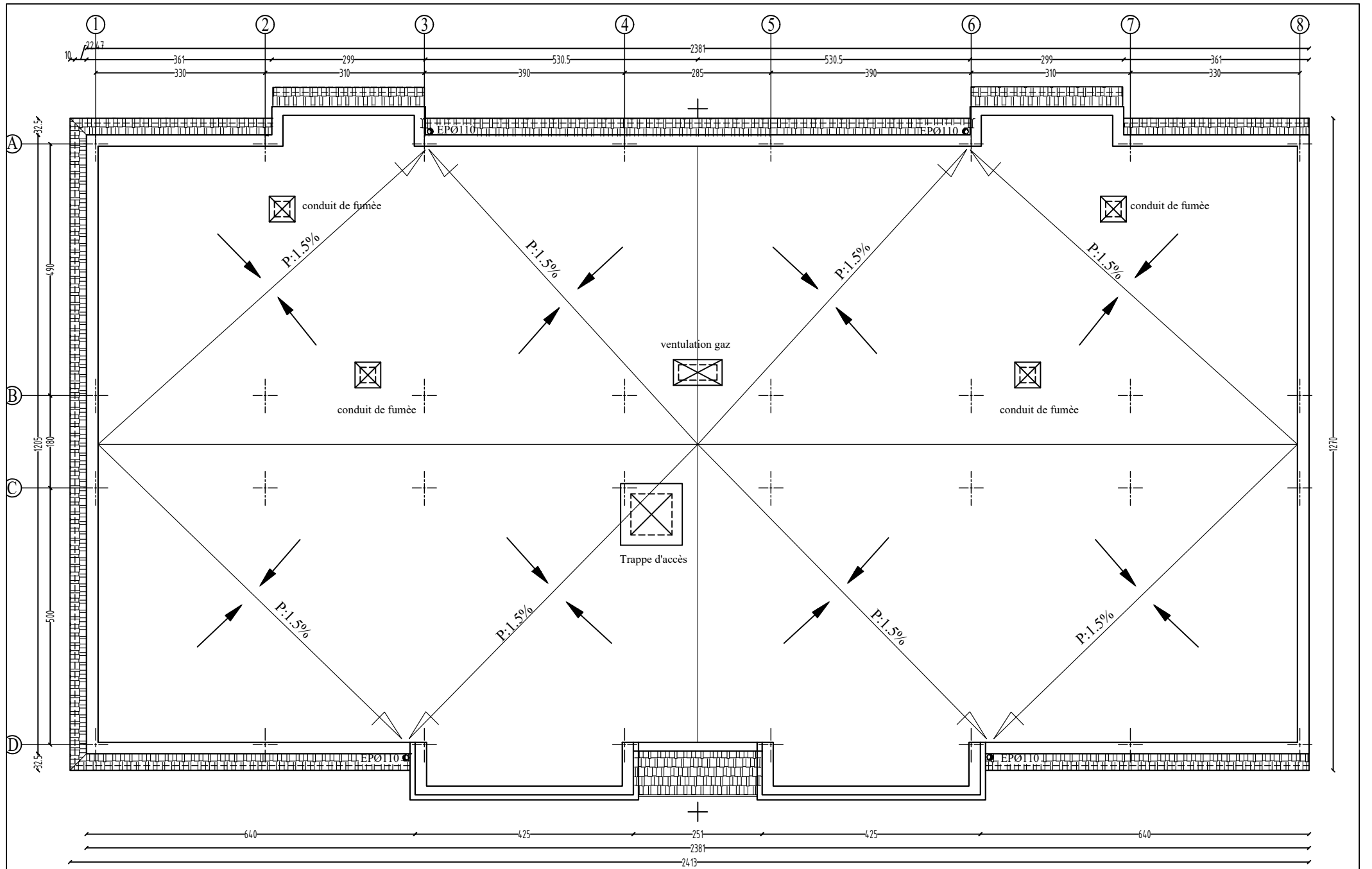
**Les plans**



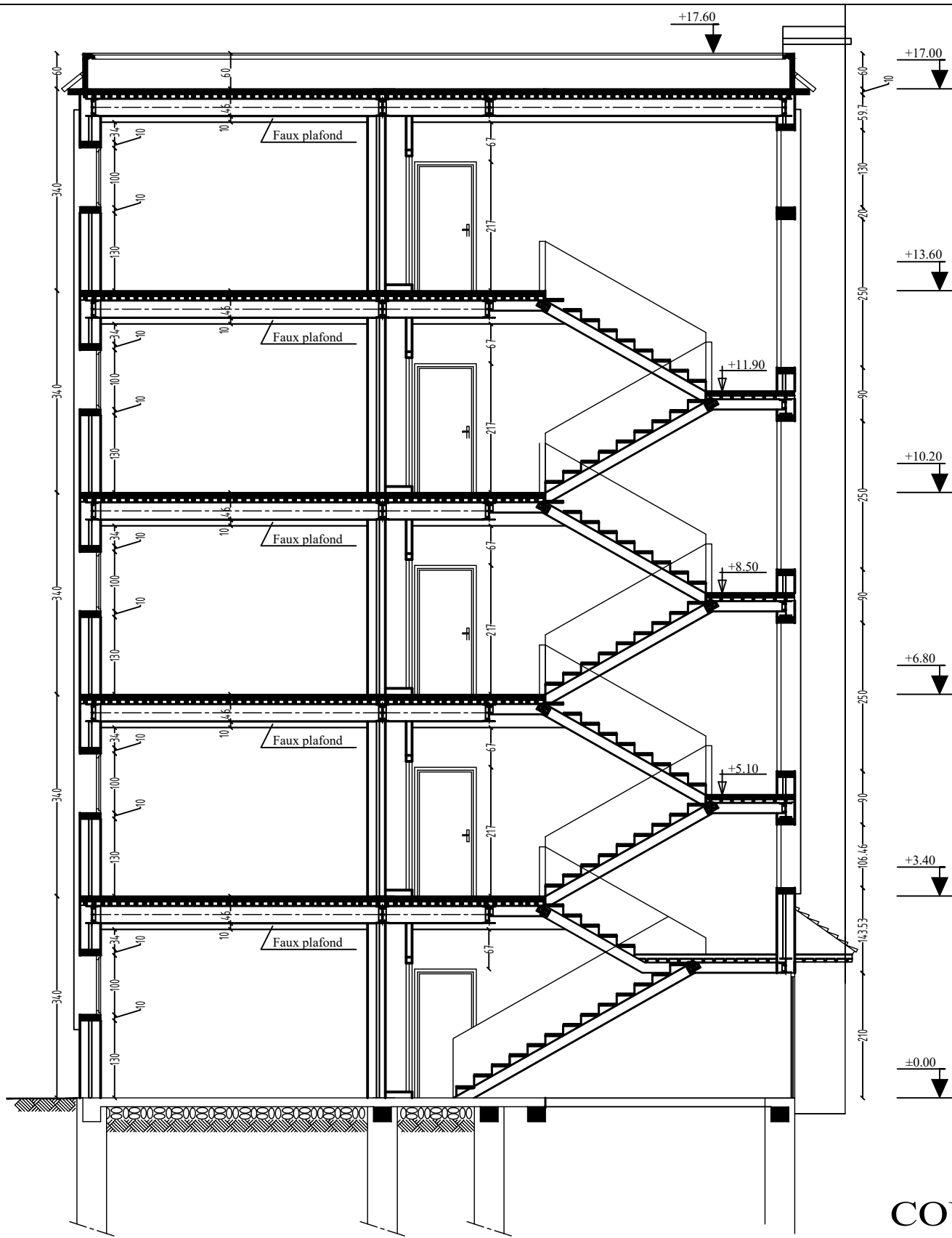
PLAN RDC 1er<sup>^</sup> +2eme<sup>^</sup> +3eme<sup>^</sup> ETAGE



PLAN 4eme^ ETAGE



PLAN DE TERRASSE



COUPE A-A



COUPE B - B

## **Introduction générale**

### Introduction générale

Face à la demande croissante en logements et à l'évolution constante des techniques de construction, les professionnels du secteur sont amenés à adopter des solutions toujours plus performantes, économiques et adaptées aux exigences actuelles. Parmi celles-ci, la construction métallique associée à des éléments mixtes acier-béton connaît un essor significatif, notamment pour les bâtiments à usage d'habitation.

Ce type de construction permet de tirer parti des avantages complémentaires des deux matériaux : l'acier se distingue par sa résistance élevée, sa légèreté et sa rapidité de mise en œuvre, tandis que le béton offre une excellente durabilité, une grande résistance à la compression et une bonne inertie thermique. Leur combinaison dans une structure mixte permet d'optimiser les performances globales du bâtiment, tant du point de vue mécanique qu'économique, tout en assurant un bon comportement vis-à-vis des sollicitations sismiques.

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation, conçu en structure métallique avec des éléments mixtes acier-béton. L'objectif principal est de modéliser et de dimensionner la structure porteuse du bâtiment en conformité avec les normes en vigueur, notamment dans le contexte d'une zone sismique.

L'étude s'articule autour des axes suivants :

- Le choix du système constructif et sa justification ;
- L'analyse des éléments mixtes, notamment les poutres et planchers collaborants ;
- La modélisation de la structure et la vérification de sa stabilité ;
- Le dimensionnement des éléments porteurs selon les règlements applicables (RPA 99 version 2003, Eurocodes).

À travers cette analyse, ce travail vise à démontrer la pertinence des structures mixtes acier-béton dans le secteur résidentiel, tout en proposant une méthode de conception rationnelle et fiable.

L'organisation du mémoire se présente comme suit :

- **Introduction**
- **Chapitre 1** : Présentation générale de la structure (description du projet, caractéristiques des matériaux, etc.) ;
- **Chapitre 2** : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation, ainsi que des actions climatiques, selon la réglementation algérienne (DTR RNV99 – Version 2013) ;
- **Chapitre 3** : Pré-dimensionnement des éléments principaux de la structure (solives, poutres, poteaux) ;
- **Chapitre 4** : Étude des éléments secondaires (escaliers, acrotères) ;
- **Chapitre 5** : Calcul du plancher mixte acier-béton ;
- **Chapitre 6** : Étude sismique et analyse dynamique ;
- **Chapitre 7** : Pré-dimensionnement des systèmes de contreventement ;
- **Chapitre 8** : Modélisation de la structure à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** ;
- **Chapitre 9** : Vérification des éléments de la structure ;
- **Chapitre 10** : Calcul des assemblages ;
- **Chapitre 11** : Dimensionnement des fondations.

## Introduction générale

---

Enfin, une **conclusion générale** vient clore le mémoire en récapitulant les principaux résultats obtenus.

**chapitre I :**

**Présentation de l'ouvrage**

## I.1 Introduction :

Ce premier chapitre a pour objectif d'établir le cadre théorique de ce mémoire en présentant les définitions, notions clés et concepts fondamentaux nécessaires à la compréhension globale du sujet étudié

## I.2 Les avantages d'une construction mixte (acier-béton) :

La construction mixte offre plusieurs avantages, notamment en termes de performance structurelle, d'économies et d'adaptabilité. Elle permet d'optimiser les matériaux en utilisant les forces de chacun, de réduire les dimensions des éléments, de gagner en rapidité d'exécution et de s'adapter aux besoins du bâtiment.

### Amélioration de la performance structurelle :

L'acier résiste à la traction, tandis que le béton supporte la compression : leur association renforce la solidité

### Réduction du poids de la structure :

Comparé à une construction entièrement en béton, l'intégration d'éléments en acier permet de diminuer le poids total, ce qui :

- Réduit les contraintes sur les fondations
- Optimise la résistance sismique.

### Grande portée sans appuis intermédiaires :

Les structures mixtes permettent de grandes portées pour les planchers ou les poutres, avec moins de poteaux, ce qui libère les espaces intérieurs.

### Comportement au feu amélioré :

- Le béton protège naturellement les éléments métalliques.
- Des solutions mixtes bien conçues peuvent avoir de bonnes performances au feu sans protection passive coûteuse.

### Rapidité de mise en œuvre :

Les éléments en acier peuvent être préfabriqués en atelier, ce qui :

- Réduit les délais sur chantier,
- Améliore la qualité d'exécution.

#### Réduction des nuisances sur chantier :

Moins de coffrage, moins de béton à couler = moins de bruit, de poussière, de personnel, etc.

#### Optimisation des coûts globaux :

Bien que le coût initial des matériaux soit parfois plus élevé, les gains en temps et en main-d'œuvre permettent une réduction des coûts globaux du projet.

#### Flexibilité architecturale :

Les structures mixtes permettent de grandes ouvertures, des formes variées, ou des extensions faciles à réaliser.

#### Moins de fondations nécessaires :

La légèreté de la structure limite les charges transmises au sol, donc réduit les coûts de fondation, surtout en terrain complexe.

### **I.3 Présentation de projet :**

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment d'habitation en charpente métallique de type R+4, composé d'un bloc de dix logements, implanté à **Tizi-Ouzou**, une zone classée **sismique IIa** selon le RPA 99/2003. L'ossature est constituée de **poteaux, poutres en acier** et de **planchers mixtes acier-béton**. L'étude porte sur l'analyse du **comportement structurel** de l'ouvrage, notamment face aux actions sismiques, et sur l'**optimisation des éléments mixtes** selon les normes en vigueur.

#### **I.3.1 Caractéristique géométriques du projet :**

Notre ouvrage est caractérisé par les dimensions suivantes :

- Longueur total : 23,80 m

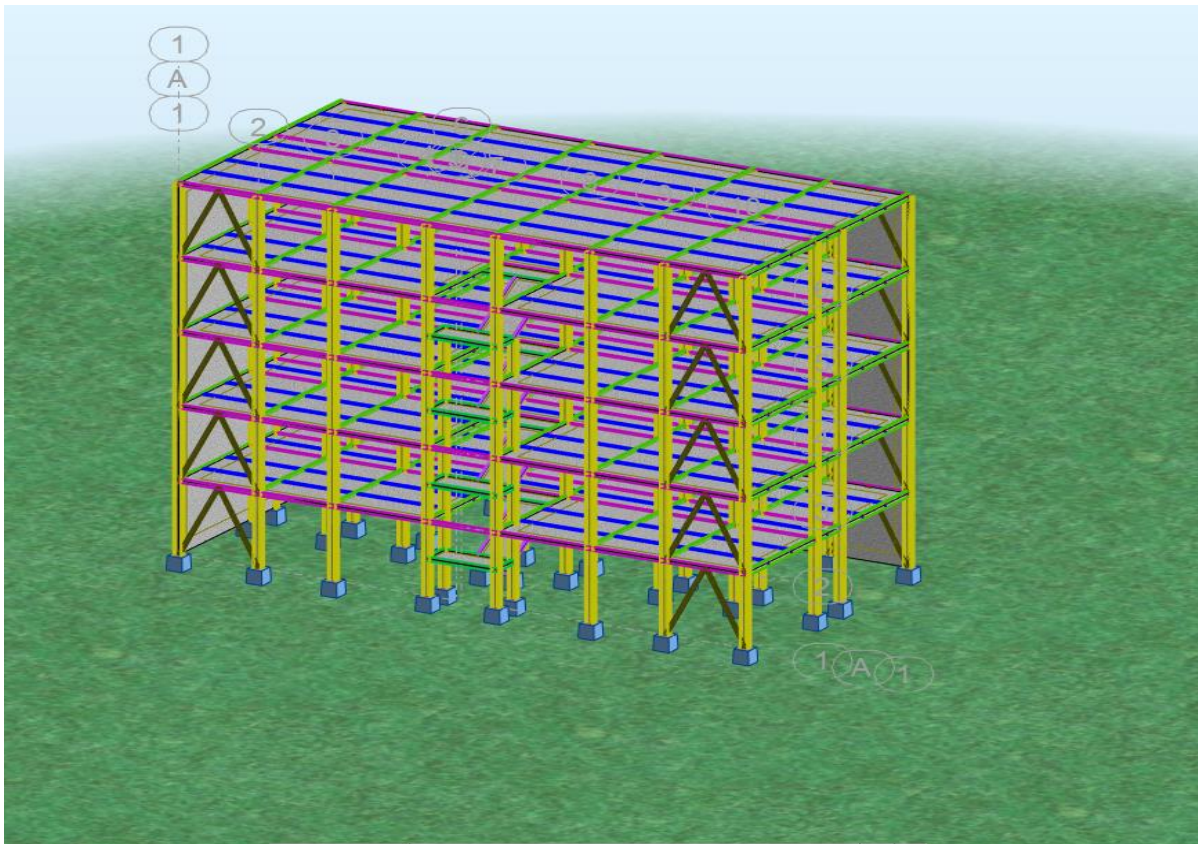
- Largeur total :12,05 m
- Hauteur total :17 m
- Hauteur de RDC :3,40 m
- Hauteur des étages :3,40 m

### I.3.2 Lieu d'implantation du projet :

Le projet est implanté dans un terrain plat :

- Contrainte admissible du sol est de 2 Bar (à une profondeur de 1.00 m du sol)
- Altitude de 200 m
- Zone de neige : Zone A
- Zone du vent : Zone I
- Zone sismique : Zone IIa

### I.3.3 Plan vue en 3D :



*Figure I. 1 : vue en 3D de la structure*

### I.3.4 Matériaux utilisés

#### I.3.4.1 Aciers de construction :

Dans le cadre de notre projet, nous avons fait appel à des aciers laminés à chaud.

Le type d'acier utilisé pour l'ensemble du projet est le Fe400, dont les propriétés mécaniques

Principales comprennent sont :

- Résistance limite d'élasticité..... $f_y=235 \text{ daN/mm}^2$
- Résistance à la traction..... $F_u =400 \text{ daN/mm}^2$
- Module d'élasticité longitudinale..... $E =2,1 \times 10^6 \text{ daN/mm}^2$
- Module de cisaillement..... $G =0.81 \times 10^6 \text{ daN/mm}^2$
- Masse volumique ..... $\rho =7850 \text{ kg/m}^3$
- Coefficient de poisson  $\nu = 0.3$

#### I.3.4.2 Béton :

Pour construire les fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. La composition varie en fonction de la résistance souhaitée.

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression

Résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} =25 \text{ MPA}$

- La résistance caractéristique à la traction  $f_{t28}$  : donné par la formule suivante :

$$F_{t28} = 0.6 \times 0.06 \times F_{c28} \text{ (BAEL/A2.1 ,12)}$$

$$F_{t28} = 0.6 \times 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

- La masse volumique :  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ .
- Le module d'élasticité longitudinale  $E = 32164.2 \text{ MPA}$ .
- Coefficient de poisson

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

### I.3.5 Assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

**I.3.5.1 Le boulonnage :**

Les boulons choisis pour les assemblages des éléments principaux de la structure seront de type à haute résistance de classe 10.9. La limite d'élasticité ( $F_{yb}$ ) et la résistance à la traction ( $F_{ub}$ ) pour ces boulons sont :

$$F_{yb} = 900 \text{ Mpa}$$

$$F_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$$

**I.3.5.2 le soudage:**

Le soudage est un procédé technique destiné à unir deux éléments d'une même matière par l'intermédiaire d'un cordon de soudure, afin de garantir la continuité métallique.

**I.3.6 Modes de construction :**

L'ossature de notre construction est constituée par des portiques (poteaux poutres) en acier dans les deux sens :

- ❖ Les poteaux en profilés HEA
- ❖ Les poutres en profilés IPE

**I.3.7 Conception structural :**

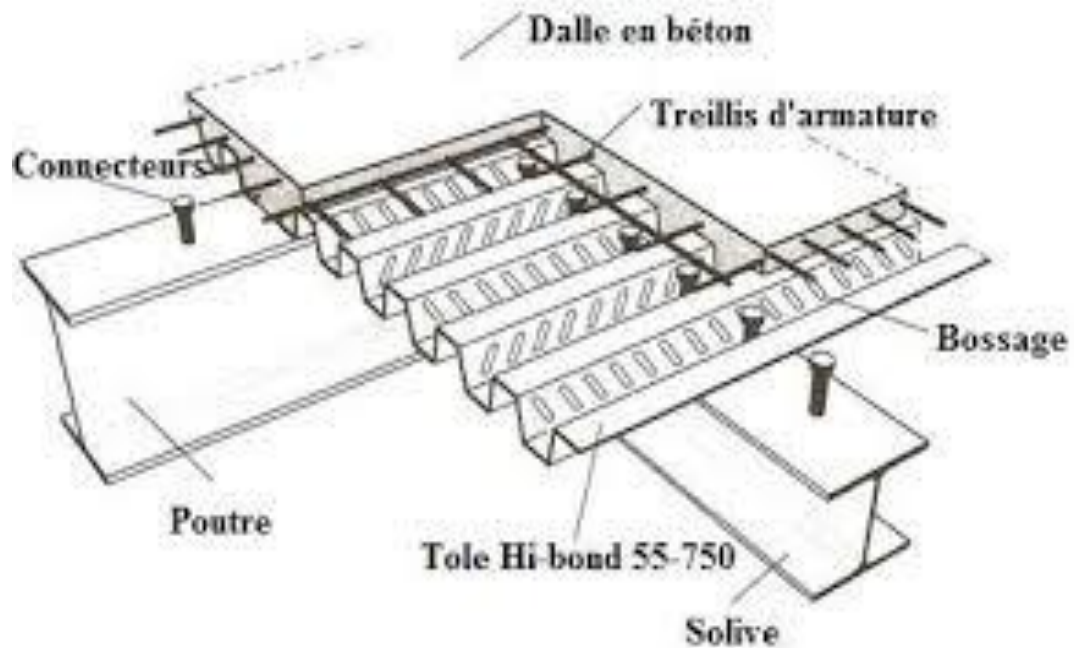
On a deux types de structures :

**I.3.7.1 Conception d'élément :**

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

**I.3.7.1.1 Etage courant :**

La dalle est constituée d'une tôle profilée en acier (HIBOND) qui joue le rôle de plateforme lors du montage, de coffrage pour le béton sur lequel on verse une dalle en béton armé de 11 cm d'épaisseur reliée à la poutre grâce à des connecteurs qui empêchent tout glissement mutuel et garantissent un lien solide entre l'acier et le béton. Cette Figure montre la composition.



**Figure I. 2 :** Elements constructifs d'un plancher mixte

#### I.3.7.1.2 Plancher terrasse :

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires :

- Étanchéité
- Gravillon
- Isolant

#### I.3.7.2 Structure verticale :

##### I.3.7.2.1 Les murs extérieurs :

Les murs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur à l'extérieur et 10 cm à l'intérieur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique.

##### I.3.7.2.2 Les contreventements :

La structure est protégée contre les efforts horizontaux, en particulier ceux causés par un séisme, grâce à des dispositifs de contreventement qui sont placés uniquement dans la direction longitudinale du bâtiment (long-pan).

On parle ici de contreventements en forme de V inversé disposés de façon à répondre efficacement aux contraintes sismiques.

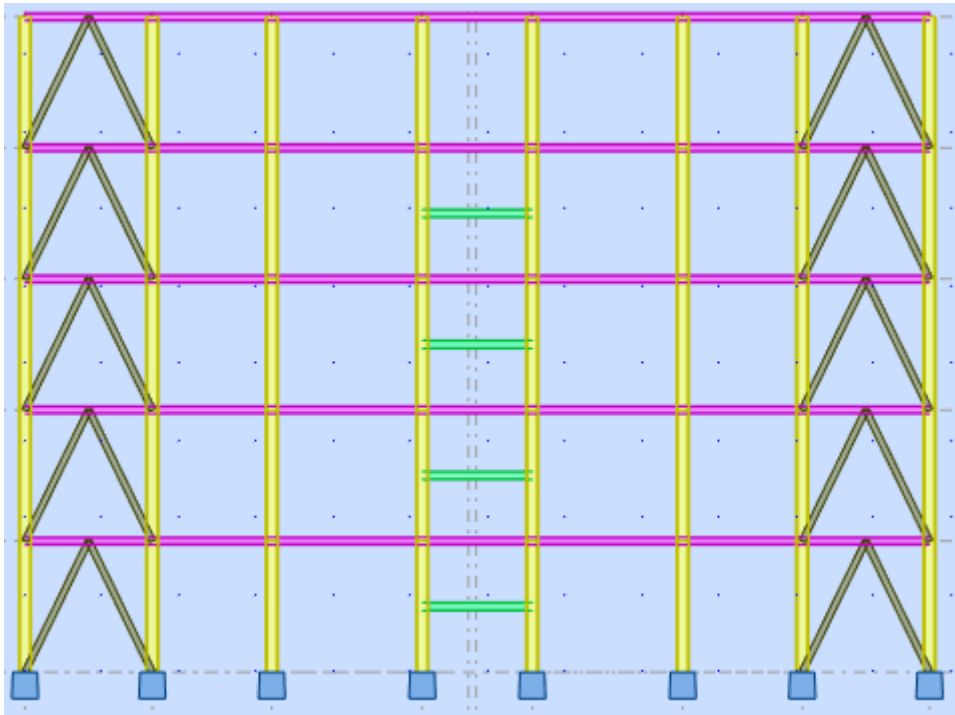


Figure I.3 : la vue longitudinal des coupes verticales

### I.3.8 Les escaliers :

Le présent bâtiment comporte des escaliers droits à deux volées avec palier de repos qui assurent la circulation verticale entre les différents niveaux.

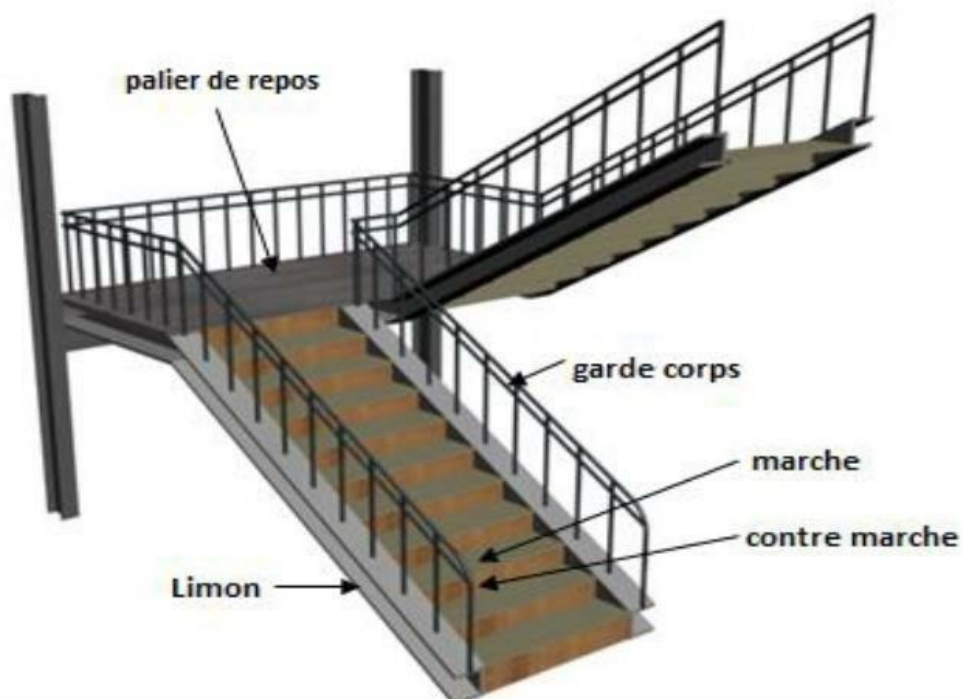


Figure I.4 : Escalier

### I.3.9 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 0,6 m encastré au niveau du plancher terrasse. Cet élément a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse son remplissage se fait à l'aide de béton coulé sur place.

### I.3.10 Les fondations :

La fondation constitue la partie inférieure d'un ouvrage, en contact direct avec le sol. Elle a pour rôle essentiel d'assurer la transmission de l'ensemble des charges de la structure (poids propre, charges d'exploitation, actions climatiques et sismiques) vers le sol de fondation. Le type de fondation retenu dépend principalement des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation ainsi que de la nature et de l'importance de l'ouvrage à supporter. Dans le cas présent, les fondations reçoivent les efforts transmis par les poteaux de la structure et les répartissent dans un sol dont la contrainte admissible est de  $\sigma = 2$  bars, telle qu'indiquée dans l'étude géotechnique.

### I.3.11 Normes et règlements utilisés :

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre étude et calcul sont essentiellement basées sur les règles et normes suivants :

- DTR.BC.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitations
- DTR.BC.2.2.48 : règles parasismique Algériennes RPA99/version 2003
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des structures en acier << CCM97 >>
- DTR.C.2.47 Règlement neige et vent << RNV2013 >>
- BAEL91 calcul des structures en béton
- EUROCODE 3 calcul des structures métallique
- EUROCODE 4 calcul des structures mixtes

**chapitre II**  
**Evaluation des charges et des surcharges**

## II.1 Introduction :

Ce chapitre traite de l'identification des différentes charges agissant sur la structure, notamment les charges permanentes. Les charges d'exploitation ainsi que les effets thermique et climatique.

L'évaluation des charges et surcharges consiste à déterminer, pour chaque élément porteur, la charge qui est attribué à chaque niveau jusqu'aux fondations. Les principales charges considérées sont

- Les charges permanentes (G)
- Les surcharges d'exploitation (Q)

Les valeurs de ses charges sont fixées par la réglementation technique DTR B.C2.2 charges permanentes et surcharges d'exploitation.

## II.2 Etude climatique :

### II.2.1 Etude au vent

#### II.2.1.1 Introduction :

L'analyse des effets du vent constitue une étape essentielle dans le dimensionnement des structures, en particulier dans le cas des **constructions métalliques**, souvent plus sensibles aux sollicitations climatiques.

Le vent est causé par le déplacement des masses d'air, résultant des écarts de pression atmosphérique dus aux inégalités de réchauffement de la surface terrestre. Ce mouvement de l'air engendre des pressions qui s'exercent sur les différentes faces de l'ouvrage et peuvent générer des efforts structuraux significatifs.

Dans le cadre de cette étude, une attention particulière est portée à l'évaluation des actions du vent dans toutes les directions possibles, conformément aux prescriptions du **Règlement Neige et Vent Algérien (RNVA 2013)**.

Les pressions exercées par le vent dépendent de plusieurs facteurs, notamment :

- La région et le site d'implantation ;
- L'environnement immédiat du bâtiment ;
- La hauteur et la forme géométrique de la structure ;
- La rigidité de l'ouvrage ;
- La présence d'ouvertures influant sur sa perméabilité à l'air.

L'objectif de cette étude est de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des effets dynamiques du vent.

**II.2.1.2 Données relative au site :**

Le site de projet se trouve à la wilaya de Tizi-Ouzou

- Zone du vent : I
- Catégorie de terrain : III

$$K_t = 0,215$$

$$Z_o = 0,3 \text{ m}$$

$$Z_{min} = 5 \text{ m}$$

**Tableau II. 1:**Caractéristiques de chaque catégorie de terrain(DTR C 2-4.7)

Catégorie de terrain	$K_t$	$Z_o(m)$	$Z_{min} (m)$	$\epsilon$
0 Mer au zone côtière exposée au vent venant de la mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs et terrains plats et horizontaux avec végétation négligeable et sans obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maison ou arbres	1,190	0,05	2	0,52
III Zones industrielles ou suburbaines, foret, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV.	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure a 15 m.	0,234	1,0	10	0,67

- Nature de site : Plat

$$C_t = 1$$

**II.2.1.3 Principe de calcul :**

L'analyse des actions du vent sur la structure doit être réalisée indépendamment dans chaque direction perpendiculaire, en tenant compte des différentes phases de construction.

L'objectif est de déterminer les charges de vent s'exerçant sur l'ouvrage, conformément aux prescriptions normatives en vigueur. L'étude portera sur les sollicitations induites par un vent perpendiculaire à l'édifice, selon les deux directions principales :

- Sur le pignon : Efforts dans la direction principale du vent (V1).
- Sur le long-pan : Efforts dans la direction secondaire du vent (V2.)

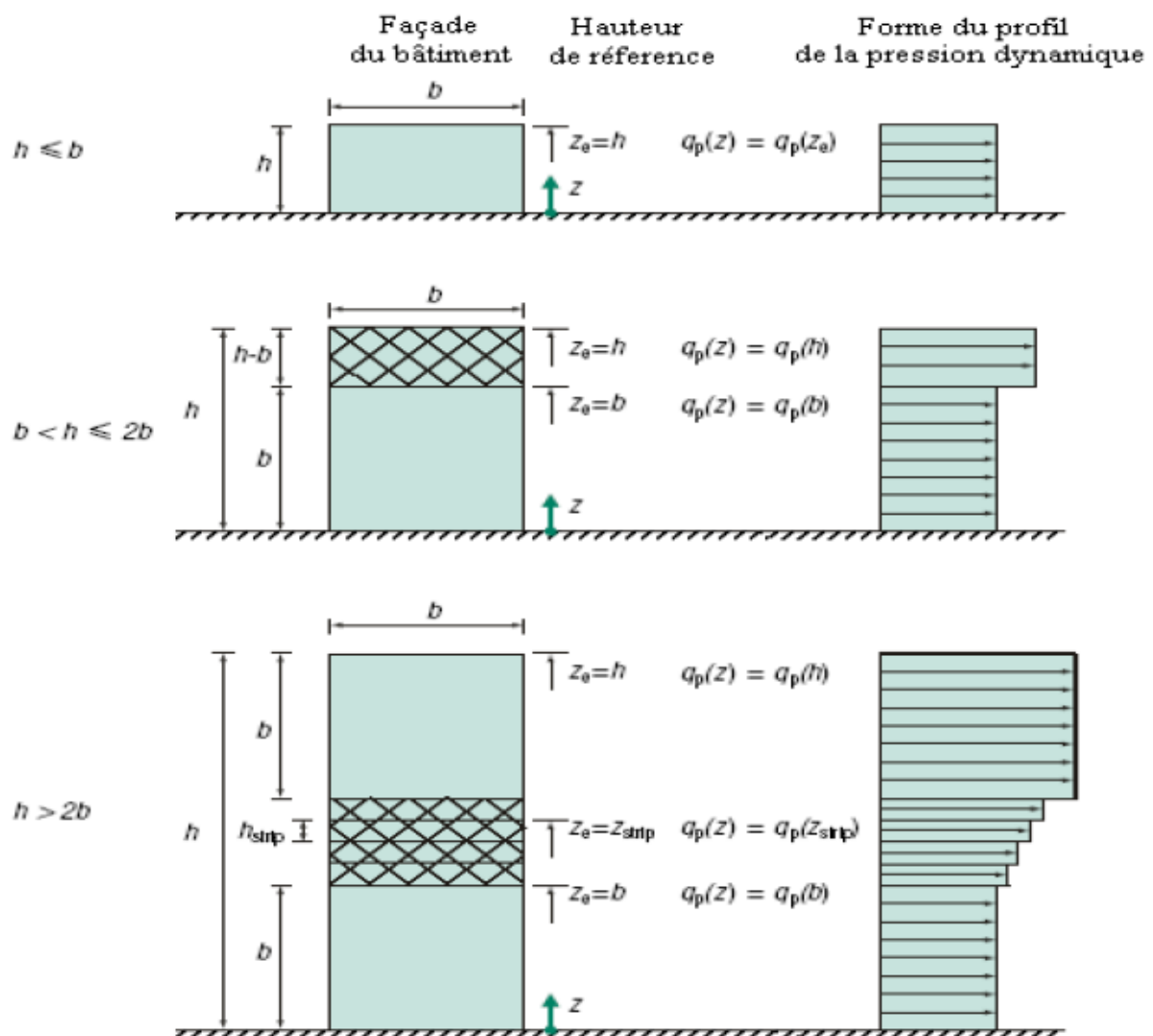


Figure II. 1:Hauteur de reference  $z_e$  et profil correspondant à la pression dynamique.

Dans notre cas :

$$h \leq b \rightarrow 17,00\text{m} < 23,8\text{m}$$

$$Z_e = H = 17,00 \text{ m}$$

#### II.2.1.4 Détermination de la pression statique due au vent :

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [dan/ m}^2\text{]}$$

Avec :

$W(z)$  : la pression statique due au vent

$Q_p$  : pression dynamique du vent

$C_{pe}$  : coefficient de pression extérieure.

$C_{pi}$  : coefficient de pression intérieure.

##### II.2.1.4.1 Pression dynamique de pointe à la hauteur h :

$$Q_p(z) = q_{ref} \times C_e$$

- $Q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence donnée par le tableau II.2 en fonction de La zone du vent.

**Tableau II. 2:**valeurs de la pression dynamique de référence(DTR C 2-4.7).

Zone	$Q_{ref}$ (dan/m <sup>2</sup> )
I	37,5
II	43,5
III	50.0
IV	57,5

➤ Dans notre cas  $q_{ref} = 37,5 \text{ dan/m}^2$

- $C_e$  : est le coefficient d'exposition au vent, ce coefficient tient compte des effets de la rugosité de terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre il tient compte de la nature turbulence de vent (RNV 2013)

Le coefficient d'exposition  $C_e$  est donnée par la relation suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times 1 + [7 I_v(z)]$$

Avec :

Cr : coefficient du rugosité (section 5-2)

Ct : coefficient de topographie (section 5-3)

Iv : l'intensité de la turbulence (section 5-4)

Z : est la hauteur considérée en mm

**Coefficient de rugosité :**

Le coefficient du rugosité Cr(z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi suivante :(RNV 2013 2.4.4 )

$$\begin{cases} Cr(Z) = Kt \times Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{POUR } Z_{min} \leq Z \leq 200 \\ Cr(Z) = Kt \times Ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{POUR } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Avec :

$K_t$  : facteur de terrain.

$Z_0$ (en m) : paramètre de rugosité.

$Z_{min}$  (en m) : hauteur minimale

Z (en m) : hauteur considérée.

Telle que :

$$\left. \begin{array}{l} Z = 17m \\ Z_0 = 0,3m \\ Z_{min} = 5m \end{array} \right\} Z_{min} = 5m \leq Z = 17m \leq 200m$$

Donc :

$$Cr(Z) = Kt \times Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,215 \times Ln\left(\frac{17}{0,3}\right) = 0,868$$

**Intensité de la turbulence :**

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

$$\begin{cases} Iv(Z) = \frac{1}{Ct \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{POUR } Z > Z_{min} \\ Iv(Z) = \frac{1}{Ct \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{POUR } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Puisque :  $Z=17,00\text{m} > Z_{min} = 5\text{m}$

$$Iv(Z) = \frac{1}{Ct(Z) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{17}{0,3}\right)} = 0,248$$

D'où :  $Ce(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) \times [1 + 7 Iv(z)]$

$$= 1^2 \times 0,868^2 \times [1 + 7 \times 0,248]$$

$$Ce(z) = 2,061$$

$$Qp(h=17,00\text{m}) = q_{ref} \times Ce(z) = 37,5 \times 2,061 = 77,29$$

$$Qp(h=17,00\text{m}) = 77,29 \text{ dan/ m}^2$$

#### II.2.1.4.2 Détermination des coefficients de pression extérieures $Cpe$ :

Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de  $1\text{m}^2$  et  $10\text{m}^2$  dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés  $Cpe1$  pour les coefficients locaux, et  $Cpe10$  pour les coefficients globaux, respectivement.

$$\bullet Cpe = Cpe1 \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$\bullet Cpe = 1 + (Cpe10 - Cpe1) \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$\bullet Cpe = Cpe10 \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Où A en  $[\text{m}^2]$  désigne la surface chargée de la paroi considérée.

a) Parois verticale :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la Figure II.2 les valeurs de  $C_{pe.1}$  et  $C_{pe.10}$  sont données dans le Tableau II.3.

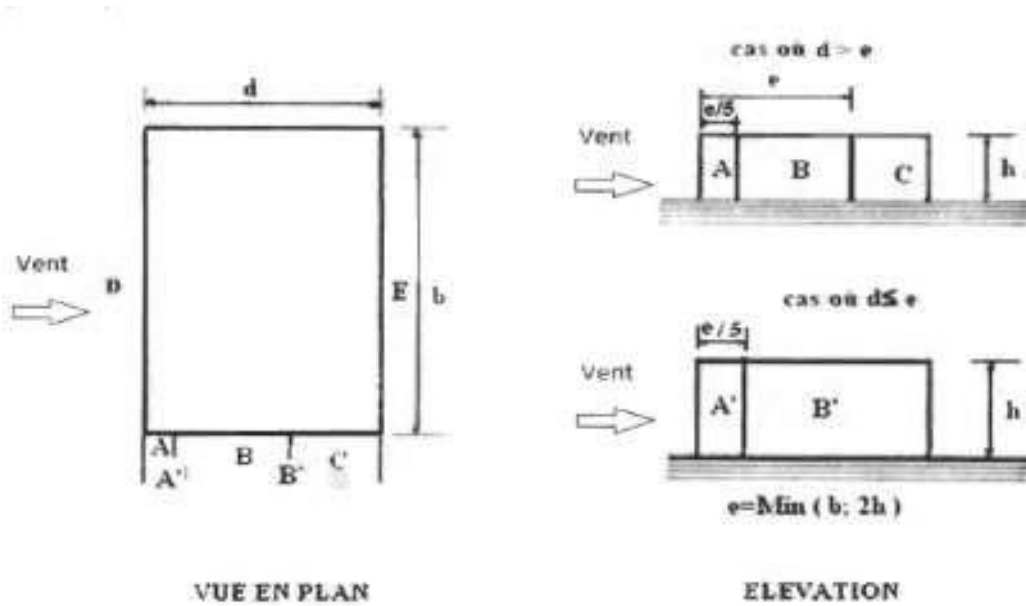


Figure II. 2:Legende pour les parois verticales.

Tableau II. 3: $C_{pe}$  Pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Paroi latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	1.0	- 0.3	

b) Terrasse :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la Figure II.3 les valeurs de  $C_{pe,1}$  et  $C_{pe,10}$  sont données dans le Tableau.

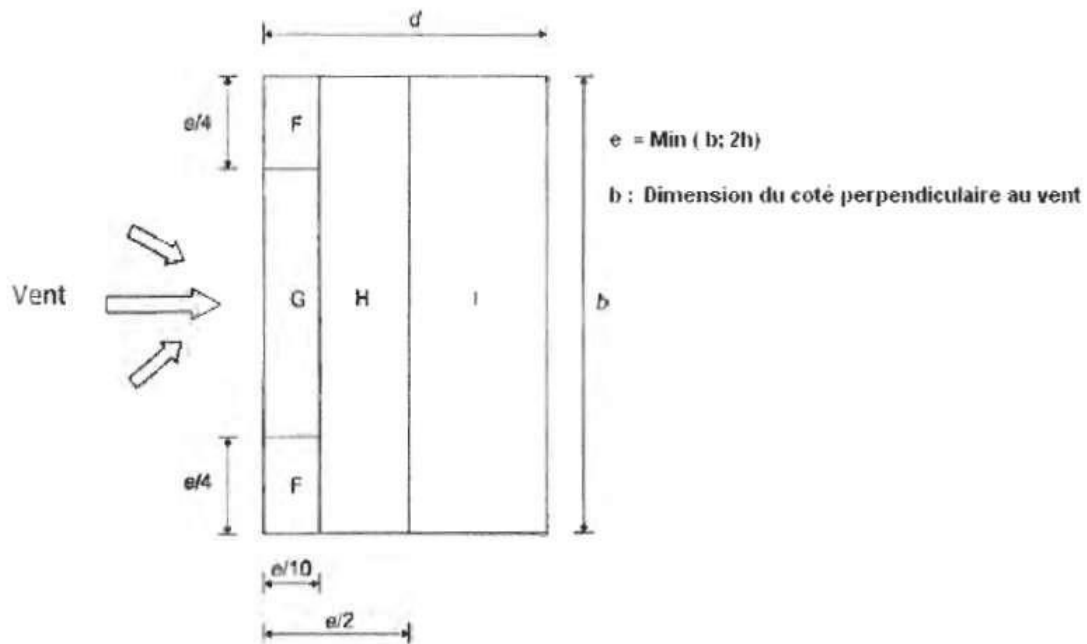


Figure II. 3 : Vue en plan des zones de pression sur la terrasse suivant le long pan

Tableau II. 4:coefficient des pressions exterieures sur la terrasse.

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
<b>Arêtes vives (sans acrotères)</b>		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
<b>Avec acrotères</b>	Hp/h=0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	Hp/h=0.05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	Hp/h=0.10	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
<b>Rives arrondies</b>	R/h=0.05	-1.0	-1.5	-1.2	-1.8	-0.4	-0.4	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	R/h=0.10	-0.7	-1.2	-0.8	-1.4	-0.3	-0.3	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	R/h=0.20	-0.5	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3	-0.3	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
<b>Brisis mansardés</b>	A = 30°	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3	-0.3	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	A = 45°	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4	-0.4	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	A = 60°	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.5	-0.5	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$

## II.2.1.4.2.1 Sens De Vent V1 :

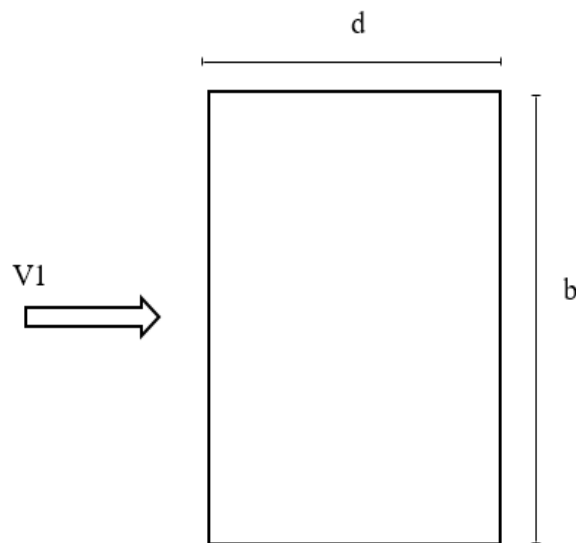


Figure II. 4 : direction du vent V1

## II.2.1.4.2.1.1 Parois verticale

- $b = 23,8$  m (dimension du coté perpendiculaire au vent) V1
- $d = 12,05$  m (dimension du coté parallèle au vent) V1
- $H = 17,00$  m (hauteurs du bâtiment)
- $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [23,8 ; 2 \times 17,00] = \text{Min} [23,8 ; 34] = 23,8$  m
- $d = 12,05$  m  $b \leq e = 23,8$  m

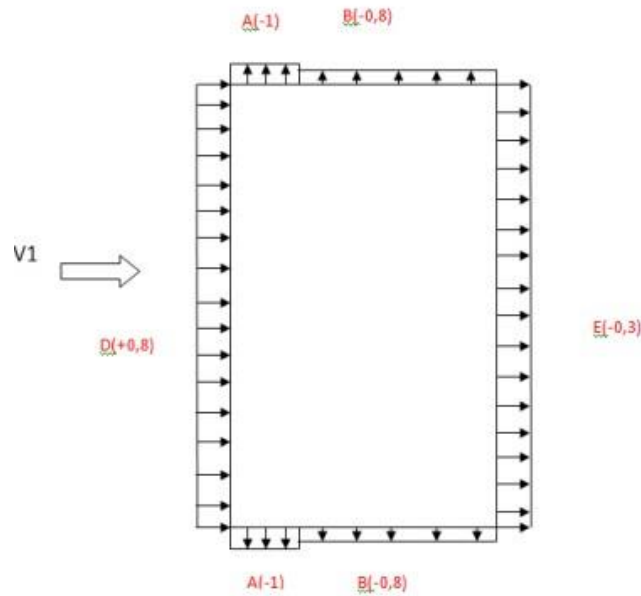
D'où :

- $A = \frac{e}{5} = \frac{23,8}{5} = 4,76$
- $B = d - \frac{e}{5} = 12,05 - \frac{23,8}{5} = 7,29$

➤ Calcul des surfaces :

- Zone A :  $e/5 \times h = 23,8/5 \times 17 = 80,92 \text{ m}^2$
- Zone B :  $(d - e/5) \times h = (12,05 - 23,8/5) \times 17 = 123,93 \text{ m}^2$
- Zone D :  $b \times h = 17 \times 23,8 = 404,6 \text{ m}^2$
- Zone E :  $b \times h = 17 \times 23,8 = 404,6 \text{ m}^2$

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



**Figure II. 5:** Valeurs des coefficient de pression exterieures  $C_{pe}$  sur les parois verticales.

#### II.2.1.4.2.1.2 Terrasse :

Dans notre cas  $\alpha = 0$

$$b = 23,8 \text{ m}$$

$$d = 12,05 \text{ m}$$

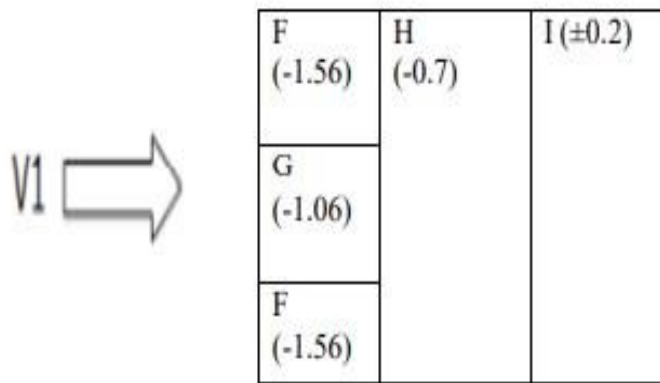
$$h = 17,00 \text{ mm}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 23,8 \text{ m}$$

D'où :

- La largeur de la zone  $F = e/10 = 23,8/10 = 2,38 \text{ m}$
- La longueur de la zone  $F = e/4 = 23,8/4 = 5,95 \text{ m}$
- La largeur de la zone  $G = e/10 = 23,8/10 = 2,38 \text{ m}$
- La longueur de la zone  $G = e - (2e/4) = 23,8 - (2 \times 23,8/4) = 11,9 \text{ m}$

- La largeur de la zone H=  $(e/2) - (e/10) = (23,8/2) - (23,8/10) = 9,52$  m
- La longueur de la zone H=  $b = 23,8$ m
- La largeur de la zone I=  $d - (e/2) = 12,05 - (23,8/2) = 0,15$ m
- La longueur de la zone I=  $b = 23,8$ m
- **Calcul des surfaces :**
  - Zone F :  $2,38 \times 5,95 = 14,161$  m<sup>2</sup>
  - Zone G :  $2,38 \times 11,9 = 28,322$  m<sup>2</sup>
  - Zone H :  $9,52 \times 23,8 = 226,576$ m<sup>2</sup>
  - Zone I :  $0,15 \times 23,8 = 3,57$ m<sup>2</sup>
- Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la **figure**.



**Figure II. 6 :** Valeurs des coefficients de pressions extérieurs Cpe sur la terrasse

II.2.1.4.3 **Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi :**

On utilisera les valeurs extrêmes :  $C_{pi} = -0,3$  /  $C_{pi} = +0,2$

- Valeur de la pression statique du vent :  $W(Z) = q_p(Z) \times (C_{pe} - C_{pi})$

II.2.1.4.3.1 **Sur les parois verticales :**

**Tableau II. 5:** valeur de la pression statique du vent  $W(Z)$  sur les parois verticales.

Zone	Cpe	Ci	Cpe-ci	Qp(Z) (dan/m <sup>2</sup> )	W(Z) (dan/m <sup>2</sup> )
D	+0.8	-0.3	1,1	77,29	+85,02
		+0.2	0,6		+46,37

E	-0.3	-0.3	0.0	77,29	0.00
		+0.2	-0.5		-38,65
A	-1	-0.3	-0.7	77,29	-54,10
		+0.2	-1.2		-92,75
B	-0.8	-0.3	-0.5	77,29	-38,65
		+0.2	-1		-77,29

II.2.1.4.3.2 Terrasse :

Tableau II. 6: valeur de la pression statique du vent W(Z) sur la terrasse.

Zone	Cpe	Ci	Cpe-ci	Qp(Z) (dan/m <sup>2</sup> )	W(Z) (dan/m <sup>2</sup> )
F	-1.56	-0.3	-1.26	77,29	-97,39
		+0.2	-1.76		-136,03
G	-1.06	-0.3	-0,76	77,29	-58,74
		+0.2	-1.26		-97,39
H	-0.7	-0.3	-0.4	77,29	-30,92
		+0.2	-0.9		-69,56
I	+0.2	-0.3	+0.5	77,29	+38,65
		+0.2	0		0.00
	-0.2	-0.3	+0.1	77,29	+7,73
		+0.2	-0.4		-30,92

Tableau II. 7: forces exterieures sur le batiment.

	Zone	Ze (m)	Surface (m)	W(Z) (dan/m <sup>2</sup> )	Force Total (KN)
Paroi verticale	D	17,00	404,6	+85,02	+343,99
				+46,37	+187,62
	E	17,00	404,6	0.00	00.00
				-38,65	-156,36
A	17,00	80,92	-54,10	-43,78	

				-92,75	-75,05
	B	17,00	123,93	-38,65	-47,9
				-77,29	-95,79
Terrasse	F	17,00	14,161	-97,39	-13,79
				- 136,03	-19,26
	G	17,00	28,322	- 58,74	-16,64
				- 97,39	-27,58
	H	17,00	226,576	- 30,92	-70,05
				- 69,56	-157,61
	I	17,00	3,57	+38,65	+1,38
				0.00	00.00
				+7,73	+0,28
			-30,92	-1,10	

II.2.1.4.3.3 Sens du vent V2

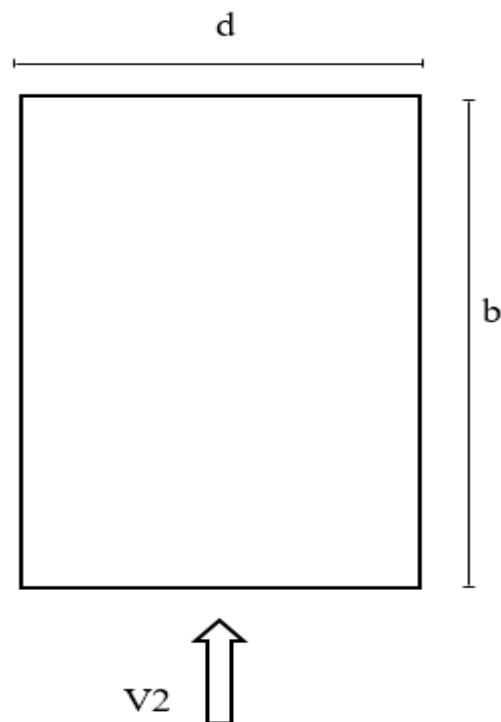


Figure II. 7 : direction du vent V2

**a. Paroi verticale :**

•  $b = 12,05$  m (dimension du coté perpendiculaire au vent) V2

•  $d = 23,8$  m (dimension du coté parallèle au vent) V2

•  $h = 17,00$  m (hauteurs du bâtiment)

•  $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [12,05 ; 2 \times 17,00] = \text{Min} [12,05 ; 34] = 12,05$  m

•  $d = 23,8$  m  $b \leq e = 12,05$  m

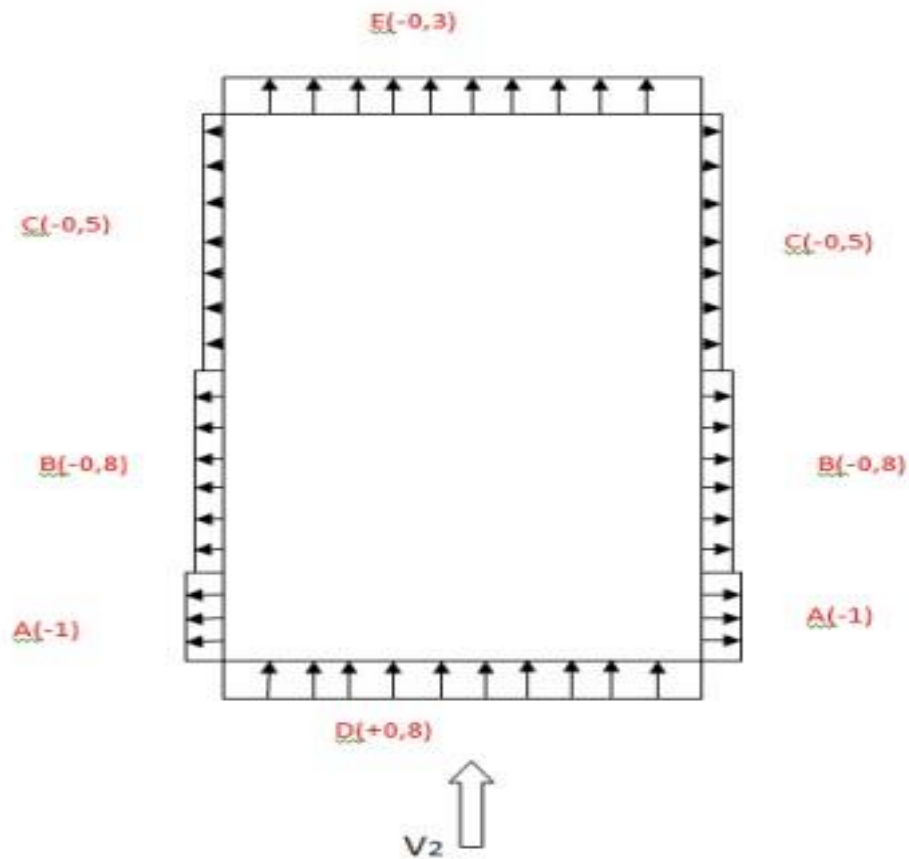
D'où :

- $A = \frac{e}{5} = \frac{12,05}{5} = 2,41$  m
- $B = \frac{4e}{5} = \frac{4 \times 12,05}{5} = 9,64$  m
- $C = d - e = 23,8 - 12,05 = 11,75$  m

➤ **Calcul des surfaces :**

- Zone A :  $e/5 \times h = 12,05/5 \times 17 = 40,97$  m<sup>2</sup>
- Zone B :  $(d - e/5) \times h = (23,8 - 12,05/5) \times 17 = 363,63$  m<sup>2</sup>
- Zone c :  $(d - e) \times h = (23,8 - 12,05) \times 17 = 199,75$  m<sup>2</sup>
- Zone D :  $b \times h = 17 \times 12,05 = 204,85$  m<sup>2</sup>
- Zone E :  $b \times h = 17 \times 12,05 = 204,85$  m<sup>2</sup>

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



**Figure II. 8 :** Valeurs des coefficients de pression Cpe sur les parois verticales

### b. Terrasse

Dans notre cas

$$b = 12,05 \text{ m}$$

$$d = 23,8 \text{ m}$$

$$h = 17,00 \text{ mm}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 12,05 \text{ m}$$

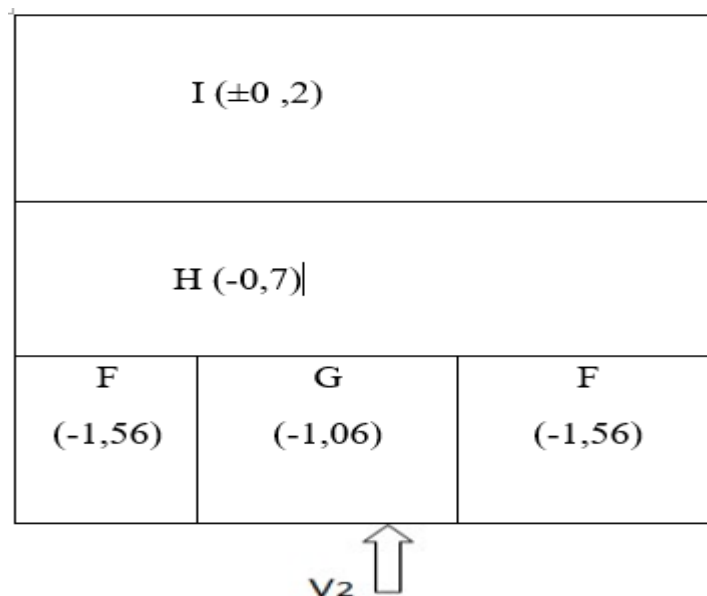
D'où :

- La largeur de la zone  $F = e/10 = 12,05/10 = 1,205 \text{ m}$
- La longueur de la zone  $F = e/4 = 12,05/4 = 3,0125 \text{ m}$
- La largeur de la zone  $G = e/10 = 12,05/10 = 1,205 \text{ m}$

- La longueur de la zone G= $e - (2e/4) = 12,05 - (2 \times 12,05/4) = 6,025\text{m}$
- La largeur de la zone H= $(e/2) - (e/10) = (12,05/2) - (12,05/10) = 4,82\text{ m}$
- La longueur de la zone H=  $b = 12,05\text{m}$
- La largeur de la zone I=  $d - (e/2) = 23,8 - (12,05/2) = 17,775\text{m}$
- La longueur de la zone I=  $b = 12,05\text{ m}$

➤ **Calcul des surfaces :**

- Zone F :  $1,205 \times 3,0125 = 3,63\text{ m}^2$
- Zone G :  $1,205 \times 6,025 = 7,26\text{ m}^2$
- Zone H :  $12,05 \times 4,82 = 58,08\text{ m}^2$
- Zone I :  $12,05 \times 17,775 = 214,19\text{m}^2$



**Figure II. 9** : Valeurs de coefficient de pressions extérieures Cpe sur la terrasse

II.2.1.4.4 **Valeur de la pression statique du vent :**

$$W(Z) = q_p(Z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

II.2.1.4.4.1 Sur la paroi verticale :

Tableau II. 8: valeur de la pression statique du vent  $W(Z)$  sur la paroi verticale.

Zone	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	$Q_p(Z)$ (dan/m <sup>2</sup> )	$W(Z)$ (dan/m <sup>2</sup> )
D	+0,8	-0,3	+1,1	77,29	+85,02
		+0,2	+0,6		+46,37
E	-0,3	-0,3	0,0	77,29	0,00
		+0,2	-0,5		-38,65
A	-1	-0,3	-0,7	77,29	-54,10
		+0,2	-1,2		-92,75
B	-0,8	-0,3	-0,5	77,29	-38,65
		+0,2	-1		-77,29
C	-0,5	-0,3	-0,2	77,29	-15,46
		+0,2	-0,7		-54,10

II.2.1.4.4.2 Sur la terrasse

Tableau II. 9: valeur de la pression statique du vent  $W(Z)$  sur la terrasse.

Zone	Cpe	Ci	Cpe-ci	$Q_p(Z)$ (dan/m <sup>2</sup> )	$W(Z)$ (dan/m <sup>2</sup> )
F	-1.56	-0.3	-1.26	77,29	-97,39
		+0.2	-1.76		- 136,03
G	-1.06	-0.3	-0,76	77,29	- 58,74
		+0.2	-1.26		- 97,39

H	-0.7	-0.3	-0.4	77,29	- 30,92
		+0.2	-0.9		- 69,56
I	+0.2	-0.3	+0.5	77,29	+38,65
		+0.2	0		0.00
	-0.2	-0.3	+0.1	77,29	+7,73
		+0.2	-0.4		-30,92

Tableau II. 10:force extérieure sur le bâtiment.

	Zone	Ze (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	W(Z)(dan/m <sup>2</sup> )	Force total(kn)
Paroi vertical	D	17,00	204,85	+85,02	+174,16
				+46,37	+94,99
	E	17,00	204,85	0.00	0,00
				-38,65	-79,17
	A	17,00	40,97	-54,10	-22,17
				-92,75	-38
	B	17,00	363,63	-38,65	-140,54
				-77,29	-281,05
	C	17,00	199,75	-15,46	-30,88
				-54,10	-108,07
Terrasse	F	17,00	3,63	-97,39	-3,54
				- 136,03	-4,94
	G	17,00	7,29	- 58,74	-4,28
				- 97,39	-7,09
	H	17,00	58,08	- 30,92	-17,96

				- 69,56	-40,40
	I	17,00	214,19	+38,65	+82,78
				0,00	0,00
				+7,73	+16,56
				-30,92	-66,22

**II.2.1.5 Calcul de la force de frottement :**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire total de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinée par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totales de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). RNV 2013

**Condition à vérifier :**

$$2(d \times hc) \leq 4(2b \times hc)$$

**II.2.1.5.1 Sens V1 :**

$$d = 12,05 \text{ m}, b = 23,8 \text{ m}, h = 17 \text{ m}$$

$$2(12,05 \times 17) = 409,7 \leq 4(2 \times 23,8 \times 17) = 3236,8$$

$$409,7 \text{ m}^2 < 3236,8 \text{ m}^2$$

**Condition vérifiée**

**II.2.1.5.2 Sens V2 :**

$$d = 23,8 \text{ m}, b = 12,05 \text{ m}, h = 17 \text{ m}$$

$$2(23,8 \times 17) = 809,2 \leq 4(2 \times 12,05 \times 17) = 1638,8$$

$$809,2 \text{ m}^2 < 1638,8 \text{ m}^2$$

**Condition vérifiée**

**Les forces de frottement sur la paroi peuvent être négligées**

**II.2.1.6 Calcul des forces exercées par le vent :**

**II.2.1.6.1 Calcul des forces à l'aide des coefficients de force :**

Les forces exercées par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminé à l'aide des coefficients de force  $C_f$  selon l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(z_e) \times A_{ref}$$

Avec:

$q_p(z_e) : q_{ref} \times C_e(z) = 77,29 \text{ daN/m}^2$  : pression dynamique de pointe à la hauteur  $z_e$

$C_d = 1$  : coefficient dynamique tel que défini dans (RNV2013, §3.0)

$C_f$  : est le coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction (RNV 2013)

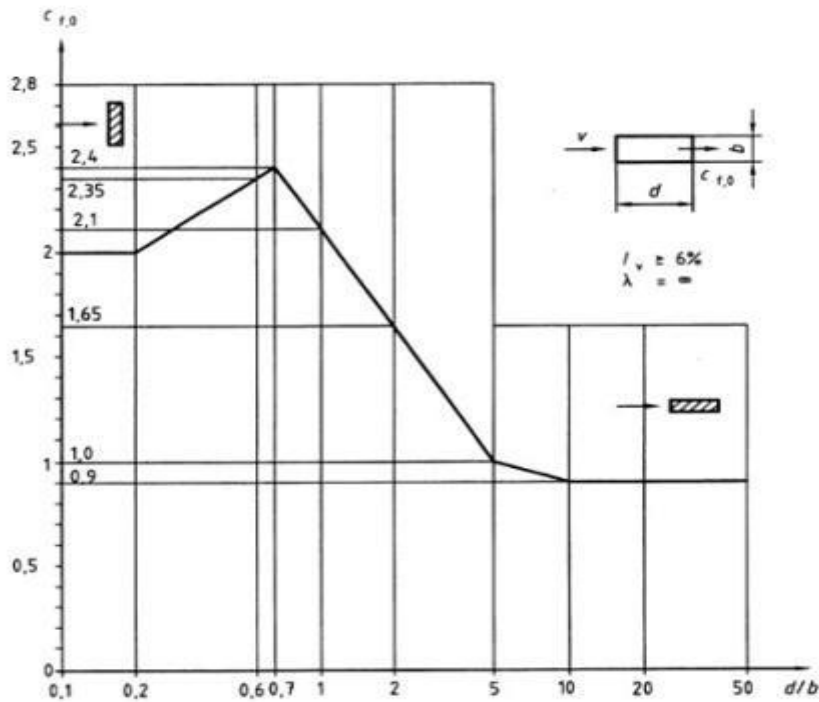
$A_{ref}$  : l'aire de référence (aire d'influence de l'élément considéré)

**II.2.1.6.1.1 Calcul du coefficient de force  $C_f$  :**

$$C_f = C_{f,0} \times \Psi\lambda$$

$C_{f,0}$  : est donnée en fonction du rapport  $d/b$  des deux dimensions dans le plan

$C_{f,0} : 2.3$  (de figure) pour  $d/b = 12,05/23,8 = 0,51$  (RNV 2013)

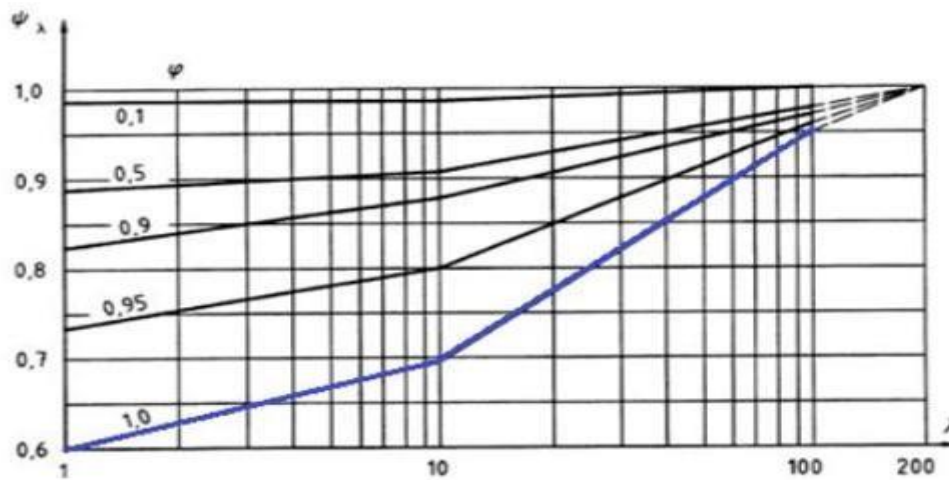


**Figure II. 10 :** Valeurs du coefficient de force  $C_{f,0}$  pour des sections rectangulaires en fonction du rapport  $d/b$  des dimensions dans le plan du bâtiment

$\Psi\lambda$  : le facteur d'élancement donnée sur la figure en fonction de l'élancement

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{h}{b} = \frac{17}{23,8} = 0,71 < 1$$

On prend la valeur minimal (RNV 2013)  $\Psi\lambda = 0,6$



**Figure II. 11:** Valeurs du facteur d'élanement  $\Psi\lambda$ , en fonction de l'élanement  $\lambda$ , et de l'opacité de la construction (RNVA 2013)

$$C_f = C_{f,0} \times \Psi\lambda = 2,3 \times 0,6 = 1,38$$

#### II.2.1.6.1.2 L'aire de référence revenant au système de contreventement $A_{ref}$ :

$$A_{refRDC} = \frac{(17+3,3) \times 3,4}{2} = 34,51 \text{ m}^2$$

$$A_{ref1} = \frac{(17+3,3) \times 3,4}{2} = 34,51 \text{ m}^2$$

$$A_{ref2} = \frac{(17+3,3) \times 3,4}{2} = 34,51 \text{ m}^2$$

$$A_{ref3} = \frac{(17+3,3) \times 3,4}{2} = 34,51 \text{ m}^2$$

$$A_{ref4} = \frac{(17+3,3) \times 3,4}{2} = 34,51 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } F_w = C_d \times C_f \times q_p(z_e) \times A_{ref}$$

$$F_{wRDC} = 1 \times 1,38 \times 77,29 \times 34,51 = 36,81 \text{ KN}$$

$$F_{w1} = 1 \times 1,38 \times 77,29 \times 34,51 = 36,81 \text{ KN}$$

$$F_{w2} = 1 \times 1,38 \times 77,29 \times 34,51 = 36,81 \text{ KN}$$

$$F_{w3} = 1 \times 1,38 \times 77,29 \times 34,51 = 36,81 \text{ KN}$$

$$F_{w4} = 1 \times 1,38 \times 77,29 \times 34,51 = 36,81 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondéré). Des facteurs de charge appropriés doivent être appliqués pour la situation de conception pertinente.

Pour les vérifications ELS, le facteur de charge partielle  $\gamma_Q = 1,50$  est applicable pour les actions variables.

$$F_{wRDC} = 1,5 \times 36,81 = 55,22 \text{ KN}$$

$$F_{w1} = 1,5 \times 36,81 = 55,22 \text{ KN}$$

$$F_{w2} = 1,5 \times 36,81 = 55,22 \text{ KN}$$

$$F_{w3} = 1,5 \times 36,81 = 55,22 \text{ KN}$$

$$F_{w4} = 1,5 \times 36,81 = 55,22 \text{ KN}$$

**II.2.2 Etude de la neige :**

Le règlement (RNV 2013) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre, notre projet est implanté à TIZI OUZOU située en zone A de 200 m d'altitude.

**II.2.2.1 Calcul des charges de neige****II.2.2.1.1 Données du site :**

Zone : A

Altitude : 200 m

**II.2.2.1.2 Détermination de la charge  $S_k$  :**

La valeur de  $S_k$  en  $[\text{kN/m}^2]$  est déterminée par les lois de variation (la zone) en fonction de l'altitude  $h$  (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

$$\bullet \text{Zone A : } S_k = \frac{0,07 H + 15}{100}$$

$$\bullet \text{Zone B : } S_k = \frac{0,04 H + 10}{100}$$

$$\bullet \text{Zone C : } S_k = \frac{0,0325 H}{100}$$

• Zone D : pas de charge de neige

Avec : H : en m

Sk : en KN/m<sup>2</sup>

➤ Dans notre cas on est dans la zone a donc en aura :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 200 + 15}{100} = 0,29 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.1.3 **Détermination du coefficient de forme des toitures μ :**

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernant les toitures de forme courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

**Tableau II. 11:**les valeurs de coefficient μ.

(α) pente du versant (en °)	0° ≤ α ≤ 30°	30° ≤ α ≤ 60°	α ≥ 60°
Coefficient μ	0.8	0,8 $\left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0

**Dans notre projet on a une toiture plate (α = 0°) donc μ = 0,8 (RNV 2013)**

On aura :

$$S = \mu \cdot S_k = 0,8 \times 0,29 = 0,232 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad S = 23,2 \text{ daN/m}^2$$

### II.3 Charges Permanentes :

#### II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II. 12:**charges permanentes du plancher terrasse inaccessible(DTR B.C.2.2).

Type	Epaisseur (cm)	Poids volumique [daN/m <sup>3</sup> ]	Charges permanentes [daN/m <sup>2</sup> ]
Couche de gravillon	5	1700	$0,05 \times 1700 = 85$
Etanchéité multi couche	5	600	$0,05 \times 600 = 30$
Forme de pente en béton	5	2200	$0,05 \times 2200 = 110$
Isolation thermique (liège)	4	400	$0,04 \times 400 = 16$
Poids de la dalle			$83 \times 10^{-3} \times 2500 = 207,5$
HI-BOND 55.750			9,56
Faux Plafond	1	1000	10
<b>total</b>			<b>G = 468,06</b>

#### II.3.2 Plancher étage courant :

**Tableau II. 13:**charges permanentes d'un plancher à étage courant(DTR B.C.2.2).

Type	Epaisseur (cm)	Poids volumique [daN/m <sup>3</sup> ]	Charges permanentes [daN/m <sup>2</sup> ]
Revêtement carrelage	2	2000	$0,02 \times 2000 = 40$
Mortier de pose	2	2000	$0,02 \times 2000 = 40$
Cloison de répartition	5	900	$0,05 \times 900 = 45$
Poids de la dalle			$83 \times 10^{-3} \times 2500 = 207,5$
HI-BOND 55.750			9,56
Faux Plafond	1	1000	$0,01 \times 1000 = 10$
Isolation thermique	4	400	$0,04 \times 400 = 16$
<b>Total</b>			<b>G = 368,06</b>

## II.3.3 Murs extérieurs :

Tableau II. 14:charges permanentes des murs exterieures.

Elément	Epaisseur (cm)	La charge [daN/m <sup>2</sup> ]
Mortier de ciment	2	36
Brique creuse	10	90
Brique creuse	10	90
Enduit plâtre	2	20
<b>Total</b>		<b>G = 236 daN/m<sup>2</sup></b>

## II.3.4 L'acrotère :

La charge de l'acrotère est donnée par :  $G = \gamma_b \times S$

Avec :  $\gamma_b$  : poids volumique du béton =2400daN/ m<sup>3</sup>

S : surface de l'acrotère.

$$D'où G = 2500 \times [(0,02 \times 0,1/2) + (0,08 \times 0,1) - (0,1 \times 0,7)] = 172,5$$

$$G = 172,5 \text{ daN}$$

## II.3.5 Les escaliers :

## II.3.5.1 Volée :

Tableau II. 15:charges permanentes du Volée.

Elément	Epaisseur (cm)	La charge [daN/m <sup>2</sup> ]
Tôle striée	5	45
Mortier de pose	2	40
Revêtement (carrelage)	2	40
<b>Total</b>		<b>G = 125</b>

## II.3.5.2 Palier :

Tableau II. 16:charges permanentes du palier.

Elément	Epaisseur	La charge [daN/m <sup>2</sup> ]
HI-BOND 55.750		9,56
Dalle en béton	11	300
Mortier de pose		4
Revêtement (carrelage )	2	40
<b>total</b>		<b>G = 353,56</b>

## II.4 Surcharge d'exploitation :

Elle désigne les charges générées par le mobilier ainsi que par les occupants du bâtiment. Ces charges varient en fonction de la destination de l'ouvrage, qu'il s'agisse d'une habitation, de bureaux ou d'un local commercial. Afin d'assurer la sécurité et la fiabilité des structures, des normes spécifiques fixent les valeurs à appliquer. Celle-ci sont définies dans le règlement technique DTR.C2.2 intitulé « charges permanentes et surcharges d'exploitation ».

- Plancher terrasse inaccessible 100 daN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant 150 daN/m<sup>2</sup>
- Acrotère 100 daN/m<sup>2</sup>

## II.5 Effet de la température :

La longueur de notre construction est inférieure à 50m. Donc ce n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

## II.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons utilisés les principes généraux et procédures ainsi que les hypothèses de calculs pour déterminer les surcharges climatiques agissantes sur la structure étudiée.

Les actions du vent et de neige seront ensuite combinées avec les charges permanentes pour dimensionner les différents éléments (secondaires et principaux) de notre structure.

## **chapitre III**

### **Pré-dimensionnement des éléments**

### III.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement représente une phase clé dans la conception d'une structure en construction métallique. Il permet de déterminer des dimensions initiales approximatives pour les éléments porteurs tels que les poutres, les solives et les poteaux, en s'appuyant sur des hypothèses simplifiées mais réalistes. Cette étape vise à orienter les choix de profils tout en assurant la stabilité globale de l'ouvrage.

Dans le cadre de ce projet, l'utilisation de solutions mixtes acier-béton, notamment pour les planchers, influence fortement le comportement structurel et les critères de conception. Le pré-dimensionnement proposé s'appuie sur les recommandations des Eurocodes (notamment EC3), et tient compte des charges permanentes, d'exploitation, ainsi que des portées envisagées. Il constitue ainsi une base technique pour affiner les choix lors des phases de calculs détaillés.

### III.2 Plancher terrasse :

Lors du pré-dimensionnement, le plancher de l'étage courant étant plus sollicité que celui de la terrasse, le choix de solives ainsi que de poutres principales et secondaires identiques pour les deux niveaux permet d'assurer une marge de sécurité supplémentaire.

### III.3 Etage courant :

#### III.3.1 Pré-dimensionnement des solives :

##### III.3.1.1 Introduction :

Une solive est une pièce de la charpente structurale linéaire, généralement en acier, qui fait partie de l'ossature porteuse d'un plancher mixte acier-béton. Elle a pour rôle de transmettre les charges du plancher vers les poutres principales ou les supports verticaux (poteaux, murs porteurs).

Dans le cadre d'un bâtiment en construction métallique avec plancher mixte, les solives sont généralement constituées des profils en acier lamine (IPE, UPN...). Elles sont associées à un bac collaborant.

Pour cela on a utilisé la fiche technique de la tôle HI-BOND 55.750 et on a choisi pour une distance de  $L=5\text{m}$  le nombre de solive  $n=2$  d'où  $e=1,67\text{ m}$

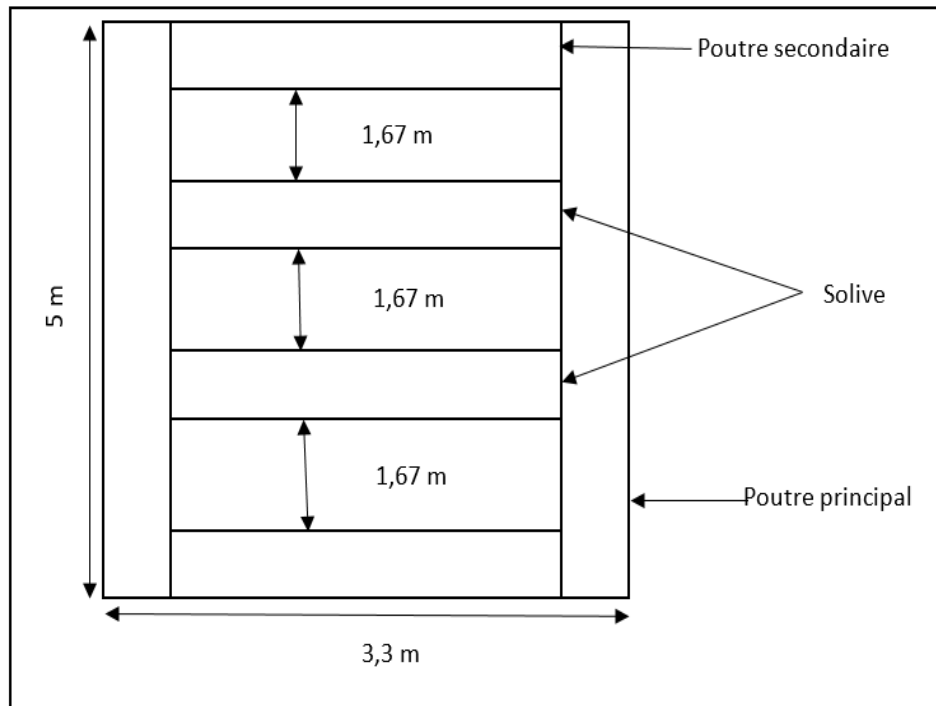


Figure III. 1:présentation schématique des solives.

**III.3.1.2 Phase de construction :**

$$G = 9,56 + (2600 \times 5,5 \times 10^{-2}) = 152,56 \text{ daN/m}^2 = 1,53 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \times 1,67 = 1,67 \text{ KN/ml}$$

**III.3.1.2.1.1 Vérification de la flèche :**

Tableau III. 1:valeur limite des flèches(eurocode 3).

Conditions	$\delta v_{max}$
Toiture en général.	L/200
Toiture supportant des personnels. Autres que les personnels d'entretien.	L/250
Planchers en général.	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides.	L/250
Planchers supportant des poteaux à moins que flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime.	L/400
Cas ou $\delta v_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment.	L/250

Du tableau  $\delta v_{max} = L/250$  (planchers en général)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

q = charge non pondérée.

$$q = G + Q = 1,53 + 1 = 2,53 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fait à l'ELS pour cela on prend les charges non pondérées, la charge sur la solive :

$$q = 2,53 \times 1,67 = 4,23 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité  $E = 2,1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$

$$I_y \geq \frac{5 \times 4,23 \times 10^{-2} \times 250 \times 330^3}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 235,64 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 180** avec  $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

**Tableau III. 2:** les caractéristiques de l'IPE 180.

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
18,8	180	91	146	4,3	5,3	23,9
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )
1317	146	166	7,42	101	2,05	11,3

### III.3.1.3 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$G_t = G_{\text{profilé}} + G_{\text{Terasse}} = 0,188 + (1,53 \times 1,67) = 2,74 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 = 1 \times 1,67 = 1,67 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2,74 + 1,5 \times 1,67 = 6,2 \text{ KN/ml}$$

On doit vérifier la condition suivante :  $V_{sd} \leq V_{pl, rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6,2 \times 3,3}{2} = 10,23 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{11,3 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 139,38 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 10,23 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 139,38 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

### III.3.1.4 Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6,16 \times 3,3^2}{8} = 8,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{W_{el,rd} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{146 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 31,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 8,44 \text{ KN.m} < M_{el,rd} = 31,19 \text{ KN.m}$$

**Condition vérifiée**

**L'IPE 180 est vérifié**

## III.3.2 Pré-dimensionnement des poutres :

### III.3.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux ou inclinés qui supportent les charges du plancher et les transmettent aux poteaux (ou mur porteurs). Dans un plancher mixte acier-béton elles assurent la liaison entre les dalles collaborantes en béton armé et la structure métallique.

Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion.

### III.3.2.2 Poutres principales étage courant :

#### III.3.2.2.1 Phase de construction :

#### Les charges permanentes :

$$G_t = G_{bac} + G_{béton} + G_{solive}$$

$$G_{béton} = (2600 \times 5,5 \times 10^{-2}) = 143 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{bac}} = 9,56 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{solive}} = 18,8 \text{ daN/m}^2$$

$$G_t = 143 + 9,56 + 18,8 = 171,36 \text{ daN/m}^2 = 1,71 \text{ KN/m}^2 = 1,71 \times 3,3 = 5,64 \text{ KN/ml}$$

**Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 = 1 \times 3,3 = 3,3 \text{ KN/ml}$$

**Combinaisons des charges :**

**ELU :**  $q = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,64 + 1,5 \times 3,3 = 12,56 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q = G + Q = 5,64 + 3,3 = 8,94 \text{ KN/ml}$

III.3.2.2.2 **Vérification a la flèche :**

$$F_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384Ely} \leq \frac{l}{250} \quad \rightarrow \quad I_y \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 8,94 \times 10^{-2} \times 250 \times 500^3}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 1732,24 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 300** avec  **$I_y=8356 \text{ cm}^4$**

**Tableau III. 3:**les caractéristiques du profile IPE 300

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
42,2	300	150	248,6	7,1	10,7	53,8
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )
8356	557	628	12,5	604	3,35	25,7

III.3.2.2.3 **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$G = G_{\text{IPE}} + G_T = 5,64 + 0,422 = 6,06 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ELU}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,06 + 1,5 \times 3,3 = 13,13 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{13,13 \times 5}{2} = 32,83 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{25,7 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 317 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32,83 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 317 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

#### III.3.2.2.4 Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{13,13 \times 5^2}{8} = 41,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{W_{el,rd} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{557 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 119 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 41,03 \text{ KN.m} < M_{el,rd} = 119 \text{ KN.m}$$

**Condition vérifiée**

### III.3.2.3 Poutre secondaires plancher étage courant :

#### III.3.2.3.1 Phase de construction :

##### Les charges permanentes :

$$G_t = G_{bac} + G_{béton} + G_{solive}$$

$$G_{béton} = (2600 \times 5,5 \times 10^{-2}) = 143 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{bac} = 9,56 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{solive} = 18,8 \text{ daN/m}^2$$

$$G_t = 143 + 9,56 + 18,8 = 171,36 \text{ daN/m}^2 = 1,71 \text{ KN/m}^2 = 1,71 \times 5 = \mathbf{8,55 \text{ KN/ml}}$$

##### Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 = 1 \times 5 = 5 \text{ KN/ml}$$

##### Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } q = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 8,55 + 1,5 \times 5 = 19,04 \text{ KN/ml}$$

ELS :  $q = G + Q = 8,55 + 5 = 13,55 \text{ KN/ml}$

III.3.2.3.2 **Vérification a la flèche :**

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384Ely} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 13,55 \times 10^{-2} \times 250 \times 330^3}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 754,82 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 200** avec  $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

**Tableau III. 4:** les caractéristiques du profile IPE 200.

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
22,4	200	100	159	5,6	8,5	28,5
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )
1943	194	221	8,26	142	2,24	14

III.3.2.3.3 **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$G = G_{IPE} + G_T = 8,55 + 0,224 = 8,77 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,77 + 1,5 \times 5 = 19,34 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{19,34 \times 3,3}{2} = 31,91 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{14 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 172,68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 31,91 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 172,68 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

III.3.2.3.4 **Vérification a la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{19,34 \times 3,3^2}{8} = 26,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{el.rd} = \frac{W_{el.rd} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{194 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 41,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 26,33 \text{ KN.m} < M_{el.rd} = 41,45 \text{ KN.m}$$

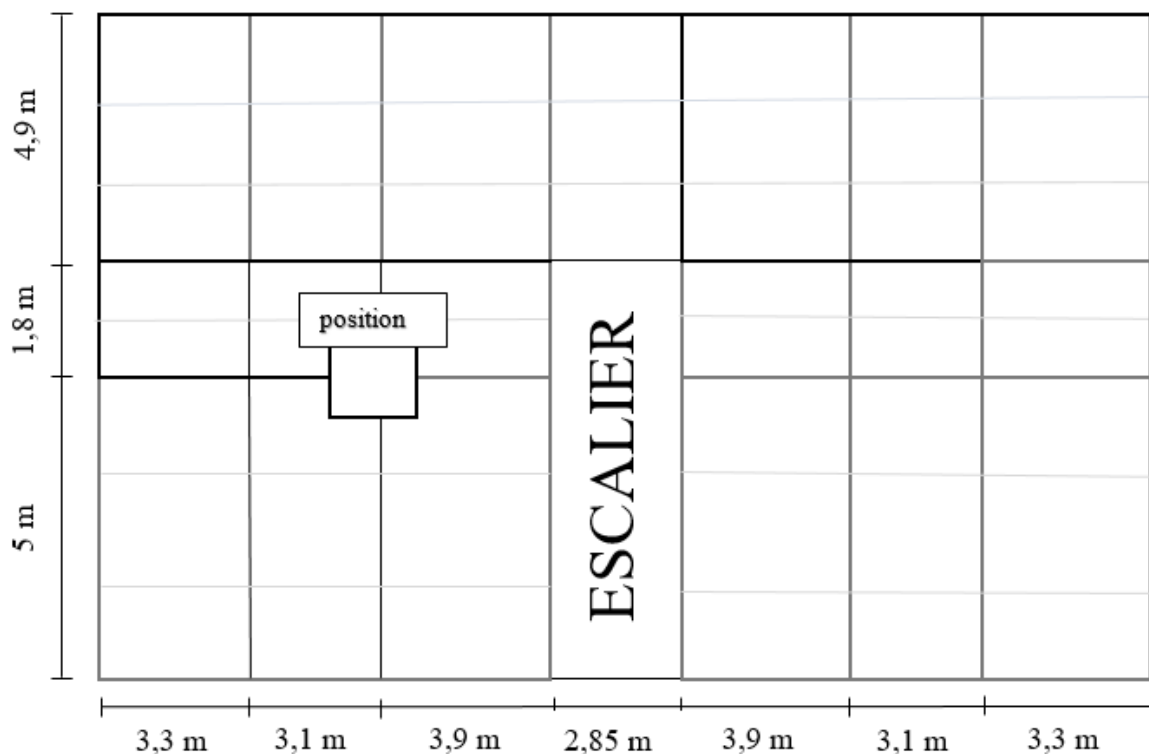
**Condition vérifiée**

### III.4 Predimensionnement des poteaux :

#### III.4.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs indispensable dans un bâtiment. Ils assurent la transmission des charges vers les fondations et participent à la stabilité de la structure. Grace à l'acier. Ils offrent à la fois résistance, légèreté et souplesse architecturale. Leur conception doit répondre a des exigences techniques tout en s'adaptant aux contraintes du projet. Ils sont souvent subis en même temps une compression et une flexion.

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.



**Figure III. 2:**disposition des poteaux.

Le poteau le plus sollicité est le poteau. Position 1 :

$$S = \left(\frac{3,1+3,9}{2}\right) \times \left(\frac{5+1,8}{2}\right) = 11,9 \text{ m}^2$$

D'après les règles empiriques pour un poteau en profile lamine on a  $l_f = 1$

$$\frac{l_f}{i_y} < 25 \quad \rightarrow \quad i_y = \frac{l_f}{\lambda_y} = \frac{340 \times 1}{25} = 13,6 \text{ cm}$$

On prend un **HEA 340** avec  $i_y = 14,40 \text{ cm}$

**Tableau III. 5:** les caractéristiques du profile HEA 340.

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
105	330	300	243	9,5	16,5	133,5
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	Av <sub>z</sub> (cm <sup>2</sup> )
27690	1678	1850	14,40	7436	7,46	44,95

### III.4.2 Vérification des charges :

#### III.4.2.1 Plancher terrasse :

a. La surface:  $S = \left(\frac{3,1+3,9}{2}\right) \times \left(\frac{5+1,8}{2}\right) = 11,9 \text{ m}^2$

b. Poids des solives :  $G_s = P_s \times l \times n = 0,188 \times \left(\frac{3,1+3,9}{2}\right) \times 2 = 1,32 \text{ KN}$

- Poids des poutres principal :  $G_{pp} = P_{pp} \times l \times n$

$$G_{pp} = 0,422 \times \left(\frac{5 + 1,8}{2}\right) \times 1 = 1,43 \text{ KN}$$

- Poids des poutres secondaires :  $G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$

$$G_{ps} = 0,224 \times \left(\frac{3,1 + 3,9}{2}\right) \times 1 = 0,78 \text{ KN}$$

- Poids du plancher terrasse :  $G_t = 4,68 \times 11,9 = 55,69 \text{ KN}$

- Charge d'exploitation terrasse :  $Q_t = Q + N$

$$Q = 1 \times 11,9 = 11,9 \text{ KN}$$

$$N = 0,232 \times 11,9 = 2,76 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q + N = 11,9 + 2,76 = 14,66 \text{ KN}$$

➤ Donc :  $N_t = 1.35 (G_s + G_{pp} + G_t + G_{Ps}) + 1.5 (Q)$

$$N_t = 1.35 (1,32 + 1,43 + 0,78 + 55,69) + 1.5 (14,66)$$

$$N_t = 101,94 \text{ KN}$$

#### III.4.2.2 Plancher étage courant :

La surface:  $S = \left(\frac{3,1+3,9}{2}\right) \times \left(\frac{5+1,8}{2}\right) = 11,9 \text{ m}^2$

Poids des solives :  $G_s = P_s \times l \times n = 0,188 \times \left(\frac{3,1+3,9}{2}\right) \times 2 = 1,32 \text{ KN}$

- Poids propre du poteau :  $G_{pot} = 1,05 \times 3,4 = 3,57 \text{ KN}$
- Poids des poutres principal :  $G_{PP} = P_{pp} \times l \times n$

$$G_{pp} = 0,422 \times \left(\frac{5 + 1,8}{2}\right) \times 1 = 1,43 \text{ KN}$$

- Poids des poutres secondaires :  $G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$

$$G_{ps} = 0,224 \times \left(\frac{3,1 + 3,9}{2}\right) \times 1 = 0,78 \text{ KN}$$

- Poids du plancher terrasse :  $G_t = 3,68 \times 11,9 = 43,79 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation terrasse :  $Q = 1,5 \times 11,9 = 17,85 \text{ KN}$

➤ Donc :  $N_c = 1.35 (G_s + G_{pp} + G_t + G_{pot} + G_{Ps}) + 1.5 (Q)$

$$N_c = 1.35 (1,32 + 3,57 + 1,43 + 0,78 + 43,79) + 1.5 (17,85)$$

$$N_c = 95,48 \text{ KN}$$

#### Calcul de $N_{sd}$ :

$$N_{sd} = N_t + 4N_c = 101,94 + (4 \times 95,48) = 483,86$$

$$N_{sd} = 483,86 \text{ KN}$$

#### III.4.3 Vérification de l'élément au flambement :

On doit vérifier la condition suivante :  $N_{sd} \leq N_{b,rd}$

Une section de classe 1 doit être vérifiée à la sécurité sous l'effet du déversement. Dans notre cas :  $M_y = M_z = 0$ , la vérification de l'élément au flambement en flexion doit être satisfaite.

La résistance nominale au flambement d'un élément en compression doit être considérée comme suit :

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_A$  : coefficient qui tient compte de la classe de la section  $\beta_A = 1$  pour la section de classe 1

$\chi_{min}$  : est le facteur de réduction pour le mode de flambement considéré.

$$A = 13350 \text{ mm}^2$$

$\gamma_{M1} = 1.1$  est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

Le facteur de réduction pour le flambement,  $\chi$  est calculé en fonction de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  du poteau.  $\chi$  est le minimum de  $\chi_y$  et  $\chi_z$  où  $\chi_y$  et  $\chi_z$  sont les facteurs de réduction pour les axes  $y-y$  et  $z-z$  respectivement.  $\chi$  Peut être déterminé directement des tableaux de **KSI** (voir annexe) en fonction de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$ .

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} : \text{Est l'élancement réduit adimensionnel.}$$

$$\lambda = L / i$$

$\lambda$  : est l'élancement du poteau

$L$  : la longueur de flambement du poteau

$i$  : le rayon de giration autour de l'axe fort

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / F_y} = 93.9 \varepsilon = 93.9 \text{ Est l'élancement Eulérien}$$

a) Calcul du facteur de réduction :  $\chi_z$ 

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z}$$

$$i_z = 74,6 \text{ mm}$$

$$L_f = 3400 \times 1 = 3400 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{3400}{74,6} = 45,58 \quad \text{: Est l'élanement du poteau autour de l'axe z-z}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{45,58}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,485 \cong 0,49$$

Courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2 \quad \rightarrow \quad \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe de flambement c}$$

Axe de flambement z-z  $\rightarrow$  courbe de flambement **b**

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_z = 0,49 \quad \rightarrow \quad \chi_z = \mathbf{0,8486} \text{ (tableau annexe)}$$

b) Calcul du facteur de réduction :  $\chi_y$ 

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y}$$

$$i_y = 144 \text{ mm}$$

$$L_f = 3400 \times 1 = 3400 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{3400}{144} = 23,61 \quad \text{: Est l'élanement du poteau autour de l'axe y-y}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{23,61}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,25$$

Courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2 \quad \rightarrow \quad \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe de flambement b}$$

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_y = 0,25 \quad \rightarrow \quad \chi_y = \mathbf{0,9822} \text{ (tableau annexe)}$$

$$\text{Donc : } \chi = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0,9822 ; 0,8486) = 0,8486$$

$$\chi = \chi_z = \mathbf{0,8486}$$

## c) Calcul de la résistance de l'élément au flambement :

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

A.N :

$$N_{b,rd} = 0,8486 \times 1 \times 13350 \frac{235}{1,1} = 2420,43 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 483,86 \text{ KN} < N_{b,rd} = 2420,43 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

La résistance nominale au flambement de l'élément est supérieure à la charge appliquée le poteau est donc vérifiée au flambement.

**III.5 Conclusion :**

Après avoir terminé le pré-dimensionnement des éléments et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

**Tableau III. 6:**Résultats du pré-dimensionnement.

Eléments		Profilé adopté
Solive	Plancher terrasse	IPE 180
	Etage courant	IPE180
Poutre principal	Plancher terrasse	IPE 300
	Etage courant	IPE 300
Poutre secondaire	Plancher terrasse	IPE 200
	Etage courant	IPE 200
poteau		HEA 340

**chapitre IV :**  
**Pré-dimensionnement des éléments**  
**secondaires**

## IV.1 Introduction :

Ce chapitre traite de l'étude et du dimensionnement des éléments secondaires du bâtiment (escaliers, acrotère). Bien que non porteurs pour la stabilité globale, ils sont cruciaux pour la fonction et l'esthétique, et doivent assurer sécurité et durabilité. Leur calcul se base sur les charges permanentes et d'exploitation, combinées selon l'Eurocode 3. Les vérifications de résistance et de stabilité des profilés métalliques sont menées selon ce même Eurocode, afin de choisir les sections adéquates et de garantir la conformité aux normes.

## IV.2 Etude des escaliers :

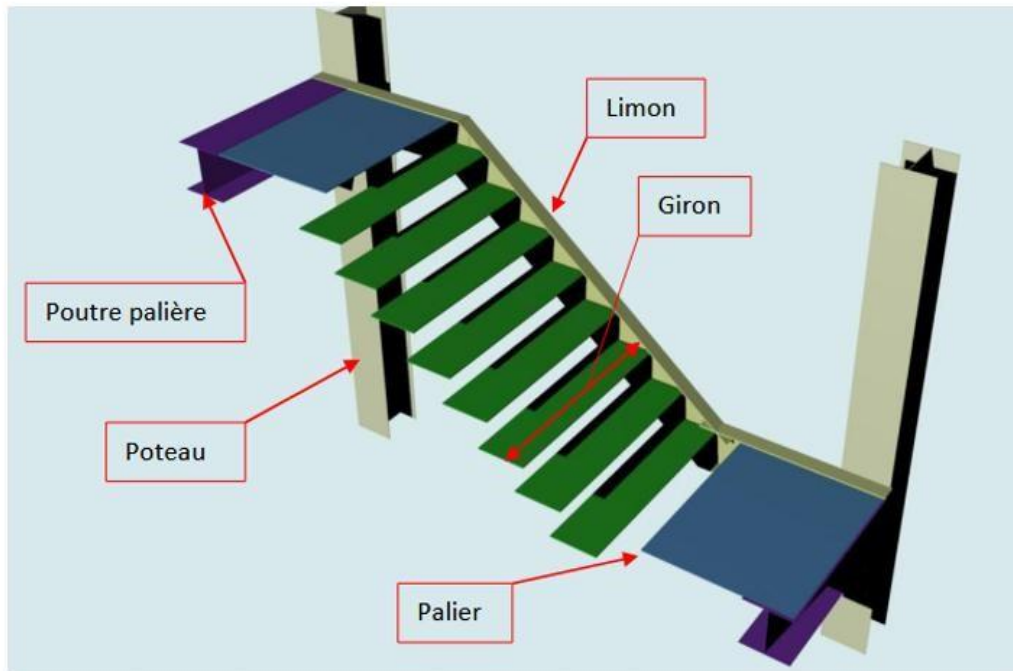
### IV.2.1 Introduction :

L'escalier représente un élément clé de l'architecture des bâtiments, jouant à la fois un rôle fonctionnel et esthétique. Il assure la communication verticale entre les différents niveaux tout en respectant des exigences précises en matière de sécurité, le confort et d'accessibilité.

L'étude d'un escalier dépasse la simple conception géométrique, elle requiert une analyse rigoureuse des normes applicables, des contraintes structurelles, des matériaux utilisés et des besoins spécifiques liés à l'usage du bâtiment.

Qu'il soit droit, tournant, hélicoïdal, intérieur, extérieur, la conception d'un escalier impose une approche méthodique prenant en compte à la fois l'ergonomie des usagers et les impératifs de résistance et de durabilité de l'ouvrage.

Dans le cadre de cette étude, nous nous attacherons à définir les principes de conception d'un escalier conforme aux exigences réglementaires, à optimiser ses proportions (hauteur de marche, giron, pente) et à assurer son intégration cohérente dans l'ensemble du projet architectural.



**Figure IV. 1:** Vue en plan d'un escalier.

- **Palier** : Surface horizontale située entre deux volées d'escalier, servant à marquer une pause dans l'ascension et facilitant le changement de direction ou l'accès à un étage.
- **Volée** : Portion d'escalier, droite ou courbe, comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Limon** : Élément incliné servant de support aux marches. Aussi appelé « crémaillère », il est généralement constitué de profilés métalliques ou de tôle, le plus simple étant un profil en U avec une âme disposée verticalement.
- **Garde-corps** : Dispositif de sécurité placé sur le côté des escaliers, paliers ou balcons pour prévenir les chutes.
- **Giron** : Distance horizontale entre deux contremarches successives, correspondant à la profondeur utile de la marche

#### IV.2.2 Pré-dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de BLONDEL pour calculer le giron (G) et de contre marche (H).

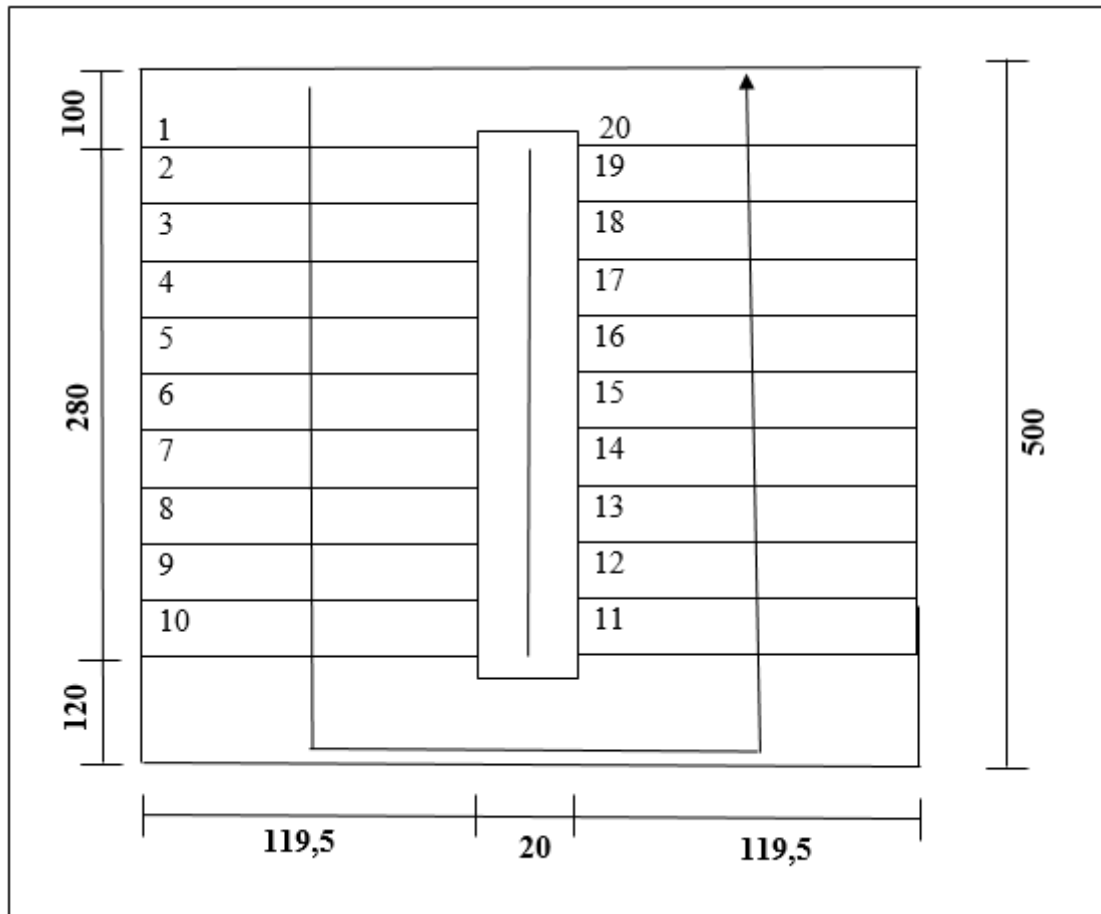


Figure IV. 2: Disposition et dimension des éléments des escaliers.

#### IV.2.2.1 Choix des dimensions :

Formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$$

$$27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$$

$$16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm}$$

#### IV.2.2.2 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

La hauteur de l'étage :  $h = 3,4 \text{ m}$

Les dimensions en plan de la cage d'escalier :  $(2,85 \times 3,4)$

La largeur de volée est :  $l = 1,195 \text{ m} = 119,5 \text{ cm}$

On admet une hauteur de marche  $H = 17 \text{ cm}$

Nombre totale des marche (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{340}{17} = 20$$

$n = 20$  marches.

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec :( 10 marches chaque volée)

La largeur d'une marche est :  $G = 30$  cm

Angle d'inclinaison de la volée :

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{G} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{17}{30} \right) = 29,54^\circ$$

#### IV.2.2.3 Vérification de la formule de BLONDEL

$$2H + G = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

$59 < 64 < 66$  cm..... La formule est vérifiée

Donc : la formule de BLONDEL est vérifiée

### IV.2.3 Dimensionnement des éléments porteurs

#### IV.2.3.1 Dimensionnement de la cornière (support de marche)

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon.

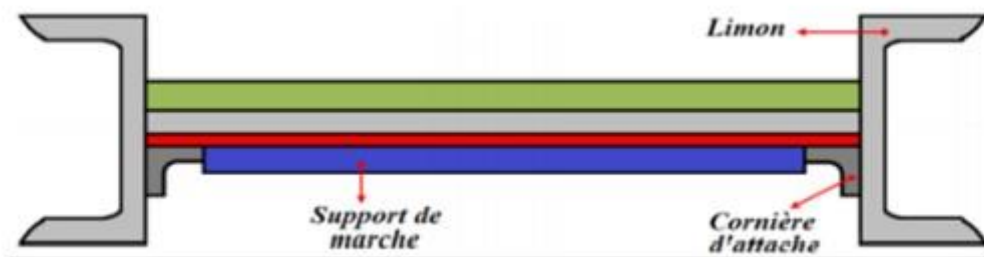


Figure IV. 3:Disposition des cornières.

La longueur de la marche  $L = 1,195$  m

La largeur de la marche  $l : G = 30$  cm = 0,3m

Les cornières sont en acier S235 ( $f_y = 23.5$  daN/mm<sup>2</sup>,  $E = 21000$  daN/mm<sup>2</sup>)

## IV.2.3.1.1 Détermination de la section de cornière :

## Evaluation des charges :

Les charges permanentes (Sans poids de profile)

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m <sup>2</sup> )
Tôle striée	5	45
Mortier de ciment	2	40
Revêtement(carrelage)	2	40
<b>Total</b>		<b>125 daN/m<sup>2</sup></b>

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,3 = 37,5 \text{ daN/m}$$

## Charges d'exploitation :

$$Q = 150 \times 0,3 = 45 \text{ daN/m}$$

## Les combinaisons des charges : (ELS)

$$q = G + Q = 37,5 + 45 = 82,5 \text{ daN/m}$$

## IV.2.3.1.2 Condition de flèche :

$$f \leq f_{adm}$$

Dans notre cas, on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

$$\text{donc la flèche est } f = \frac{fql^4}{384Ely}$$

$$\text{et la flèche admissible } F_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384Ely} \leq \frac{1}{300}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 82,5 \times 10^{-2} \times 300 \times 119,5^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2,619 \text{ cm}^4$$

Nous choisirons une cornière : L 35×35×4 avec  $I_y = 2,95 \text{ cm}^4$

**Tableau IV. 1:**caractéristiques de la cornière l 35×35×4.

G kg/m	h mm	b mm	Zs mm	t mm	A cm <sup>2</sup>	r <sub>1</sub> mm
2,09	35	35	1	4	2,67	5
I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm	W <sub>ely</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>elz</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>2</sub> mm
2,95	2,95	1,05	1,05	1,18	1,18	2,5

#### IV.2.3.1.3 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_{\text{corniere}} = (45 + 40 + 40) \times 0,3 + 2,09 = \mathbf{39,59 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 39,59 + 1,5 \times 45 = \mathbf{120,95 \text{ KN/ml}}$$

On doit vérifier la condition suivante :  $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{120,95 \times 1,195}{2} = 72,26 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{2,67 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 3293,26 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 72,26 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 3293,26 \text{ daN}$$

**Condition vérifiée**

#### IV.2.3.1.4 Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{120,95 \times 1,195^2}{8} = 21,59 \text{ daN.m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{W_{el,rd} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1,18 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 2520,9 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 21,59 \text{ daN.m} < M_{el,rd} = 2520,9 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

La cornière L35×35×4 convient comme cornière d'attache.

IV.2.3.2 Dimensionnement de la poutre limon :

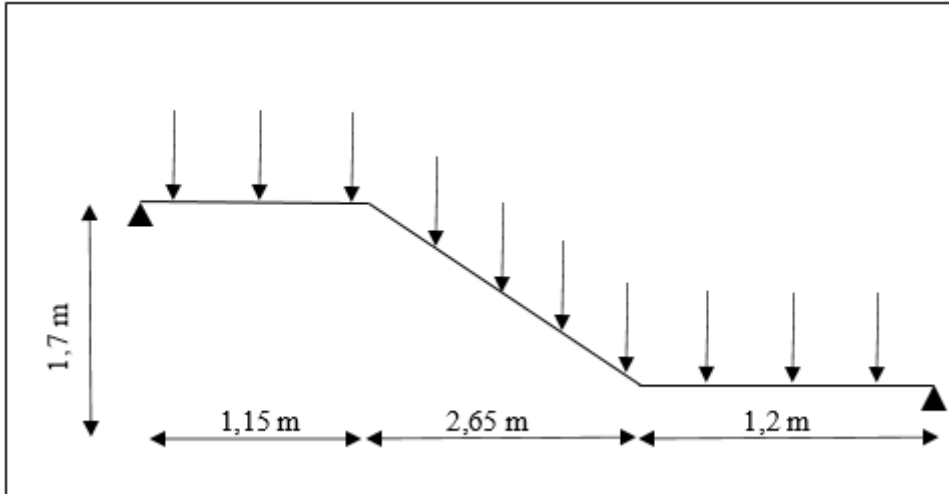


Figure IV. 4: Distribution des charges sur un limon.

Evaluation des charges :

IV.2.3.2.1 Volée :

Les charges permanentes (Sauf poids de profile) :

Poids des cornières (35x35x 4) .....  $P_c = 2,09 \text{ daN/m}$

Tôle d'épaisseur ( $e = 5\text{mm}$ ) .....  $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$

Mortier de pose .....  $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$

Revêtements carrelages .....  $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$

Garde-corps (cloison) .....  $P_G = 100 \text{ daN/m}$

Charge total:

$$G_t = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + 2P_c + P_G = (45+40 +40) \times 1,195 + 2 \times 2,09 + 100 = 253,56 \text{ daN/m}$$

Charge total pour 1 Limon:

$$G = \frac{G_t}{2} = \frac{253,56}{2} = 126,78 \text{ daN/m}$$

Charge d'exploitation:

Pour 1 Limon

$$Q = 150 \times \frac{1,195}{2} = 89,63 \text{ daN/m}$$

IV.2.3.2.2 **Palier :**

Toile HI-BOND 55.750..... G1=9,56 daN/m<sup>2</sup>

Mortier de pose. .... G2= 40 daN/m<sup>2</sup>

Dalle en béton .....G3= 83×10<sup>-3</sup>×2500=207,5 daN/m<sup>2</sup>

Revêtements carrelages ..... G4= 40 daN/m<sup>2</sup>

Charge total :

$$G_t = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d = (9,56+40+207,5+40) \times 1,195 = \mathbf{354,99 \text{ daN/m}}$$

Charge total pour 1 Limon:

$$G = \frac{G_t}{2} = \frac{354,99}{2} = 177,49 \text{ daN/m}$$

Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charge permanente :

$$G_{eq} = \frac{177,49(0,4 + 1,20) + 126,78 \times 2,65}{5} = 123,99 \text{ daN}$$

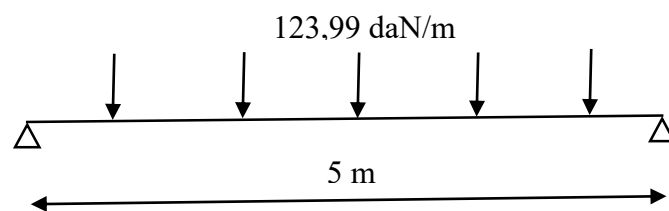


Figure IV. 5:charge équivalente (G).

Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 150 \times \frac{1,195}{2} = 89,63 \text{ daN/m}$$

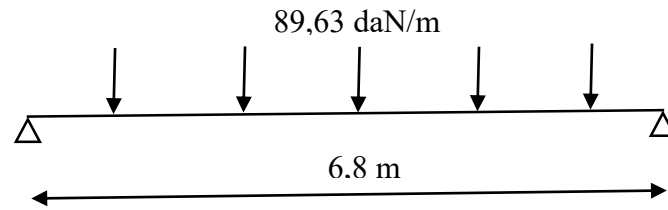


Figure IV. 6:charge équivalente (G).

**Combinaison des charges :**

**ELU :**  $q = 1,3 \quad 5 G_{eq} + 1,5 Q_{eq} = 1,35 \times 123,99 + 1,5 \times 89,63 = 301,83 \text{ daN/m}$

**ELS :**  $q = G_{eq} + Q_{eq} = 123,99 + 89,63 = 213,62 \text{ daN/m}$

IV.2.3.2.3 **Vérification de la flèche :**

$f \leq f_{adm}$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384Ely} \leq \frac{l}{300}$$

Avec  $q$  = charge pondère.  $q_{ELS} = 243,44 \text{ daN/m}$

$L = 5 \text{ m}$

$\rightarrow I_y \geq \frac{5q^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 213,62 \times 10^{-2} \times 300 \times 500^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 496,7 \text{ cm}^4$

On opte pour un UPN160 avec  $I_y = 925 \text{ cm}^4$

Tableau IV. 2:caractéristiques de profile UPN160.

G kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	A cm <sup>2</sup>	It cm <sup>4</sup>
18,8	160	65	7,5	10,5	24	7,39
Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	iy cm	iz cm	Wely cm <sup>3</sup>	Welz cm <sup>3</sup>	Iw cm <sup>6</sup>
925	85,3	6,21	1,89	116	18,3	3,26

IV.2.3.2.4 **Vérification au cisaillement :**

$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{301,83 \times 5}{2} = 754,58 \text{ daN} = 7,55 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{12,6 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 15541,22 \text{ daN} = 155,41 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 7,55 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 155,41 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

#### IV.2.3.2.5 Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{301,83 \times 5^2}{8} = 943,22 \text{ daN} \cdot \text{m} = 9,43 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{W_{el,rd} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{116 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 24,78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 9,43 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{el,rd} = 24,78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Condition vérifiée**

#### IV.2.3.2.6 Vérification au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \frac{x_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}}$$

Calcul de moment critique au déversement ( $M_{cr}$ )

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$\text{Avec } \nu = 0,3 \quad \implies \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,2 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 85,3 \times 10^4}{5000^2} \times \sqrt{\frac{3,26 \times 10^9}{85,3 \times 10^4} + \frac{5000^2 \times 80769,2 \times 7,39 \times 10^4}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 85,3 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 23777811,96 \text{ N} \cdot \text{mm} = 237,78 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Calcul de l'élanement géométrique :  $\lambda_{lt}$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 103 \times 10^3}{23777811,96}} = 94,75$$

Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda l_t}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Avec  $\beta_w = 1$  (pour les sections de classe 1 et 2)

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{94,75}{93,9} \sqrt{1} = 1,01$$

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{70} = 2,57 > 2 \rightarrow \text{courbe b}$$

$$\chi_{LT} = 0,5907$$

Calcul de Mb.rd :

$$M_{b.rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5907 \times 1 \times 103 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 12,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 9,43 \text{ KN.m} < M_{b.rd} = 12,99 \text{ KN.m}$$

**Condition vérifiée**

**Finalement :**

L'UPN 160 convient comme poutre palière.

#### IV.2.3.3 Etude de la poutre palière des limons :

La poutre palière supporte la moitié du limon.

##### a. Combinaisons des charges :

##### Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière (R) :

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante

$$\text{ELU : } R = (1,35 G + 1,5 Q) \times L/2 = (1,35 \times 123,99 + 1,5 \times 89,63) \times 5/2 = 754,58 \text{ daN}$$

$$\text{ELS : } R = (G + Q) \times L/2 = (123,99 + 89,63) \times 5/2 = 534,05 \text{ daN}$$

##### Charges équivalentes :

$$\text{ELU : } \frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 754,58}{4} + 100 = 854,58 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS} : \frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 534,05}{4} + 100 = 634,05 \text{ daN/ml}$$

## IV.2.3.3.1 Vérification a la flèche :

$$f \leq f_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{300}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 634,05 \times 10^{-2} \times 300 \times 500^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1474,26 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPE 220 avec  $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

**Tableau IV. 3:**caractéristiques de l'IPE 220.

G(kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw(mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	Avz(cm <sup>2</sup> )
26,2	220	110	177,6	5,9	9,2	33,4	15,9
Iy (cm <sup>4</sup> )	Wel.y(cm <sup>3</sup> )	Wpl.y(cm <sup>3</sup> )	iy (cm)	Iz (cm <sup>4</sup> )	iz (cm)	It (cm <sup>4</sup> )	Iw (cm <sup>6</sup> )
2772	252	285	9,11	205	2,48	9,07	22,7

## IV.2.3.3.2 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{854,58 \times 5}{2} = 2136,45 \text{ daN} = 21,36 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{33,4 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 41196,57 \text{ daN} = 411,97 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,36 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 411,97 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

## IV.2.3.3.3 Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{854,58 \times 5^2}{8} = 2670,56 \text{ daN.m} = 26,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{el.rd} = \frac{W_{el.rd} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{252 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 5383,64 \text{ daN.m} = 53,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 26,71 \text{ KN.m} < M_{el.rd} = 53,84 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

#### IV.2.3.3.4 Vérification au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b.rd} = \frac{x_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}}$$

Calcul de moment critique au déversement ( $M_{cr}$ )

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$\text{Avec } \nu = 0,3 \quad \Longrightarrow \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,2 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 205 \times 10^4}{5000^2} \times \sqrt{\frac{22,7 \times 10^9}{205 \times 10^4} + \frac{5000^2 \times 80769,2 \times 9,07 \times 10^4}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 205 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 44780456,35 \text{ N.mm} = 4478,05 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'élanement géométrique :  $\lambda_{lt}$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 285 \times 10^3}{44780456,35}} = 114,85$$

Calcul de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Avec  $\beta_w = 1$  (pour les sections de classe 1 et 2)

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{114,85}{93,9} \sqrt{1} = 1,22$$

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 = 2 \rightarrow \text{courbe a}$$

$$\chi_{LT} = 0,5175$$

Calcul de Mb.rd :

$$M_{b.rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5157 \times 1 \times 285 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 3139,91 \text{ daN.m} = 31,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 26,71 \text{ KN.m} < M_{b.rd} = 31,4 \text{ KN.m}$$

**Condition vérifiée**

**Finalement :**

**L'IPE 220** convient comme poutre palière.

### IV.3 Etude de l'acrotère :

#### IV.3.1 Introduction :

Dans un bâtiment à structure mixte acier-béton, l'acrotère constitue un élément périphérique important, en particulier toiture-terrasse. Lorsqu'il s'agit d'une terrasse inaccessible, sa fonction est principalement technique : elle assure le relevé d'étanchéité, protège les bords de la toiture et participe à la bonne évacuation des eaux pluviales. Dans un contexte de construction métallique, l'acrotère doit s'adapter aux contraintes spécifiques d'une ossature en acier et d'un plancher mixte acier-béton, notamment en termes des fixations, de dilatation et d'étanchéité.

Cette étude vise à analyser le rôle, la conception et l'intégration, tout en respectant les exigences structurelles et réglementaires.

#### IV.3.2 Calcul à l'ELU :

##### IV.3.2.1 Evaluation des sollicitations :

La charge de l'acrotère est donnée par :  $G = \gamma_b \times s$

Avec :  $\gamma_b$  = poids volumique du béton = 2500 daN/ m<sup>3</sup>

$S$  = surface de l'acrotère

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

##### Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = (0.069 \times 2500) = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$G = 172.5 \text{ daN/ml}$$

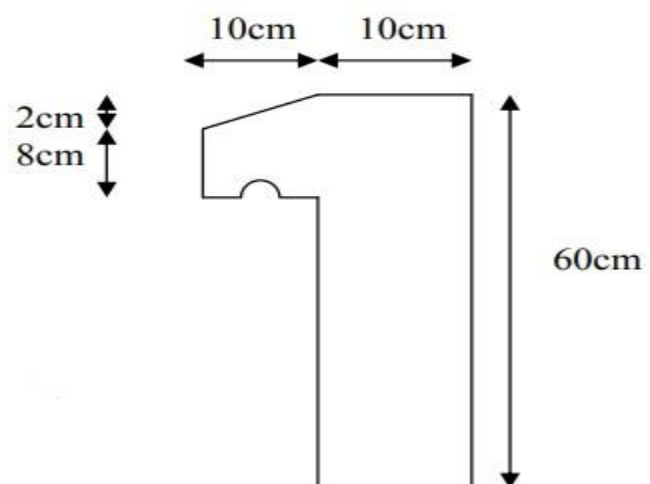


Figure IV. 7: Coupe verticale de l'acrotère.

**Surcharge d'exploitation :**

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

- Effort normal N du au poids propre G :

$NG = G \times 1 = 172.5 \text{ daN}$

- Moment fléchissant M dû à la surcharge Q :

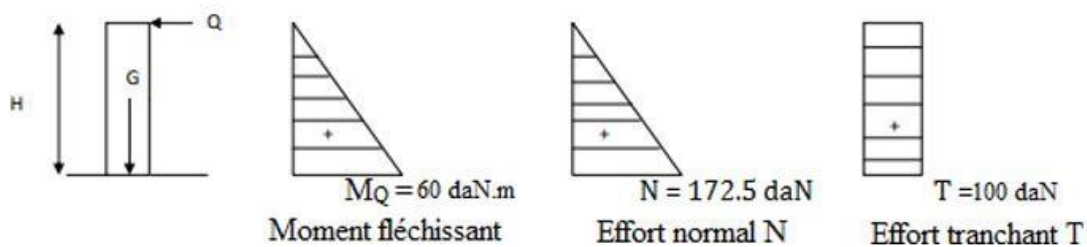
$MQ = Q \times H \times 1$

$MQ = 100 \times 0.6 \times 1 = 60 \text{ daN.m}$

- Effort tranchant :

$T = Q \times 1 = 100 \times 1 = 100 \text{ daN}$

**Schéma statique :**



**Figure IV. 8:**Diagramme des moments et des efforts.

Combinaisons des charges :

ELU	ELS
$1,35G + 1,5Q$ ✓ Effort normal de compression: $N_u = 1,35G = 1,35 \times 172,5 = 232,88 \text{ daN}$ ✓ Moment de flexion: $M_u = 1,5MQ = 1,5 \times 60 = 90 \text{ daN.m}$ ✓ Effort tranchant: $T_u = 1,5T = 1,5 \times 100 = 150 \text{ daN}$	$G + Q$ ✓ Effort normal de compression: $N_s = G = 172,5 \text{ daN}$ ✓ Moment de flexion: $M_s = MQ = 60 \text{ daN.m}$ ✓ Effort tranchant: $T_s = T = 100 \text{ daN}$

### IV.3.3 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire (100 cm x 10 cm), soumise à un effort normal N et un moment Mf



Soit :

C : enrobage

e : excentricité

Mf : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Avec : h = 10 cm ; d = 8 cm ; c = e = 2 cm ; b = 100cm

#### IV.3.3.1 Position du centre de pression :

$$eu = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{232,88} = 0,386 \text{ m} = \mathbf{38,6 \text{ cm}}$$

$$eu \geq \frac{h}{2} - c \quad \rightarrow \quad eu = 38,6 \geq \frac{10}{2} - 2 = 3$$

$$eu = 38,6 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif Mf puis on se ramène à la flexion composée.

#### IV.3.3.2 Calcul en flexion simple :

##### IV.3.3.2.1 Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = eu + \frac{h}{2} - c = 38,6 + \frac{10}{2} - 2 = 41,6 \text{ cm} = \mathbf{0,416 \text{ m}}$$

$$M_f = N_u \times g = 232,88 \times 0,416 = \mathbf{96,88 \text{ daN.m}}$$

$$\mu = \frac{Mf}{b \times d^2 \times Fbc}$$

$$Fbc = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu = \frac{Mf}{b \times d^2 \times Fbc} = \frac{0,9688 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = \mathbf{0,0106} < \mathbf{0,392}$$

====> Section simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,0106 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,996$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,9688 \times 10^4}{0,996 \times 180 \times \frac{400}{1,15}} = \mathbf{0,35 \text{ cm}^2}$$

#### IV.3.3.2.2 Armateurs réelles (flexion composée) :

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_f \times \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 \times \frac{232,88 \times 10^2}{384 \times 100} = \mathbf{0,212 \text{ cm}^2}$$

### IV.3.4 Vérification a l'ELU :

#### IV.3.4.1 Condition de non fragilité: (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 \times F_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \cong 1 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,212 \text{ cm}^2 \rightarrow$  La section calculée est inférieure a la section minimale de non fragilité d'où  $A_s = \max(A_{st}; A_{min})$

$$A_s = A_{min} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

#### Armatres de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

#### IV.3.4.2 Vérification au cisaillement: (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times F_{c28}}{\gamma b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = \min(2,5; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :  $V_u = 1,5 Q$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$  Pas de risqué de cisaillement

#### IV.3.4.3 Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91 mod99/ Art A-6-1,3)

Il faut vérifier que  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 8 = 100,53 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 80 \times 100,53} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times F_{t28}$$

Avec :  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (aciers HA  $T_s = 1.5$ )

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times F_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

IV.3.4.3.1 **Ancrage des armatures :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa

longueur de scellement droit (Ls). 
$$Ls = \frac{\varnothing \times Fe}{4 \times \tau_u}$$

$$\tau_u = 0,6 \times \Psi_s^2 \times Ft_{28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$Ls = \frac{\varnothing \times Fe}{4 \times \tau_u} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm}$$

On opte pour  $Ls = 30 \text{ cm}$

**Espacement :**

- Armatures principales :

$$St < \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St < \min (3 \times 10; 33 \text{ cm})$$

$$St < \min (30; 33 \text{ cm})$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

- Armature de répartition :

$$St < \min (4h; 45 \text{ cm})$$

$$St < \min (4 \times 10; 45 \text{ cm})$$

$$St < \min (40 ; 45 \text{ cm})$$

$$St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

IV.3.5 **Vérification a l'ELS :**IV.3.5.1 **Calcul de centre de pression :**

$$es = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0,6}{1,725} = 0,348 \text{ m}$$

$$es = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{Ms}{Ns} = 34,8 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

#### IV.3.5.2 Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,920 \quad ; \quad k_1 = 47,5 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,24$$

$$\text{on aura : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{0,920 \times 8 \times 201} = 0,406 = 40,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{40,6}{47,5} = 0,855 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,855 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

#### IV.3.5.3 Vérification des contrainte d'ouverture des fissurations dans l'acier :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} ; \max \{ 0,5 f_{te} ; 100 \sqrt{n} \times f_{t28} \} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max \{ 0,5 \times 400 ; 100 \sqrt{1} \times 2,1 \} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; \max \{ 200 ; 210 \} \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 210 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## IV.3.6 Conclusion :

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec  $S_t = 20$  cm
- Armatures de répartition 4HA8/ ml, avec  $S_t = 25$  cm

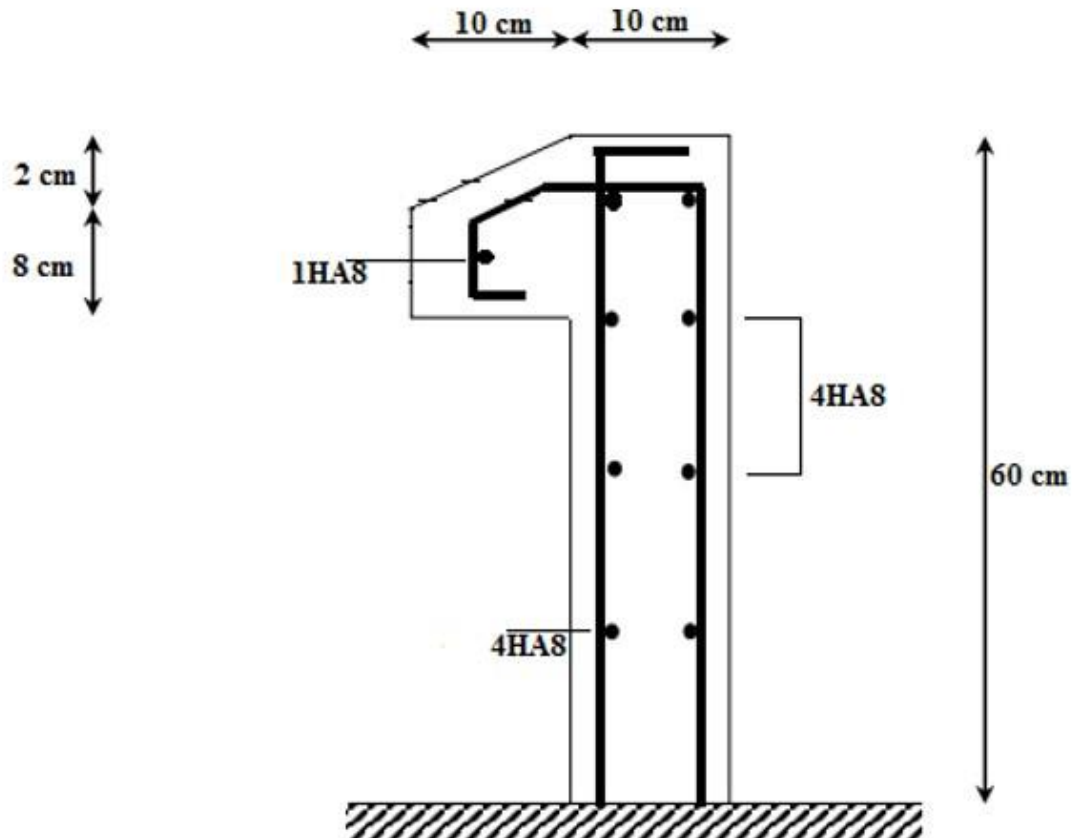


Figure IV. 9:Ferrailage de l'acrotère.

## IV.4 Conclusion :

L'acrotère et les escaliers, bien que secondaires, sont essentiels pour la sécurité, l'usage et l'esthétique du bâtiment. Leur conception doit être soignée pour garantir la conformité, la durabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage

**chapitre V :**  
**Etude du plancher mixte**

### V.1 Introduction :

Le plancher collaborant est un procédé de plancher qui relève de la construction mixte car il met en évidence les caractéristiques intéressantes de l'acier et du béton. Car l'acier est un excellent matériau pour travailler en traction et le béton un excellent matériau pour une sollicitation en compression. L'ossature du plancher est constituée d'une tôle métallique supportant le béton au-dessus, cette dernière repose sur des solives, qui appuient à leur tour sur des poutres principales. La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la phase de montage et de coulage du béton, le bac est utilisé comme coffrage autoportant et constitue une plateforme de travail.

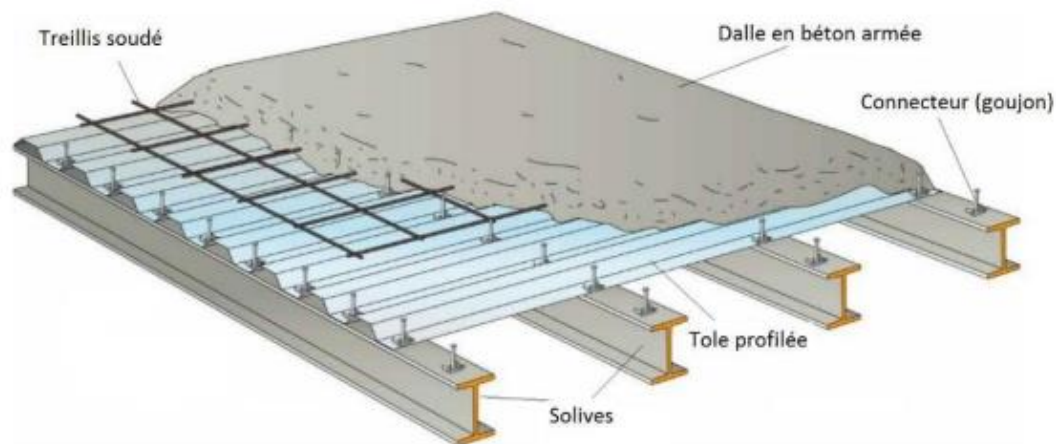


Figure V. 1:Plancher mixte acier-béton.

### V.2 Caractéristiques de la tôle HI-BOND :

D'après les caractéristiques du choix de de la tôle HI-BOND 55-750

Épaisseur du plancher entre 10 cm et 24 cm  $\rightarrow h = 11\text{cm}$ .

Donc :

- Épaisseur totale de la tôle :  $h_p = 55\text{mm}$

- Épaisseur totale du béton :  $h_c = 55\text{mm}$

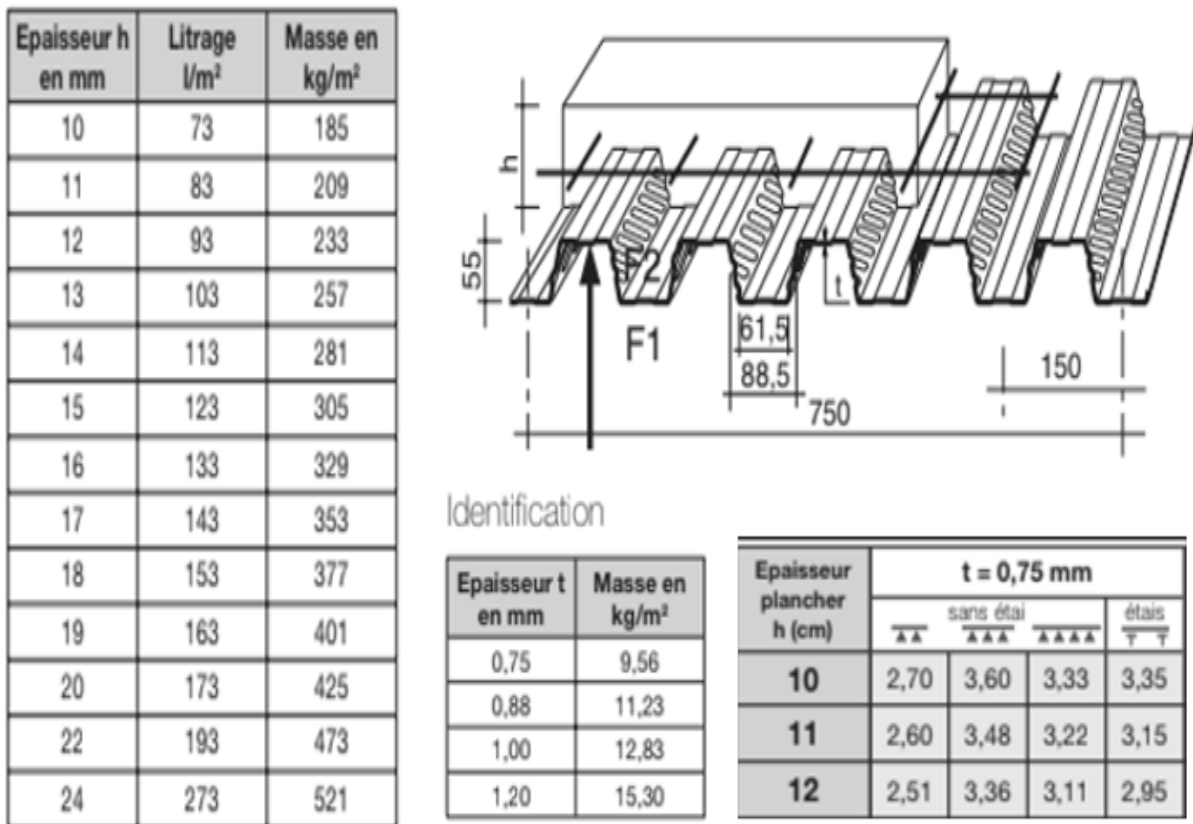


Figure V. 2:caracteristiques de la tôle HI-BOND.

### V.3 Plancher terrasse :

Étant donné que le plancher de l'étage courant est plus sollicité que le plancher terrasse, l'utilisation des mêmes solives et poutres principales et secondaires pour les deux niveaux garantit une marge de sécurité supplémentaire.

### V.4 Plancher etage courant :

#### V.4.1 Solive :

##### V.4.1.1 Phase d'exploitation :

$$G = 368,06 \text{ daN/m}^2 = 3,68 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 3,3 \text{ m}$$

$$e = 1,67 \text{ m}$$

$$G_t = G_{IPE} + G_{\text{plancher terrasse}} = 0,188 + (3,68 \times 1,67) = \mathbf{6,33 \text{ KN/ml}}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 = 1,5 \times 1,67 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{12,3 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{ELS} = G + Q = 6,33 + 2,5 = \mathbf{8,83 \text{ KN/ml}}$$

#### V.4.1.1.1 Calcul de $b_{eff}$ :

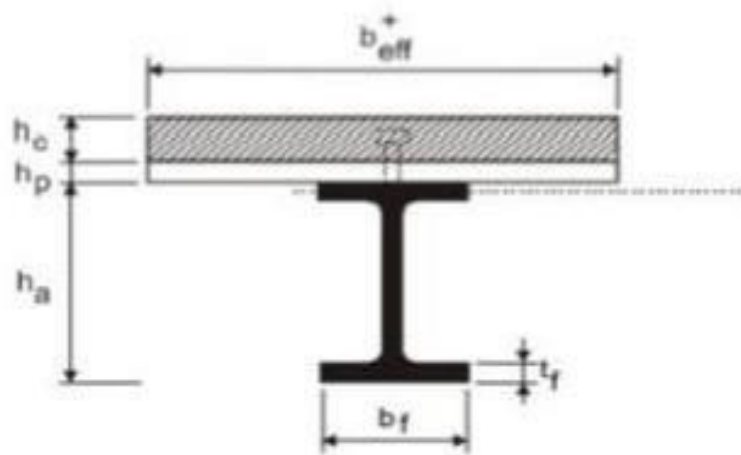


Figure V. 3: géométrie de beff.

$$L_e = 3,3 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad b_{ei} = \min \{b_i ; L_e/8\}$$

$$b_1 = b_2 = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ b_1 ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ 2,5 ; \frac{3,3}{8} = 0,4125 \right\} = 0,4125$$

$$b_{e2} = \min \left\{ b_2 ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ 2,5 ; \frac{3,3}{8} = 0,4125 \right\} = 0,4125$$

$$b_{eff} = 0,4125 + 0,4125 = \mathbf{0,825 \text{ m}}$$

#### V.4.1.1.2 Calcul de $F_a$ et $F_c$ :

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{23,6 \times 10^2 \times 235}{1,1} = \mathbf{510,59 \text{ KN}}$$

$$F_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_{eff} \cdot hc = \frac{0,85 \times 25 \times 0,825 \times 10^3 \times 55}{1,5} = 642,81 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \implies$  l'axe neutre se trouve dans la dalle en béton.

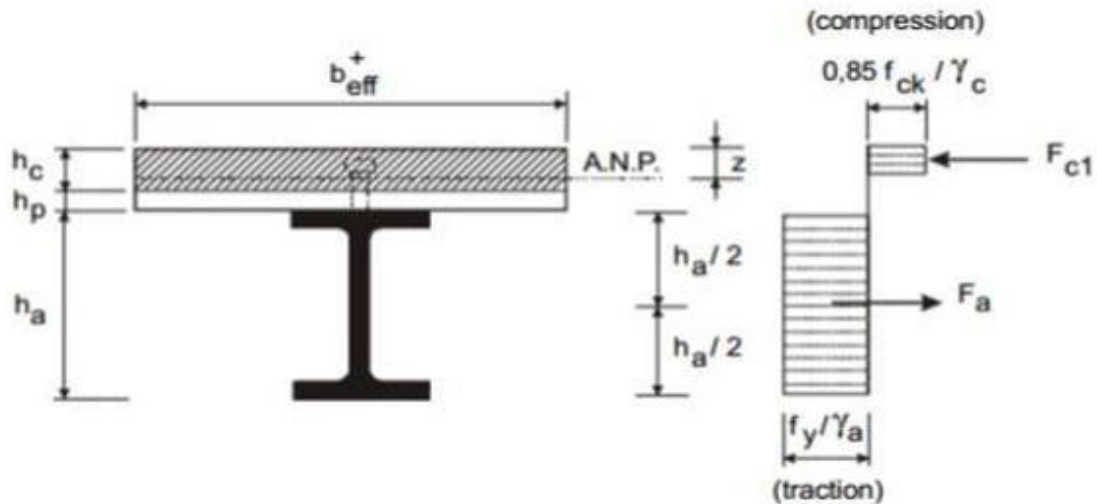


Figure V. 4: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (Flexion positive).

$$D'o\grave{u} \quad Z = \left\{ \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right\} / \left\{ \frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right\}$$

$$Z = \frac{\left\{ \frac{23,6 \times 10^2 \times 235}{1,1} \right\}}{\left\{ \frac{0,85 \times 0,825 \times 10^3 \times 25}{1,5} \right\}} = 43,69 \text{ mm}$$

V.4.1.1.3 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{12,3 \times 3,3}{2} = 20,3 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{11,3 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 139,38 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 20,3 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 139,38 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

## V.4.1.1.4 Vérification a la flèche :

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 8,83 \times 10^{-2} \times 330^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 1317} \leq \frac{330}{250}$$

$$0,49 \text{ cm} < 1,32 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée**

## V.4.1.1.5 Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{12,3 \times 3,3^2}{8} = 16,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = 510,59 \left( \frac{180}{2} + 55 + 55 - \frac{43,69}{2} \right) = 90,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 16,74 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 90,96 \text{ KN.m}$$

**Condition vérifiée**

IPE 180 est vérifié. Il répond à toute les conditions CCM97 concernant la vérification de résistance et de la flèche.

## V.4.1.2 Calcul des connecteurs :

L'effort de cisaillement longitudinal est transmis par l'intermédiaire d'une connexion mécanique tel que les goujons (l'adhérence chimique entre l'acier et le béton est négligeable).

On peut se dispenser de la vérification vis-à-vis du soulèvement si certaines conditions sur la forme des goujons sont satisfaites.

La répartition des connecteurs peut être faite d'une manière uniforme si les connecteurs utilisés sont du type ductile.

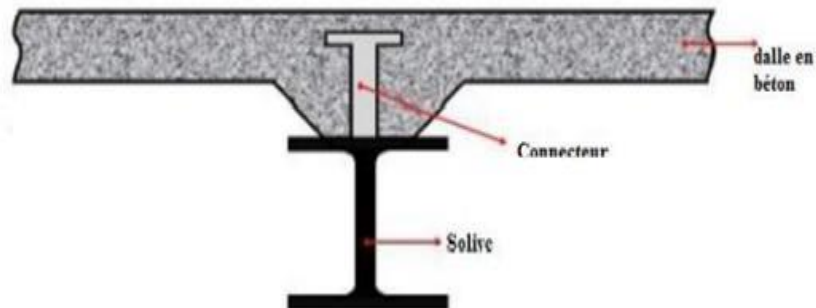


Figure V. 5: La position d'un connecteur.

#### V.4.1.2.1 Choix des dimensions des connecteurs :

On choisit des connecteurs de diamètre tel qu'ils ne doivent pas être inférieurs à  $1.25.d$  et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à  $0.20 d$ , ni la hauteur minimale inférieure à  $0.15 d$ . Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre ( $D$ ) d'au moins  $1,5d$  et d'une hauteur ( $ht$ ) d'au moins  $0,4d$  et de hauteur totale ( $H \geq 4d$ ), où  $d$  : est le diamètre du fût du goujon ( $d \geq 16\text{mm}$ ).

On utilise des goujons en acier de diamètre  $d = 22 \text{ mm}$ . Et de hauteur totale " $H = 90 \text{ mm}$ ". Dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de  $f_u = 400 \text{ Mpa}$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa} \quad E_{cm} = 31 \text{ KN/mm}^2 \quad \gamma_v = 1,25$$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 1,5 \times d = 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

$$H > 4d \rightarrow H > 4 \times 22 = 88 \text{ mm} \rightarrow H = 90 \text{ mm} > 88 \text{ mm}$$

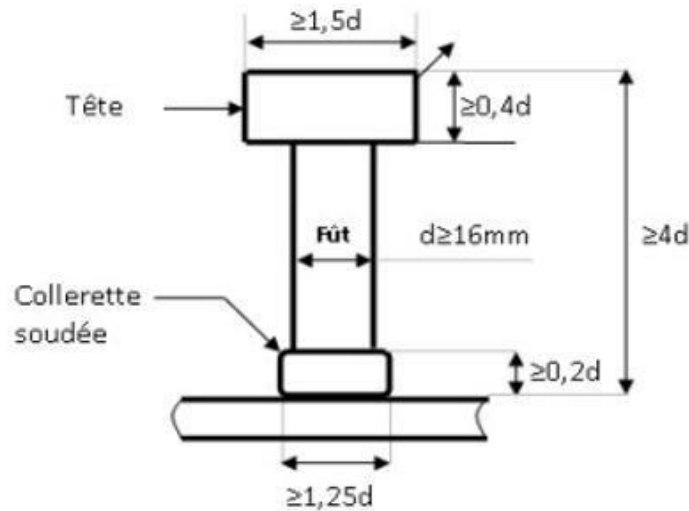


Figure V. 6: Dimensions minimales des goujons.

#### V.4.1.2.2 Calcul de nombre de connecteurs (goujons) :

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur **Prd** (section 6.3 ou 6.5EC4):

$$N \geq \frac{V_l}{Prd}$$

N : nombre de goujons

$V_l$  : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

$Prd$  : La résistance de calcul d'un connecteur.

$$V_l = \min \{F_a ; F_c\} = \min \{510,59 ; 642,81\} = 510,59 \text{ KN}$$

$$Prd = \min \{Prd (1); Prd (2)\}$$

$$Prd (1) = \frac{0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \times 400 \times 10^{-3} \times \frac{\pi \times 22^2}{4}}{1,25} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd (2) = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 10^{-3} \times 31}}{1,25} = 98,85 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4,09 > 4 \quad \rightarrow \alpha = 1$$

$$\text{Prd} = \min \{ \text{Prd} (1); \text{Prd} (2) \} = \min \{ 97,31; 98,85 \} = 97,31 \text{ KN}$$

$$\text{Prd} = \text{prd} \times k_t$$

- **Calcul de  $k_t$  :**

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{nr}} \frac{b_0}{h_p} \left[ \frac{h}{h_p} - 1 \right] \leq 1 \quad \rightarrow \quad b_0 = \frac{b_1+b_2}{2} = \frac{61,5+88,5}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$K_t = \frac{0,7}{1} \times \frac{75}{55} \left[ \frac{90}{55} - 1 \right] = 0,61 < 1$$

D'où : la connexion complète  $\text{Prd} = \text{prd} \times k_t = 97,31 \times 0,61 = \mathbf{59,36 \text{ KN}}$

$$N = \frac{V_l}{\text{Prd}} = \frac{510,59}{59,36} = 9 \text{ goujons}$$

Nombre total =  $9 \times 2 = 18$  goujons

#### V.4.1.2.3 Calcul de l'espacement entre les goujons :

Le nombre de connecteurs N est uniformément reparté sur une longueur critique Lcr. Cette dernière est la longueur entre deux (2) sections transversales critiques

$$L_{cr} = L/2 = 3,3/2 = 1,65 \text{ m}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{1,65}{9} = 18,33 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre goujons est : **19 cm**

### V.4.2 Poutre principal étage courant :

#### V.4.2.1 Phase final:

$$G = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{solive}} + G_{\text{IPE}}$$

$$G_{\text{solive}} = 6,6 \times 0,188 = 1,2408 / (3,3 \times 5) = 0,0752 \text{ KN/m}^2$$

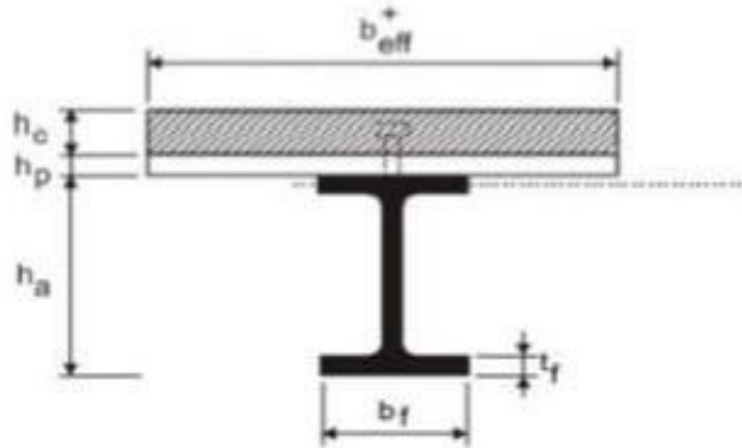
$$G_{\text{terrasse}} + G_{\text{solive}} = 3,68 + 0,0752 = 3,74 \text{ KN/m}^2 = 3,76 \times 3,3 = 12,41 \text{ KN/ml}$$

$$G = 12,41 + 0,422 = \mathbf{12,83 \text{ KN/ml}}$$

$$Q = 1,5 \times 3,3 = 4,95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 12,83 + 1,5 \times 4,95 = 24,75 \text{ KN/ml}$$

#### V.4.2.1.1 Calcul de $b_{eff}$ :



$$L_e = 5\text{m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad b_{ei} = \min \{b_i; L_e/8\}$$

$$b_1 = b_2 = \frac{3,3}{2} = 1,65 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ b_1 ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ 1,65 ; \frac{5}{8} = 0,625 \right\} = 0,625$$

$$b_{e2} = \min \left\{ b_2 ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ 1,65 ; \frac{5}{8} = 0,625 \right\} = 0,625$$

$$b_{eff} = 0,625 + 0,625 = 1,25\text{m}$$

#### V.4.2.1.2 Calcul de $F_a$ et $F_c$ :

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{53,8 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 1149,34 \text{ KN}$$

$$F_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_{eff} \cdot h_c = \frac{0,85 \times 25 \times 1,25 \times 10^3 \times 55}{1,5} = 973,96 \text{ KN}$$

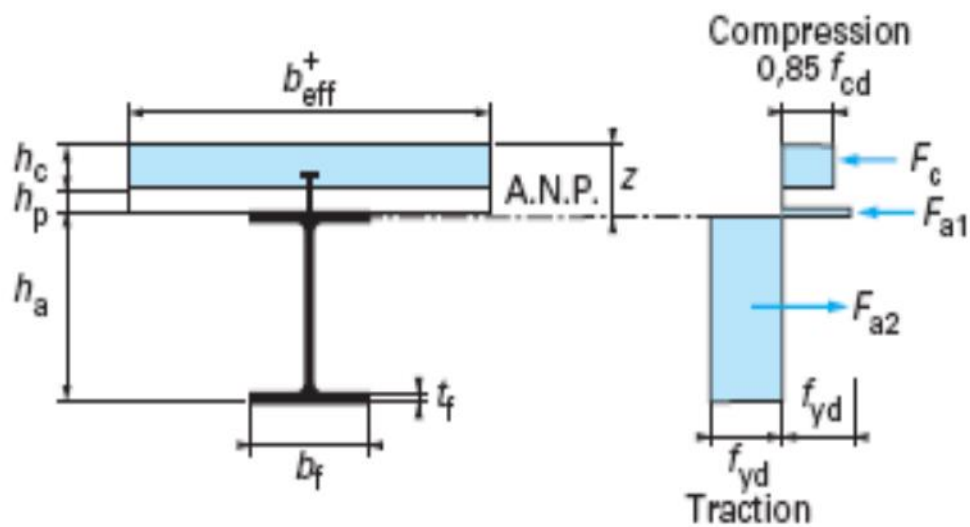
$$F_a > F_c$$

$$F_a - F_c = 1149,34 - 973,96 = 175,38 \text{ KN}$$

$$\frac{2 \times b_f \times t_f \times f_y}{\gamma_a} = \frac{2 \times 150 \times 10,7 \times 235}{1,1} = 685,77 \text{ KN}$$

$$\frac{2 \times b_f \times t_f \times f_y}{\gamma_a} = 685,77 \text{ KN} > F_a - F_c = 175,38 \text{ KN}$$

⇒ L'axe neutre se trouve dans la semelle de la poutre en acier



**Figure V. 7:** Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la semelle de la poutre en acier.

D'où

$$Z = \frac{F_a - F_c}{2 \times b_f \times f_y} \times \gamma_a + h_c + h_p = \frac{1149,34 - 973,96}{2 \times 150 \times 235} \times 1,1 + 55 + 55 = 110 \text{ m}$$

#### V.4.2.1.3 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{24,75 \times 5}{2} = 61,88 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{25,7 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 317 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 61,88 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 317 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée****V.4.2.1.4 Vérification a la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{24,75 \times 5^2}{8} = 77,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = 1149,34 \left( \frac{300}{2} + 55 + 55 - \frac{110}{2} \right) = 235,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 77,34 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 235,61 \text{ KN.m}$$

**Condition vérifiée****V.4.2.1.5 Vérification a la flèche :**

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$q = G + Q = 12,83 + 4,95 = 17,78 \text{ KN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 17,78 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 8356} \leq \frac{500}{250}$$

$$0,82 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée****V.4.2.2 Calcul des connecteurs :****V.4.2.2.1 Choix des dimensions des connecteurs :**

On choisit des connecteurs de diamètre tel qu'ils ne doivent pas être inférieurs à 1.25.d et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à 0.20 d, ni la hauteur minimale inférieure à 0.15 d Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre (D) d'au moins 1,5d et d'une hauteur (ht) d'au moins 0,4d et de hauteur totale ( $H \geq 4d$ ), où d : est le diamètre du fût du goujon ( $d \geq 16\text{mm}$ ).

On utilise des goujons en acier de diamètre  $d = 22 \text{ mm}$ . Et de hauteur totale " $H = 90 \text{ mm}$ ". dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de  $f_u = 400 \text{ Mpa}$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$E_{cm} = 31 \text{ KN/mm}^2$$

$$\gamma_v = 1,25$$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 1,5 \times d = 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

$$H > 4d \rightarrow H > 4 \times 22 = 88 \text{ mm} \rightarrow H = 90 \text{ mm} > 88 \text{ mm}$$

V.4.2.2.2 **Calcul de nombre de connecteurs (goujons) :**

$$N \geq \frac{Vl}{Prd}$$

$$Vl = \min \{Fa ; Fc\} = \min \{1149,34 ; 973,96\} = 973,96 \text{ KN}$$

$$Prd = \min \{Prd (1) ; Prd (2)\}$$

$$Prd (1) = \frac{0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \times 400 \times 10^{-3} \frac{\pi \times 22^2}{4}}{1,25} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd (2) = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 10^{-3} \times 31}}{1,25} = 98,85 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{h}{a} = \frac{90}{22} = 4,09 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$Prd = \min \{Prd (1) ; Prd (2)\} = \min \{97,31 ; 98,85\} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd = prd \times kl$$

• **Calcul de kl :**

$$Kl = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left[ \frac{h}{h_p} - 1 \right] \leq 1 \rightarrow b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{61,5 + 88,5}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$Kl = 0,6 \frac{75}{55} \left[ \frac{90}{55} - 1 \right] = 0,52 < 1$$

D'où : la connexion complète  $Prd = prd \times kl = 97,31 \times 0,52 = 50,6 \text{ KN}$

$$N = \frac{Vl}{Prd} = \frac{973,96}{50,6} = 20 \text{ goujons}$$

$$\text{Nombre total} = 20 \times 2 = 40 \text{ goujons}$$

## V.4.2.2.3 Calcul de l'espacement entre les goujons :

$$L_{cr} = L/2 = 5/2 = 2,5 \text{ m}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{250}{20} = 12,5 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre goujons est : 13 cm

## V.4.3 Poutre secondaires étage courant :

## V.4.3.1 Phase final :

$$G = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{solive}} + G_{\text{IPE}}$$

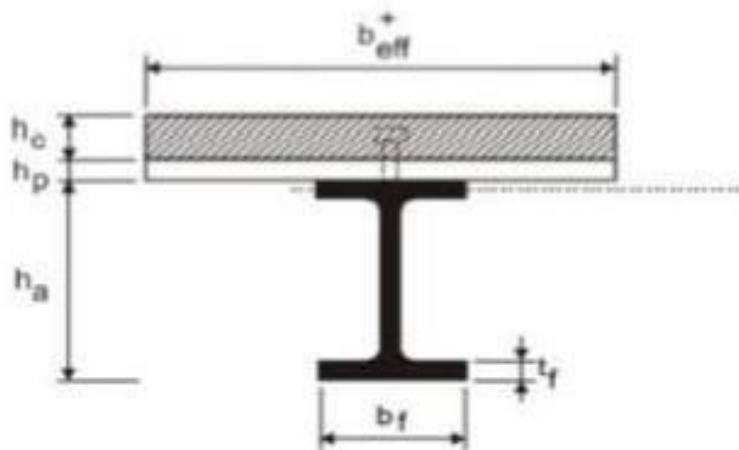
$$G_{\text{solive}} = 10 \times 0,188 = 1,88 / (3,3 \times 5) = 0,1139 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{terrasse}} + G_{\text{solive}} = 3,68 + 0,1139 = 3,79 \text{ KN/m}^2 = 3,79 \times 5 = 18,95 \text{ KN/ml}$$

$$G = 18,95 + 0,224 = 19,17 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 5 = 7,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ELU}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 19,17 + 1,5 \times 7,5 = 37,13 \text{ KN/ml}$$

V.4.3.1.1 Calcul de  $b_{\text{eff}}$  :

$$L_e = 5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad b_{ei} = \min \{b_i ; Le/8\}$$

$$b_1 = b_2 = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ b_1 ; \frac{le}{8} \right\} = \min \left\{ 2,5 ; \frac{3,3}{8} = 0,4125 \right\} = 0,4125$$

$$b_{e2} = \min \left\{ b_2 ; \frac{le}{8} \right\} = \min \left\{ 2,5 ; \frac{3,3}{8} = 0,4125 \right\} = 0,4125$$

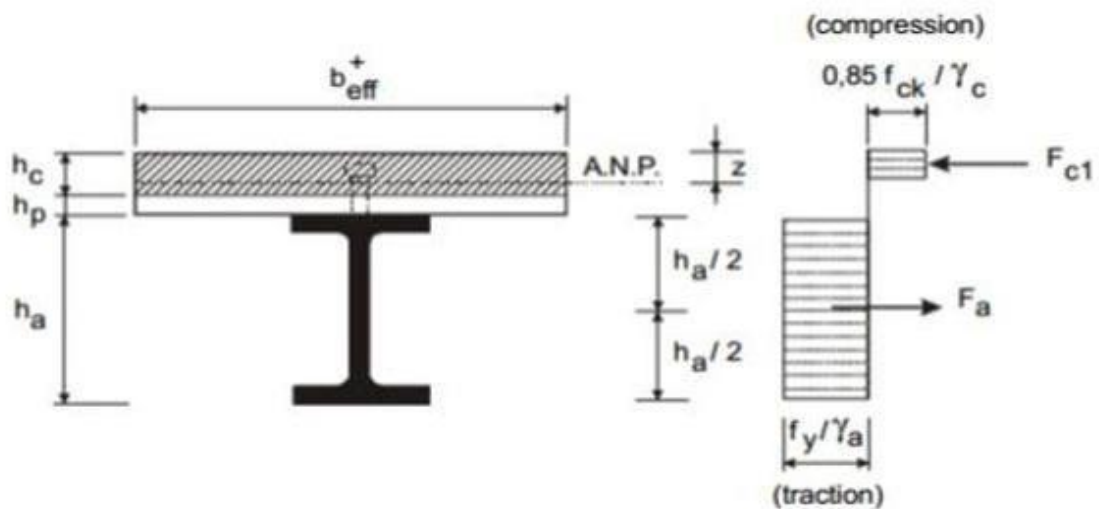
$$b_{eff} = 0,4125 + 0,4125 = \mathbf{0,825m}$$

V.4.3.1.2 **Calcul de Fa et Fc :**

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{28,5 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 608,86 \text{ KN}$$

$$F_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_{eff} \cdot h_c = \frac{0,85 \times 25 \times 0,825 \times 10^3 \times 55}{1,5} = 642,81 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \quad \Longrightarrow \quad$  l'axe neutre se trouve dans la dalle en béton.



**Figure V. 8:** Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (Flexion positive).

D'où 
$$Z = \left\{ \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right\} / \left\{ \frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right\}$$

$$Z = \left\{ \frac{28,5 \times 10^2 \times 235}{1,1} \right\} / \left\{ \frac{0,85 \times 0,825 \times 10^3 \times 25}{1,5} \right\} = 52,1 \text{ mm}$$

#### V.4.3.1.3 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{37,13 \times 3,3}{2} = 61,26 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{14 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 172,68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 61,26 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 172,68 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

#### V.4.3.1.4 Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{37,13 \times 3,3^2}{8} = 50,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = 608,86 \left( \frac{200}{2} + 55 + 55 - \frac{52,1}{2} \right) = 112 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 50,54 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 112 \text{ KN.m}$$

**Condition vérifiée**

#### V.4.3.1.5 Vérification a la flèche :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$q = G + Q = 19,17 + 7,5 = 26,67 \text{ KN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 26,67 \times 10^{-2} \times 330^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 1943} \leq \frac{330}{250}$$

$$1,01 \text{ cm} < 1,32 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée**

V.4.3.1.6 **Calcul des connecteurs :**V.4.3.1.6.1 **Choix et dimensions des connecteurs :**

$$H \geq d \quad d = 22 \text{ mm} \quad H = 90 \text{ mm}$$

$$F_u = 400 \text{ Mpa} \quad \gamma_v = 1,25 \quad F_{ck} = 25 \text{ Mpa} \quad E_{cm} = 31 \text{ KN/mm}^2$$

V.4.3.1.6.2 **Calcul de nombre de goujons :**

$$N \geq \frac{V_l}{Prd}$$

N : nombre de goujons

$V_l$  : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

Prd : La résistance de calcul d'un connecteur.

$$V_l = \min \{F_a ; F_c\} = \min \{608,86 ; 642,81\} = 608,86 \text{ KN}$$

$$Prd = \min \{Prd (1); Prd (2)\}$$

$$Prd (1) = \frac{0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \times 400 \times 10^{-3} \frac{\pi \times 22^2}{4}}{1,25} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd (2) = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 10^{-3} \times 31}}{1,25} = 98,85 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4,09 > 4 \quad \rightarrow \alpha = 1$$

$$Prd = \min \{Prd (1) ; Prd (2)\} = \min \{97,31 ; 98,85\} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd = prd \times kt$$

**Calcul de kt :**

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{nr}} \frac{b_0}{h_p} \left[ \frac{h}{h_p} - 1 \right] \leq 1 \quad \rightarrow \quad b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{61,5 + 88,5}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$K_t = \frac{0,7}{1} \times \frac{75}{55} \left[ \frac{90}{55} - 1 \right] = 0,61 < 1$$

D'où : la connexion complète  $\text{Prd} = \text{prd} \times k_t = 97,31 \times 0,61 = \mathbf{59,36 \text{ KN}}$

$$N = \frac{V_l}{\text{Prd}} = \frac{608,86}{59,36} = 11 \text{ goujons}$$

Nombre total =  $11 \times 2 = 22$  goujons

#### V.4.3.1.6.3 Calcul de l'espacement entre les goujons :

Le nombre de connecteurs N est uniformément repartit sur une longueur critique Lcr. Cette dernière est la longueur entre deux (2) sections transversales critiques

$$L_{cr} = L/2 = 3,3/2 = 1,65 \text{ m}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{165}{11} = 15 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre goujons est : **15 cm**

## V.5 Conclusion :

**Tableau V. 1:**profilés utilisés.

Elements		Profile
solive	Plancher terrasse	IPE 180
	Etage courant	IPE 180
Poutre principal	Plancher terrasse	IPE 300
	Etage courant	IPE 300
Poutre secondaire	Plancher terrasse	IPE 200
	Etage courant	IPE 200

**chapitre VI :**  
**Etude sismique**

## VI.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel destructeur qui affecte la surface de la terre, il présente un danger sur les vies humaines et sur les constructions. La conception de ces dernières doit être faite de façon à assurer une résistance suffisante avec une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'action sismique.

Le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zone sismique.

Le territoire est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies par le RPA comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

La structure est implantée à TIZI-OUZOU qui est classée en **Zone IIa** de sismicité moyenne d'après le RPA.

## VI.2 Objectif de l'étude sismique :

L'analyse sismique a pour but de garantir un niveau de sécurité acceptable pour les personnes et les constructions face aux effets des séismes, en s'appuyant sur une conception et un dimensionnement appropriés aux ouvrages courants. Les objectifs principaux sont les suivants :

- Doter la structure d'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux, en assurant un comportement globalement élastique lors de séismes modérés, susceptibles de se produire fréquemment.
- Garantir une ductilité suffisante ainsi qu'une capacité adéquate de dissipation d'énergie, afin de permettre à la structure d'absorber des déplacements inélastiques tout en conservant sa stabilité et en évitant l'effondrement en cas de séisme majeur, plus rare.

Selon le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, trois approches sont proposées pour le calcul des actions sismiques :

- L'analyse modale spectrale.
- L'analyse dynamique à partir d'un accélérogramme.
- L'analyse statique équivalente.

Étant donné que notre bâtiment satisfait aux critères d'application de l'analyse statique équivalente, cette méthode a été retenue pour l'étude.

### VI.3 Méthode statique équivalente :

#### VI.3.1 Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrée par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Pour appliquer la méthode statique il faut que la méthode présente une régularité en plan qui est le cas de ma structure.

##### VI.3.1.1 Condition sur la hauteur :

Celle-ci est en fonction de la zone de sismicité : le bâtiment ne doit pas dépasser 65m de hauteur pour les zones I et II et 30m pour la zone III.

Notre bâtiment est implanté à TIZI-OUZOU (Zone IIa) sa hauteur totale = 17m < 65m

Condition vérifiée

##### VI.3.1.2 Condition de l'excentricité :

À chaque niveau du bâtiment, et pour chaque direction d'analyse, la distance entre le centre de gravité (G) et le centre de torsion (T) ne doit pas dépasser 15 % de la dimension perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Procédons maintenant au calcul du centre de gravité (ou centre de masse) :

$$X_G = \frac{\sum X_i \times S_i}{S_i} = \frac{23,8}{2} = 11,9 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times S_i}{S_i} = \frac{12,05}{2} = 6,025 \text{ m}$$

$$G = (11,9 ; 6,025)$$

### VI.3.2 Calcul de la force sismique total :

La force sismique totale  $V$ , exercée à la base de la structure, doit être déterminée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales à l'aide de la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

#### VI.3.2.1 Détermination du coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone. Donnée par le tableau 4.1 (RPA99 version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**Tableau VI. 1:**coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Notre structure est située dans le groupe 1B (Si la hauteur est inférieure ou égale a 5 niveau ou 17 m)

Dans notre cas  $A = 0,2$

#### VI.3.2.2 Facteur d'amplitude :

Ce facteur est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\varepsilon$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 S \end{cases}$$

Avec : T1 et T2 : les périodes caractéristiques donnée dans le tableau 4.7 du RPA99 version2003

Site meuble S2 : T1 = 0,15s

$$T2 = 0,4 \text{ s}$$

### VI.3.2.3 Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Avec :  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement est différent de 5 %

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 du RPA99 version2003)

Dans notre cas on prend la valeur de  $\xi = 5$  % puisque on utilise l'acier dense

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 5)} = 1 > 0,7$$

### VI.3.2.4 Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

#### Sens X-X :

$C_T$  : Coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (donnée par le tableau 4.6 page 46RPA99 version 2003).

Dans notre cas selon le tableau 4.6 du RPA99 version2003: Portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie  $C_T = 0,05$

#### Sens Y-Y :

C'est comme le sens x-x . : Portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie  $C_T = 0,05$

$$T_x = T_y = 0,05 \times (17)^{3/4} = 0,419 \text{ s}$$

$$T_x = T_y = 0,419\text{s} \quad \rightarrow T1 = 0,419 \text{ s}$$

#### Remarque:

Pour notre système de contreventement, on peut également utiliser une autre formule pour le calcul de la période :

$$T = \frac{0,09 \times HN}{\sqrt{D}}$$

**Sens longitudinal :**

$$T = \frac{0,09 \times HN}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \times 17}{\sqrt{23,8}} = 0,31 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0,31 ; 0,419) = 0,31 \text{ s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale a :

$$D_x = 2,5 \times \eta \times (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 1(0,31/0,419)^{\frac{2}{3}} = 2,045 \text{ s}$$

**Sens transversal :**

$$T = \frac{0,09 \times HN}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \times 17}{\sqrt{12,05}} = 0,44 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0,44 ; 0,419) = 0,419 \text{ s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale a :

$$D_y = 2,5 \times \eta \times (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 1(0,419/0,419)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \text{ s}$$

**VI.3.2.5 Coefficient de comportement :**

La valeur du coefficient de comportement global de la structure est donnée par le tableau en fonction de système de contreventement.

Du tableau 4.3 du RPA99 version 2003 → R = 3 (ossature contreventée par palée triangulées en V)

**VI.3.2.6 Facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est donné en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Les critères de qualité « q » à vérifier sont :

**VI.3.2.6.1 Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Système portique : chaque file de portique doit comporter a tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

**Observe : p = 0**

Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter a tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport « hauteur d'étage sur largeur » inférieur ou égal 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport « hauteur d'étage sur largeur » inférieure ou égal a 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

$$\frac{h}{l} = \frac{3,4}{23,8} = 0,14 < 0,67 \quad \rightarrow \text{observe : P = 0}$$

**VI.3.2.6.2 Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portique et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximales et minimales d'espacement ne dépassant pas 1,5.

**Observe : P = 0**

**VI.3.2.6.3 Régularité en plan :**

La structure est classée régulière en plan.

**Observe : P = 0**

**VI.3.2.6.4 Régularité en élévation :**

La structure est classée régulière en élévation.

**Observe : P = 0**

**VI.3.2.6.5 Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

**Observe : P = 0**

### VI.3.2.6.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

**Observe : P = 0**

$$\text{D'où : } Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1$$

**Les charges :**

**Plancher terrasse :**

Charge permanente : 4,68 KN/m<sup>2</sup>

Surcharge d'exploitation : 1 KN/m<sup>2</sup>

Plancher étage courant :

Charge permanente : 3,68 KN/m<sup>2</sup>

Surcharge d'exploitation : 1,5 KN/m<sup>2</sup>

### VI.3.2.7 Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec

A = 0,2 du tableau 4.1 (RPA99 version 2003)

R = 3 du tableau 4.3 (RPA99 version 2003)

Q = facteur de qualité Q = 1

D : facteur d'amplification dynamique moyenne

W : Poids total de la structure  $W = \sum W_i$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids due aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels.

$W_{Qi}$  : poids due aux surcharge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération (tableau 4.5 du RPA99 version 2003).

$$\beta = 0,2$$

**VI.3.2.8 Calcul des masses :**

Surface totale de plancher à un niveau :

$$S = 23,8 \times 12,05 = 286,79 \text{ m}^2$$

**VI.3.2.8.1 Charges permanentes :****Tableau VI. 2:**Le poids des éléments constituant la terrasse .

Élément	Poids total de l'élément
G terrasse	$4,68 \times 286,79 = 1342,18 \text{ KN}$
Poutre principal IPE 300	$5 \times 24 \times 0,422 = 50,64 \text{ KN}$
Poutre secondaire IPE 200	$3,3 \times 28 \times 0,224 = 20,7 \text{ KN}$
Solives IPE 180	$3,3 \times 33 \times 0,188 = 20,47 \text{ KN}$
Acrotères	$1,725[(17 \times 0,6)+(23,8 \times 0,6)] \times 2 = 84,46 \text{ KN}$
Murs extérieures	$236 \times [(17 \times 3,4) \times 0,29 + (23,8 \times 3,4) \times 0,29] \times 2 = 19 \text{ KN}$
<b>TOTAL</b>	<b>1537,45KN</b>

**Tableau VI. 3:**Plancher étage courant .

Élément	Poids total de l'élément
G étage	$3,68 \times 286,79 = 1055,39 \text{ KN}$
Poutre principal IPE 300	$5 \times 24 \times 0,422 = 50,64 \text{ KN}$
Poutre secondaire IPE 200	$3,3 \times 28 \times 0,224 = 20,7 \text{ KN}$
Solive IPE 180	$3,3 \times 31 \times 0,188 = 19,23 \text{ KN}$
Poteau HEA340	$3,4 \times 32 \times 1,05 = 114,24 \text{ KN}$
Murs extérieurs	$236 \times [(17 \times 3,4) \times 0,29 + (23,8 \times 3,4) \times 0,29] \times 2 = 19 \text{ KN}$
Escalier	$2,62 + 2,54 + 1,25 + 3,54 = 9,95 \text{ KN}$
<b>TOTAL</b>	<b>1289,15 KN</b>

## VI.3.2.8.2 Poids des surcharges d'exploitation :

Q étage courant :  $1,50 \times 286,79 = 430,19$  KN

Q terrasse =  $1 \times 286,79 = 286,79$  KN

Tableau VI. 4:valeurs des poids de la structure .

Etage	$W_{Gi}$ (KN)	$WQi$ (KN)	$\beta WQi$ (KN)	$Wi$ (KN)
Etage 1	1289,15	430,19	86,04	1375,19
Etage 2	1289,15	430,19	86,04	1375,19
Etage 3	1289,15	430,19	86,04	1375,19
Etage 4	1537,45	286,79	57,36	1594,81
$\Sigma$	<b>5404,9</b>	<b>1577,36</b>	<b>372,8</b>	<b>5720,38</b>

## VI.3.2.9 La force sismique totale :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Tableau VI. 5:valeurs de l'effort sismique dans les 2 sens (longitudinal et transversal).

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0,2	0,2
D	2,045	2,5
Q	1	1
R	3	3
$W_T$	<b>5720,38</b>	<b>5720,38</b>
$V_T$	$779,88/4 = 194,97$ KN	$953,4/4 = 238,35$ KN

## VI.3.2.10 Distribution de la résultante des forces sismique de hauteur :

$$V = Ft + \sum Fi$$

$$Ft = 0,07 T.V \quad \text{Si } T > 0,7s$$

$$Ft = 0 \quad \text{Si } T < 0,7s$$

Donc  $Ft = 0$

$$Fi = \frac{(V - Ft)Wi \times hi}{\sum Wi \times hi}$$

Tableau VI. 6:valeurs des forces sismiques selon le sens longitudinal .

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi × hi (KN)	Fi (KN)
Etage 1	1375,19	6,8	9351,29	26,35
Etage 2	1375,19	10,2	14026,94	39,52
Etage 3	1375,19	13,6	18702,58	52,7
Etage 4	1594,81	17	27111,77	76,4

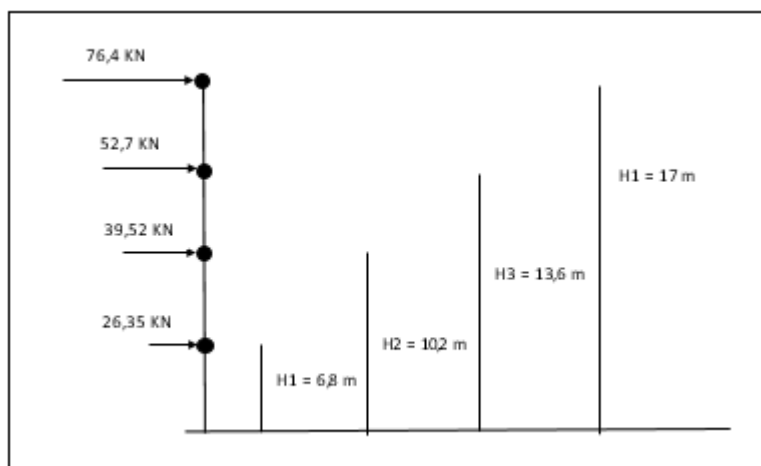


Figure VI. 1:la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.

Tableau VI. 7:valeurs des forces sismiques selon le sens transversal .

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi × hi (KN)	Fi (KN)
Etage 1	1375,19	6,8	9351,29	32,21
Etage 2	1375,19	10,2	14026,94	48,32
Etage 3	1375,19	13,6	18702,58	64,43
Etage 4	1594,81	17	27111,77	93,39

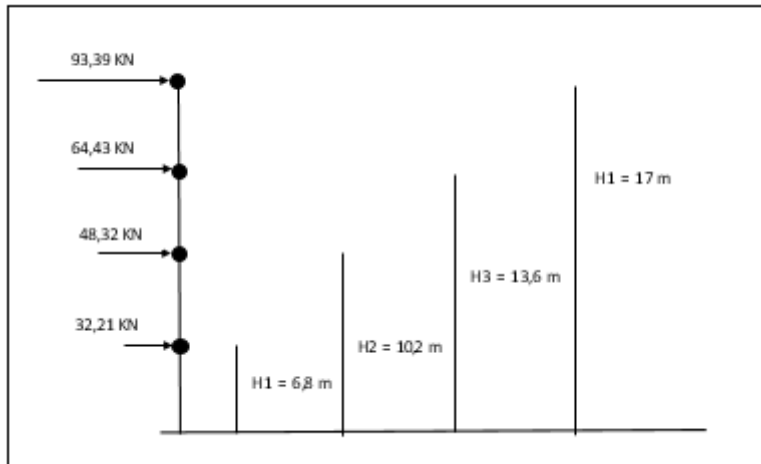


Figure VI. 2: la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur .

VI.3.2.11 Distribution horizontale des efforts tranchants :

$$V_K = Ft + \sum_{i=K}^n Fi$$

Tableau VI. 8: valeurs des efforts tranchants selon le sens longitudinal .

Niveau	Fi (KN)	V <sub>K</sub> (KN)
Etage 4	76,4	26,35
Etage 3	52,7	102,75
Etage 2	39,52	155,45
Etage 1	26,35	194,97

Tableau VI. 9: valeurs des efforts tranchants selon le sens transversal.

Niveau	Fi (KN)	V <sub>K</sub> (KN)
Etage 4	93,39	32,21
Etage 3	64,43	125,6
Etage 2	48,32	190,03

Etage 1	32,21	238,35
---------	-------	--------

**Tableau VI. 10:**valeurs des forces due au vent par niveau .

Niveau	hi (m)	Fw (KN)
RDC	3,4	55,22
Etage 1	6,8	55,22
Etage 2	10,2	55,22
Etage 3	13,6	55,22
Etage 4	17	55,22

#### VI.4 Conclusion :

Dans ce projet, nous avons présenté la méthode statique équivalente, utilisée pour l'estimation des paramètres sismiques. Cette méthode se distingue par son efficacité dans l'analyse et l'interprétation de données complexes. Elle permet également de mieux appréhender le comportement sismique de la structure, en fournissant une approche plus réaliste et représentative de la réalité.

**chapitre VII :**  
**Pré-dimensionnement des contreventements**

### VII.1 Introduction :

Les contreventements sont des systèmes structuraux visant à assurer la stabilité des ouvrages (bâtiments, ponts, etc.) face aux forces horizontales, telles que le vent, les séismes, les chocs ou les freinages. Ils permettent de résister aux déformations et d'assurer la transmission des efforts vers les fondations. Ces systèmes peuvent être localisés dans le plan vertical (contreventements verticaux) ou horizontal (contreventements horizontaux) pour renforcer la rigidité de la structure.

### VII.2 Rôle essentiel :

Les contreventements jouent un rôle crucial dans la sécurité et la stabilité des constructions en résistant aux forces latérales et en transmettant les efforts à la base.

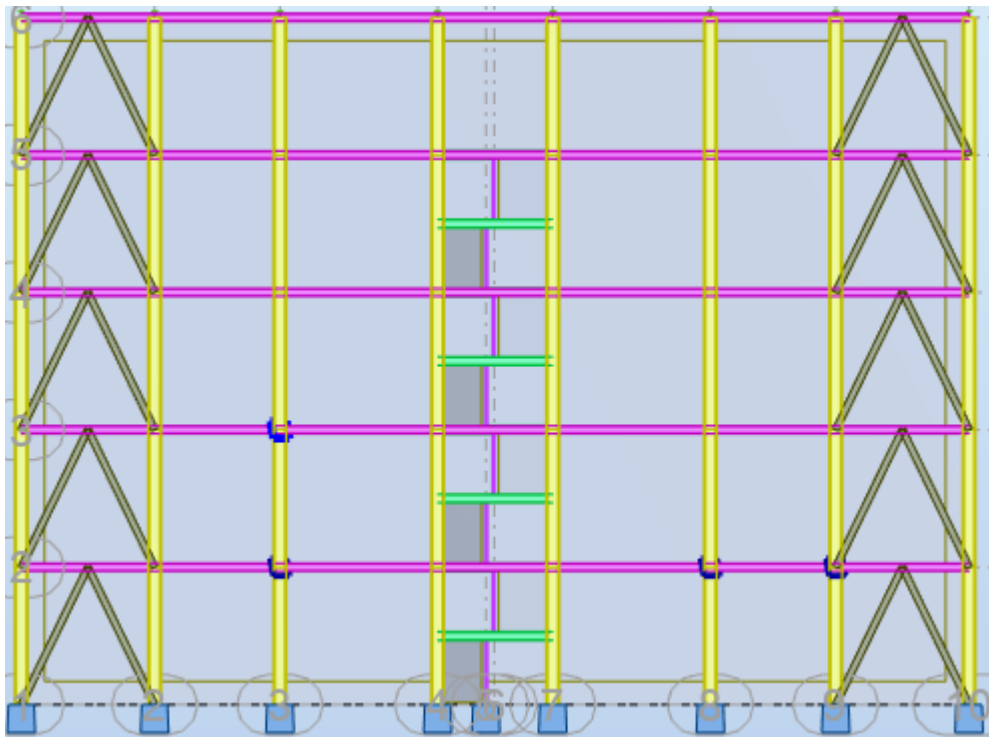


Figure VII. 1: Vue en élévation en 2D de la structure dans le plan XZ.

### VII.3 Calcul des contreventements :

Tous les chargements horizontaux seront résistés par des contreventements. Ces derniers seront dimensionnés par les charges sismiques qui sont les plus défavorables que celles du vent.

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{3,4}{3,3/2} \right) = 64,11$$

$$F = 88,76 \times 1,5 = 114,6 \text{ KN}$$

Supposant que toutes les charges horizontales sont résistantes par le contreventement uniquement.

Par conséquent, la charge revenant à la barre de contreventement :

$$N_{sd} = \frac{133,14}{\cos(64,11)} = 262,46 \text{ KN}$$

### VII.3.1 Vérification de la traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma M_0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{F_y} = \frac{262,46 \times 1,1}{23,5} = 12,29 \text{ cm}^2$$

On opte pour un UPN 160 avec  $A = 24 \text{ cm}^2$

**Tableau VII. 1:** les caractéristiques de l'UPN 160.

G kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	A cm <sup>2</sup>	It cm <sup>4</sup>
18,8	160	65	7,5	10,5	24	7,39
Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	iy cm	iz cm	Wely cm <sup>3</sup>	Welz cm <sup>3</sup>	Iw cm <sup>6</sup>
925	85,3	6,21	1,89	116	18,3	3,26

### VII.3.2 Vérification a la compression simple :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times A \times \beta_A \times F_y}{\gamma M_1}$$

Avec

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections de classe 1 et 2}$$

$$\gamma M_1 = 1,1$$

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

$$L_f = 3,4 \text{ m} = 3400 \text{ mm}$$

**Calcul du facteur de réduction :**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{3400}{62,1} = 54,75$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{3400}{18,9} = 179,89$$

$\lambda_z > \lambda_y \rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (y-y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{54,75}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,58$$

$\frac{h}{b} = \frac{100}{50} = 2 > 1,2 \rightarrow$  axe de flambement y-y  $\rightarrow$  courbe de flambement a

Pour  $\bar{\lambda}_y = 0,58 \rightarrow \chi = 0,8974$  (tableau annexe)

$$Nb.rd = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma M_1} = \frac{0,8974 \times 1 \times 24 \times 23,5}{1,1} = 460,12 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 262,46 \text{ KN} < Nb.rd = 460,12 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

#### VII.4 Conclusion :

Le contreventement satisfait l'ensemble des exigences réglementaires aussi bien en traction qu'en compression, et peut donc être considéré comme conforme aux critères de dimensionnement.

**chapitre VIII :  
Modélisation avec Autodesk robot  
structural**

### VIII.1 Introduction :

L'analyse d'un système structurel peut se faire selon plusieurs méthodes traditionnelles de calcul manuel. Bien que fiables, ces approches nécessitent du temps et une grande rigueur. Aujourd'hui, grâce aux avancées technologiques, des logiciels spécialisés comme Autodesk Robot Structural Analysis Professional permettent d'automatiser et de simplifier ces démarches. Dans ce cadre, notre travail consiste à modéliser la structure, à saisir les données nécessaires, puis à exploiter les résultats générés par le logiciel afin d'établir une note de calcul conforme aux normes en vigueur.

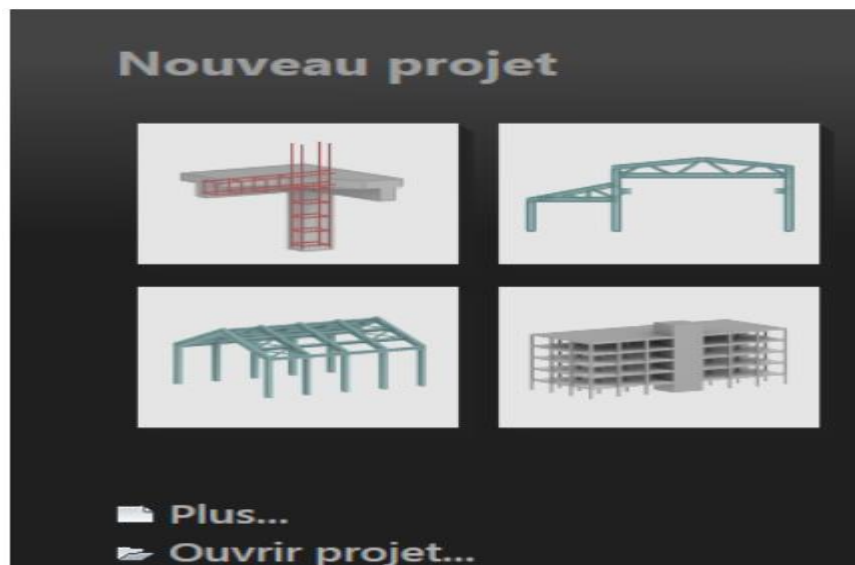
### VIII.2 Description du logiciel ROBOT :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel de calcul de structures basé sur la méthode des éléments finis. Il permet de modéliser, analyser et dimensionner une large gamme de structures de génie civil, qu'elles soient planes ou spatiales : treillis, portiques, structures mixtes, etc. Ce progiciel intègre des outils de CAO/DAO pour la création géométrique, l'application des charges, le choix des matériaux, la sélection des normes de calcul, ainsi que le paramétrage du type d'analyse à effectuer. Grâce à ses fonctionnalités avancées, il offre une solution complète pour le calcul, la vérification et l'optimisation des éléments structurels selon les réglementations en vigueur.

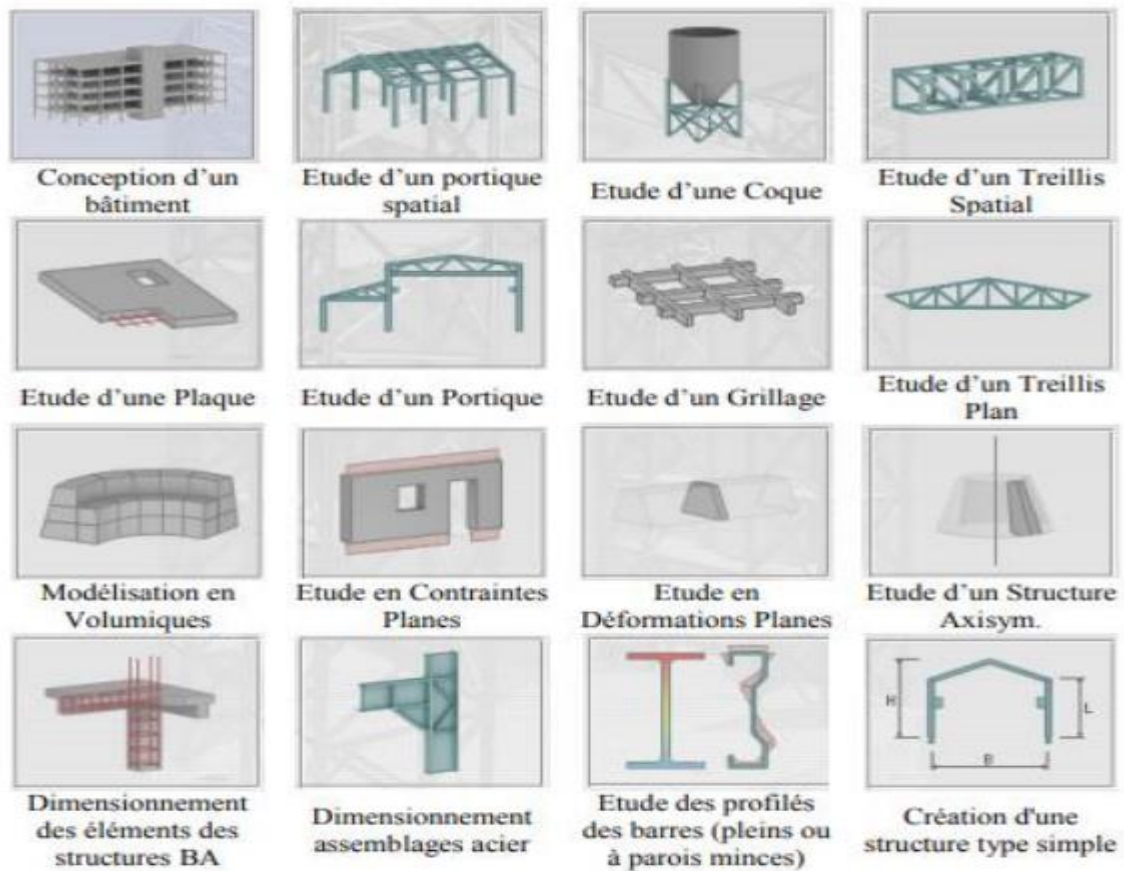
### VIII.3 Etape de modélisation de la structure avec robot :

#### VIII.3.1 Lancement de logiciel

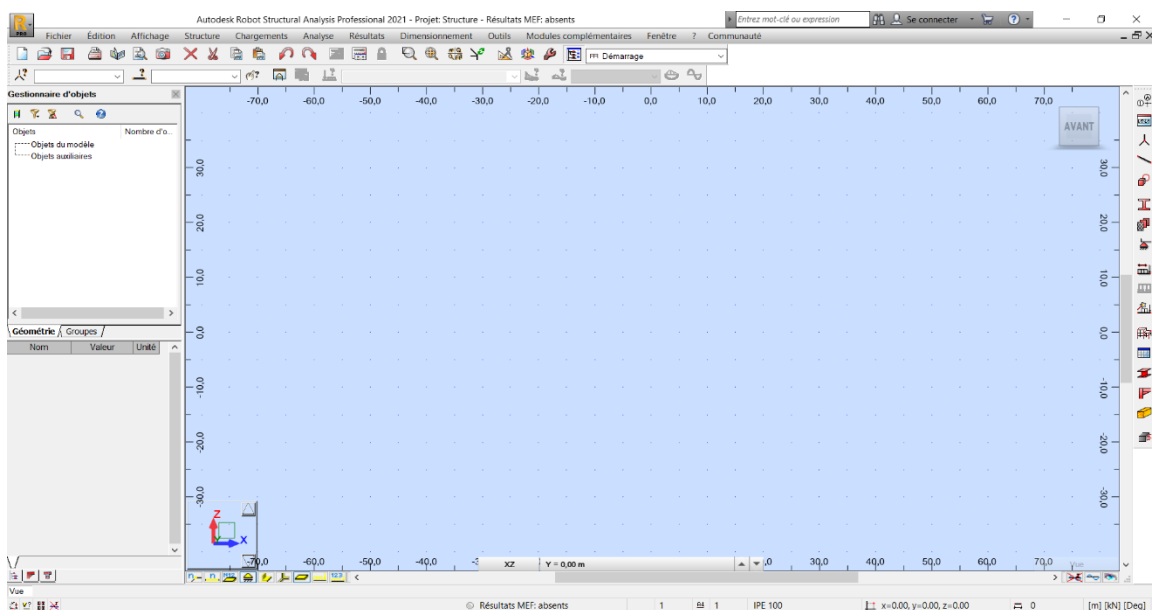
Au démarrage du logiciel, la fenêtre suivante apparaît pour sélectionner le type de structure ou l'élément qu'on veut étudier.



Pour faciliter la modélisation, ils ont mis plusieurs modules à choisir 2D ou 3D comme Portiques.

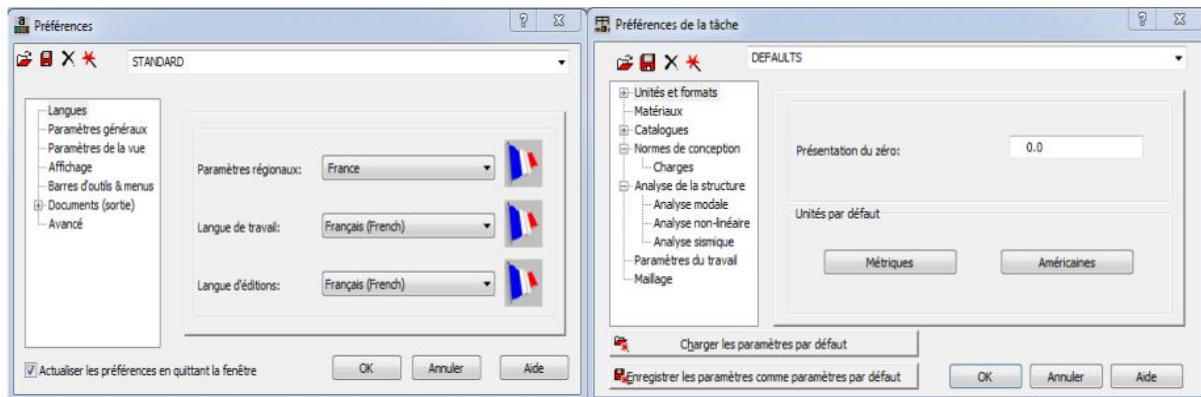


On sélectionne le module qui facilite la modélisation de notre bâtiment, La fenêtre principale apparaît qui contient le menu et les barres d'outils par défaut en haut et en bas et sur la droite et la fenêtre du gestionnaire des objets sur la gauche.



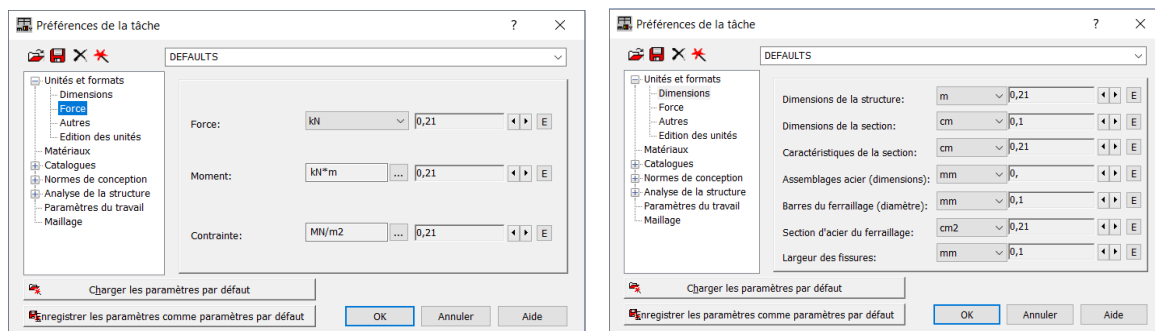
### VIII.3.2 Réglage des préférences et des préférences de la tâche :

Par cette fenêtre on peut changer les différents types de préférence telle que (langue, affichage, unités et formats, matériaux, catalogues, normes de conception, ...)



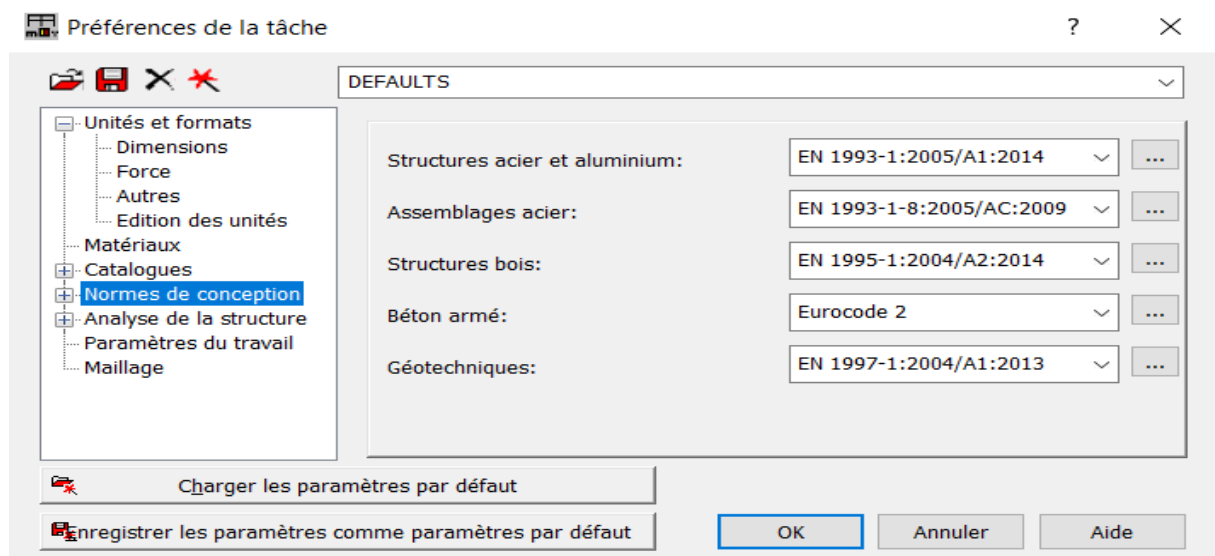
#### VIII.3.2.1 Unités et formats :

Par cette fenêtre on peut modifier les unités des dimensions, des efforts, angles et déplacements ...

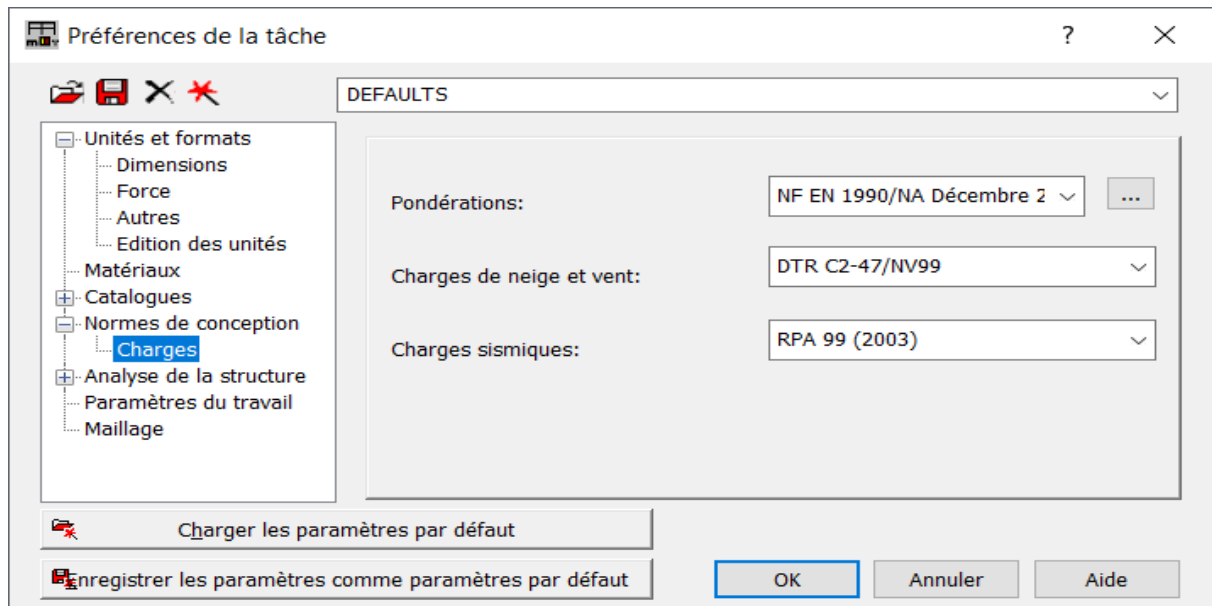


#### VIII.3.2.2 Normes de conception :

Robot contient plusieurs règlements et on peut choisir la norme utilisée dans notre pays par le menu déroulant :




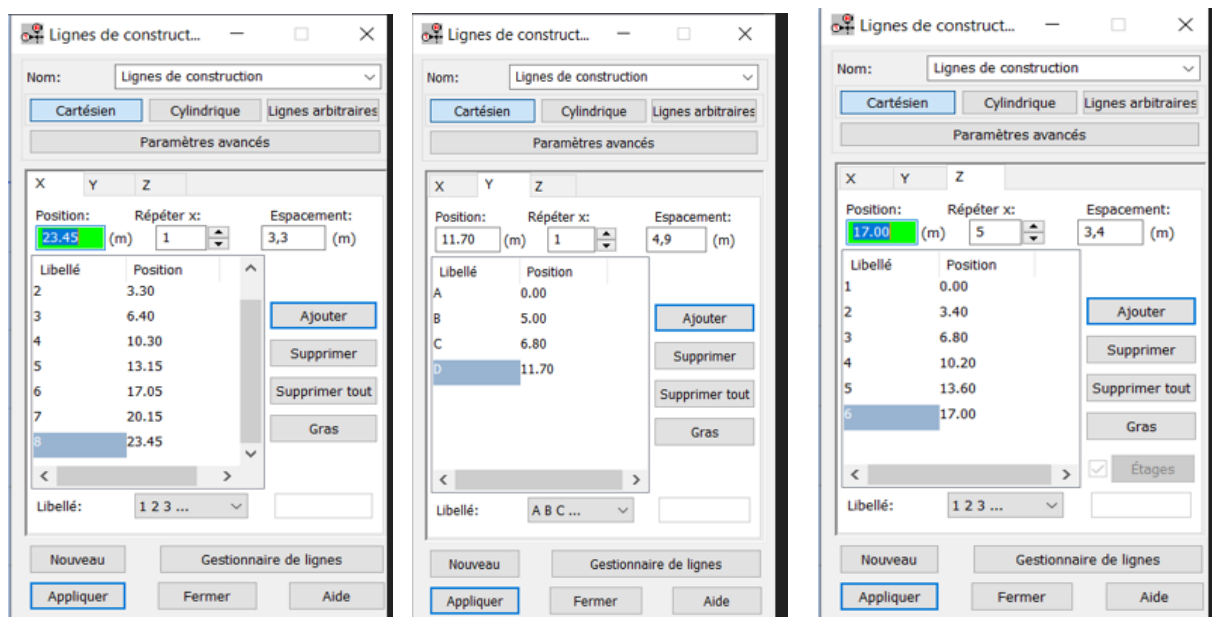
VIII.3.2.3 charges :



VIII.3.3 Modélisation du projet :

Les lignes de construction représentent les axes des éléments de la structure selon les directions X, Y et Z. Elles servent de base pour tracer et assembler les barres et poutres. La modélisation nécessite les dimensions globales de la structure ainsi que les détails des éléments, fournis par le plan détaillé

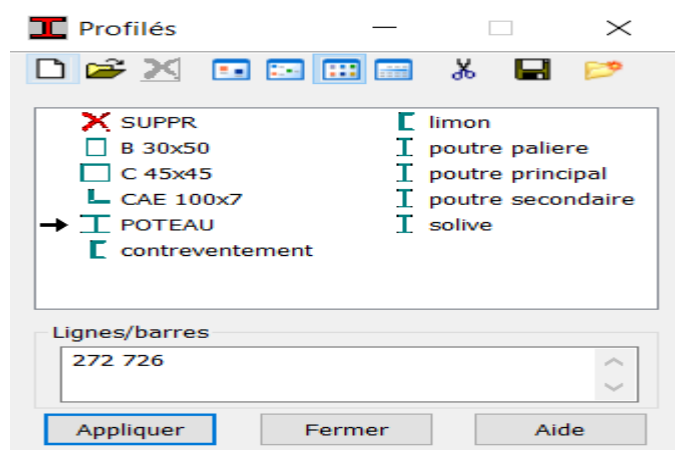
On commence à dessiner les lignes de construction par la  commande la première icône de la barre d'outils qui se trouve sur la droite de la fenêtre. En cliquant sur cette icône la boîte de dialogue suivante s'ouvre :



### VIII.3.4 Définition des sections :

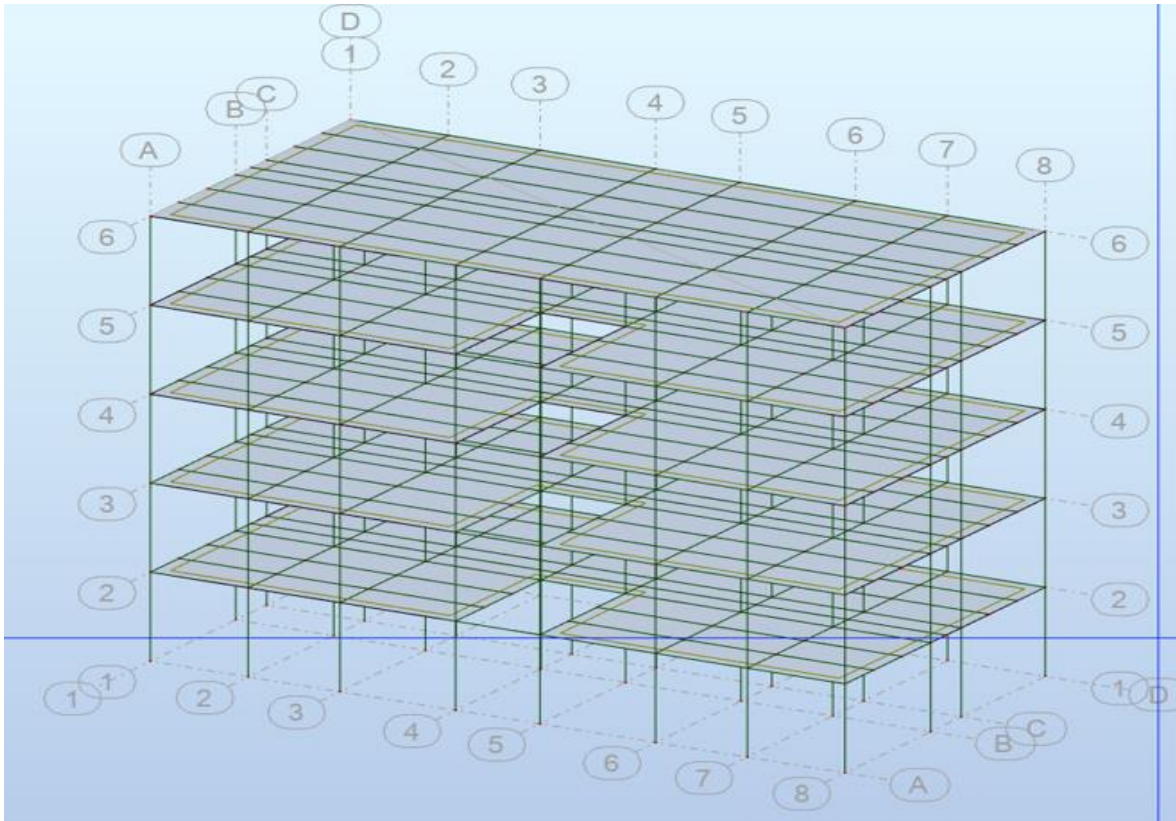
Pour définir les sections des éléments barres on utilise la commande Profilés de barres 

Par cette option on peut définir les sections de tous les éléments barres de la structure : poteaux, poutres, solives, contreventement...



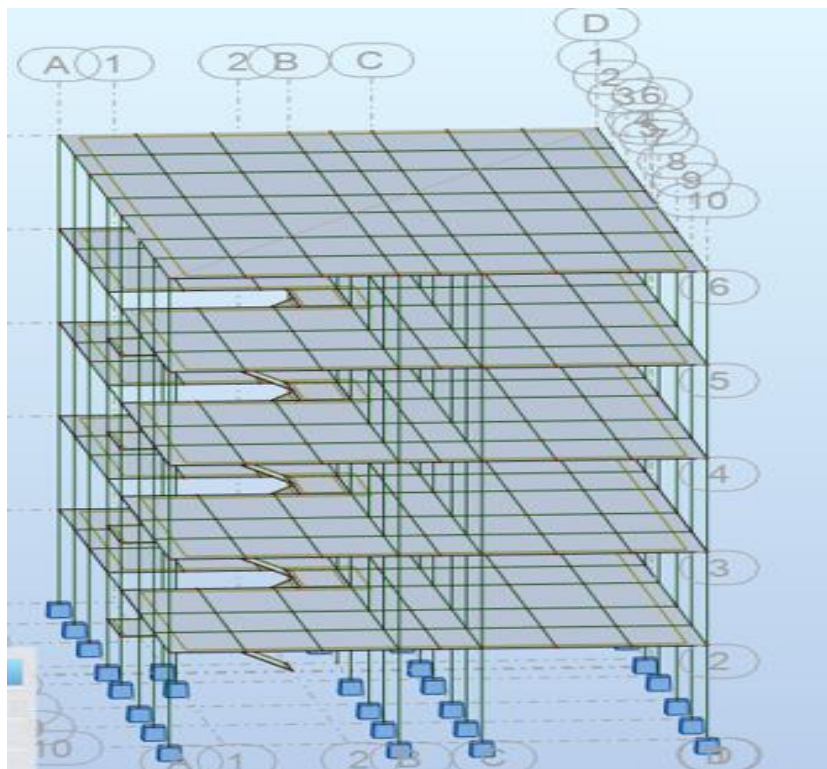
### VIII.3.5 Définition de la structure :

Maintenant qu'on a défini les lignes de construction et les sections des éléments de la structure, on commence à dessiner notre structure à l'aide des lignes de construction réalisées précédemment.



**VIII.3.6 Conditions d'appuis :**

Pour définir les appuis nodaux dans la structure on utilise la commande Appuis on va choisir l'encastrement. On aura la vue en 3D suivante :



### VIII.3.7 Chargement :

Le chargement d'une structure consiste à identifier les différents cas de charge en fonction de la nature des actions (charges permanentes, d'exploitation, dues au vent, à la neige, au séisme, etc.), puis à appliquer ces charges sur la structure (charges linéiques sur les barres, charges surfaciques, etc.) pour chacun des cas définis. Enfin, il s'agit de formuler les combinaisons appropriées entre les cas de charge

Dans notre cas on définit les charges surfaciques suivantes :

$$G \text{ étages} = 3,68 \text{ KN/m}^2 \quad Q \text{ étages} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G \text{ terrasse} = 4,68 \text{ KN/m}^2 \quad Q \text{ terrasse} = 1 \text{ KN/m}^2$$

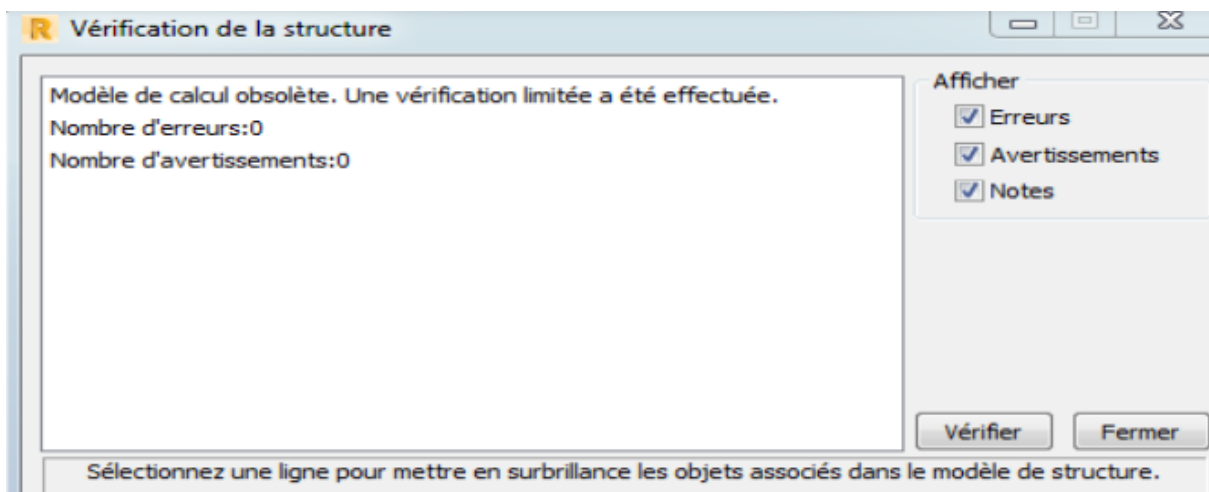
$$G \text{ neige} = 0.232 \text{ KN/m}^2 \quad V \text{ pignon} = 0,85 \text{ KN/m}^2 \quad V \text{ long-pan} = 0,85 \text{ KN/m}^2$$


$$G_{\text{mur}} = 2,36 \text{ KN/m}^2 \quad G \text{ escalier} = 4,79 \text{ KN/m}^2 \quad G \text{ acrotère} = 1,73 \text{ KN/m}^2$$

On ajoute les différentes combinaisons de charge

### VIII.3.8 Analyse de la structure :

Maintenant qu'on a fini avec la modélisation de notre structure, on passe au calcul et analyse de cette structure sous l'effet du chargement qu'on a défini. Avant de lancer le calcul il faut d'abord vérifier la structure s'il y a des erreurs de modélisation et des barres disjointes, on clique sur Analyse ► Vérifier structure.





Pour lancer le calcul on clique sur la commande  Calculer (Analyse ► Calculer)

### VIII.3.9 Résultat d'analyse :

Pour afficher les résultats de l'analyse de la structure et les diagrammes des efforts internes, des déformées, des contraintes et des réactions on sélectionne Résultats dans le menu démarrage de la barre d'outils supérieure.

### VIII.3.10 Les assemblages :

Pour faire les assemblages des éléments de la structure, on sélectionne Assemblages dans le menu démarrage de la barre d'outils supérieure. On sélectionne les différents éléments à qui on va faire l'assemblage avec l'icône . Une fois que toutes les modifications qui concernent l'assemblage sont faites on passe au calcul avec l'icône .

### VIII.3.11 Note de calcul :

Les notes de calcul regroupent toutes les informations saisies, les résultats des calculs ainsi que les résultats du dimensionnement et ceux des assemblages. De plus, tous les graphiques, tableaux et vues issus de Robot peuvent être intégrés dans la note de calcul.

**chapitre IX :**  
**Vérification des éléments**

## IX.1 Introduction :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2021, les notes de calcul sont données par famille en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité. Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important

## IX.2 Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments de notre structure (les éléments structuraux et secondaires), on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel ROBOT. On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré-dimensionné, puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

## IX.3 Vérification des éléments :

### IX.3.1 Poteau (HEA 340) :

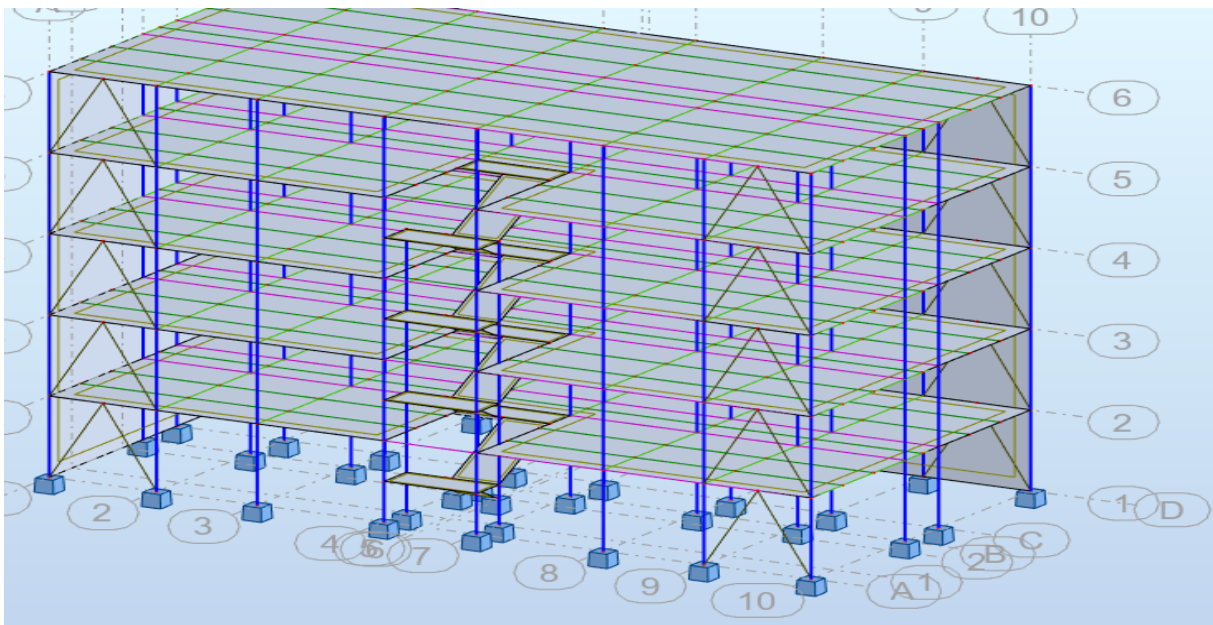


Figure IX. 1: position des poteaux.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 poteau

PIECE: 7 Poteau\_7

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 ELU /73/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.35 + 4\*1.35 + 6\*1.05 + 7\*1.05 + 8\*0.75 + 9\*1.50 + 11\*1.35 + 12\*1.35 + 38\*1.35 + 39\*1.35

MATERIAU:

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: POTEAU**

h=33.0 cm	gM0=1.1	gM1=1.1	
b=30.0 cm	Ay=110.39 cm <sup>2</sup>	Az=44.95 cm <sup>2</sup>	Ax=133.47 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=27693.10 cm <sup>4</sup>	Iz=7436.00 cm <sup>4</sup>	Ix=127.71 cm <sup>4</sup>
tf=1.7 cm	Wply=1850.48 cm <sup>3</sup>	Wplz=755.95 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 531.60 kN	My,Ed = -5.41 kN*m	Mz,Ed = 33.33 kN*m	Vy,Ed = 18.81 kN
Nc,Rd = 3136.55 kN	My,Ed,max = -5.41 kN*m	Mz,Ed,max = 33.33 kN*m	Vy,T,Rd = 1497.65 kN
Nb,Rd = 2670.20 kN	My,c,Rd = 434.86 kN*m	Mz,c,Rd = 177.65 kN*m	Vz,Ed = 0.97 kN
	MN,y,Rd = 414.71 kN*m	MN,z,Rd = 177.65 kN*m	Vz,T,Rd = 609.83 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 3.40 m	Lam_y = 0.25
Lcr,y = 3.40 m	Xy = 0.98
Lamy = 23.60	kzy = 0.45



en z:

Lz = 3.40 m	Lam_z = 0.49
Lcr,z = 3.40 m	Xz = 0.85
Lamz = 45.55	kzz = 0.52

**FORMULES DE VERIFICATION:**

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

- N,Ed/Nc,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.4.(1))
- My,Ed/MN,y,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
- Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
- (My,Ed/MN,y,Rd)<sup>2.00</sup> + (Mz,Ed/MN,z,Rd)<sup>1.00</sup> = 0.19 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
- Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
- Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
- Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)\*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
- Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)\*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

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

- Lambda,y = 23.60 < Lambda,max = 210.00      Lambda,z = 45.55 < Lambda,max = 210.00      STABLE
- N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.25 < 1.00 (6.3.3.(4))
- N,Ed/(Xz\*N,Rk/gM1) + kzy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kzz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.30 < 1.00 (6.3.3.(4))

**Profil correct!!!**

IX.3.2 Poutres principale (IPE 300) :

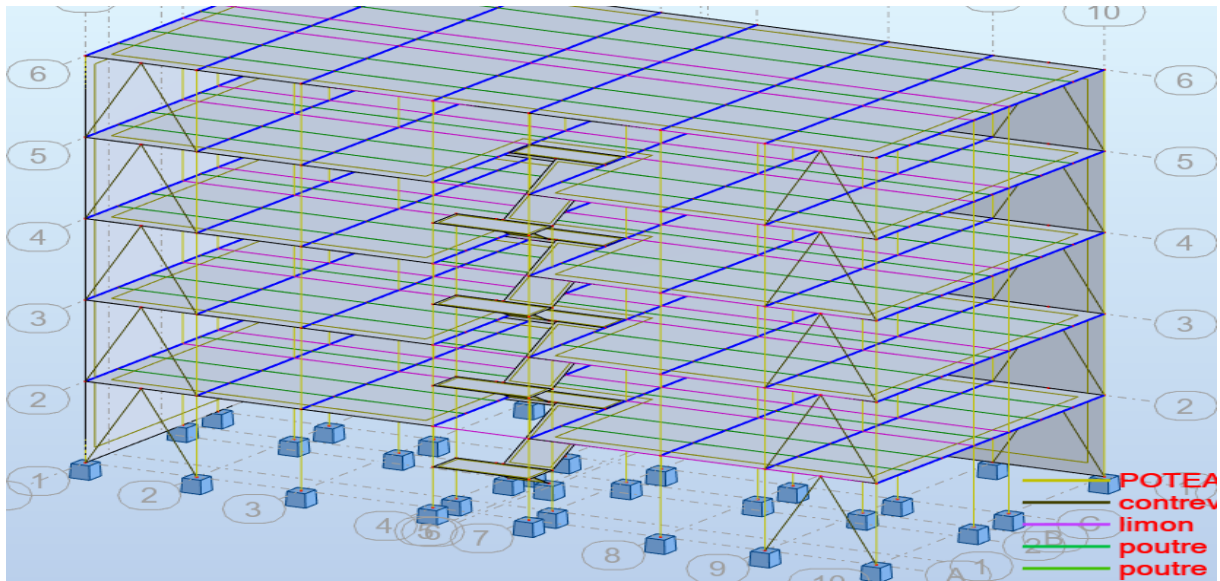


Figure IX. 2: position des poutres principales.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 poutre principal

PIECE: 547 Poutre\_547  
m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 5.00

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 ELU /16/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.35 + 4\*1.35 + 5\*1.50 + 6\*1.50 + 8\*0.75 + 11\*1.35 + 12\*1.35 + 38\*1.35 + 39\*1.35

MATERIAU:

S 235 ( S 235 ) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: poutre principal

h=30.0 cm	gM0=1.1	gM1=1.1	
b=15.0 cm	Ay=36.16 cm <sup>2</sup>	Az=25.68 cm <sup>2</sup>	Ax=53.81 cm <sup>2</sup>
tw=0.7 cm	Iy=8356.11 cm <sup>4</sup>	Iz=603.78 cm <sup>4</sup>	Ix=19.47 cm <sup>4</sup>
tf=1.1 cm	Wply=628.40 cm <sup>3</sup>	Wplz=125.22 cm <sup>3</sup>	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 20.52 kN	My <sub>Ed</sub> = -64.24 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 0.12 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -0.12 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 1264.58 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -64.24 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = 0.12 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 488.62 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 1264.58 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 147.67 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 29.43 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -70.22 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 147.67 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 29.43 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 347.50 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 83.90 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.03 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 96.36 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.56
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 1.24	fi,LT = 1.22	XLT,mod = 0.57

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\sigma_{M0}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_x/(\sqrt{3})\sigma_{M0}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

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

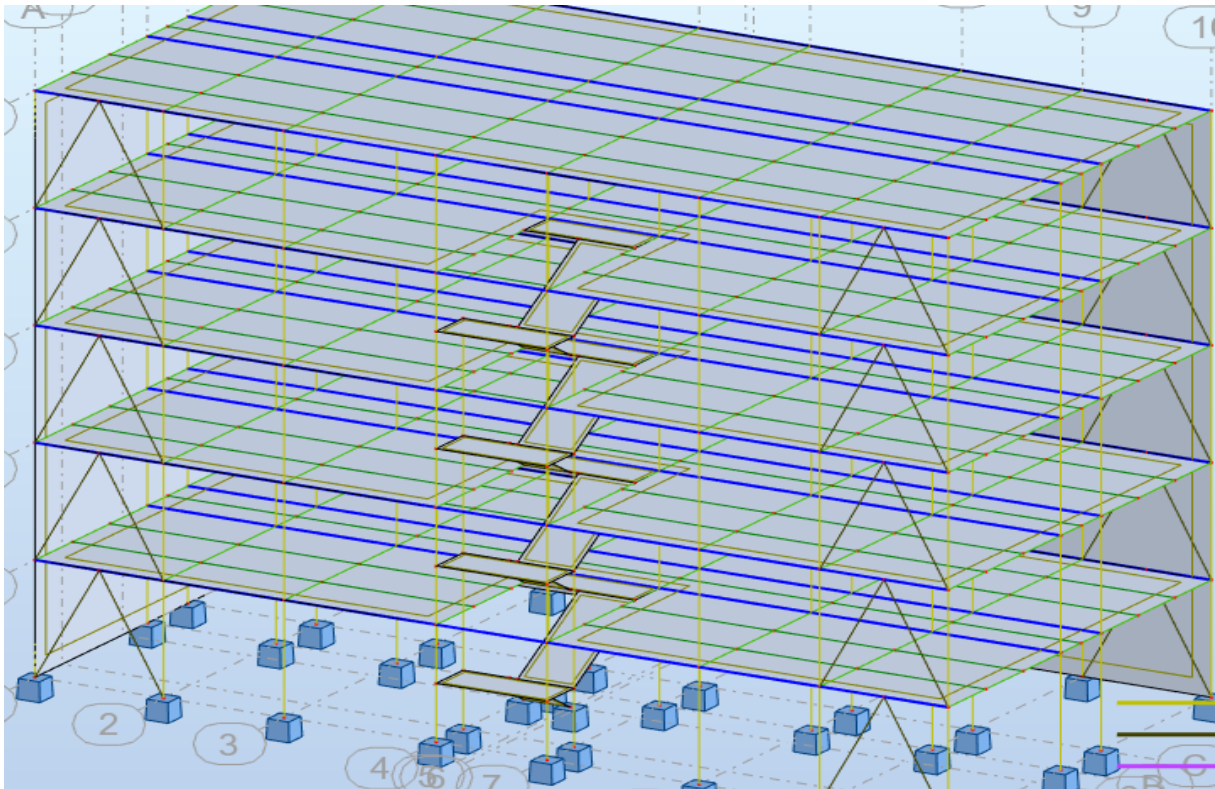
$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

*Profil correct !*

### IX.3.3 Poutres secondaires :



**Figure IX. 3:** position des poutres secondaires.

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

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

**FAMILLE:** 4 poutre secondaire

**PIECE:** 440 Poutre\_440

**POINT:** 3

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 3.90

m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 17 ELU /73/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.35 + 4\*1.35 + 6\*1.05 + 7\*1.05 + 8\*0.75 + 9\*1.50 + 11\*1.35 +

$$12 \cdot 1.35 + 38 \cdot 1.35 + 39 \cdot 1.35$$

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: poutre secondaire**

h=20.0 cm	gM0=1.1	gM1=1.1	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm <sup>2</sup>	Az=14.00 cm <sup>2</sup>	Ax=28.48 cm <sup>2</sup>
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm <sup>4</sup>	Iz=142.37 cm <sup>4</sup>	Ix=7.02 cm <sup>4</sup>
tf=0.9 cm	Wply=220.64 cm <sup>3</sup>	Wplz=44.61 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 6.51 kN	My,Ed = -21.78 kN*m	Mz,Ed = 1.24 kN*m	Vy,Ed = -0.64 kN
Nc,Rd = 669.28 kN	My,Ed,max = -21.78 kN*m	Mz,Ed,max = -1.25 kN*m	Vy,T,Rd = 265.50 kN
Nb,Rd = 669.28 kN	My,c,Rd = 51.85 kN*m	Mz,c,Rd = 10.48 kN*m	Vz,Ed = -30.82 kN
	MN,y,Rd = 51.85 kN*m	MN,z,Rd = 10.48 kN*m	Vz,T,Rd = 189.85 kN
	Mb,Rd = 29.62 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 34.12 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.56
Lcr,low=3.90 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.21	XLT,mod = 0.57

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

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

$N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $My,Ed/MN,y,Rd = 0.42 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.12 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.29 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.16 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

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

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.74 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))  
 $N,Ed/(Xy \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.86 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N,Ed/(Xz \cdot N,Rk/gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{zz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.86 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

IX.3.4 Solive :

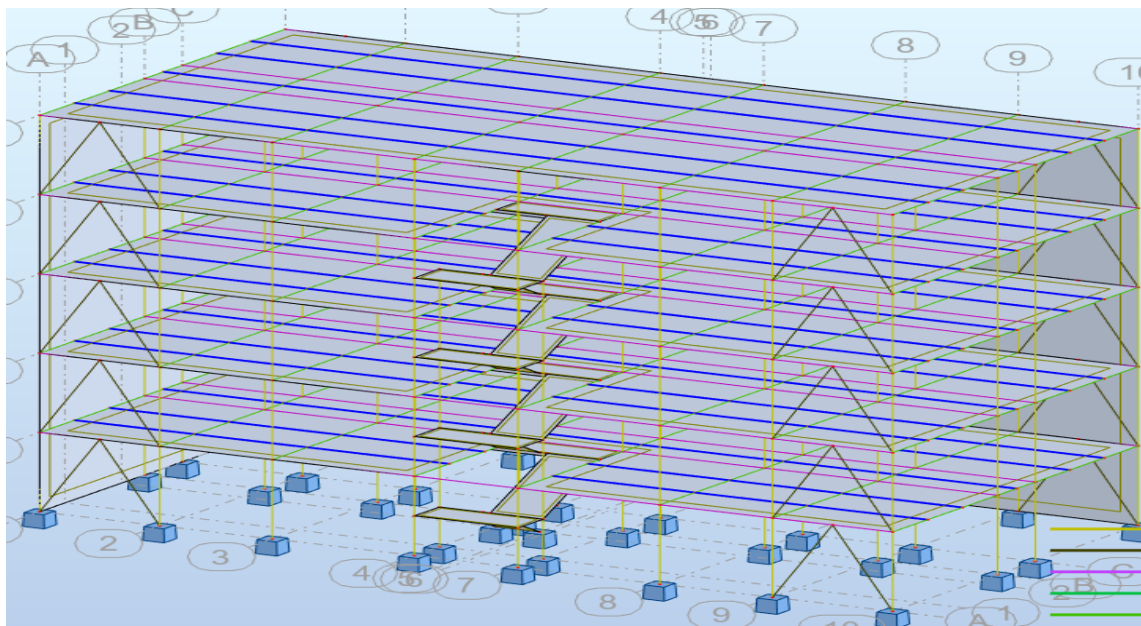


Figure IX. 4: position des solives.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 solive

PIECE: 468 Poutre\_468

POINT: 2

COORDONNEE:  $x = 0.50 L = 1.95 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif:  $17 \text{ ELU } /1/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50 + 6*1.50 + 7*1.50 + 8*0.75 + 9*0.90 + 11*1.35 + 12*1.35 + 38*1.35 + 39*1.35$

MATERIAU:

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: solive

$h = 18.0 \text{ cm}$

$b = 9.1 \text{ cm}$

$t_w = 0.5 \text{ cm}$

$t_f = 0.8 \text{ cm}$

$gM0 = 1.1$

$A_y = 16.21 \text{ cm}^2$

$I_y = 1316.96 \text{ cm}^4$

$W_{ply} = 166.42 \text{ cm}^3$

$gM1 = 1.1$

$A_z = 11.25 \text{ cm}^2$

$I_z = 100.85 \text{ cm}^4$

$W_{plz} = 34.60 \text{ cm}^3$

$A_x = 23.95 \text{ cm}^2$

$I_x = 4.90 \text{ cm}^4$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.19 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 562.76 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 562.76 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 14.59 \text{ kN*m}$

$M_{y,Ed,max} = 15.13 \text{ kN*m}$

$M_{y,c,Rd} = 39.11 \text{ kN*m}$

$MN_{,y,Rd} = 39.11 \text{ kN*m}$

$M_{b,Rd} = 21.24 \text{ kN*m}$

$M_{z,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$

$M_{z,Ed,max} = 0.68 \text{ kN*m}$

$M_{z,c,Rd} = 8.13 \text{ kN*m}$

$MN_{,z,Rd} = 8.13 \text{ kN*m}$

$V_{y,Ed} = -0.34 \text{ kN}$

$V_{y,T,Rd} = 219.84 \text{ kN}$

$V_{z,Ed} = 3.64 \text{ kN}$

$V_{z,T,Rd} = 152.61 \text{ kN}$

$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$

$L_{cr,upp} = 3.90 \text{ m}$

$M_{cr} = 23.86 \text{ kN*m}$

$\lambda_{m\_LT} = 1.28$

Courbe, LT - b

$\eta_{i,LT} = 1.26$

$X_{LT} = 0.53$

$X_{LT,mod} = 0.54$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.80 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.80 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

IX.3.5 Contreventement :

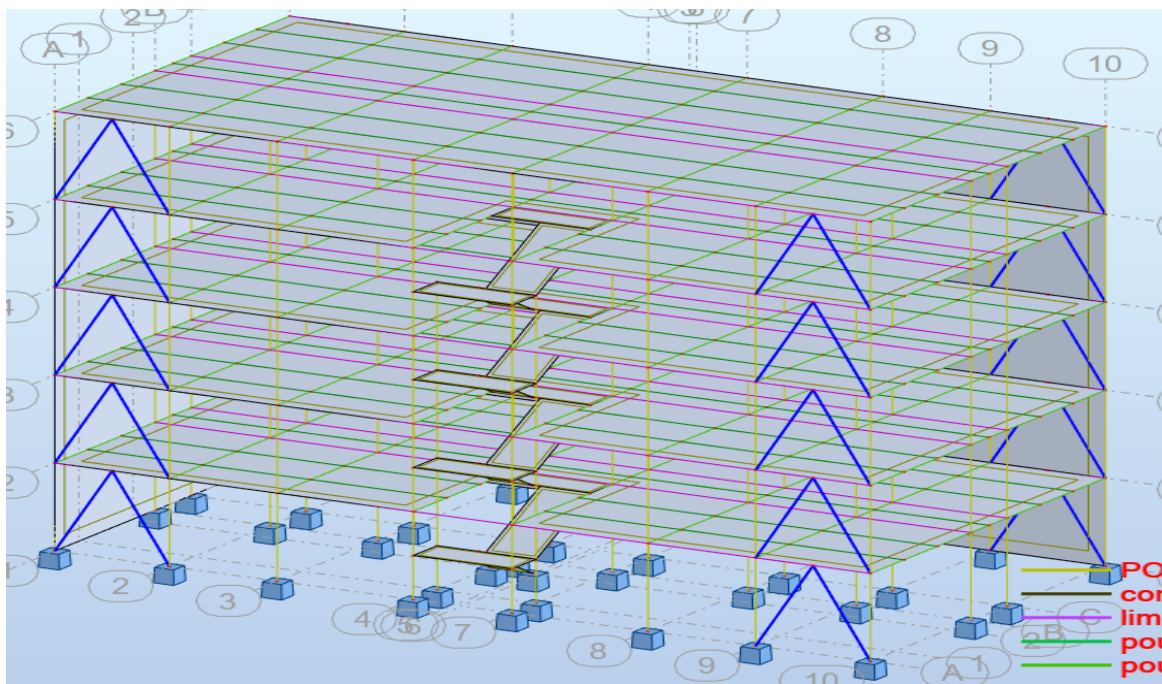


Figure IX. 5: position des contreventements.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 2 contreventement

PIECE: 703 Barre\_703

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 ELU /59/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.35 + 4\*1.35 + 5\*1.05 + 6\*1.05 + 7\*1.05 + 8\*0.75 + 9\*1.50 + 11\*1.35 + 12\*1.35 + 38\*1.35 + 39\*1.35

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: contreventement**

h=16.0 cm	gM0=1.1	gM1=1.1	
b=6.5 cm	Ay=15.04 cm <sup>2</sup>	Az=12.13 cm <sup>2</sup>	Ax=23.89 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=924.55 cm <sup>4</sup>	Iz=85.08 cm <sup>4</sup>	Ix=6.83 cm <sup>4</sup>
tf=1.1 cm	Wply=137.51 cm <sup>3</sup>	Wplz=35.16 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 47.92 kN	M <sub>y,Ed</sub> = -0.13 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = -2.57 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = -3.61 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 561.51 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = -0.32 kN*m	M <sub>z,Ed,max</sub> = -2.57 kN*m	V <sub>y,T,Rd</sub> = 203.64 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 98.57 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 32.31 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 8.26 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 0.15 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 32.08 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 8.20 kN*m	V <sub>z,T,Rd</sub> = 164.36 kN
			T <sub>t,Ed</sub> = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 3.78 m	Lam <sub>y</sub> = 0.65
Lcr,y = 3.78 m	Xy = 0.76
Lamy = 60.76	kzy = 0.61



en z:

Lz = 3.78 m	Lam <sub>z</sub> = 2.13
Lcr,z = 3.78 m	Xz = 0.18
Lamz = 200.27	kzz = 1.40

**FORMULES DE VERIFICATION:**

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

- N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.09 < 1.00 (6.2.4.(1))
- M<sub>y,Ed</sub>/MN<sub>y,Rd</sub> = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
- M<sub>z,Ed</sub>/MN<sub>z,Rd</sub> = 0.31 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
- (M<sub>y,Ed</sub>/MN<sub>y,Rd</sub>)<sup>1.00</sup> + (M<sub>z,Ed</sub>/MN<sub>z,Rd</sub>)<sup>1.00</sup> = 0.32 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
- V<sub>y,Ed</sub>/V<sub>y,T,Rd</sub> = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
- V<sub>z,Ed</sub>/V<sub>z,T,Rd</sub> = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
- Tau<sub>ty,Ed</sub>/(f<sub>y</sub>/(sqrt(3))\*gM0) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
- Tau<sub>tz,Ed</sub>/(f<sub>y</sub>/(sqrt(3))\*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

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

- Lambda<sub>y</sub> = 60.76 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00      Lambda<sub>z</sub> = 200.27 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00      STABLE
- N<sub>Ed</sub>/(X<sub>y</sub>\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + k<sub>yy</sub>\*M<sub>y,Ed,max</sub>/(XLT\*M<sub>y,Rk</sub>/gM1) + k<sub>yz</sub>\*M<sub>z,Ed,max</sub>/(M<sub>z,Rk</sub>/gM1) = 0.60 < 1.00 (6.3.3.(4))
- N<sub>Ed</sub>/(X<sub>z</sub>\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + k<sub>zy</sub>\*M<sub>y,Ed,max</sub>/(XLT\*M<sub>y,Rk</sub>/gM1) + k<sub>zz</sub>\*M<sub>z,Ed,max</sub>/(M<sub>z,Rk</sub>/gM1) = 0.93 < 1.00 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

IX.3.6 Poutres palières :

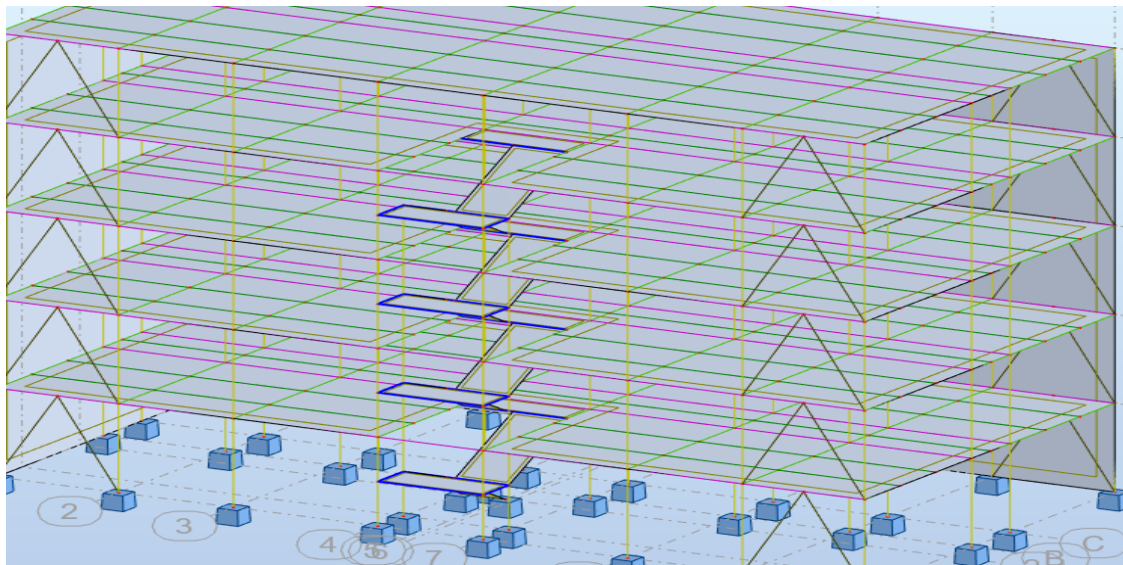


Figure IX. 6: position des poutres palières.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 poutre paliere

PIECE: 648 Poutre\_648

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 2.85

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 ELU /59/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.35 + 4\*1.35 + 5\*1.05 + 6\*1.05 + 7\*1.05 + 8\*0.75 + 9\*1.50 + 11\*1.35 + 12\*1.35 + 38\*1.35 + 39\*1.35

MATERIAU:

S 235 ( S 235 ) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: poutre paliere

h=22.0 cm	gM0=1.1	gM1=1.1	
b=11.0 cm	Ay=22.89 cm <sup>2</sup>	Az=15.88 cm <sup>2</sup>	Ax=33.37 cm <sup>2</sup>
tw=0.6 cm	Iy=2771.84 cm <sup>4</sup>	Iz=204.89 cm <sup>4</sup>	Ix=9.11 cm <sup>4</sup>
tf=0.9 cm	Wply=285.41 cm <sup>3</sup>	Wplz=58.11 cm <sup>3</sup>	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 0.57 kN	My <sub>Ed</sub> = -18.41 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 0.41 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -1.16 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 784.19 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -18.41 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = 1.62 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 310.33 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 784.19 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 67.07 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 13.66 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -30.00 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 67.07 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 13.66 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 215.35 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 48.77 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	M <sub>cr</sub> = 68.68 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.71
L <sub>cr,low</sub> = 2.85 m	Lam <sub>LT</sub> = 0.99	f <sub>i,LT</sub> = 0.97	XLT <sub>mod</sub> = 0.73

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$k_{yy} = 1.00$

$k_{zz} = 1.00$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

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

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.27 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.11 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.14 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

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

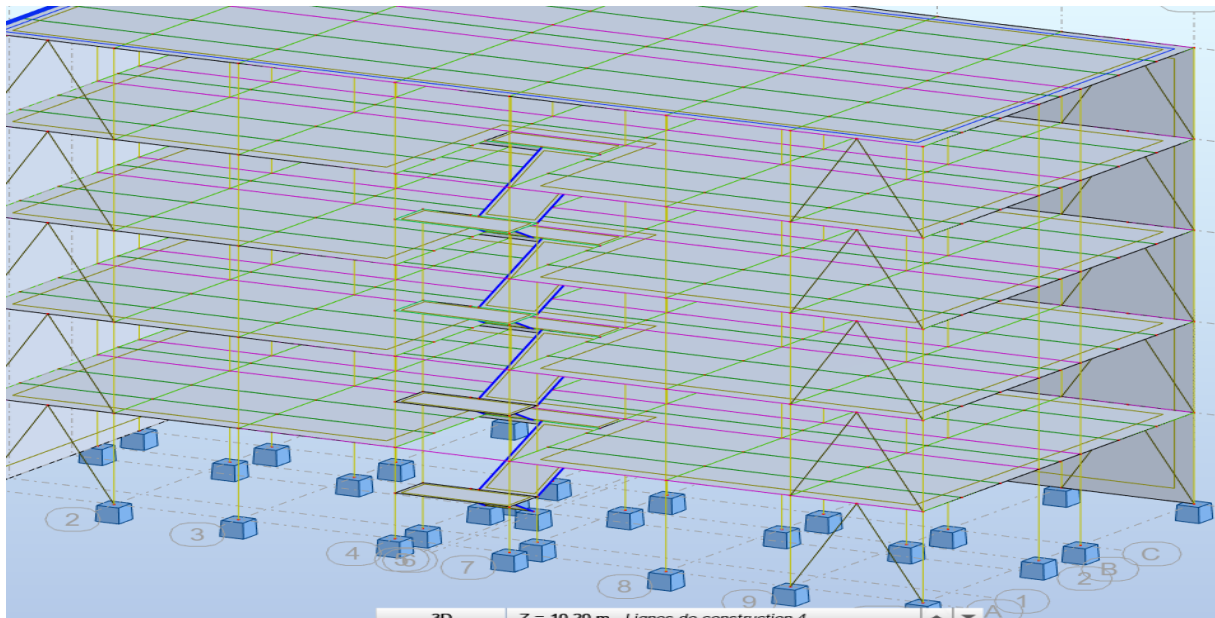
$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.38 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.50 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.50 < 1.00$  (6.3.3.(4))

*Profil correct !!!*

**IX.3.7 Limon :**



**Figure IX. 7:**position des limons.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

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

**FAMILLE:** 7 limon

**PIECE:** 676 Poutre\_676

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 17 ELU /59/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.35 + 4\*1.35 + 5\*1.05 + 6\*1.05 + 7\*1.05 + 8\*0.75 + 9\*1.50 + 11\*1.35 + 12\*1.35 + 38\*1.35 + 39\*1.35

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.00$  MPa

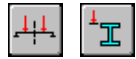


**PARAMETRES DE LA SECTION:** limon

h=16.0 cm	gM0=1.1	gM1=1.1	
b=6.5 cm	Ay=15.15 cm <sup>2</sup>	Az=12.24 cm <sup>2</sup>	Ax=24.00 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=925.00 cm <sup>4</sup>	Iz=85.30 cm <sup>4</sup>	Ix=7.39 cm <sup>4</sup>
tf=1.1 cm	Wply=138.00 cm <sup>3</sup>	Wplz=35.20 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 41.47 kN	My,Ed = -3.42 kN*m	Mz,Ed = 0.15 kN*m	Vy,Ed = 0.11 kN
Nc,Rd = 564.00 kN	My,Ed,max = -3.42 kN*m	Mz,Ed,max = -0.20 kN*m	Vy,T,Rd = 205.39 kN
Nb,Rd = 564.00 kN	My,c,Rd = 32.43 kN*m	Mz,c,Rd = 8.27 kN*m	Vz,Ed = 2.35 kN
	MN,y,Rd = 32.25 kN*m	MN,z,Rd = 8.23 kN*m	Vz,T,Rd = 165.98 kN
	Mb,Rd = 18.74 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 32.65 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.56
Lcr,low=3.19 m	Lam_LT = 1.00	fi,LT = 1.10	XLT,mod = 0.58

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$$kyy = 1.00$$



en z:

$$kzz = 1.00$$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

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

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My,Ed/MN,y,Rd = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(fy/(\sqrt{3})*gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(fy/(\sqrt{3})*gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

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

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

**IX.4 Conclusion :**

Après avoir terminé les vérifications permettant de satisfaire les conditions de stabilité et de résistance, on représente les différents éléments adoptés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IX. 1: les profils vérifiés**

Éléments		Profils adoptes
Solives	Etage courant	IPE 180
	Plancher terrasse	IPE 180
Poutres principales	Etage courant	IPE 300
	Plancher terrasse	IPE 300
Poutres secondaires	Etage courant	IPE 200
	Plancher terrasse	IPE 200
Poteaux		HEA 340
Poutres palières		IPE 220
Limon		UPN 160
contreventement		UPN 160

**chapitre X :**  
**Calcul des assemblages**

## X.1 Introduction :

Les assemblages jouent un rôle fondamental dans la cohésion des structures, en assurant la liaison entre les différents éléments tout en garantissant la continuité et le transfert des efforts mécaniques. Ils participent activement à la répartition des sollicitations, lesquelles figurent souvent parmi les plus importantes de l'ouvrage. Ces éléments, indispensables à l'intégrité structurelle, doivent être conçus et dimensionnés avec une rigueur au moins équivalente, sinon supérieure, à celle appliquée aux éléments porteurs eux-mêmes.

## X.2 Fonction des assemblages :

Dans le domaine de la construction métallique, les structures sont constituées d'éléments distincts qu'il convient d'assembler pour former un ensemble cohérent et stable. Ces assemblages peuvent être réalisés selon deux configurations principales :

- **Assemblage bout à bout** : par éclissage ou aboutement de pièces dans le prolongement l'une de l'autre ;
- **Assemblage de type concourant** : au niveau des points de jonction d'éléments convergents, comme dans les liaisons poutre-poteau, les treillis ou les structures réticulées.

Pour une modélisation fidèle aux principes de la résistance des matériaux, il est essentiel de distinguer deux catégories majeures d'assemblages.

- **Les assemblages articulés** : qui transmettent uniquement les efforts normaux (traction/compression) et les efforts tranchants, sans reprise de moments.
- **Les assemblages rigides** : capables de reprendre également les moments fléchissant, jouant ainsi un rôle déterminant dans la stabilité globale et la redistribution des efforts au sein de la structure.



La longueur : 300 mm

La largeur :  $l = 170$  mm

### X.3.1.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_i = \frac{Md_i}{\Sigma d_i}$$

$t_f = 8,5$  mm (IPE200)

$$d_6 = 60 - 10 - \frac{8,5}{2} = 45,75 \text{ mm}$$

$$d_5 = 45,75 + 55 = 100,75 \text{ mm}$$

$$d_4 = 100,75 + 55 = 155,75 \text{ mm}$$

$$d_3 = 155,75 + 80 = 235,75 \text{ mm}$$

$$d_2 = 235,75 + 55 = 290,75 \text{ mm}$$

$$d_1 = 290,75 + 55 = 345,75 \text{ mm}$$

$$\text{D'ou: } N_1 = \frac{M_{RD} \times d_1}{\Sigma d_i^2}$$

$$\Sigma d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 + d_5^2 + d_6^2$$

$$\dots = 345,75^2 + 290,75^2 + 235,75^2 + 155,75^2 + 100,75^2 + 45,75^2$$

$$\Sigma d_i^2 = 296158,375 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre  $\phi = 16$

$$A_S = 157 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_S$$

$$\dots = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157$$

$$f_p = 109,9 \text{ KN} \rightarrow \text{pour un boulon}$$

### X.3.1.1.2 Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{n \times f_p \times \Sigma d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 109,9 \times 296158,375}{345,75} \times 10^{-3} = 188,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 59,29 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 188,27 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

### X.3.1.1.3 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} < V_{Rd}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{70,23}{12} = 5,85 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{K_S \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{M_2}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 109,9}{1,25} = 26,38 \text{ KN}$$

- $K_S$  : 1 trou normal.
- $m$  : 1 plan de frottement.

- $\mu$  : 0.3 coefficient de frottement.
- $F_p$ : Précontrainte de calcul.

$$\frac{V_{sd}}{n} = 5,85 \text{ KN} < V_{Rd} = 26,38 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

X.3.1.1.4 Vérification a la résistance de lame du poteau (HEA 340) dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,rd}$$

- $F_v$  : Résistance de lame du poteau a la traction.
- $F_{t,rd}$  : Épaisseur de lame du poteau.

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} = 113,04 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{n - t_f} = \frac{13,7}{0,33 - 0,0165} = 43,7 \text{ KN}$$

$$F_v = 43,7 \text{ KN} > F_{t,rd} = 113,04 \text{ KN}$$

Condition non vérifier D'où la nécessité de raidissage : (raidisseur d'épaisseur de 10 mm)

X.3.1.1.5 Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone comprime :

$$N_{sd} \leq F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{K_{cp} \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M_1} + \sqrt{1 + 1,3 \left( \frac{b_{eff}}{n} \right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$t_{fb}$  : Épaisseur de la semelle poutre = 8 mm

$t_{fc}$  : Épaisseur de la semelle poteau = 16 mm

$t_p$  : Épaisseur de la platine extrémité = 20 mm

$r_c$  : Rayon de raccordement *ame/semelle* du poteau = 27 mm

$a_p$  : Épaisseur de la gorge de la soudure = 5 mm

$h$  : Hauteur de la section du profile = 330 mm

$t_{wc}$  : Épaisseur de l'ame du poteau = 10 mm

$$b_{eff} = t_{fb} + (2a_p \sqrt{2}) + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 8 + (2 \times 5 \times \sqrt{2}) + 5(16 + 27) + 2 \times 20$$

$$b_{eff} = 277,14 \text{ mm}$$

$\sigma_{csd}$  : contrainte normal de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment.

$$\sigma_{csd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{70,23}{133,5} + \frac{64,23 \times 10^2 \times 2,7}{27690} = 1,15$$

$$\sigma_{csd} = 1,15 \text{ KN/cm}^2$$

$$0.7f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{csd} = 1,15 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}}$$

$d_{wc}$ : hauteur utile du poteau HEA 340

$$d_{wc} = [h - 2(t_{fc} + r_c)] = [330 - 2(16 + 27)] = 244 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{27,714 \times 24,4 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1^2}} = 0.8 > 0.72$$

$$\rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0.2)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0.94$$

$$F_{c,rd} = \frac{1 \times 0.94 \times 277,14 \times 10 \times 235}{1,1 \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{277,14}{330}\right)^2}} = 401,98 \text{ KN}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\Sigma d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\Sigma d_i^2} = \frac{64,23 \times 345,75 \times 10^{-3}}{296158,375 \times 10^{-6}} = 74,99 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\Sigma d_i^2} = \frac{64,23 \times 290,75 \times 10^{-3}}{296158,375 \times 10^{-6}} = 63,06 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\Sigma d_i^2} = \frac{64,23 \times 235,75 \times 10^{-3}}{296158,375 \times 10^{-6}} = 51,13 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\Sigma d_i^2} = \frac{64,23 \times 155,75 \times 10^{-3}}{296158,375 \times 10^{-6}} = 33,78 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\Sigma d_i^2} = \frac{64,23 \times 100,75 \times 10^{-3}}{296158,375 \times 10^{-6}} = 21,85 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{M_{sd} \times d_6}{\Sigma d_i^2} = \frac{64,23 \times 45,75 \times 10^{-3}}{296158,375 \times 10^{-6}} = 9,92 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \Sigma N_i = 74,99 + 63,06 + 51,13 + 33,78 + 21,85 + 9,92 = 254,73$$

$$N_{sd} = 254,73 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 254,73 \text{ KN} < F_{c,rd} = 401,98 \text{ KN}$$

### Condition vérifiée

X.3.1.1.6 Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone cisaille :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M_0}} = \frac{0.58 \times 23.5 \times 33 \times 1}{1.1} = 408,9 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_{v,sd} = \frac{M_{sd}}{n-t_f} = \frac{64,23}{0,33-0,0165} = 204,88 \text{ KN}$$

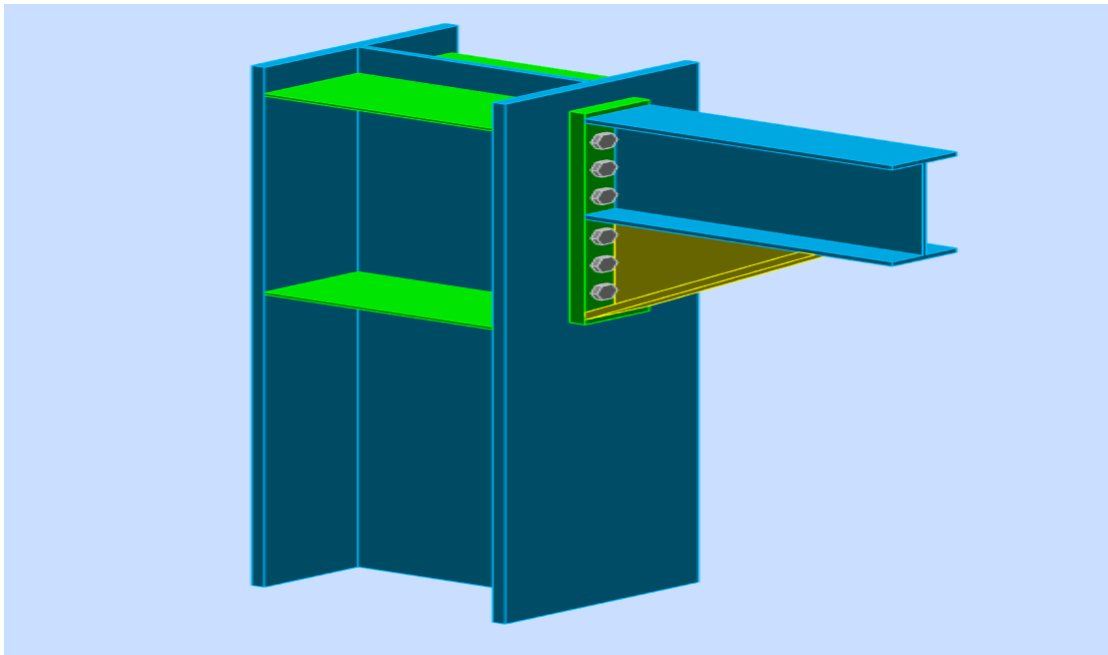
$$F_{v,sd} = 204,88 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 408,9 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**



### X.3.2 Assemblage avec ROBOT :

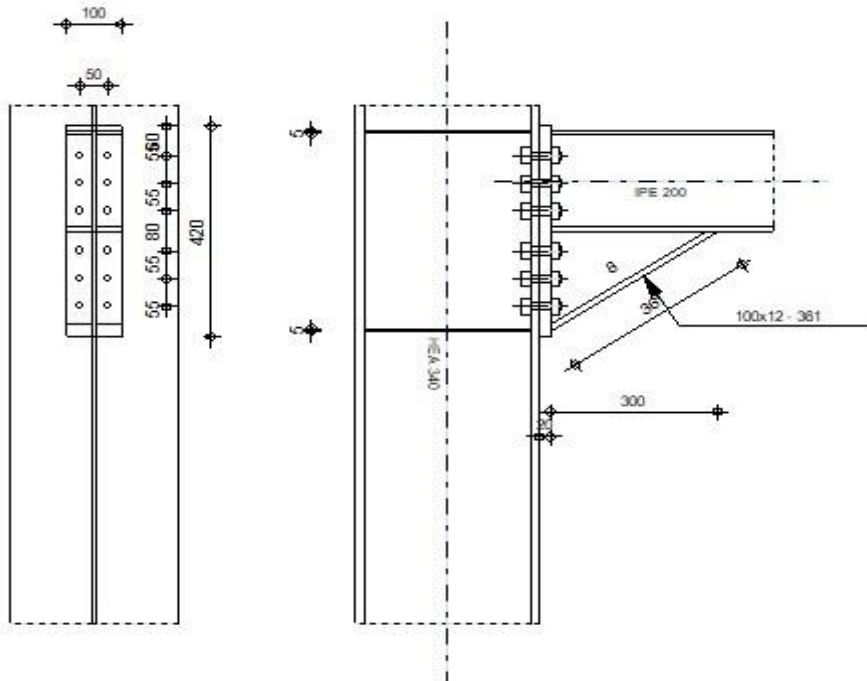
Le logiciel ROBOT nous permet de calculer les différents assemblages et les résultats des calculs sont comme suites :

### X.3.3 Assemblage Poteau (HEA 340) –Poutre secondaire(IPE200) :



**Figure X. 2:**assemblage poutre-poteau.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



**Général**

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

**Géométrie**

**Poteau**

Profilé: HEA 340

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 330$  [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 17$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 133,47$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 27693,10$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

**Poutre**

Profilé: IPE 200

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 200$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_f =$	100	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	28,48	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	1943,17	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	60	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i$ =	50	[mm]	
Entraxe $p_i =$	55;55;80;55;55	[mm]	

### Platine

$h_p =$	420	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	100	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### Jarret inférieur

$w_d =$	100	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	200	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	33,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	33,7	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	138	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	14,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,85		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	204,56	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	0,83		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} =$	191,52	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} =$	159	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,83		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,92		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} =$	175,79	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} =$	175,79	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
---------------------	--------	------	----------------------------------	---------------

**Résistances du poteau**

**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} =$	50,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	315	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} =$	158,58	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	44,9 5	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	44,9 5	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	395	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	4,80	$\left[ \frac{kN \cdot m}{\phantom{m}} \right]$	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	0,44	$\left[ \frac{kN \cdot m}{\phantom{m}} \right]$	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]

$A_{vs} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$M_{pl,sl,Rd} = 0,44 \text{ [kN*m]}$  Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 575,42 \text{ [kN]}$  Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,28 < 1,00$  **vérifié** (0,28)

**AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10 \text{ [mm]}$  Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 286 \text{ [mm]}$  Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,82$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [MPa]}$  Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 8,64 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = 728,81 \text{ [kN]}$  Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 243 \text{ [mm]}$  Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,87$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,89$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 2,76$  Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1,00$  Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = 670,23 \text{ [kN]}$  Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd} = 670,23 \text{ [kN]}$  Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

**Paramètres géométriques de l'assemblage**

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	-1	-	125	-	55	-8	-11	-11	-11	51	-59	-59	-59
2	-1	-	125	-	55	-8	151	-8	151	110	55	55	55
3	-1	-	125	-	68	-8	151	-8	151	135	68	68	68
4	-1	-	125	-	68	-8	151	-8	151	135	68	68	68
5	-1	-	125	-	55	-8	151	-8	151	110	55	55	55
6	-1	-	125	-	55	-8	-11	-11	-11	51	-59	-59	-59

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
----	---	----------------	---	----------------	---	---------------------	---------------------	--------------------	--------------------	-----------------------	-----------------------	----------------------	----------------------

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	17	-	25	-	55	104	99	99	99	107	78	78	78
2	17	-	25	-	55	104	97	97	97	110	55	55	55
3	17	-	25	-	68	104	97	97	97	135	68	68	68
4	17	-	25	-	68	104	97	97	97	135	68	68	68
5	17	-	25	-	55	104	97	97	97	110	55	55	55
6	17	-	25	-	55	104	97	97	97	107	76	76	76

**Résistance de l'assemblage à la flexion**

$F_{t,Rd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 214,98$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	130,84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 130,84$	130,84	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 429,95$	429,95	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 575,42$	575,42	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 670,23$	670,23	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 380,80$	380,80	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 175,79$	175,79	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	44,47	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 128,21$	128,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 429,95$	429,95	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 575,42 - 130,84$	444,57	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 670,23 - 130,84$	539,38	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 380,80 - 130,84$	249,95	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 175,79 - 130,84$	44,95	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 176,53 - 130,84$	45,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 419,41 - 130,84$	288,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 175,31 - 130,84$	44,47	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	0,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 128,21$	128,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 429,95$	429,95	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 575,42 - 175,31$	400,11	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 670,23 - 175,31$	494,92	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 380,80 - 175,31$	205,49	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 175,79 - 175,31$	0,49	Ame de la poutre - compression
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 262,29 - 44,47$	217,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 140,73 - 175,31$	-34,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 405,88 - 44,47$	361,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 161,21 - 44,47$	116,74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 630,24 - 175,31$	454,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 264,14 - 175,31$	88,83	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 128,21$	128,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 429,95$	429,95	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 575,42 - 175,79$	399,62	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 670,23 - 175,79$	494,43	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 380,80 - 175,79$	205,00	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 175,79 - 175,79$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 286,60 - 0,49$	286,12	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 385,67 - 44,95$	340,72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 279,42 - 175,79$	103,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 421,66 - 0,49$	421,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 177,66 - 0,49$	177,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 616,71 - 44,95$	571,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 250,04 - 44,95$	205,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 841,07 - 175,79$	665,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 352,97 - 175,79$	177,17	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

<b>Nr</b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>F<sub>tj,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,fc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,ep,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,Rd</sub></b>	<b>B<sub>p,Rd</sub></b>
1	343	130,84	226,08	-	226,08	130,84	226,08	429,95
2	288	44,47	-	-	226,08	128,21	226,08	429,95
3	233	0,49	-	-	226,08	128,21	226,08	429,95
4	153	-	-	-	226,08	128,21	226,08	429,95
5	98	-	-	-	226,08	128,21	226,08	429,95
6	43	-	226,08	-	226,08	128,21	226,08	429,95

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$**

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 57,76 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,87 < 1,00$	vérifié	(0,87)
---------------------------------	---------------	---------	--------

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$134,82 < 360,00$	vérifié	(0,37)
---	-------------------	---------	--------

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$119,74 < 360,00$	vérifié	(0,33)
---	-------------------	---------	--------

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$67,41 < 259,20$	vérifié	(0,26)
---	------------------	---------	--------

**Rigidité de l'assemblage**

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 59 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	K <sub>eff,j</sub>	K <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	K <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	-8,96	-263,51
1	343	-1	96497	124	-2	-6,60	-226,15
2	288	-0	13938	87	-0	-0,57	-16,50
3	233	-0	13938	107	-0	-0,46	-10,79
4	153	-0	13938	107	-0	-0,30	-4,65
5	98	-0	13938	87	-0	-0,19	-1,90
6	43	-1	96497	121	-2	-0,82	-3,53

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$$S_{j,rig} = 6529,05 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 408,07 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

**Composant le plus faible:**

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

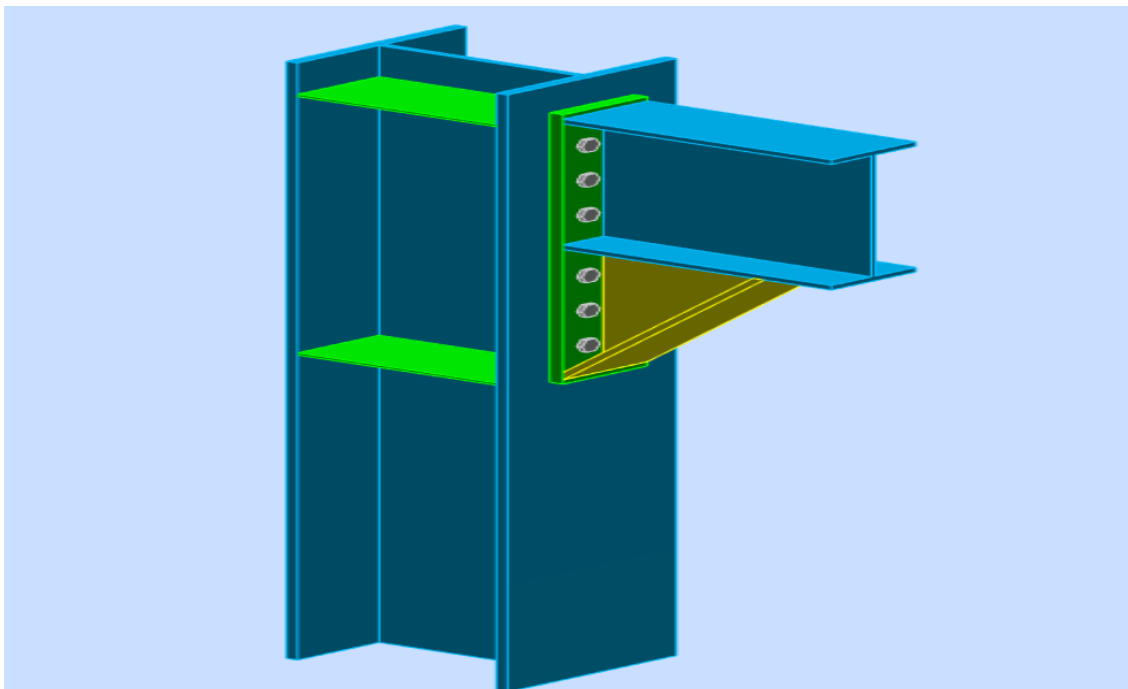
**Remarques**

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 20 [mm] < 27 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

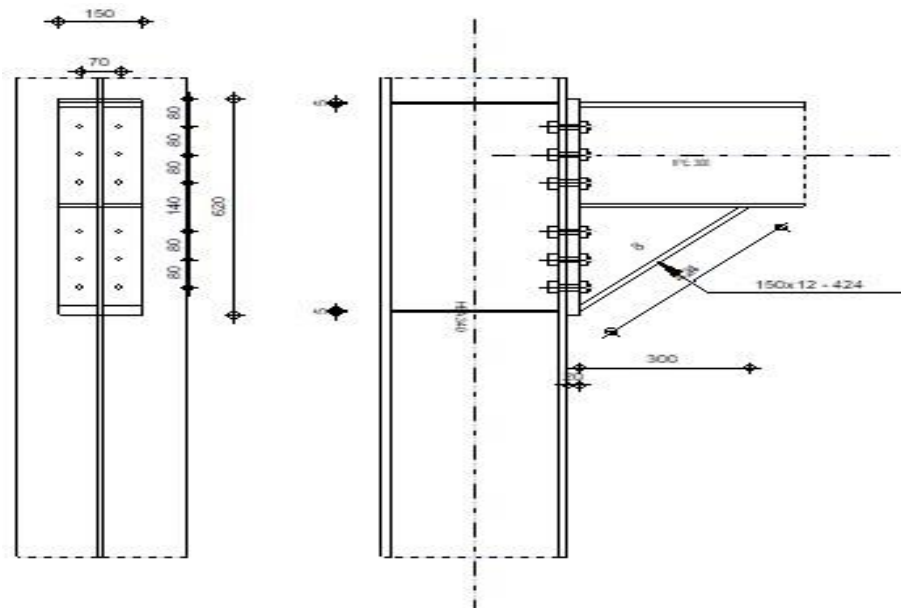
Ratio 0,87

**X.3.4 Assemblage Poteau (HEA340) – Poutre principal (IPE 300) :**



**Figure X. 3:**assemblage poutre-poteau.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b></p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	 <p>Ratio <b>0,48</b></p>
---	--	--



**Général**

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

**Géométrie**

**Poteau**

Profilé: HEA 340

- $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison
- $h_c = 330$  [mm] Hauteur de la section du poteau
- $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau
- $t_{wc} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
- $t_{fc} = 17$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
- $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau
- $A_c = 133,47$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau
- $I_{xc} = 27693,10$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau
- $f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

**Poutre**

Profilé: IPE 300

- $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison
- $h_b = 300$  [mm] Hauteur de la section de la poutre
- $b_f = 150$  [mm] Largeur de la section de la poutre
- $t_{wb} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{fb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	53,81	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	8356,11	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i$ =	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	80;80;140;80;80	[mm]	

### Platine

$h_p =$	620	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	150	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### Jarret inférieur

$w_d =$	150	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	45,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	45,0	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{\text{eff,c,wb}} =$	168	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vb}} =$	25,68	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,88		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{com,Ed}} =$	74,38	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{\text{wc}} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{\text{c,wb,Rd1}} =$	247,83	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{\text{wb}} =$	249	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,90		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,87		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{\text{c,wb,Rd2}} =$	214,57	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$				
$F_{\text{c,wb,Rd3}} =$	528,75	[kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{\text{c,wb,Rd,low}} =$	214,57	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
----------------------------	--------	------	----------------------------------	---------------

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	50,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	482	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{\text{wp,Ed}} =$	103,84	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{\text{vs}} =$	$\frac{44,9}{5}$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{\text{vc}} =$	$\frac{44,9}{5}$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	595	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{\text{pl,fc,Rd}} =$	4,80	$\left[ \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right]$	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{\text{pl,stu,Rd}} =$	0,44	$\left[ \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right]$	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]

$$A_{vs} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0,44 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 566,50 \text{ [kN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad \text{[6.2.6.1]}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

**AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(6)]}$$

$$b_{eff,c,wc} = 297 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,81 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$A_s = 8,64 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 742,31 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wc} = 243 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 0,88 \text{ Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,88 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_s = 2,76 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 675,88 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 675,88 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

**Paramètres géométriques de l'assemblage**

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	9	-	115	-	80	54	69	54	69	107	20	20	20
2	9	-	115	-	80	54	178	54	178	160	80	80	80
3	9	-	115	-	110	54	178	54	178	220	110	110	110
4	9	-	115	-	110	54	178	54	178	220	110	110	110
5	9	-	115	-	80	54	178	54	178	160	80	80	80
6	9	-	115	-	80	54	69	54	69	107	20	20	20

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	26	-	40	-	80	162	156	156	156	161	120	120	120
2	26	-	40	-	80	162	153	153	153	160	80	80	80
3	26	-	40	-	110	162	153	153	153	220	110	110	110
4	26	-	40	-	110	162	153	153	153	220	110	110	110
5	26	-	40	-	80	162	153	153	153	160	80	80	80
6	26	-	40	-	80	162	153	153	153	161	117	117	117

**Résistance de l'assemblage à la flexion**

$F_{t,Rd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 214,98$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	120,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 120,31$	120,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 261,01$	261,01	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 429,95$	429,95	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 566,50$	566,50	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 675,88$	675,88	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 708,89$	708,89	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 214,57$	214,57	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	94,26	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 120,31$	120,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 255,57$	255,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 429,95$	429,95	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 566,50 - 120,31$	446,19	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 675,88 - 120,31$	555,58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 708,89 - 120,31$	588,59	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 214,57 - 120,31$	94,26	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 415,61 - 120,31$	295,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 217,09 - 120,31$	96,78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 413,05 - 120,31$	292,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 333,44 - 120,31$	213,14	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 120,31$	120,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 255,57$	255,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 429,95$	429,95	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 566,50 - 214,57$	351,93	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 675,88 - 214,57$	461,31	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 708,89 - 214,57$	494,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 214,57 - 214,57$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 452,16 - 94,26$	357,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 385,67 - 94,26$	291,41	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 678,24 - 214,57$	463,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 418,35 - 214,57$	203,78	Ame du poteau - traction - groupe

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 405,07 - 94,26$	310,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 317,01 - 94,26$	222,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 627,73 - 214,57$	413,16	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 516,98 - 214,57$	302,41	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	$h_j$	$F_{ij,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	522	120,31	226,08	120,31	226,08	261,01	226,08	429,95
2	442	94,26	226,08	120,31	226,08	255,57	226,08	429,95
3	362	-	226,08	120,31	226,08	255,57	226,08	429,95
4	222	-	226,08	120,31	226,08	255,57	226,08	429,95
5	142	-	226,08	120,31	226,08	255,57	226,08	429,95
6	62	-	226,08	120,31	226,08	255,57	226,08	429,95

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$

$M_{j,Rd} = 104,36$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,48 < 1,00$  vérifié (0,48)

**Résistance des soudures**

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$   $41,84 < 360,00$  vérifié (0,12)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$   $37,82 < 360,00$  vérifié (0,11)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$   $20,92 < 259,20$  vérifié (0,08)

**Rigidité de l'assemblage**

$t_{wash} = 4$  [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} = 12$  [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

$h_{nut} = 16$  [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 59$  [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} = 4$  [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

Nr	$h_j$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	13,10	474,95

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
1	522	0	125	50	0	2,09	109,18
2	442	1	340	34	1	4,06	179,27
3	362	1	340	46	1	3,35	121,10
4	222	1	340	46	1	2,05	45,47
5	142	1	340	34	1	1,30	18,42
6	62	0	125	49	0	0,25	1,52

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$S_{j,rig} = 28076,53$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 1754,78$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

**Composant le plus faible:**

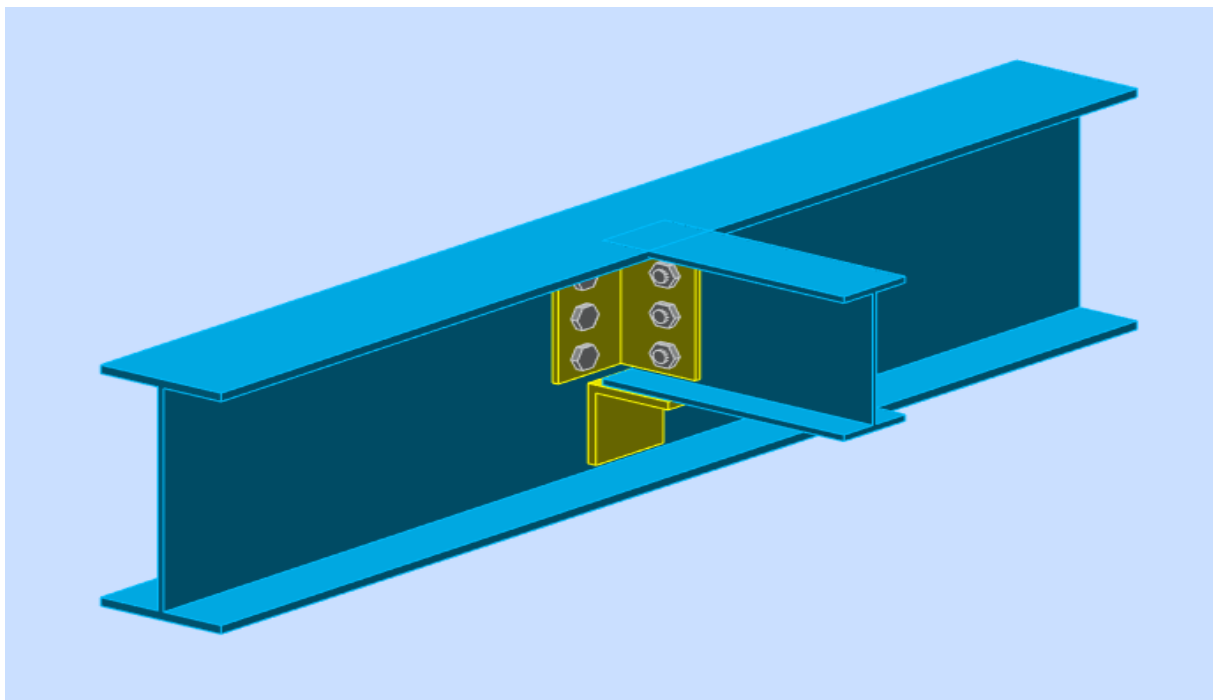
AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

**Remarques**

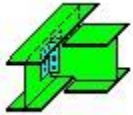
Angle entre l'aile de la contreplaque et l'aile de la poutre dépasse 45 degrés  $45,0$  [Deg] >  $45,0$  [Deg]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio  $0,48$

**X.3.5 Assemblage poutre principal (HEA 340) – solive (IPE 180) :**



**Figure X. 4:**assemblage poutre-solive.

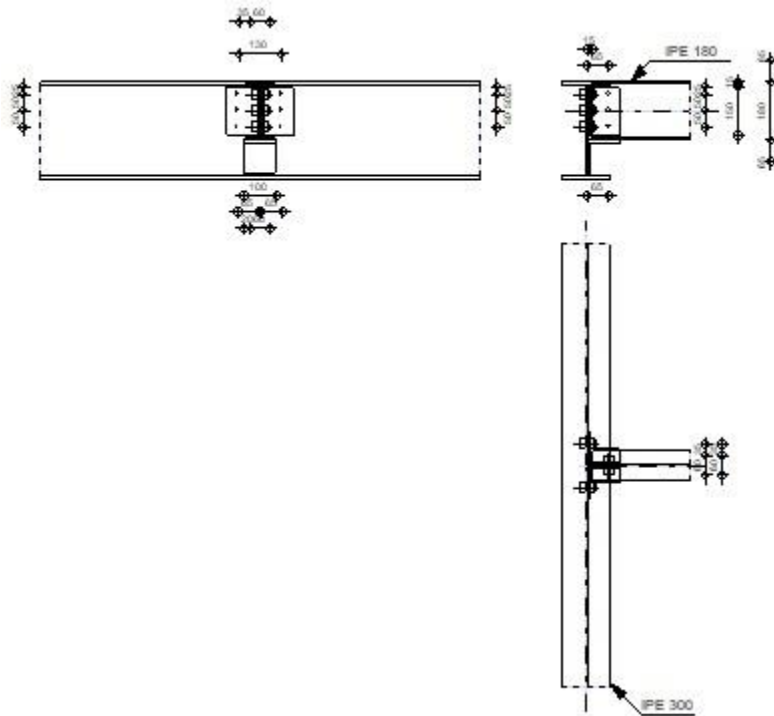


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

## Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio  
0,48

### Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure: 243

Barres de la structure: 302, 357

### Géométrie

#### Poutre principale

Profilé: IPE 300

Barre N°: 302

 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_g = 300$  [mm] Hauteur de la section poutre principale $b_{fg} = 150$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale $t_{wg} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale $t_{fg} = 11$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale

Profilé: IPE 300

$r_g = 15$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A_p = 53,81$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale

$I_{yp} = 8356,11$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

$f_{yg} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul

$f_{ug} = 360,00$  [MPa] Résistance à la traction

### Poutre

Profilé: IPE 180

Barre N°: 357

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 180$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_b = 91$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 5$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 9$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 23,95$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 1316,96$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul

$f_{ub} = 365,00$  [MPa] Résistance à la traction

### Cornière

Profilé: CAE 100x7

$h_k = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fk} = 7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_k = 150$  [mm] Longueur de la cornière

$f_{yk} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360,00$  [MPa] Résistance à la traction

### Appareil d'appui inférieur

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière  
 $t_{fk} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière  
 $r_k = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière  
 $f_{yk} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{uk} = 360,00$  [MPa] Résistance à la traction

**Boulons**

**Boulons assemblant la cornière à la poutre principale**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 18$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Résistance à la traction  
 $k = 1$  Nombre de colonnes des boulons  
 $w = 3$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 25$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_1 = 50$  [mm] Entraxe

**Boulons assemblant la cornière à la poutre**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 18$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Résistance à la traction  
 $k = 1$  Nombre de colonnes des boulons  
 $w = 3$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 25$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_1 = 50$  [mm] Entraxe

**Soudures**

$a_{td} = 5$  [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre principale

$a_{tbu} = 5$  [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

**Efforts**

Ca 17: ELU /25/  $1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50 + 7*1.50 + 11*1.35 + 12*1.35 + 38*1.35 + 39*1.35$

$N_{b,Ed} = 0,08$  [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 22,48$  [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 14,09$  [kN\*m] Moment fléchissant

**Résultats**

$N_{w,Ed} = 0,03$  [kN] Effort axial dans l'âme  $N_{w,Ed} = (N_{b,Ed} * A_w) / A_b$

$N_{fu,Ed} = 0,03$  [kN] Effort axial dans la semelle supérieure  $N_{fu,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$

$N_{fi,Ed} = 0,03$  [kN] Effort axial dans la semelle inférieure  $N_{fi,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$

**Boulons assemblant la cornière à la poutre principale**

**Résistance des boulons**

$F_{v,Rd} = 62,80$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon  $F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 113,04$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction  $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale**

Direction x

$k_{1x} = 2,19$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,19 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1x} = 71,61$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 0,68$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1z} = 55,29$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,19$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,19 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 45,76$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,46$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,46 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 37,33$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière**  
**cisaillement des boulons**

$e = 68$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 7,60  < 45,76$	vérifié	(0,17)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 3,75  < 37,33$	vérifié	(0,10)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$8,48 < 62,80$	vérifié	(0,13)

**Traction des boulons**

$e = 69$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 0,7$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$	
$F_{t,Ed} = 7,7$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$7,71 < 113,04$	vérifié	(0,07)

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$F_{v,Ed} = 8,48$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$	
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,18 < 1,00$	vérifié	(0,18)

**Boulons assemblant la cornière à la poutre**

**Résistance des boulons**

$F_{v,Rd} = 125,60$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon  $F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la poutre**

Direction x

$k_{1x} = 1,41$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	--

$k_{1x} > 0.0$   $1,41 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 0,93$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,93 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1x} = 32,35$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 0,37$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,37 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1z} = 22,93$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,19$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,19 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 0,65$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd2x} = 91,52$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 0,46$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,46 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd2z} = 74,67$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre**

**cisaillement des boulons**

$e = 69$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 1,54$   $\frac{[kN*m]}{m}$  Moment fléchissant réel  $M_0 = V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 0,01$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{Nx} = |N_{w,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 7,49$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant  $F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 15,4$   $\frac{[kN]}{1}$  Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x  $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$  [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z  $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

**cisaillement des boulons**

$e = 69$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$F_{x,Ed} = 15,4$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 7,49$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 17,1$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 32,3$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 22,9$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 15,42  < 32,35$	vérifié	(0,48)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 7,49  < 22,93$	vérifié	(0,33)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$17,15 < 125,60$	vérifié	(0,14)

**Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort axial)**

**Cornière**

$A_{nt} = 4,48$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 3,64$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 178,41$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot N_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 0,04  < 178,41$	vérifié	(0,00)
---------------------------------------	-------------------	---------	--------

**Poutre**

$A_{nt} = 3,39$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,35$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 158,01$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 0,08  < 158,01$	vérifié	(0,00)
-----------------------------	-------------------	---------	--------

**Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)**

**Cornière**

$A_{nt} = 1,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,60$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 102,1$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 11,24  < 102,19$	vérifié	(0,11)
---------------------------------------	--------------------	---------	--------

**Poutre**

$A_{nt} = 2,17 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,03 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 100,04 \text{ [kN]}$  Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$   $|22,48| < 100,04$  **vérifié** (0,22)

**Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous**

$A_t = 5,26 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,00 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$   $0,68 < 0,82$

$W_{net} = 23,58 \text{ [cm}^3\text{]}$  Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 5,54 \text{ [kN*m]}$  Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$   $|0,77| < 5,54$  **vérifié** (0,14)

$A_v = 10,50 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace en cisaillement  $A_v = I_a * t_{fa}$

$A_{v,net} = 6,72 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 91,18 \text{ [kN]}$  Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$   $|11,24| < 91,18$  **vérifié** (0,12)

**Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous**

$A_t = 4,25 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 3,29 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$   $0,70 < 0,80$

$W_{net} = 20,28 \text{ [cm}^3\text{]}$  Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 4,77 \text{ [kN*m]}$  Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$   $|1,54| < 4,77$  **vérifié** (0,32)

$A_v = 8,48 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 5,62 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 115,05 \text{ [kN]}$  Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$   $|22,48| < 115,05$  **vérifié** (0,20)

**Résistance des soudures**

**Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre principale**

$A_w = 15,00 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section des soudures

$\sigma_{\perp} = -36,88 \text{ [MPa]}$  Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

**Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre principale**

$A_w =$	15,00 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section des soudures		
$\tau_{\perp} =$	-36,88 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale		$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle		$\tau_{\parallel} = V_{b,Ed}/A_w$
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u$		$ -36,88  < 324,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)

$\beta_w =$	0,80	Coefficient de résistance des soudures		
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$		$73,77 < 360,00$	<b>vérifié</b>	(0,20)

**Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre**

$A_w =$	15,00 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section des soudures		
$F_{w,Ed} =$	-78,24 [kN]			$F_{w,Ed} = N_{fl,Ed} - M_{b,Ed}/h_b$
$\tau_{\parallel} =$	-52,16 [MPa]	Contrainte tangentielle		$\tau_{\parallel} = F_{w,Ed}/A_w$
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation		[Tableau 4.1]
$ \tau_{\parallel}  \leq f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$		$ -52,16  < 135,68$	<b>vérifié</b>	(0,38)

**Remarques**

Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre	150 [mm] > 146 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	7 [mm] < 9 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	7 [mm] < 9 [mm]
Hauteur de l'âme de la poutre principale trop faible	249 [mm] < 385 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	<b>Ratio 0,48</b>
--	-------------------

X.3.6 Assemblage Contreventement (UPN 160) :

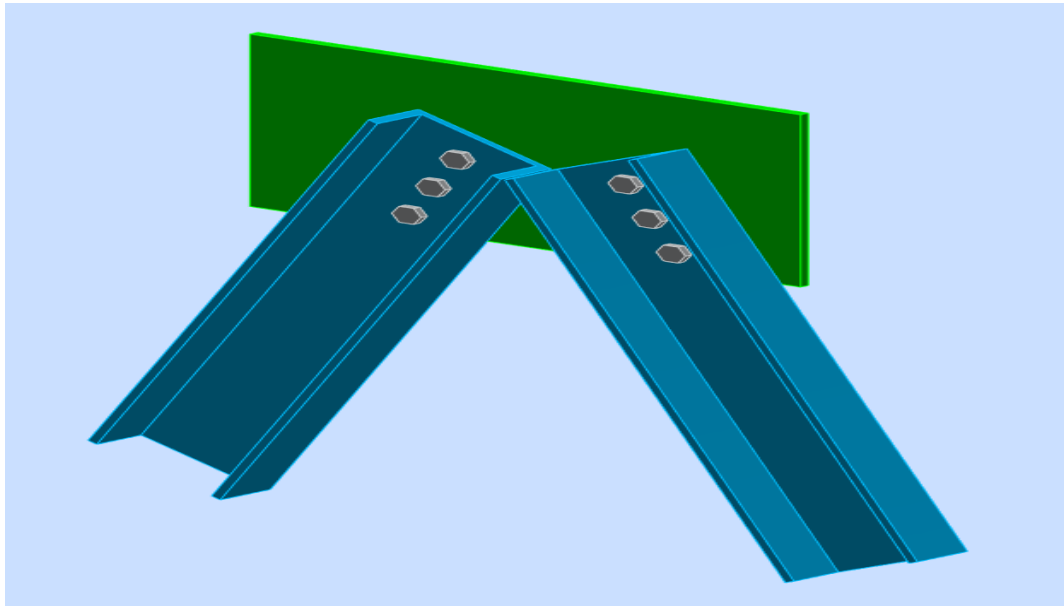
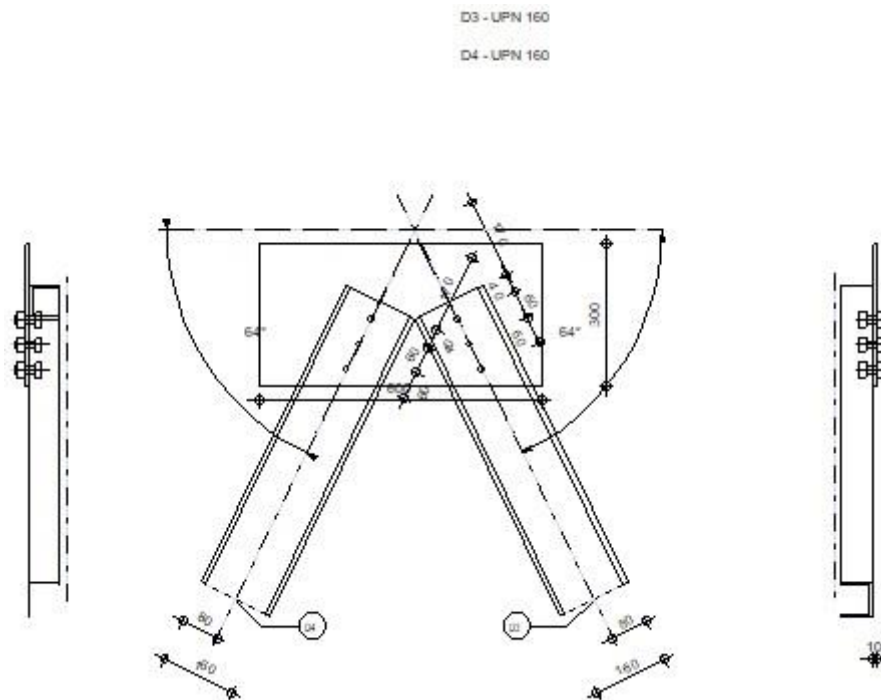


Figure X. 5: assemblage contreventement.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021  <b>Calcul de l'assemblage au gousset</b>                  EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	
		<p>Ratio  <b>0,23</b></p>



**Général**

Assemblage N°: 5  
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement  
 Noeud de la structure: 466  
 Barres de la structure: 714, 713,

**Géométrie**

**Barres**

		Barre 3	Barre 4				
<b>Barre N° :</b>		714	713				
<b>Profilé :</b>		UPN 160	UPN 160				
	h	160	160				mm
	b <sub>f</sub>	65	65				mm
	t <sub>w</sub>	8	8				mm
	t <sub>f</sub>	11	11				mm
	r	11	11				mm
	A	23,89	23,89				cm2
<b>Matériau :</b>		S 235	S 235				
	f <sub>y</sub>	235,00	235,00				MPa
	f <sub>u</sub>	360,00	360,00				MPa
<b>Angle</b>	α	64,1	64,1				Deg
<b>Longueur</b>	l	0,00	0,00				m

**Boulons**

**Barre 3**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9      Classe du boulon  
 d = 16 [mm]      Diamètre du boulon  
 d<sub>0</sub> = 18 [mm]      Diamètre du trou de boulon  
 A<sub>s</sub> = 1,57 [cm<sup>2</sup>]      Aire de la section efficace du boulon  
 A<sub>v</sub> = 2,01 [cm<sup>2</sup>]      Aire de la section du boulon  
 f<sub>yb</sub> = 900,00 [MPa]      Limite de plasticité  
 f<sub>ub</sub> = 1000,00 [MPa]      Résistance du boulon à la traction  
 n = 3      Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons

60; 60 [mm]

$e_1 = 40$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 80$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 170$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 4**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

- Classe = 10.9 Classe du boulon
- $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon
- $d_0 = 18$  [mm] Diamètre du trou de boulon
- $A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon
- $A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon
- $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité
- $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction
- $n = 3$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]

$e_1 = 40$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 80$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 170$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Gousset**

- $l_p = 600$  [mm] Longueur de la platine
- $h_p = 300$  [mm] Hauteur de la platine
- $t_p = 10$  [mm] Epaisseur de la platine

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-30;-180)

$e_v = 330$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

**Efforts**

C  
as 17: ELU /59/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.35 + 4\*1.35 + 5\*1.05 + 6\*1.05 + 7\*1.05 +  
: 8\*0.75 + 9\*1.50 + 11\*1.35 + 12\*1.35 + 38\*1.35 + 39\*1.35

$N_{b3,Ed} = -43,68$  [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 6,22$  [kN] Effort axial

**Résultats**

**Barre 3**

**Résistance des boulons**

$F_{v,Rd} = 62,80$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot t / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,74 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 64,0$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 86,40$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,68$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 78,5$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 115,20$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

**Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons**

**cisaillement des boulons**

$F_{Rdx} = 64,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ -14,56  < 64,00$	<b>vérifié</b> (0,23)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 86,40$	<b>vérifié</b> (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$14,56 < 62,80$	<b>vérifié</b> (0,23)

**Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous**

$A_{net} = 22,54$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 584,34$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 561,51$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed}  \leq N_{tRd}$	$ -43,68  < 584,34$	<b>vérifié</b> (0,07)
$ N_{b3,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -43,68  < 561,51$	<b>vérifié</b> (0,08)

**Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc**

$A_{nt} = 5,32$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 8,62$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} = 270,38$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -43,68  < 270,38$ <b>vérifié</b> (0,16)

**Barre 4**

**Résistance des boulons**

$F_{v,Rd} = 62,80$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	---

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	---

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bx} = 0,74$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	<b>vérifié</b>
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd1x} = 64,00$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	--

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	--

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd1z} = 86,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	---	---

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,68$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 78,52$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 115,20$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons**

**cisaillement des boulons**

$F_{NSd} = 2,07$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = 2,07$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 2,07$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 64,00$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 86,40$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|2,07| < 64,00$  **vérifié** (0,03)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|0,00| < 86,40$  **vérifié** (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$   $2,07 < 62,80$  **vérifié** (0,03)

**Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous**

$A_{net} = 22,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette  $A_{net} = A - t * d_0$

$N_{uRd} = 584,34$  [kN] Résistance de calcul de la section nette  $N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$

$N_{plRd} = 561,51$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{plRd} = A * f_{y4} / \gamma_{M0}$

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{tRd}$   $|6,22| < 584,34$  **vérifié** (0,01)

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$   $|6,22| < 561,51$  **vérifié** (0,01)

**Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc**

$A_{nt} = 5,32$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 8,62$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

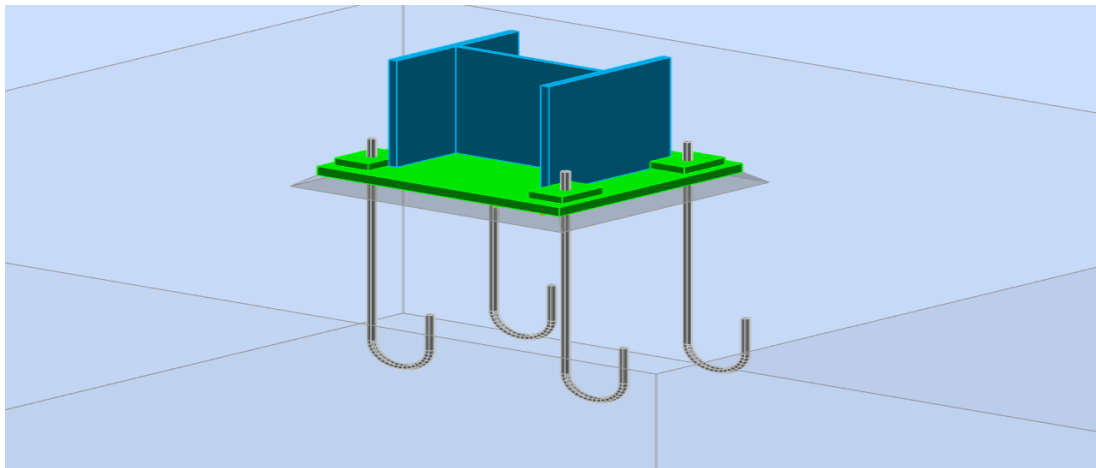
$A_{nt} = 5,32 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 270,38 \text{ [kN]}$  Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$


$|N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd}$  | 6,22 | < 270,38 vérifié (0,02)

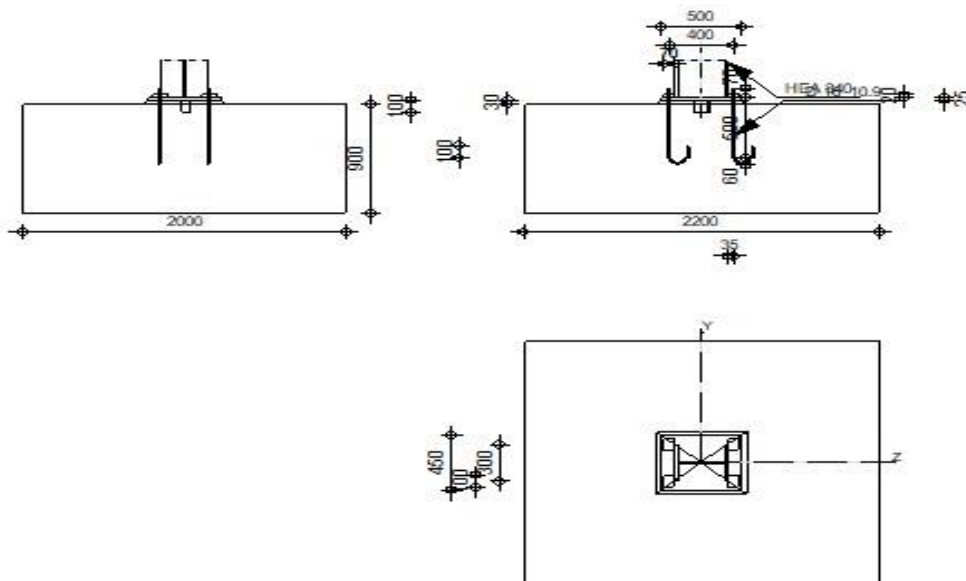
**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,23

**X.3.7 Assemblage Pied De Poteaux :**



**Figure X. 6:**assemblage pied de poteau.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	<div style="background-color: green; color: white; border-radius: 50%; width: 40px; height: 40px; margin: 0 auto; display: flex; align-items: center; justify-content: center;">OK</div> <p>Ratio <b>0,85</b></p>
---	--	---



**Général**

Assemblage N°: 3  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 44  
 Barres de la structure: 15

**Géométrie**

**Poteau**

Profilé: HEA 340  
 Barre N°: 15  
 $L_c = 3,40$  [m] Longueur du poteau  
 $h_c = 330$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 17$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 133,47$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 27693,10$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

**Platine de prescellement**

$l_{pd} = 500$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 450$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur  
 $f_{ypd} = 235,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{upd} = 360,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

**Ancrage**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe de tiges d'ancrage
$A_s =$	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	400 [mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	300 [mm]	

#### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	70 [mm]
$L_2 =$	500 [mm]
$L_3 =$	120 [mm]
$L_4 =$	100 [mm]

#### Platine

$l_{wd} =$	70 [mm]	Longueur
$b_{wd} =$	100 [mm]	Largeur
$t_{wd} =$	20 [mm]	Épaisseur

#### Bèche

Profilé: IPE 100

$l_w =$	100 [mm]	Longueur
Matériau:	S 235	
$f_{yw} =$	235,00 [MPa]	Résistance

#### Semelle isolée

$L =$	2200 [mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2000 [mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900 [mm]	Hauteur de la semelle

#### Béton

Classe	C25/30
$f_{ck} =$	25,00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

#### Mortier de calage

$t_g =$	30 [mm]	Épaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**Soudures**

$a_p =$	6	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche

**Efforts**

Cas: 9: vent

$N_{j,Ed} =$	-32,77	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-10,79	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-4,14	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	13,81	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-20,22	[kN*m]	Moment fléchissant

**Résultats**

**Zone comprimée**

**COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	13,33	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	25,76	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c =$	44	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	104	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	387	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	401,46	[cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	3613,15	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} =$	1605,84	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} =$	26,67	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	1005,78	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	401,46	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	401,46	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,n} =$	2682,09	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	1070,56	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	1070,56	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$F_{c,fc,Rd,y} =$	1387,12	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	755,95	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	177,65	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

$W_{pl,z} = 755,95$	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$h_{f,z} = 194$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = 917,64$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$N_{j,Rd} = 2682,09$	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = 1070,56$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = 917,64$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

**Zone tendue**

**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b = 1,57$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$Beta = 0,85$		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} = 96,08$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$f_{yb} = 900,00$	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = 117,75$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} = 96,08$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

**ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON**

$f_{ck} = 25,00$	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 1,03$	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2,32$	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 470$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = 54,83$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

**ARRACHEMENT DU CONE DE BETON**

$h_{ef} = 470$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c^0} = 341,76$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1410$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 705$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 19881,00$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 12760,50$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]

$\psi_{A,N} = 0,64$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 705$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c} = 101,5$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]

**FENDAGE DU BETON**

$N_{Rk,c}^0 = 341,76$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 940$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 470$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 8836,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 6298,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = 0,71$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 470$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp} = 109,55$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 54,83 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} = 163$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 163$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 28$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 5,97$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 5,97$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 846,90$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 249,13$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 109,66$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = 109,66$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$l_{eff,1} = 163$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 163$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 28$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 5,97$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 et 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 846,90$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 249,13$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$l_{eff,1} = 163$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$F_{T,3,Rd} = 109,66$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 et a la traction [6.2.4]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 109,66$  [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z} = 109,66$  [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

**Contrôle de la résistance de l'assemblage**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$e_y = 421$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 157$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 200$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 62,30$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,22 < 1,00$	vérifié	(0,22)
$e_z = 617$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 97$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 150$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 32,10$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,63 < 1,00$	vérifié	(0,63)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,85 < 1,00$	vérifié	(0,85)

**Cisaillement**

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 1,39$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,00$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = 288,00$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 0,93$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,93$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = 266,67$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$F_{2,vb,Rd} = 31,15$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,37$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 51$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$F_{v,Rd,sm} = 12,06$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$N_{Rk,c} = 219,36$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = 203,11$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

**ECRASEMENT DU BORD DU BETON**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0 = 500,58$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$F_{v,Rd,c,y} = 118,25$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z}^0 = 545,39$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$F_{v,Rd,c,z} = 107,84$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 32,77$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = 9,83$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

**CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON**

$F_{v,Rd,wg,y} = 186,67$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton
$F_{v,Rd,wg,z} = 102,67$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = 244,73$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié (0,04)
$V_{j,Rd,z} = 160,73$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	vérifié (0,03)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,07 < 1,00$	vérifié (0,07)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,20 < 1,00	vérifié	(0,20)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y11}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,28 < 1,00	vérifié	(0,28)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z11}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	104	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	387	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	163	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	28	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} =$	48	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	211	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,25		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	44090,20	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	513136,85	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	163	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	28	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} =$	48	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	211	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,49		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	16375,15	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	137784,71	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$	SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,85

**chapitre XI :**  
**Dimensionnement des fondations**

**XI.1 Calcul de la base du poteau :****données de base :**

- Plaque d'assise en acier S235 :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Armatures  $F_e F_{400}$  :  $f_{cy} = 400 \text{ N/mm}^2$
- Les coefficients partiels de sécurité :
  - Acier :  $\gamma_{M_0} = 1.1$   $\gamma_{M_2} = 1.25$
  - Béton :  $\gamma_0 = 1.5$
- Caractéristique du poteau HEA 340 :
  - $h = 330\text{mm}$       -  $b = 300\text{mm}$       -  $t_f = 16.5\text{mm}$
  - $A = 133,5 \text{ mm}^2$     -  $t_w = 9,5 \text{ mm}$       - perimeter :  $1795 \text{ mm}$
- $N_{sd} = 560,66 \text{ KN}$
- $M_{sd} = -26,09 \text{ KN}$
- $V_{z.sd} = 13,06 \text{ KN}$

**XI.1.1 Résistance du béton a la compression :**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\alpha_{cc} = 0.85 \text{ pour la compression})$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

**XI.1.2 Calcul de la section nécessaire de la plaque d'assise :**

$$A_{nec} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{560,66 \times 10^3}{14,17} = 39566,69 \text{ mm}^2$$

**XI.1.3 Calcul de la section résistante :**

$$A_{res} = 4C^2 + \text{perimetre} \times C + A_{ire}$$

$$39566,69 = 4C^2 + 1810C + 133,5$$

$$4C^2 + 1080 - 39433,19 = 0$$

On a une équation de  $ac^2 + bc + C = 0$

$$c_1 = 20,98 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } c = 25 \text{ mm}$$

$$\frac{h-2t_f}{2} = \frac{330-2 \times 16.5}{2} = 148.5\text{mm} > 25 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les traçons des deux semelles.

**XI.1.4 Les dimensions de la plaque d'assise :**

$$h_p = h + 2c = 330 + 2 \times 25 = 380\text{mm}$$

$$b_p = b + 2c = 300 + 2 \times 25 = 350\text{mm}$$

**XI.1.5 Calcul de l'épaisseur de la plaque d'assise :**

$$t_p = c \left( \frac{3f_{cd}}{f_y \times \gamma_{M_0}} \right)^{0.5} = 25 \times \left( \frac{3 \times 14,17}{235 \times 1,1} \right)^{0.5} = 10,14 \text{ mm}$$

On prend  $t_p = 15 \text{ mm}$

**XI.1.6 L'Aire de la plaque d'assise :**

$$A_p = h_p \times b_p = 380 \times 350 = 133000 \text{ mm}^2$$

**XI.2 Calcul des fondations :****XI.2.1 Introduction :**

Les fondations d'une construction représentent les éléments en contact direct avec le sol, chargés de transmettre les efforts provenant de la superstructure. Elles constituent ainsi une composante essentielle de l'ouvrage, dont la stabilité globale dépend en grande partie de la qualité de leur conception et de leur réalisation.

Les fondations assurent le transfert des charges vers le sol soit directement — comme dans le cas des semelles superficielles ou des radiers — soit indirectement, par l'intermédiaire d'éléments tels que les pieux ou les semelles sur pieux.

Elles remplissent deux fonctions principales :

- Recevoir les charges et surcharges provenant de la structure ;
- Transmettre ces efforts au sol dans des conditions adaptées, garantissant ainsi la stabilité de l'ensemble.

Pour cela, les fondations doivent rester en équilibre face :

- Aux sollicitations exercées par la superstructure ;
- Aux réactions et contraintes générées par le sol.

**XI.2.2 Le rôle des fondations :**

Le rôle des fondations est de répartir les charges de la construction dans le sol naturel. Elles représentent l'assise stable et le socle d'un bâtiment. Il existe deux types de fondation.

Fondation superficielle :

- Semelle isolée sous poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux

Fondation profonde : (semelle sous pieux)

**XI.2.3 Dimensionnement de la fondation en béton L'ELS :**

$$N_{sd} = 560,66 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = -26,09 \text{ KN.m}$$

$$V_{z,sd} = 13,06 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$e = M/N = 40.66/1049.88 = 0.039 \text{ KN}$$

**XI.2.3.1 Charge axiale ultime de compression :**

$$\gamma_{Moy} = (\gamma_G + \gamma_M)/2 = (1.35 + 1.5)/2 = 1.425$$

$$N = \frac{560,66}{1.425} = 393,45 \text{ KN}$$

**XI.2.3.2 Moment fléchissant de service :**

$$M = \frac{26,09}{1.425} = 18,31 \text{ KN.m}$$

On admet 10% de N comme poids propre du bloc en béton :

$$P_p = \frac{N}{10} = \frac{393,45}{10} = 39,35 \text{ KN}$$

$$N = 393,45 + 39,35 = 423,8 \text{ KN}$$

**XI.2.4 L'Aire de la fondation en béton :**

Aire : la charge axiale total de service / la contrainte admissible du sol

$$A_{ire} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{423,8}{200} = 2,16 \text{ m}^2$$

On admet 25% additionnel du au moment :

$$A = 1.25 \times 2,16 = 2,7 \text{ m}^2$$

Calcul des dimensions de la semelle :

- Dimensions de la platine :  $a \times b = 380 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$

- Dimensions de la fondation :  $L \times B$

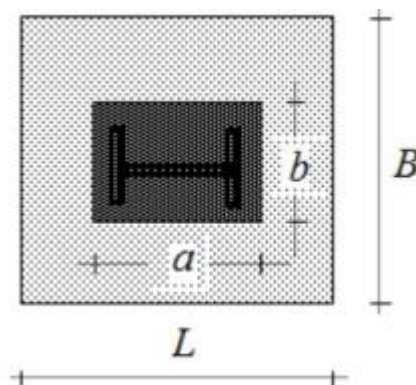
$$K = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{380}{350} = 1.09$$

$$L = 1.09 \times B \rightarrow B = 0.9L$$

$$P = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$S = L \times 0.9 \times L = 0.9L^2$$



**Figure XI. 1:** dimension de la fondation.

$$V = \frac{L}{2} \quad \text{et} \quad I = \frac{B \times L^3}{12} = \frac{0,9 \times L^4}{12}$$

$$\frac{423,8}{0,9L^2} + \frac{18,31 \times 10^3 \times \frac{L}{2}}{\frac{0,9 \times L^4}{12}} \leq 0,02$$

On obtient une équation de 3<sup>ème</sup> degré :

$$L^3 - 23544,5 L - 610333,5 \geq 0$$

$$L \geq 165,05 \text{ cm}$$

On prend pour plus de sécurité les valeurs suivantes :

$$L = 220 \text{ cm}$$

$$B = 0,9 \times L = 0,9 \times 220 = 198 \approx 200 \text{ cm}$$

#### XI.2.4.1 Hauteur de la semelle :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L-a}{4} = \frac{220-38}{4} = 45,5 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{200-35}{4} = 41,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit  $h = 50 \text{ cm}$

On prend  $h = 60 \text{ cm}$  : valeur usuelle afin d'éviter le poinçonnement.

On admet l'enrobage de 50 mm et les armatures de HA16 (16 mm de diamètre)

$$d = 60 - 5 - 1,6/2 = 54,2 \text{ cm}$$

#### XI.2.4.2 Effort normal a la base de la semelle :

$$N = N_{sd} + P_p$$

$$P_p = 2400 \times L \times B \times h = 2400 \times 2,2 \times 2 \times 0,6 = 6336 \text{ Kg} = 63,36 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N = 423,8 + 63,36 = 487,16 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18,3 \times 10^2}{487,16} = 3,76 \text{ cm}$$

$$L/6 = 220/6 = 36,67 \text{ cm}$$

$$e = 3,76 \text{ cm} < L/6 = 36,67 \text{ cm}$$

→ La réparation du diagramme est trapézoïdale.

**XI.2.4.3 Calcul des pressions sous la fondation a L'ELU :**

On a :

$$M_{sd} = 26,09 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = N_{sd} + 1.35 \times P_p = 560,66 + 1,35 \times 63,36 = 646,2$$

$$N_{sd} = 646,2 \text{ KN}$$

$$P_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sdy}}{I} = \frac{N_{sd}}{BL} \pm \frac{6M_{sd}}{BL^2}$$

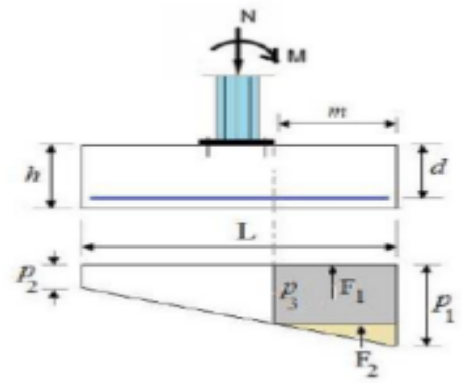
$$P_{1,2} = \frac{646,2}{200 \times 220} \pm \frac{6 \times 26,09 \times 10^2}{200 \times 220^2}$$

$$P_1 = 0,015 + 0,0016 = 0,017 \text{ KN/cm}^2 < 0,02 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots\text{ok}$$

$$P_2 = 0,015 - 0,0016 = 0,013 \text{ KN/m}^2 < 0,02 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots\text{ok}$$

On a :  $P_3 = P_2 + (P_1 - P_2) \frac{m+a}{L}$  avec  $m = \frac{L-a}{2} = \frac{220-38}{2} = 91 \text{ cm}$

$$P_3 = 0,013 + (0,055 - 0,013) \times \frac{91+38}{220} = 0,015 \text{ KN/cm}^2$$



**XI.2.4.4 Calcul des armatures dans la direction du moment :**

$L = 220\text{cm}$  ,  $B = 200 \text{ cm}$  ,  $m = 91 \text{ cm}$

$$F_1 = P_3 \times m \times B = 0,015 \times 91 \times 200 = 273 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0,5(P_1 - P_3) \times m \times B = 0,5(0,017 - 0,015) \times 91 \times 200 = 18,2 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F_1 \times (m/2) + F_2(2 \times m/3) = 273 \times (91/2) + 18,2(2 \times 91/3) = 135,26 \text{ KN.m}$$

On assume les armatures de 16mm et l'enrobage de 50mm

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b d^2} = \frac{135,26 \times 10^6}{25 \times 2000 \times 542^2} = 9,21 \times 10^{-3}$$

$$k = 9,21 \times 10^{-3} < 0,156 \text{ (Pas d'armatures comprimées)}$$

$$Z = d(0,5 + \sqrt{0,25 - k/1,134})$$

$$Z = 542(0,5 + \sqrt{0,25 - 9,21}) = 537,56 \text{ mm} > 0,95d = 514,9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} Z} = \frac{135,26 \times 10^6}{347,8 \times 537,56} = 723,46 \text{ mm}^2$$

Avec :  $f_{yd} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa} = 347,8 \text{ N/mm}^2$

- **Section minimale des armatures principales :**

$$A_{min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d = 0,26 \frac{2,6}{400} \times 2000 \times 542 = 1831,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{ctm} = 0.30f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0.30 \times 25^{\frac{2}{3}} = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

$f_{ctm}$  : Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.

$$A_{min} = 1831,96 \text{ mm}^2 > A_s = 723,46 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1831,96}{201} = 9,11 \text{ (Diamètre d'un HA16 =201mm}^2\text{)}$$

$$\text{Soit 10HA16} \quad \rightarrow \quad A = 2011\text{mm}^2$$

La section a adopté sera 10HA16 avec espacement de 22cm

#### XI.2.4.5 Calcul des armatures dans la direction transversale :

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{646,2}{200 \times 220} = 0.015 \text{ KN/cm}^2$$

$$m = (B - b)/2 = (200 - 35)/2 = 82.5\text{cm}$$

$$F = p \times m \times L = 0.015 \times 82.5 \times 220 = 272,25 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F \times (m/2) = 272,25 \times (82.5/2) = 11230,31 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} \approx 112,3 \text{ KN.m}$$

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b d^2} = \frac{112,3 \times 10^6}{25 \times 2000 \times 542^2} = 0.0076$$

$$k = 0.0076 < 0.156 \text{ (Pas d'armatures comprimées)}$$

$$Z = d(0.5 + \sqrt{0.25 - k/1.134})$$

$$Z = 542(0.5 + \sqrt{0.25 - 0.0076/1.134}) = 538,33 \text{ mm} > 0.95d = 514,9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} Z} = \frac{112,3 \times 10^6}{347.8 \times 538,33} = 600 \text{ mm}^2$$

- **Section minimale des armatures principales :**

$$A_{min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d = 0.26 \frac{2.6}{400} \times 2000 \times 542 = 1831,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{ctm} = 0.30f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0.30 \times 25^{\frac{2}{3}} = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

$f_{ctm}$  : Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.

$$1831,96/201 = 9,11 \text{ (Diamètre d'un HA16 =201mm}^2\text{)}$$

$$\text{Soit 10HA16} \quad \rightarrow \quad A = 2011 \text{ mm}^2$$

La section a adopté sera 10HA16 avec espacement de 22cm

**XI.2.5 Vérification au cisaillement :**

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située a la distance d de la plaque d'assise ou bien du poteau en béton arme s'il existe.

L'effort tranchant de calcul dans la section cisailée :

$$V_{sd} = \frac{(p_1+p_3)}{2} \times (m - d) \times B$$

$$V_{sd} = \frac{0.017+0.015}{2} \times (91 - 54.2) \times 200 = 117,76 \text{ KN}$$

- **La contrainte de cisaillement correspondante :**

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{117,76 \times 10^3}{2000 \times 542} = 0,16 \text{ N/mm}^2$$

- **La contrainte de cisaillement résistante :**

$$V_{Rd,c} = \left[ 0.12k \times (100 \times p \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right]$$

Avec :  $k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/542} = 1.61$

**Le pourcentage d'armature dans la section :**

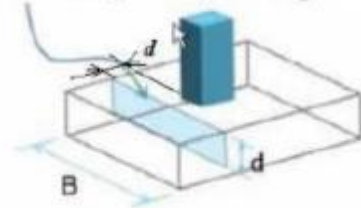
$$p = A_s/Bd = 2011/2000 \times 542 = 1,86 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0.12 \times 1.61 \times (100 \times 1,86 \times 10^{-3} \times 25)^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$V_{Rd,c} = 0.32 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{sd} = 0.16 \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0.32 \text{ N/mm}^2$$

$$v = V/(B \times d) < v_c$$



**XI.2.6 Vérification au poinçonnement :**

La fondation peut être poinçonnée par la plaque d'assise.

La section critique de poinçonnement est située a 1.5d de la plaque d'assise.

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{560,66}{200 \times 220} = 0.013 \text{ KN/cm}^2$$

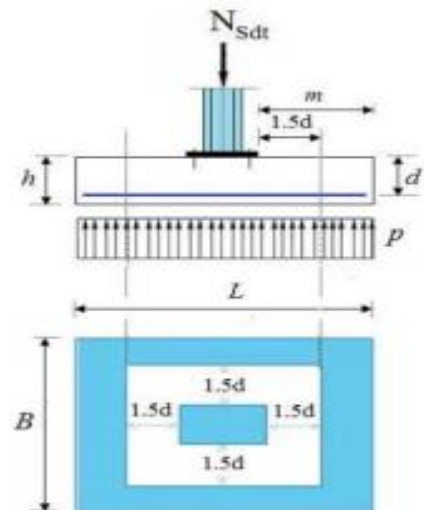
- **La surface hachurée :**

$$S = [220 \times 200 - (3 \times 54.2 + 38)(3 \times 54.2 + 35)] = 4361,44 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{poinçonnement}} = P \times S = 0,013 \times 4361,44 = 56,7 \text{ KN}$$

- **La surface cisailée :**

$$S' = \text{pèrimètre} \times d = [d \times 2(3d + a + 3d + b)] = 0,542 \times 2(3 \times 0,542 + 0,38 + 3 \times 0,542 + 0,35) = 4,32 \text{ m}^2$$



$$V = \frac{V_{\text{poinçonnement}}}{S'} = \frac{56,7}{4,32} = 13,12 \text{ KN/m}^2 = 13,12 \times 10^{-4} \text{ KN/cm}^2$$

$$V = 13,12 \times 10^{-4} \text{ KN/cm}^2 < V_{\text{Rd,c}} = 0,32 \text{ N/mm}^2$$

Condition vérifiée

### XI.3 Calcul des longrines :

#### XI.3.1 Introduction :

Les longrines ont pour fonction d'assurer la liaison entre les semelles de fondation. Elles travaillent principalement en traction. Elles sont posées directement sur une couche de béton de propreté, qui sert à la fois à éviter la contamination du béton frais des longrines par le sol et à garantir un appui uniforme. Dans certains cas, elles reposent également sur des plots en béton.

#### XI.3.2 Dimension des longrines

Selon le RPA99 version 2003, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :  $b = 25 \text{ cm}$  ;  $h = 30 \text{ cm}$

$$F = \max \left\{ \frac{N}{\alpha}; 20 \text{ KN} \right\}$$

Avec :

$N$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités

$$N = 403,18, \text{ KN}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré tableau suivant (RPA 99/V 2003)

site	Zone		
	I	II	III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

On a site S3 et zone IIa d'où  $\alpha = 12$

$$D'où : F = \max \left\{ \frac{403,18}{15}; 20 \text{ KN} \right\} = \max \{ 26,88 \text{ KN} ; 20 \text{ KN} \} = 26,88 \approx 27$$

### XI.3.3 Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{27 \times 10^3}{\frac{400}{1,15}} = 77,63 \text{ mm}^2 = 0,7763 \text{ cm}^2$$

Selon RPA 99 le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est au *min* {20 cm ; 15  $\phi l$ } Donc :

$$A_{min} = 0.6\%(b \times h) = \frac{0,6}{100} \times (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend *Amin* d'où on opte pour 4HA12 avec  $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$

- Vérification de condition de non fragilité :

$$(b \times h) \times \frac{f_{tj}}{f_e} = (25 \times 30) \times \frac{2,1}{400} = 3,94 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- Calcul d'armature transversal :

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1 \min; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = \min \{8,57; 12; 25\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend  $\phi t = 8$

Calcul d'espacement des cadres :

On a suivant RPA99

$$St \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15 \phi l\} = \min \{20 \text{ cm} ; 15 \times 1,2\} \Rightarrow St \leq 18 \text{ cm}$$

Donc on opte pour des cadres transversaux en HA8 avec un espacement de  $St = 18 \text{ cm}$

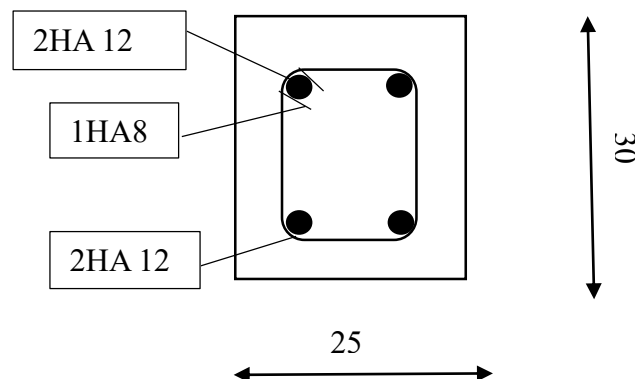


Figure XI. 2: Ferrailage des longrines et leur dimension.

**XI.4 Conclusion :**

Ce chapitre représente les calculs effectués pour les fondations et les dimensions qu'on a opté :

- ❖ Pour les bases des poteaux : les dimensions de la plaque d'assise

$$h_p = 380 \text{ mm} \quad ; b_p = 350 \text{ mm} \quad ; A_p = 133000 \text{ mm}^2$$

- ❖ Pour fondations :  $L = 220 \text{ cm}$  ;  $B = 200 \text{ cm}$

Avec des armatures :

- Dans la direction du moment

La section adoptée sera 10HA16

- Dans la direction transversale

La section adoptée sera 10HA16

- ❖ Et des longrines au tour de la structure de dimension  $25 \times 30$  avec 4HA12 et des cadres en 1HA8)

Et ces derniers soient posés sur un gros béton (béton de propreté) afin de protéger le béton des fondations l'heure du collage et faire repartir les charges uniformément sur le sol.

**Conclusion générale**

### Conclusion générale

Ce travail a porté sur l'étude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation, réalisé en structure métallique avec l'intégration d'éléments mixtes acier-béton. L'objectif principal était d'analyser ce système constructif dans un contexte résidentiel, en mettant en avant ses performances mécaniques, sa conformité réglementaire et son adaptabilité aux contraintes modernes, notamment en zone sismique.

Les résultats obtenus confirment que le système mixte acier-béton constitue une solution fiable pour les bâtiments résidentiels, assurant à la fois sécurité, efficacité structurale et rapidité de mise en œuvre. Il permet également une meilleure gestion des charges ainsi qu'une résistance accrue face aux actions sismiques.

En conclusion, la construction mixte apparaît comme une alternative pertinente aux méthodes traditionnelles. Elle offre des perspectives intéressantes pour le développement de projets durables, performants et adaptés aux besoins évolutifs du secteur du bâtiment.

## Bibliographie

- ❖ Livre Lahlou DAHMANI, « Calcul pratique des éléments de construction métallique » 3<sup>ème</sup> édition 2023, ISBN :978-9931-868-13-2.
  
- ❖ Livre Lahlou DAHMANI, « Calcul des éléments de projet de construction métallique » 2<sup>ème</sup> édition 2023, ISBN :978-9931-21-124-2.
  
- ❖ D.T.R. C 2-4.7, Règlement neige et vent « RNV 2013 ».
  
- ❖ D.T.R. B.C. 2.44 ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier « CCM97 ».
  
- ❖ BAEL91 calcul des structures en béton
  
- ❖ D.T.R. B.C. 2.48 ; Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/Version 2003 », Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
  
- ❖ D.T.R. B.C. 2.2 ; Charge Permanentes et Charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
  
- ❖ EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
  
- ❖ EUROCODE 4 ; calcul des structures mixtes
  
- ❖ **Logiciels :**
  - **ROBOT** : « Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2021 ».
  - **Autocad 2019**



**ANNEXES**

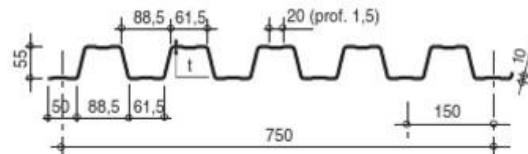
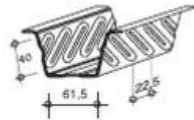
## Annexe A

### Fiche technique de HI-BOND 55.750



## HI-BOND 55.750

Certificat CSTBat



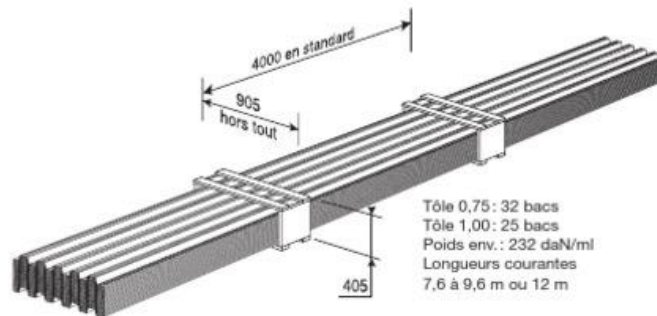
Nota: Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Tôle 0,75 : 32 bacs  
Tôle 1,00 : 25 bacs  
Poids env. : 232 daN/ml  
Longueurs courantes  
7,6 à 9,6 m ou 12 m

Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm <sup>2</sup> /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm <sup>4</sup>	Modules de résistance	
			v <sub>y</sub> en cm	v <sub>z</sub> en cm		I <sub>y</sub>	i/v <sub>y</sub>
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

### PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaie, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/240 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étai		étais		sans étai		étais		sans étai		étais		sans étai		étais	
		XX	XXX	XXXX	XY	XX	XXX	XXXX	XY	XX	XXX	XXXX	XY	XX	XXX	XXXX	XY
(acier)	10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
Portée = clair + 5 cm	11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
(béton)	13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	2,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
Portée = clair + 5 cm	15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	2,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
(bois)	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
	18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
Portée = entraxe	19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
	20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
	24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

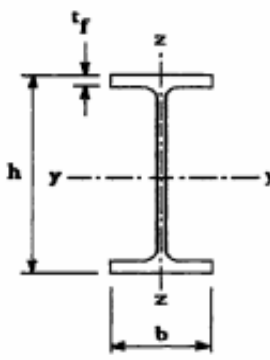
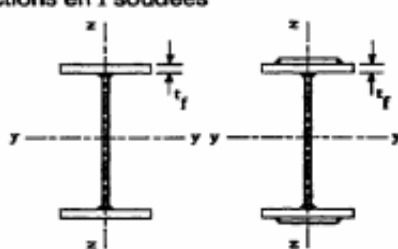

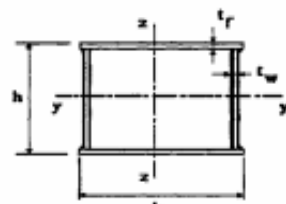

pour les valeurs en italique, l'élançement du plancher est supérieur à 3/5

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisissez des portées moindres.  
Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

**Annexe B :**  
**Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)**

<b><math>\Phi</math> (mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## Annexe C

<b>Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section</b>			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<p style="text-align: center;">Sections en I laminées</p> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
<p style="text-align: center;">Sections en I soudées</p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<p style="text-align: center;">Sections creuses</p> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$	quel qu'il soit	c
<p style="text-align: center;">Caissons soudés</p> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<p style="text-align: center;">Sections en U, L, T et sections pleines</p> 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

## Annexe C (suite)

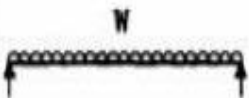

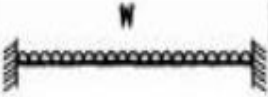


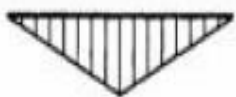


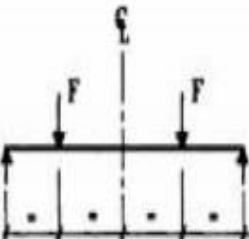

Tableau 2. Courbes de flambement des sections pour déversement

Sections	Limites	Courbe de flambement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I Soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	---	d

Tableau 3. Valeurs recommandées des coefficients d'imperfection pour le flambement et déversement

Courbe de flambement	a	b	c	d
Coefficients d'imperfection $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Annexe D

Tableau F.1.2 Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ , pour différentes valeurs de $k$ , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

**Annexe E**

**Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe  $a_0$**

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9986	0,9973	0,9959	0,9945	0,9931	0,9917	0,9903	0,9889	0,9874
0,3	0,9859	0,9845	0,9829	0,9814	0,9799	0,9783	0,9767	0,9751	0,9735	0,9718
0,4	0,9701	0,9684	0,9667	0,9649	0,9631	0,9612	0,9593	0,9574	0,9554	0,9534
0,5	0,9513	0,9492	0,9470	0,9448	0,9425	0,9402	0,9378	0,9354	0,9328	0,9302
0,6	0,9276	0,9248	0,9220	0,9191	0,9161	0,9130	0,9099	0,9066	0,9032	0,8997
0,7	0,8961	0,8924	0,8886	0,8847	0,8806	0,8764	0,8721	0,8676	0,8630	0,8582
0,8	0,8533	0,8483	0,8431	0,8377	0,8322	0,8266	0,8208	0,8148	0,8087	0,8025
0,9	0,7961	0,7895	0,7828	0,7760	0,7691	0,7620	0,7549	0,7476	0,7403	0,7329
1,0	0,7253	0,7178	0,7101	0,7025	0,6948	0,6870	0,6793	0,6715	0,6637	0,6560
1,1	0,6482	0,6405	0,6329	0,6252	0,6176	0,6101	0,6026	0,5951	0,5877	0,5804
1,2	0,5732	0,5660	0,5590	0,5520	0,5450	0,5382	0,5314	0,5248	0,5182	0,5117
1,3	0,5053	0,4990	0,4927	0,4866	0,4806	0,4746	0,4687	0,4629	0,4572	0,4516
1,4	0,4461	0,4407	0,4353	0,4300	0,4248	0,4197	0,4147	0,4097	0,4049	0,4001
1,5	0,3953	0,3907	0,3861	0,3816	0,3772	0,3728	0,3685	0,3643	0,3601	0,3560
1,6	0,3520	0,3480	0,3441	0,3403	0,3365	0,3328	0,3291	0,3255	0,3219	0,3184
1,7	0,3150	0,3116	0,3083	0,3050	0,3017	0,2985	0,2954	0,2923	0,2892	0,2862
1,8	0,2833	0,2804	0,2775	0,2746	0,2719	0,2691	0,2664	0,2637	0,2611	0,2585
1,9	0,2559	0,2534	0,2509	0,2485	0,2461	0,2437	0,2414	0,2390	0,2368	0,2345
2,0	0,2323	0,2301	0,2280	0,2258	0,2237	0,2217	0,2196	0,2176	0,2156	0,2136
2,1	0,2117	0,2098	0,2079	0,2061	0,2042	0,2024	0,2006	0,1989	0,1971	0,1954
2,2	0,1937	0,1920	0,1904	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1824	0,1809	0,1794
2,3	0,1779	0,1764	0,1749	0,1735	0,1721	0,1707	0,1693	0,1679	0,1665	0,1652
2,4	0,1639	0,1626	0,1613	0,1600	0,1587	0,1575	0,1563	0,1550	0,1538	0,1526
2,5	0,1515	0,1503	0,1491	0,1480	0,1469	0,1458	0,1447	0,1436	0,1425	0,1414
2,6	0,1404	0,1394	0,1383	0,1373	0,1363	0,1353	0,1343	0,1333	0,1324	0,1314
2,7	0,1305	0,1296	0,1286	0,1277	0,1268	0,1259	0,1250	0,1242	0,1233	0,1224
2,8	0,1216	0,1207	0,1199	0,1191	0,1183	0,1175	0,1167	0,1159	0,1151	0,1143
2,9	0,1136	0,1128	0,1120	0,1113	0,1106	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070
3,0	0,1063	0,1056	0,1049	0,1043	0,1036	0,1029	0,1023	0,1016	0,1010	0,1003

**Annexe F**

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

## Annexe G

Valeurs du Coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

## Annexe H

Valeurs du coefficient de flambement  $\gamma$  de la courbe c

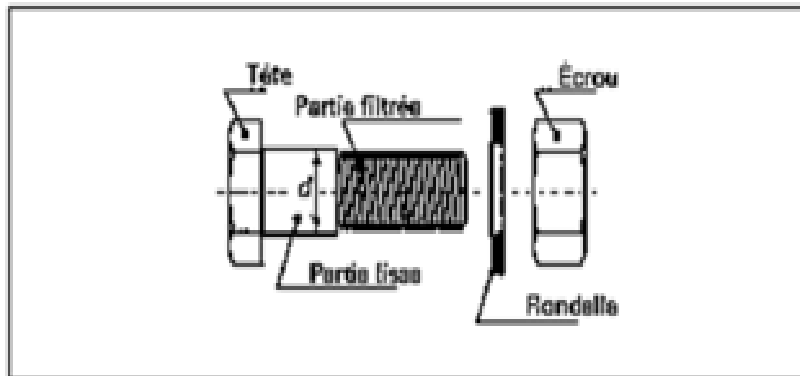
$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

## Annexe I

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe d

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9921	0,9843	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9086	0,9013	0,8939	0,8866	0,8793	0,8721	0,8648	0,8576
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8289	0,8218	0,8146	0,8075	0,8005	0,7934	0,7864
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7514	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7169
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6897	0,6829	0,6762	0,6695	0,6629	0,6563	0,6497
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6173	0,6109	0,6046	0,5983	0,5921	0,5859
0,8	0,5797	0,5736	0,5675	0,5615	0,5556	0,5496	0,5438	0,5379	0,5322	0,5265
0,9	0,5208	0,5152	0,5096	0,5041	0,4987	0,4933	0,4879	0,4826	0,4774	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4521	0,4472	0,4423	0,4375	0,4328	0,4281	0,4235
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4012	0,3969	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3722	0,3683	0,3644	0,3605	0,3568	0,3530	0,3493	0,3457	0,3421
1,3	0,3385	0,3350	0,3316	0,3282	0,3248	0,3215	0,3182	0,3150	0,3118	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2935	0,2906	0,2877	0,2849	0,2821	0,2793
1,5	0,2766	0,2739	0,2712	0,2686	0,2660	0,2635	0,2609	0,2585	0,2560	0,2536
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2397	0,2375	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2248	0,2228	0,2208	0,2188	0,2168	0,2149	0,2130	0,2112
1,8	0,2093	0,2075	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
1,9	0,1920	0,1904	0,1888	0,1872	0,1856	0,1841	0,1826	0,1810	0,1796	0,1781
2,0	0,1766	0,1752	0,1738	0,1724	0,1710	0,1696	0,1683	0,1669	0,1656	0,1643
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1592	0,1580	0,1567	0,1555	0,1543	0,1532	0,1520
2,2	0,1508	0,1497	0,1486	0,1474	0,1463	0,1452	0,1442	0,1431	0,1420	0,1410
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1340	0,1330	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1257	0,1248	0,1239	0,1231	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1189	0,1181	0,1173	0,1165	0,1157	0,1149	0,1142
2,6	0,1134	0,1127	0,1119	0,1112	0,1104	0,1097	0,1090	0,1083	0,1076	0,1069
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1042	0,1035	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0943
2,9	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	0,0914	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

## Annexe J



**Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de la résistance ultime à la traction  $f_{ub}$  des boulons ordinaires**

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ ..... (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ ..... (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

**Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires**

	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre nominal $d$ ..... (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou $d_0$ ..... (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
$\varnothing$ rondelle..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale $A_s$ ..... (mm <sup>2</sup> )	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante $A_t$ ..... (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	450	561