



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie De construction

Département De Génie Civil



## *Mémoire de fin d'Études*

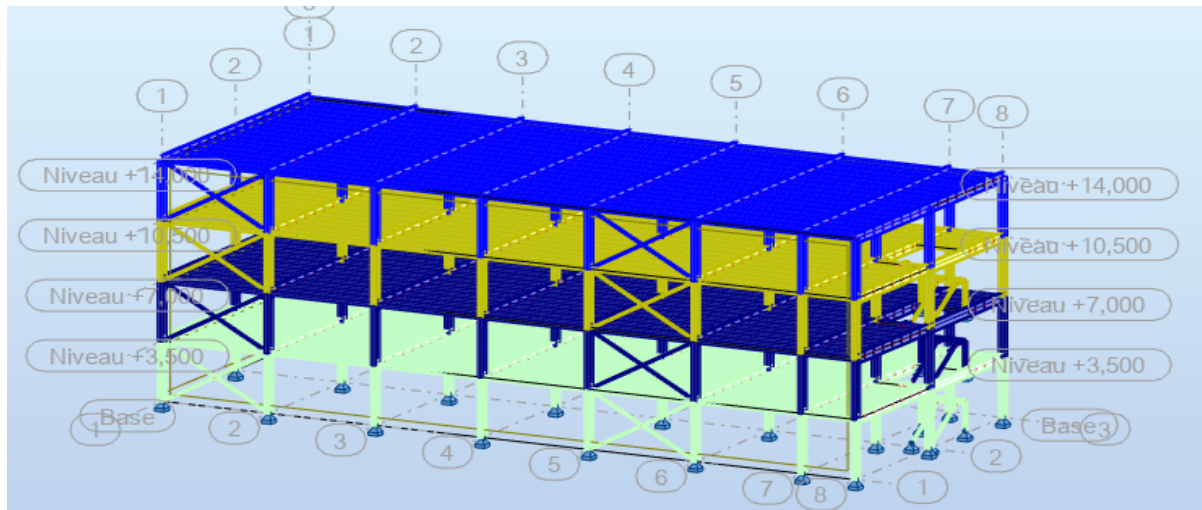
En vue de l'obtention du diplôme de

Master en Génie Civil

Spécialité : Charpente métallique

### *Thème*

*Étude D'un Bâtiment (R+3) en construction métallique à usage commercial*



**Réalisé par :**

**Mr: AIT ABDELLAH Omar**

**Mr: LAZOUZI Mohamed**

**Encadreur :**

**Mr LABIOD M**

**Jury:**

**Mr: BOUAFIA.Y**

**Mr: AKKOUICHE.K**

**Président**

**Examineur**

**2021/2022**

## *Remerciements*

*Ce travail est le résultat de plusieurs années d'étude pour  
cela nous  
remercions:*

*Nous remercions DIEU, le tout puissant de nous avoir  
donné la force et le courage de mener à bien ce travail et  
nous  
avoir aidées à arriver jusqu'au bout.*

*On remercie profondément nos chers parents pour leur  
soutien moral, matériel et physique pendant nos études.*

*On tient aussi à remercier vivement tous nos  
enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation  
particulièrement :*

*Notre promoteur **Mr Labiod Mahfoud** pour son suivi et ses  
remarques.*

*Les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont portés à  
notre travail et qui feront l'honneur d'examiner et juger ce  
dernier.*

*Nos vifs remerciements vont également aux staffs  
administratifs du département génie civil de l'université  
MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU pour nous avoir  
accompagnées  
pendant notre parcours universitaire.*

*Enfin, nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont  
contribués de près ou  
de loin à l'élaboration de notre travail.*

## *Dédicaces*

*C'est grâce à Dieu, seul, que j'ai pu achever ce travail ;*

*Je dédie ce travail à ma très chère mère pour son  
amour,*

*Ses encouragements et ses sacrifices et à mon père,  
pour son*

*soutient, son affection, et la confiance qu'il m'a accordé,  
que*

*Dieu vous garde pour moi, je vous aime ;*

*Je le dédie aussi :*

*À mes trois éternelles sœurs Saïda, Djidjiga et Fatiha  
pour*

*avoir été à mes côtés pendant tout mon parcours  
universitaire*

*À mes neveux et mes nièces*

*À mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines  
et toute la famille Ait Abdellah.*

*À mon binôme Mohamed et sa famille,*

*À mes camarades (Dihia ; Lyliia ; Mourad ; Cherif ;*

*Anis) et tous mes amis sans exception.*

**Omar**

## *Dédicaces*

*Je dédie à toute personne ayant contribué à la  
réalisation et réussite de  
ce modeste travail de près ou de loin, en particulier à:*

*Mon père et ma mère*

*Mes chers frères et sœurs : Brahim, Oualid, Samira et  
Louiza*

*Mes oncles et mes cousins et cousines ainsi qu'à toutes  
leurs familles*

*Mes tantes ainsi qu'à toutes leurs familles*

*Mon cher binôme et ami Omar et toute sa famille*

*Mes amis (es) : Cherif, Mourad, Dihia, Lylia, Chahira et  
Anis*

*A toute la promotion Master2 de l'année 2022*

*Que Dieu nous garde*

*Mohamed*

## **Listes des figures :**

### **Chapitre I : présentation du projet**

**Figure I.1.** Vue en 3D de la structure.

**Figure I.2.** Vue en élévation de la face long pan.

**Figure I.3.** Vue en plan du plancher niveau : 3,5m.

**Figure I.4.** Vue en plan du plancher niveau : 7m.

**Figure I.5.** Vue en plan du plancher niveau : 10,5m.

**Figure I.6.** Vue en plan du plancher niveau : 14m.

**Figure I.7** Eléments constructifs d'un plancher mixte.

**Figure I.8** Cloisons extérieures.

**Figure I.9** Escaliers.

### **Chapitre II : Charges et surcharges**

**Figure II.1.** Plancher terrasse inaccessible.

**Figure II.2.** Plancher étage courant.

**Figure II.3.** Acrotère.

### **Chapitre III : Charges climatiques**

**Figure III.1.** Les directions du vent.

**Figure III.2.** Force résultante FW.

**Figure III.3** La hauteur de référence  $Z_e$  selon les dimensions h et b

**Figure III.4** Légende pour les parois verticales.

**Figure III.5** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le long pan.

**Figure III.6 :** Zone de  $C_{pe}$  la toiture plate direction V1 du vent.

**Figure III.7.:** Zone de  $C_{pe}$  pour les parois verticale-direction V2 du vent

**Figure III.8.:** Zone de  $C_{pe}$  la toiture plate direction V2 du vent

## **Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments**

**Figure IV.1:** Présentation schématique des solives.

**Figure IV.2.** Disposition des poteaux.

## **Chapitre V : Etude des éléments secondaires**

**Figure V.1.** Vue en plan d'un escalier.

**Figure V.2.** Disposition et dimension des éléments des escaliers.

**Figure V.3.** Disposition de la cornière.

**Figure V.4.** Charge reprise par la marche.

**Figure V.5.** Charges appliquées sur un limon.

**Figure V.6.** Charge équivalente(G).

**Figure V.7.** Charge équivalente (Q).

**Figure V.8.** Coupe verticale de l'acrotère.

**Figure V.9.** Diagramme des moments et des efforts.

**Figure V.10.** Ferrailage de l'acrotère.

## **Chapitre VI : Etude du plancher mixte**

**Figure VI.1 :** Eléments constructifs d'un plancher mixte.

**Figure VI.2 :** Dimensions de la TN40.

**Figure VI.3.** Largeur efficace de la dalle.

**Figure VI.4.** Largeur efficace de la dalle avec cotations.

**Figure VI.5.** Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle.

**Figure VI.6.** Disposition des connecteurs.

**Figure VI.7.** Dimensions minimales des goujons.

**Figure VI.8.** Espacement entre les connecteurs.

**Figure VI.9.** Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la semelle supérieure.

## **Chapitre VII : Etude sismique**

**FigureVII.1 :** la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur

**FigureVII.2 :** la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur

## **Chapitre IX : Vérification des éléments**

**Figure IX.1.** Etape de modélisation à l'aide du logiciel **ROBOT**

**Figure IX.2** Vue en 3D de la structure

## **Chapitre XI : Etude des fondations**

**FigureXI.1** Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

**FigureXI.2** dimensionnement de la semelle

**Figure XI.4** Ferrailage de longrine.



# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

**Tableau I.1.** Caractéristique de l'acier

**Tableau I.2.** Caractéristique du béton

## Chapitre II : Charges et surcharges

**Tableau. II.1.** Charge permanente du plancher terrasse

**Tableau .II.2.** Charge permanente du plancher courant

**Tableau. II.3.** Charge permanente du volé d'escalier

**Tableau .II.4.** Charge permanente du palier d'escalier

**Tableau .II.5.** Charges des murs extérieurs

**Tableau .II.6.** Les différentes surcharges d'exploitation

## Chapitre III : Charges climatiques

**Tableau. III.1.** Valeurs de la pression dynamique de référence

**Tableau.III.2.** Valeurs de  $q_{ref}$  ,  $q_P$  ,  $C_{ex}$

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

**Tableau.III.4.** Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

**Tableau.III.5.**  $C_{pe}$  pour les zones A', B', D et E

**Tableau.III.6.** Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère

**Tableau.III.7.** Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales

**Tableau.III.8.**  $C_{pe}$  Pour les zones A, B, C, D, E

**Tableau.III.9.** Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère  $h_p / h=0.04$

**Tableau.III.10** Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon

## **Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments**

**Tableau IV.1.** Valeurs limite des flèches

**Tableau. IV.2.** Caractéristiques du profilé **IPE 240**

**Tableau. IV.3.** Chargement poutre principale (plancher terrasse)

**Tableau. IV.4.** Caractéristiques du profilé **IPE 600**

**Tableau. IV.5.** Résultats du pré-dimensionnement

## **Chapitre V : Etude des éléments secondaires**

**Tableau V.1.** Caractéristique et dimension **L 40 × 40 × 4**

**Tableau V.2.** Caractéristiques et dimensions **UPN 200**

**Tableau V.3.** Caractéristique du profilé **IPE 200**

**Tableau V.4.** Caractéristiques du profilé **IPE 270**

## **Chapitre VI : Etude du plancher mixte**

**Tableau VI.1.** Caractéristiques du bac d'acier **TN 40**

**TableauVI.2.** Charge reprise par la dalle

**Tableau VI.3.** Evaluation des charges

**Tableau VI.4.** Evaluation des charges

## **Chapitre VII : Etude sismique**

**Tableau VII.1.:** coefficient d'accélération de zone A

**TableauVII.2. :** valeur  $T_1$  et  $T_2$

**TableauVII.3 :** valeurs de  $\xi$  (%)

**Tableau VII.4:** valeurs de coefficient de comportement R

**TableauVII.5 :** valeur des facteurs de qualité

**Tableau VII.6.** Le poids des éléments constituant la terrasse :

**Tableau VII.7.** Le poids des éléments constituant l'étage courant :

**Tableau VII.8.** Valeurs des poids de la structure

**Tableau VII.9** Valeurs de l'effort sismique dans les deux sens (longitudinal et transversal)

**Tableau VII.10:** Valeurs des forces sismiques selon le sens longitudinal

**Tableau VII.11** Valeurs des forces sismiques selon le sens transversal

**Tableau VII.12** Valeurs des efforts tranchants selon le sens longitudinal

**Tableau VII.13** Valeurs des efforts tranchants selon le sens transversal

**Tableau VII.14** Valeurs des forces dues au vent par niveau

## **Chapitre VIII : Modélisation de la structure**

**Tableau VIII.1** Valeurs de l'effort tranchant dans le sens longitudinal et transversal

**Tableau VIII.2** Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques

**Tableau VIII.3** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens longitudinal

**Tableau VIII.4** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens transversal

**Tableau VIII.5** Caractéristiques du profilé **UPN 160**

**Tableau VIII.6** Valeurs de l'effort tranchant dans le sens longitudinal et transversal (structure contreventée)

**Tableau VIII.7** Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques (structure contreventée)

**Tableau VIII.8** Vérification de l'effet P-  $\Delta$  dans le sens longitudinal (structure contreventée)

**Tableau VIII.9** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens transversal (structure contreventée)

## **Chapitre IX : Vérification des éléments**

**Tableau IX.1** Les profilés adoptés pour chaque élément

## **Chapitre X : Etude des assemblages**

**Tableau X.1** Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

**Tableau X.2** Dimensions des différents boulons

## **Chapitre XI : Etude des fondations**

**Tableau XI.1** Les valeurs de l'effort tranchant retiré à partir du logiciel ROBOT

## Symboles utilisé

### Charges

<b>G</b>	Charges permanentes.
<b>Q</b>	Charges d'exploitation.
<b>N</b>	Surcharge climatique de neige.
<b>V</b>	Surcharge climatique du vent.
<b>F<sub>i</sub></b>	Charges du séisme.
<b>F<sub>fr</sub></b>	Force de frottement.
<b>W</b>	Poids totale de la structure.
<b>W<sub>GI</sub></b>	Poids du aux charges permanentes
<b>W<sub>QI</sub></b>	Poids du aux charges d'exploitation

### Sollicitation /Contrainte /Déformation :

<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\ 000\ \text{MPa}$ ).
<b>G</b>	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 84\ 000\ \text{MPa}$ ).
<b>F<sub>P</sub></b>	Effort de précontrainte dans les boulons.
<b>M</b>	Effort de précontrainte dans les boulons.
<b>M<sub>cr</sub></b>	Moment critique élastique de déversement.
<b>M<sub>eff</sub></b>	Moment efficace (section de classe4).
<b>M<sub>R</sub></b>	Moment résistant.
<b>M<sub>U</sub></b>	Moment ultime.
<b>N</b>	Effort normal, en générale.
<b>N<sub>Pl</sub></b>	Effort normal de plastification.
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal ultime.
<b>V</b>	Effort tranchant sollicitant.
<b>V<sub>pl</sub></b>	Effort tranchant de plastification.
<b>V<sub>u</sub></b>	Effort trac
<b>F<sub>y</sub></b>	Limite d'élasticité d'une pièce.
<b><math>\varepsilon</math></b>	Déformation linéaire unitaire.
<b><math>\varepsilon_y</math></b>	Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
<b><math>\sigma</math></b>	Contrainte normale.

$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon.

### **Coefficients et grandeurs sans dimensions :**

$K$	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
$k_s$	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
$m$	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
$n$	Nombre de boulons.
$\beta_m$	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\beta_w$	Facteur de corrélation (soudure).
$\varepsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
$\eta$	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
$u$	Coefficient de frottement.
$A$	Coefficient d'accélération de zone
$D$	facteur d'amplification dynamique moyen
$R$	Coefficient de comportement global de la structure
$Q$	Facteur de qualité
$B$	Coefficient de pondération.

### **Caractéristiques géométriques :**

$A$	Section brute d'une pièce.
$A_{eff}$	Section efficace d'une pièce (classe 4).
$A_{net}$	Section nette d'une pièce.
$A_s$	Section résistant de la tige d'un boulon en fond défilé.
$I_t$	Moment d'inertie de torsion.
$I_w$	Facteur de gauchissement d'une section.
$I_y$	Moment d'inertie de flexion maximale.
$I_z$	Moment d'inertie de flexion minimale.
$W_{eff}$	Module de résistance efficace.
$W_{el}$	Module de résistance élastique.

$W_{pl}$	Module de résistance plastique.
$b$	Largeur d'une semelle de poutre.
$d$	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.
$d_0$	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
$i$	Rayon de giration d'une section.
$l$	Largeur d'une poutre.
$D_l$	Largeur de déversement d'une poutre.
$kl$	Longueur de flambement.
$r$	Rigidité d'une barre
$t$	Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
$t_f$	Épaisseur d'une semelle de poutre.
$t_w$	Épaisseur d'une âme de poutre.
$\alpha$	Angle en général.
$\gamma_{mb} = 1,25$	Résistance des boulons au cisaillement.
$\gamma_{mb} = 1,50$	Résistance des boulons au à la traction.
$F_v$	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
$F_b$	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
$F_t$	Résistance des boulons en traction.
$\alpha$	Facteur d'imperfection (flambement)

### Les termes lus dans la note de calcul de ROBOT:

$f_y$	Résistance du matériau.
$G_{M0}$	Coefficient de sécurité partiel.
$G_{M1}$	Coefficient de sécurité partiel.

### Paramètres de l'analyse de flambement :

$L_f$	Longueur de flambement de la barre.
$X_y$	Coefficient de flambement.
$M_{i y}$	Coefficient pour le calcul de $k_f y$ .
$k_y$	Coefficient de réduction en flexion.

### Paramètres de l'analyse de déversement :

$l_{d\ sup}$	Longueur de déversement de la semelle supérieure
$l_{d\ inf}$	Longueur de déversement de la semelle inférieure
$C_1$	Coefficient pour le calcul de $M_{cr}$ .
$C_2$	Coefficient pour le calcul de $M_{cr}$ .
$M_{cr}$	Moment critique pour le déversement.
$X_{LT}$	Coefficient de déversement.
$K_{lt}$	Coefficient de réduction pour le déversement.

### Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

$N_{sd}$	Effort axial $N_{sd}$ .
$M_{y,sd}$	Moment fléchissant $M_{y,sd}$ .
$V_{z,sd}$	Effort de cisaillement $V_{z,sd}$ .

### Efforts limites

$N_{t,rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
$M_{brd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{ply,rd}$	Moment ultime plastique.
$V_{ply,rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
$M_{plz,rd}$	Moment ultime plastique.
$V_{plz,rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
$M_{ely,rd}$	Moment ultime élastique.

### Flèches (REPÈRE LOCAL) :

$U_y$	Flèche de la barre en y.
$u_{y,max}$	Flèche admissible de la barre en y.
$u_{inst,y}$	Flèche due aux charges variables en y.
$u_z$	Flèche de la barre en z.
$u_{z,max}$	Flèche admissible de la barre en z.
$U_{inst,z}$	Flèche due aux charges variables en z.

### Déplacements (REPÈRE GLOBAL) :

$V_x$	Déplacement de la barre en X.
$V_{x \max}$	Déplacement admissible de la barre en X.
$V_y$	Déplacement de la barre en Y.
$V_{y \max}$	Déplacement admissible de la barre en Y .

# SOMMAIRE

**Remerciements**

**Dédicaces**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Liste des symboles**

**Introduction générale ..... 1**

## **Chapitre I : présentation du projet**

I.1 Introduction ..... 3

I.2 Avantages et inconvénients des structures métalliques ..... 3

I.2.1 Avantages..... 3

I.2.2 Inconvénients ..... 3

I.3 Présentation de l'ouvrage ..... 4

I.3.1 Données concernant le site ..... 4

I.3.2 La géométrie de l'ouvrage ..... 4

I.3.3. Vue de la structure ..... 4

I.3.4. Type de la structure..... 6

I.3.4.1. Structure horizontale..... 6

I.3.4.2 Parois verticales ..... 7

I.3.5 Les escaliers ..... 8

I.3.6 Les fondations ..... 8

I.4 Règlements utilisés ..... 8

I.5 Matériaux utilisés ..... 9

# SOMMAIRE

I.5.1 Acier de construction .....	9
I.5.2. Le béton .....	9
I.6 Les assemblages .....	10
I.6.1 Le boulonnage.....	10
I.6.2 Le soudage .....	10

## Chapitre II : Charges et surcharges

II.1 Généralités .....	11
II.2 Charges permanentes .....	11
II.2.1 Plancher terrasse inaccessible.....	11
II.2.2 Plancher courant .....	12
II.2.3 Escalier .....	12
II.2.4 Murs extérieurs (double parois) .....	13
II.2.5 Murs intérieurs .....	14
II.2.6 Acrotères .....	14
II.3 Surcharges d'exploitation .....	14
II.4 Effet de la température.....	15
II.5 Conclusion .....	15

## Chapitre III : Charges climatiques

III.1 Introduction .....	16
III.2 Etude de la neige .....	16
III.2.1 But de l'étude .....	16
III.2.2 Calcul des charges de la neige .....	16
III.3 Effet du vent .....	17
III.3.1 Introduction .....	17

## SOMMAIRE

III.3.2. Domaine d'application .....	17
III.3.3 Principe de calcul .....	18
III.3.4 Calcul de la pression statique due au vent $P_h$ .....	20
III.3.4.1 Données relatives au site .....	20
III.3.4.2 Détermination du coefficient dynamique $C_d$ .....	21
III.3.4.3 Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ .....	21
III.3.4.4 Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ .....	25
III.4 Le vent perpendiculaire au long-pan $V_1$ .....	26
III.4.1 Parois verticales .....	26
III.4.2 Versant de toiture .....	28
III.4.2.1 Calcul des largeurs et longueurs des zones .....	28
III.4.2.2 Calcul des aires des zones F, G, H et I .....	29
III.4.2.3 Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ .....	29
III.5 Vent perpendiculaire au pignon face $V_2$ .....	31
III.5.1 Parois verticales.....	31
III.5.1.1 Calcul des aires des zones A, B et C .....	31
III.5.2 Versants de toiture .....	32
III.5.2.1 Calcul des largeurs et longueurs des zones .....	32
III.5.2.2 Calcul des aires des zones F, G, H et I .....	33
III.6 Calcul de la force de frottement $F_{fr}$ .....	35
III.6.1 Sens $V_1$ .....	35
III.6.2 Sens $V_2$ .....	35
III.7 Calcul des forces exercées par le vent .....	35
III.7.1 Calcul des forces à l'aide des coefficients de force .....	35

# SOMMAIRE

III.8 Conclusion.....	38
-----------------------	----

## Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments

IV.1 Introduction .....	39
IV.2 Pré-dimensionnement des solives .....	39
IV.2.1 Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse .....	40
IV.2.1.1 Vérification de la condition de la flèche (ELS) .....	40
IV.2.1.2 Vérification à la flèche (poids propre inclut) .....	41
IV.2.1.3 Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant) .....	41
IV.2.1.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) .....	42
IV.2.2 Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant .....	43
IV.3 Pré-dimensionnement des poutres .....	43
IV.3.1 Poutre principale plancher terrasse .....	43
IV.3.1.1 Vérification de la condition de la flèche (ELS) .....	44
IV.3.1.2 Vérification à la flèche (poids propre inclut) .....	44
IV.3.1.3 Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant) .....	45
IV.3.1.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) .....	45
IV.3.2 Poutre principale étage courant .....	46
IV.4 Pré-dimensionnement des Poutres secondaires.....	46
IV.5 Pré-dimensionnement des poteaux .....	46
IV.5.1 Vérification des charges.....	47
IV.5.1.1 Plancher terrasse .....	47
IV.5.1.2 Plancher étage courant .....	48
IV.5.2 Vérification de l'élément au flambement .....	48
IV.6 Conclusion .....	51

## Chapitre V : Etude des éléments secondaires

V.1 Introduction .....	52
V.2 Étude des escaliers .....	52
V.2.1 Introduction .....	52
V.2.2 Pré-dimensionnement des marches .....	52
V.2.2.1 Choix des dimensions .....	54
V.2.2.2 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier .....	54
V.2.2.3 Vérification de la formule de BLONDEL .....	54
V.2.3 Dimensionnement des éléments porteurs .....	55
V.2.3.1 Dimensionnement de la cornière (support de marche) .....	55
V.2.3.2 Dimensionnement de la poutre Limon .....	59
V.2.3.3 Pré-dimensionnement des limons .....	61
V.2.3.4 Étude de la poutre palière des limons .....	64
V.3 Étude de l'acrotère .....	71
V.3.1 Introduction .....	71
V.3.2 Calcul a L'ELU .....	71
V.3.2.1 Évaluation des sollicitations .....	71
V.3.2.2 Combinaison de charge .....	72
V.3.3 Ferrailage.....	73
V.3.3.1 Position du centre de pression .....	74
V.3.3.2 Calcul en flexion simple .....	74
V.3.3.3 Vérification à L'ELU .....	75

## SOMMAIRE

V.3.3.4 Vérification à L'ELS .....	77
V.4 Conclusion .....	78

### Chapitre VI : Etude du plancher mixte

VI.1 Introduction .....	79
VI.2 Caractéristique de la tôle profilée TN 40 .....	80
VI.3 Etude des solives .....	80
VI.3.1 Au stade de montage .....	80
VI.3.1.1 Evaluation des charges .....	80
VI.3.1.2 Combinaisons de charges .....	81
VI.3.1.3 Vérifications à la résistance (ELU) .....	81
VI.3.1.4 Vérification à l'ELS .....	82
VI.3.1.5 Vérification au déversement .....	82
VI.3.2 Au stade final .....	82
VI.3.2.1 Plancher étage courant .....	82
VI.3.2.2 Plancher terrasse .....	88
VI.4 Calcul de la connexion acier-béton .....	91
VI.4.1 Choix des dimensions des connecteurs suivant Euro code 4 .....	91
VI.4.2 Calcul du nombre de connecteurs n .....	92
VI.4.3 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal .....	93
VI.4.4 Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur Prd .....	93
VI.4.5 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) .....	94
VI.5 Etude des poutres secondaires .....	95
VI.6 Etude des poutres principales .....	95

## SOMMAIRE

VI.6.1 Vérification au stade de montage .....	95
VI.6.2 Vérification au stade final .....	97

### Chapitre VII : Etude sismique

VII.1 Introduction .....	103
VII.2 Objectif de l'étude sismique .....	103
VII.3 Méthode statique équivalente .....	104
VII.3.1 Principe .....	104
VII.3.1.1 Condition sur la hauteur .....	104
VII.3.1.2 Condition de régularité en plan .....	104
VII.3.1.3 Condition de l'excentricité .....	104
VII.3.1.4 Condition de décrochement .....	104
VII.3.1.5 Condition sur les ouvertures .....	104
VII.3.1.6 Condition de régularité en élévation .....	105
VII.4 Calcul de la force sismique totale .....	105
VII.4.1 Détermination du coefficient d'accélération de zone .....	105
VII.4.2 Facteur d'amplitude dynamique D .....	106
VII.4.3 Facteur de correction d'amortissement .....	106
VII.4.4 Calcul de la période fondamentale de la structure .....	107
VII.4.5 Coefficient de comportement R.....	109
VII.4.6 Facteur de qualité .....	110
VII.4.6.1 Condition minimale sur les files de contreventement .....	110
VII.4.6.2 Redondance en plan .....	110
VII.4.6.3 Régularité en plan .....	111

# SOMMAIRE

VII.4.6.4 Régularité en élévation .....	111
VI.4.6.5 Contrôle de la qualité des matériaux .....	111
VII.5 Calcul de l'effort tranchant à la base .....	112
VII.5.1 Calcul des masses .....	113
VII.5.2 Poids des charges d'exploitation .....	114
VII.5.3 La force sismique totale .....	115
VII.5.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur .....	115
VII.5.5 Distribution horizontale des efforts tranchants .....	117
VII.6 Conclusion .....	118

## **Chapitre VIII : Modélisation de la structure**

VIII.1 Introduction .....	119
VIII.2. Description du logiciel ROBOT .....	119
VIII.3. Étapes de modélisation par le logiciel ROBOT Structural analyses .....	119
VIII.3.1. Lancement du logiciel .....	119
VIII.3.2. Réglages des préférences et des préférences de la tâche .....	121
VIII.3.2.1. Unités et formats .....	122
VIII.3.2.2. Normes de conception .....	122
VIII.4. Modélisation du projet .....	123
VIII.4.1. Modélisation du projet .....	123
VIII.4.2. Définition des sections .....	124
VIII.4.3. Définition de la structure .....	124
VIII.4.4. Conditions d'appuis .....	124
VIII.4.5. Chargement .....	125

## SOMMAIRE

VIII.4.6. Définition des options de calculs .....	126
VIII.4.7. Les combinaisons d'actions .....	128
VIII.4.8. Vérification de la structure .....	128
VIII.4.9. Exploitation des résultats.....	129
VIII.4.10. Vérification selon RPA 2003 .....	130
VIII.4.11. La participation massique .....	130
VIII.4.12. Vérification de la force sismique à la base .....	130
VIII.4.13 Les déplacements .....	131
VIII.4.14 Justification vis-à-vis de l'effet p- $\delta$ .....	132
VIII.5. Vérification de la structure contreventée .....	133
VIII.5.1 Pré-dimensionnement des contreventements .....	133
VIII.5.1.1 Introduction .....	133
VIII.5.1.2 Détermination de Nsd :(séisme) .....	134
VIII.5.1.3 Calcul de la section brute A.....	134
VIII.5.1.4 Vérification à la résistance de la section transversale .....	134
VIII.5.1.5 Vérification de l'élément au flambement .....	135
VIII.5.2 Choix de disposition des contreventements .....	136
VIII.5.3 Période .....	137
VIII.5.4 La participation massique .....	137
VIII.5.5 Vérification de la force sismique à la base .....	137
VIII.5.6 Les déplacements .....	138
VIII.5.7 justification vis-à-vis de l'effet p- $\delta$ .....	139

## Chapitre IX : Vérification des éléments

IX.1 Introduction .....	140
IX.2 Méthode de travail .....	140
IX.3 Matériaux utilisés.....	141
IX.4 Modélisation géométrique .....	142
IX.5 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT (ELU) .....	142
IX.5.1 Vérification des solives.....	142
IX.5.2 Vérification des poutres principales.....	147
IX.5.3 Vérification des poutres secondaire .....	155
IX.5.4 Vérification des poteaux .....	160
IX.5.5 Vérification des contreventements UPN160.....	164
IX.6 Conclusion .....	166

## Chapitre X : Etude des assemblages

X.1 Introduction .....	167
X.2 Fonctionnement des assemblages.....	167
X.3 Rôles des assemblages .....	169
X.4 Assemblage Poutre Solive.....	169
X.4.1 Choix de la cornière .....	169
X.4.2 Disposition constructive .....	170
X.4.3 Vérification des boulons au cisaillement.....	171

## SOMMAIRE

X.5 Les types des assemblages .....	173
X.5.1 Assemblage poutre –Solive (terrasse) .....	173
X.5.2 Assemblage poutre –Solive (étage) .....	183
X.5.3 Assemblage poteau-poutre secondaire (terrasse) .....	191
X.5.4 Assemblage poteau poutre secondaire(étage) .....	199
X.5.5 Assemblage poteau-poutre principale .....	206
X.5.6 Assemblage pied de poteau .....	217
X.5.7 Assemblage contreventement .....	223

### **Chapitre XI : Etude des fondations**

XI.1 Introduction .....	233
XI.2 Les types des fondations .....	233
XI.3 Choix des fondations .....	233
XI.4 Caractéristique des matériaux .....	234
XI.4.1 Béton .....	234
XI.4.2 Acier .....	235
XI.5 Choix du type de fondation .....	235
XI.6 Dimensionnement des fondations .....	236
XI.7 Étude des semelles .....	236
XI.7.1 Charges à prendre en considération .....	236
XI.7.2 Dimensionnement de la semelle.....	237
XI.7.3 Détermination de la hauteur de la semelle .....	237
XI.8 Détermination de la hauteur du patin (e) .....	239

# SOMMAIRE

XI.9 L'espace des cadres .....	239
XI.10 Calcul des longrines .....	239
XII.10.1 Dimensionnement des longrines .....	239
XI.10.2 Calcul du ferrailage.....	240
XI.10.3 Vérification de condition de non-fragilité.....	240
XI.10.4 Calcul d'armatures transversales .....	241
XI.11 Conclusion .....	242
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>243</b>

## Références bibliographiques

## Annexes

# SOMMAIRE

---

# SOMMAIRE



# **Introduction générale**

## Introduction générale

La structure à étudier est un bâtiment **R+ 3** en charpente métallique à usage commercial. Il se situe à **Aghrib**, dans la wilaya de **Tizi ousou**.

La construction métallique est apparue au moment où le béton armé ne pouvait remplir certaines exigences de construction, telles que les grandes portées dans les bâtiments et les ponts.

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages et inconvénients.

Les principaux avantages sont :

- L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est d'une grande simplicité.
- La possibilité du transport, en raison de sa légèreté, qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.
- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- Possibilité architecturale, plus étendue qu'en béton.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont : la corrosion, coût élevé, sacorrodabilité et sa faible résistance au feu.

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que l'effort extérieur appliqué à la construction s'achemine dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

L'objectif principal sera de comprendre et d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, l'application de la réglementation technique en vigueur et les logiciels de calcul disponibles.

Le présent mémoire est composé d'une introduction générale et neuf chapitres dont :

- Le premier chapitre englobe la présentation du projet.
- L'évaluation des charges et surcharges fait l'objet du deuxième chapitre.
- Au cours du troisième chapitre, nous avons étudié les charges climatiques.

## Introduction générale

- Le pré-dimensionnement des éléments est fait au quatrième chapitre.
- Le cinquième chapitre évoque l'étude des éléments secondaires.
- Nous avons consacré le sixième chapitre pour l'étude du plancher mixte
- L'étude sismique a été traitée au septième chapitre
- Le huitième chapitre traite la modélisation de la structure avec le logiciel ROBOT
- La vérification des éléments a été conçue au neuvième chapitre.
- Le dixième chapitre a pour but d'étudier les assemblages.
- Le onzième chapitre consiste en l'étude des fondations.

Enfin, le mémoire sera clôturé par une conclusion générale.

A blue scroll graphic with a white border, featuring a vertical strip on the left side and a small circular detail at the top right corner. The text is centered within the scroll.

**Chapitre I :**  
**présentation du projet**

## **I.1 Introduction :**

Les structures en charpente métallique sont définies et calculées pour rester en cohérence avec le projet architectural. Tous les calculs et justifications seront faits en respectant les réglementations en vigueur. Les Plans d'exécution des ouvrages indiqueront les hypothèses des notes de calcul, les sections et dimensions des éléments, l'implantation de chaque élément, les assemblages et organes d'assemblages, les appuis d'ancrages ainsi que tous les dispositifs de stabilité d'ensemble des structures. L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte de l'aspect fonctionnel, structural et formel, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil à tenir compte des paramètres suivants : l'usage, la résistance, les exigences esthétiques, les conditions économiques, d'où la tâche qui nous est imposée, à travers ce travail, est d'arriver à caractériser tous les éléments cités ci-dessus au cours des chapitres qui vont suivre. Les avantages et inconvénients des structures métalliques sont présentés ci-dessous.

## **I.2 Avantages et inconvénients des structures métalliques**

### **I.2.1 Avantages**

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

### **I.2.2 Inconvénients :**

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

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

### I.3 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment à usage commercial, implantée à Agrib Daira d'Azefoune dans la Wilaya de Tizi Ouzou . La structure se compose d'un rez-de-chaussée + 3étages. Le terrain de bâtiment est plat avec une surface de 686 ,40m<sup>2</sup>

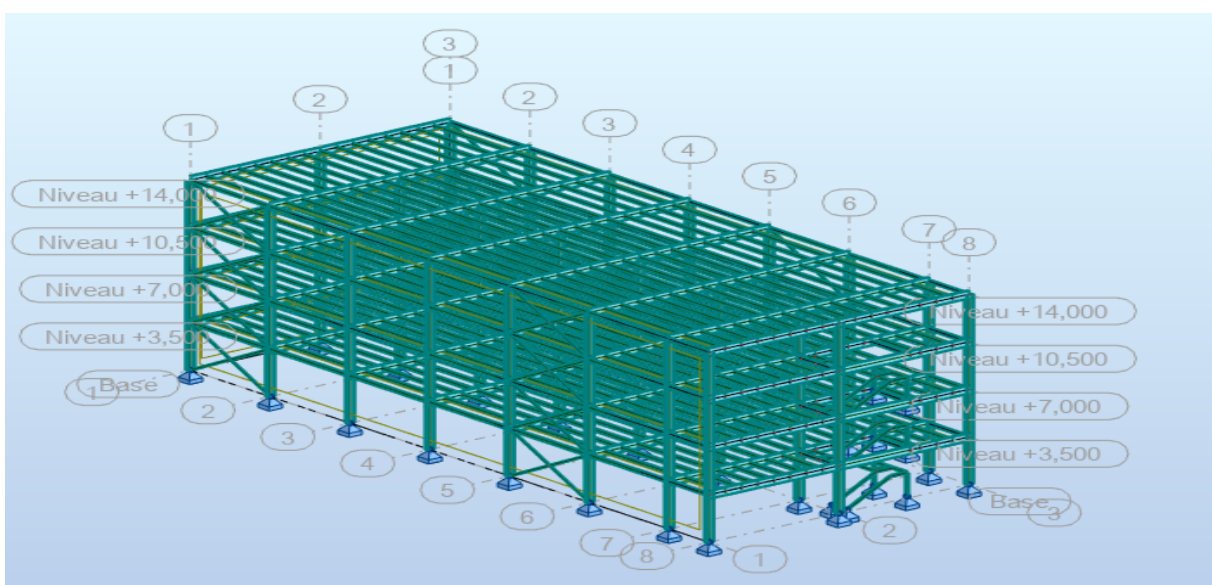
#### I.3.1 Données concernant le site :

- Altitude = 584 m
- Zone de neige : zone A
- Zone du vent : zone 1
- Zone sismique : II a (sismicité moyenne).
- Catégorie de terrain : III
- La contrainte Admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2 \text{ Bar}$

#### I.3.2 La géométrie de l'ouvrage :

- Longueur total pignon .....39,00m
- La hauteur au terrasse .....14,00m
- Longueur long pan .....16,00m
- La hauteur du RDC .....3,50m
- La hauteur du 1er étage .....3,50m
- La hauteur du 2ème étage .....3.50m
- La hauteur du 3ème étage .....3.50m
- La hauteur totale .....14.60m

#### I.3.3. Vue de la structure :



FigureI.1 Vue en 3D de la structure

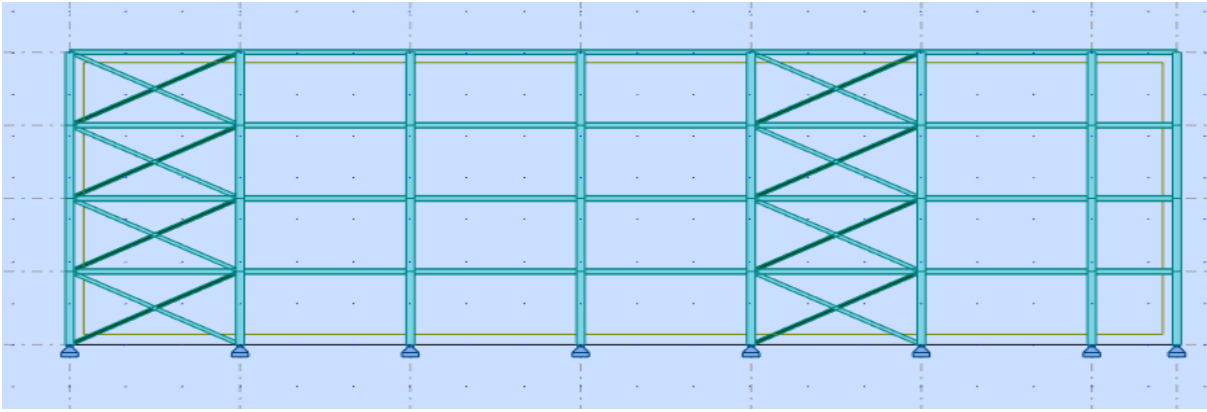


Figure I.2 Vue en élévation de la face long pan

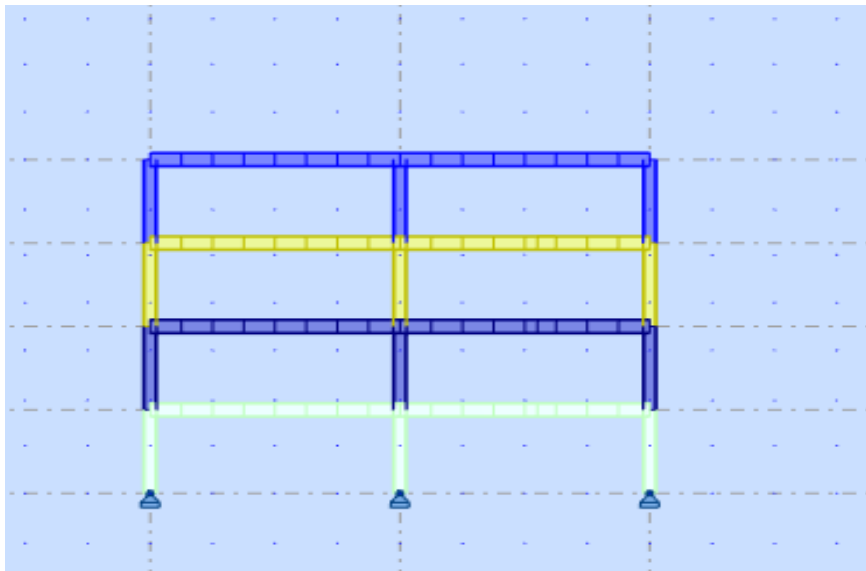


Figure I.3 Vue en élévation de la face pignon

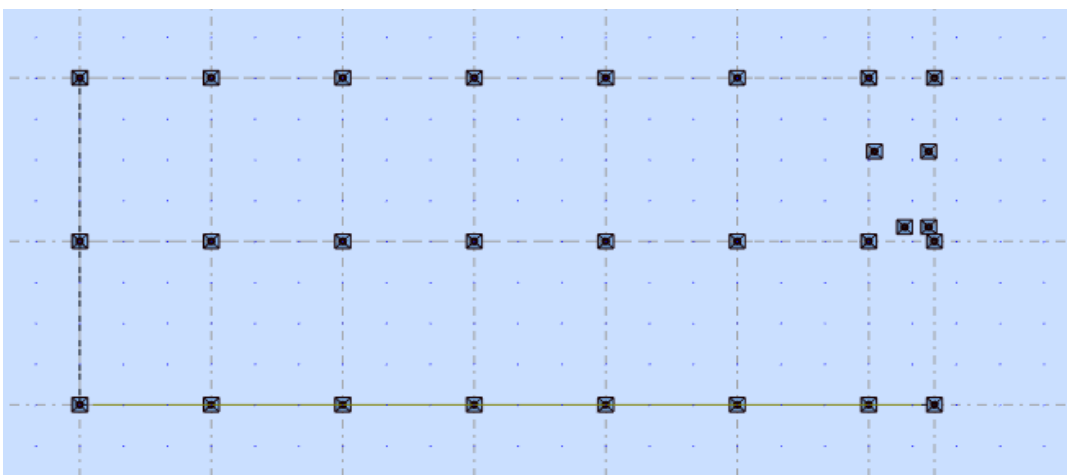


Figure I.4 Vue en plan du plancher niveau : 0,0 m

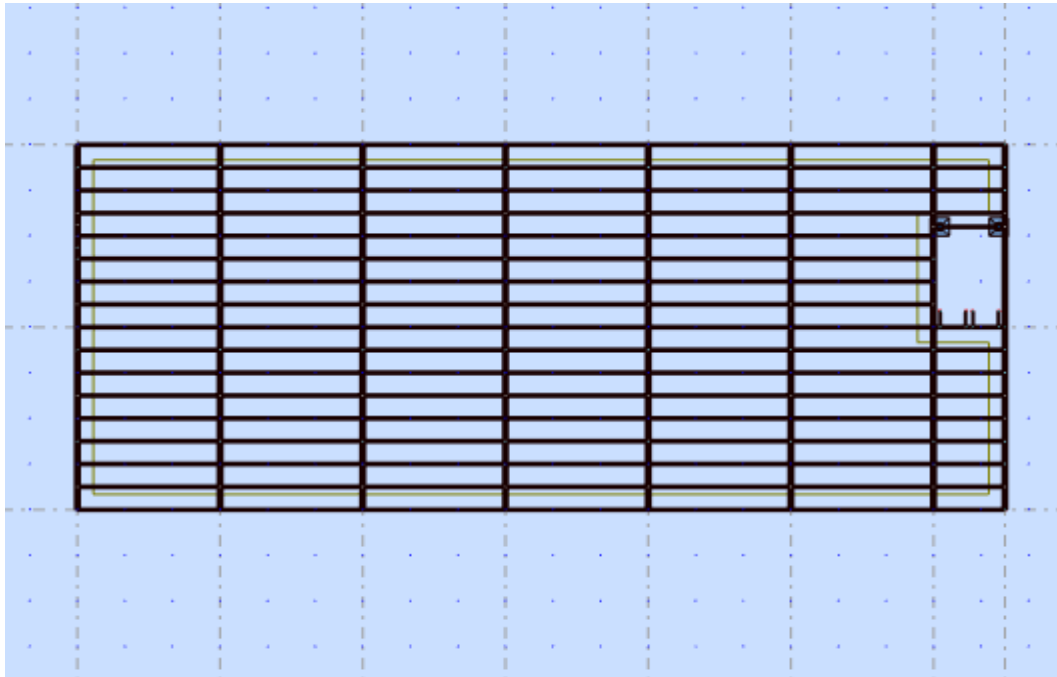


Figure I.5 Vue en plan du plancher niveau : 3,5m

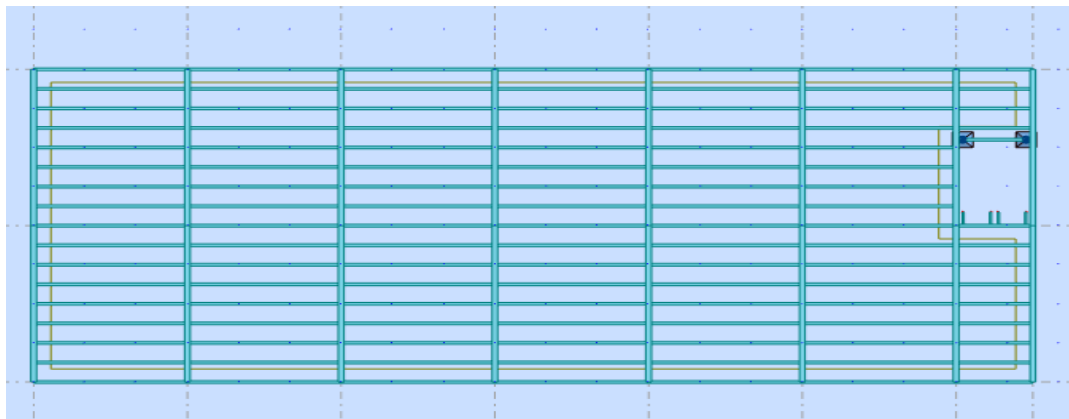


Figure I.6 Vue en plan du plancher niveau : 7m

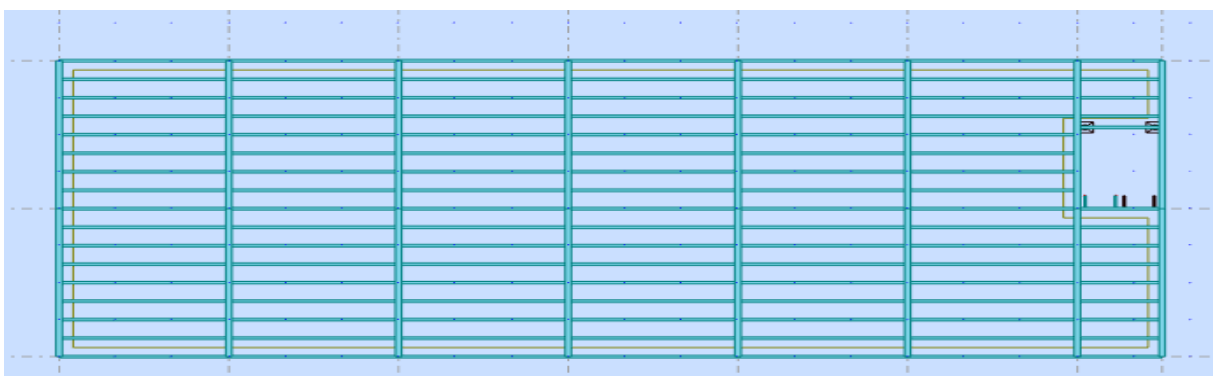


Figure I.7 Vue en plan du plancher niveau : 10,5m

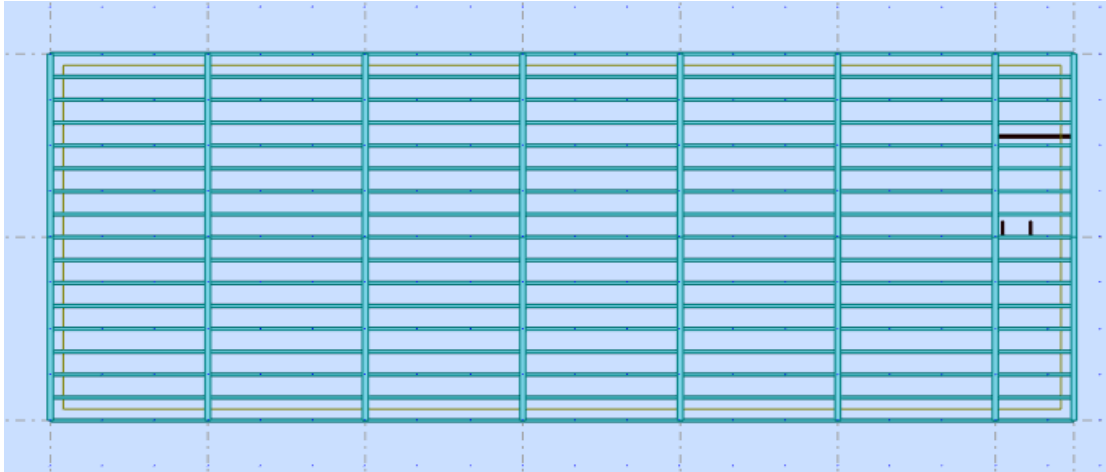


Figure I.8 Vue en plan du plancher niveau : 14m

### I.3.4. Type de la structure

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

**a-** les poteaux en profilés HEA, ou bien HEB

**b-** les poutres en profilés IPE.

#### I.3.4.1 Structure horizontale :

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

##### ➤ Plancher courant :

La dalle est composée d'une tôle profilée en acier (TN40) qui sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton sur laquelle on coule une dalle en béton armé de 12cm d'épaisseur reliée à la poutre à l'aide de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel et assurent la liaison parfaite entre l'acier et le béton. la composition est illustrée sur cette Figure.

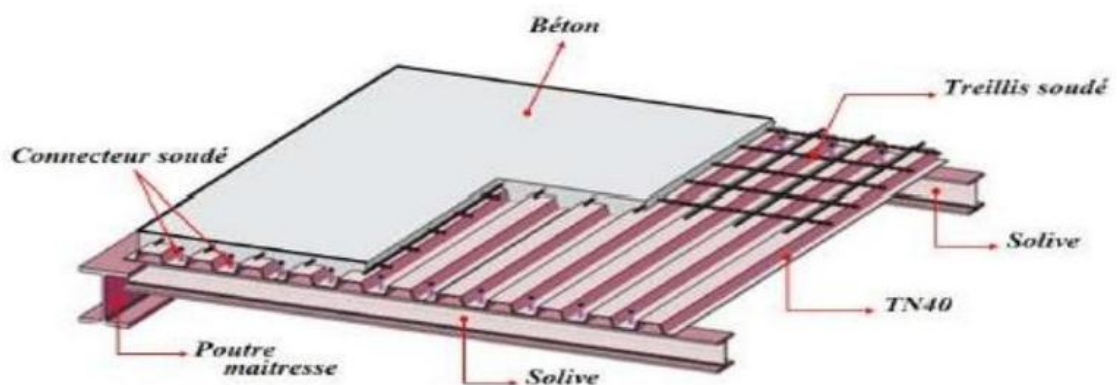


Figure I.7 Eléments constructifs d'un plancher mixte

➤ **Plancher terrasse :**

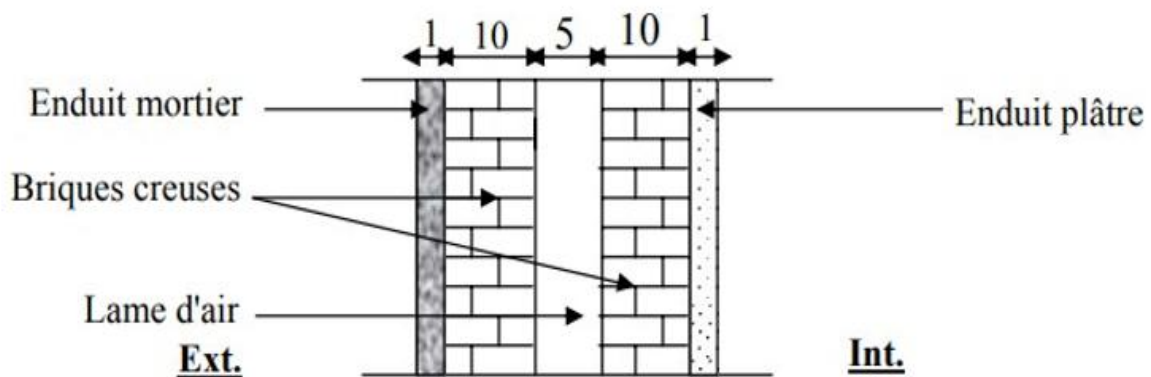
Il est identique aux plancher courant sauf que le versant est incliné par une petite pente. La partie supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, étanchéité de protection).

**I.3.4.2 Parois verticales :**

La structure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs

➤ **Pour 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.



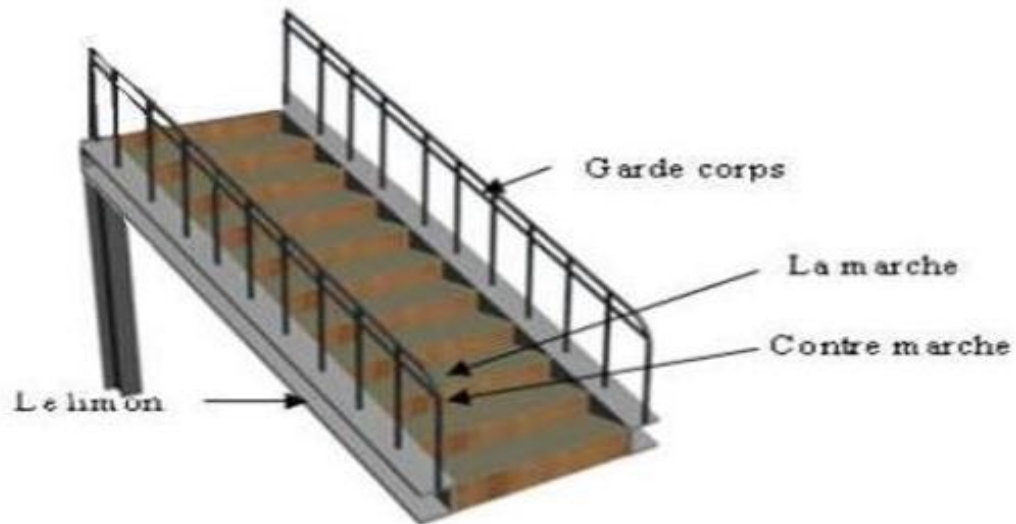
**Figure I.8** Cloisons extérieures.

➤ **Pour les murs intérieurs :**

Les murs intérieurs sont en panneaux sandwichs

**I.3.5 Les escaliers :**

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



**Figure I.9** Escaliers.

### **I.3.6 Les fondations :**

La base des poteaux a pour rôle la transmission des charges aux fondations qui vont à leur tour les transmettre au sol. Les fondations seront réalisées par des semelles isolées sur un sol ayant une contrainte admissible  $\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$ .

### **I.4 Règlements utilisés :**

Les différents règlements utilisés dans notre travail sont les suivants

DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

DTR.BC.2.44 Règles de conception des structures en aciers « CCM97 ».

DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».

DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».

BAEL91 : Calcul des structures en béton.

Euro code 3 : Règles des calculs des structures en acier

Euro code 4 : structure mixtes

### **I.5 Matériaux utilisés :**

#### **I.5.1 Acier de construction :**

L'acier est un matériau obtenu par transformation de la fonte dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Pour la réalisation de notre structure nous allons utiliser l'acier de type S235.

Les nuances d'acier courant et leurs résistances limites sont données par le règlement **Euro code 3** et **CCM97**.

**Tableau I.1. Caractéristique de l'acier**

Caractéristique	Indice	Valeur
La résistance à la traction	<b>F<sub>u</sub></b>	360 MPa
La limite élastique	<b>f<sub>y</sub></b>	235 MPa
La masse volumique	<b>ρ</b>	7850 Kg/m <sup>3</sup>
Module d'élasticité longitudinale	<b>E</b>	210000 MPa
Module cisaillement	<b>G</b>	84000 MPa
Coefficient de Poisson	<b>u</b>	0.3

### I.5.2 Le béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment. Pour les planchers et les fondations, on utilise un béton de classe **C25** qui présente les caractéristiques suivantes :

**Tableau I.2. Caractéristique du béton**

Caractéristique	Indice	Valeur
La résistance caractéristique à la compression	<b>f<sub>cd</sub></b>	25 MPa (BAEL 99/A2.1,12)
La résistance caractéristique à la traction	<b>F<sub>t28</sub></b>	2.1 MPa (F <sub>t28</sub> = 0.6 + 0.06 × 25 = 2.1 MPa)
Masse volumique	<b>ρ</b>	2500 Kg/m <sup>3</sup>
Le poids spécifique	<b>p</b>	p = 25 KN/m <sup>3</sup>
Coefficient de retrait	<b>ε</b>	4 × 10 <sup>-6</sup>
Coefficient de poisson	<b>ν</b>	0 à l'ELU ; ν = 0.2 à l'ELS
module d'élasticité différé	<b>E<sub>v</sub></b>	3700 <sup>3</sup> √f <sub>cd</sub> = 10819 MPa

## **I.6 Les assemblages :**

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- Les boulons
- La soudure

### **I.6.1 Le boulonnage :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas nous utiliserons les boulons ordinaires pour les assemblages des portiques autostable.

### **I.6.2 Le soudage :**

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport.

A blue horizontal scroll graphic with rounded ends and a slight 3D effect, containing the chapter title.

## **Chapitre II : Charges et surcharges**

## II.1 Généralités :

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique DTR B.C2.2 (charges et surcharges). Pour les effets climatiques le RNV version 2013 va être utilisé, et pour les charges climatiques, des chapitres séparés leurs sont consacrés.

## II.2 Charges permanentes :

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage

### II.2.1 Plancher terrasse inaccessible

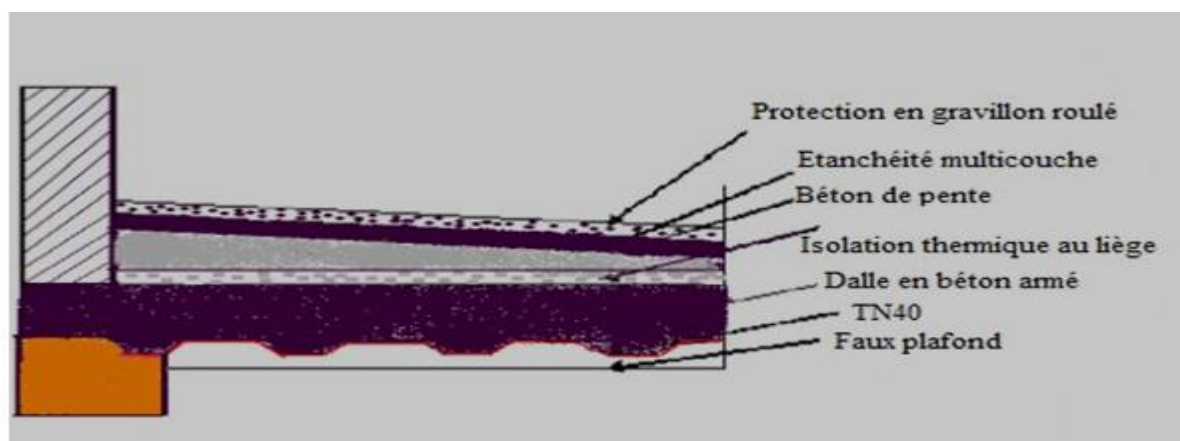


Figure II.1. Plancher terrasse inaccessible.

Tableau. II.1 Charges permanentes du plancher terrasse :

Type	Charge permanentes (KN/m <sup>2</sup> )
Faux plafond en plaque plâtre (1cm)	0,1
Solive en profilé métallique	P <sub>s</sub>
TN40 coffrage perdu	0,15
Dalle en B.A (12cm)	3
Isolation thermique du liège (4cm)	0,16
Protection gravier roulée (5cm)	0,85
Forme de pente en béton maigre (10cm)	2,2
Etanchéité multicouche (5cm)	0,3
	<b>6,76</b>

II.2.2 Plancher courant :

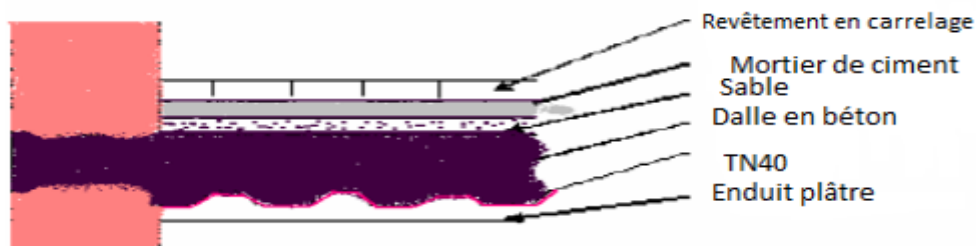


Figure II.2 Plancher étage courant.

Tableau II.2 Charges permanentes du plancher courant

Type	Charge permanentes (KN/m <sup>2</sup> )
Faux plafond en plaque plâtre (1cm)	0,1
Solive en profilé métallique (estimé)	P <sub>s</sub>
TN40 coffrage perdu	0,15
Dalle en B.A (12cm)	3
Isolation thermique du liège (4cm)	0,16
Revêtement en carrelage (2cm)	0,4
Mortier de ciment	0,4
Sable	0,34
Maçonnerie en brique creuses (10cm)	0,9
	<b>5,45</b>

II.2.3 Escalier :

a. Volée

Tableau. II.3. Charge permanente du volé d'escalier :

couche	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Charge surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement en carrelage	2	20	0,4
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Tôle striée	-	45	0,45
			<b>1,25</b>

**b. Palier**

**Tableau. II.4. Charge permanente du palier d'escalier :**

<b>couche</b>	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>Poids volumiques (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Charge surfaciques (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1- Dalle de sol	-	-	0,5
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Dalle en béton armé	12	25	3,0
4- TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,15
Garde-corps	-	-	0,15
			<b>4,2</b>

**II.2.4 Murs extérieurs (double parois) :**

**Tableau. II.5. Charges des murs extérieurs**

<b>couche</b>	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>Poids volumiques (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Charge surfaciques (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1- Brique (épaisseur 10 cm)	10×2) + 0.05	90	1,8
2- Mortier de ciment (1cm)	-	-	0,2
Enduit intérieurs (en plâtre 1cm)			0,1
			<b>2,1</b>

**II.2.5 Murs intérieurs :**

Panneau sandwich LL35 : **G= 0,109 KN/m<sup>2</sup>**

**II.2.6 Acrotères:**

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

Avec :

$\gamma_b$  = poids volumique du béton

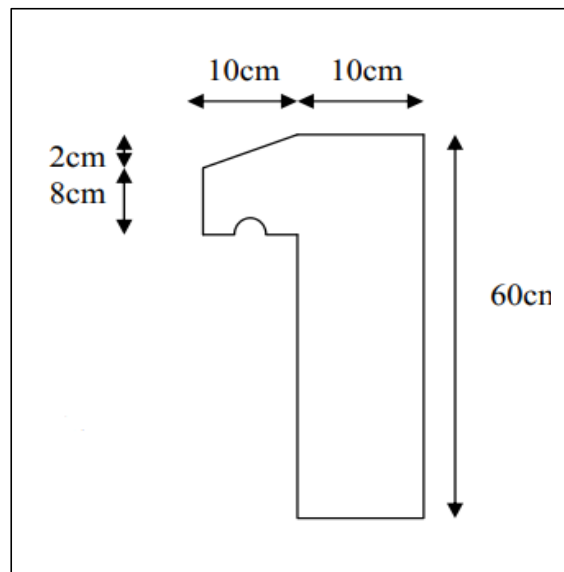
$\gamma_b = 25\text{KN/m}^2$

s = surface de l'acrotère

$$s = \frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$p = (0,069 \times 25) = 1,725 \text{ KN/m}$



**Figure II.3.** Acrotère

**II.3 Surcharges d'exploitation**

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans les règlements technique DTR.B.C 2.2 (charges et surcharges).

**Tableau II.6** Les différentes surcharges d'exploitation

Eléments	Charge d'exploitations Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	1
Escalier	2,5
Acrotère	1
Plancher courant	3,5

**II.4 Effet de la température :**

La longueur de notre construction est inférieure à 50m, donc l'effet de la température est négligeable.

**II.5 Conclusion :**

Le calcul des charges permet par la suite de déterminer les charges de calcul pour le pré dimensionnement des éléments de la structure.

A blue scroll graphic with a white border, featuring a rolled-up edge on the left and a small circular detail on the top right. The text is centered within the scroll.

## **Chapitre III : Charges climatiques**

### III.1 Introduction

L'accumulation de la neige sur les terrasses et les toitures produit une surcharge qu'il faut prendre en considération pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres, notre projet est implanté dans une zone de 584m d'altitude.

### III.2 Etude de la neige

#### III.2.1 But de l'étude

Le but de cette étude est de déterminer 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.

#### III.2.2 Calcul des charges de la neige

$$S = \mu \cdot Sk \text{ [KN/m}^2\text{]} \text{ (§3.1.1 RNV2013)}$$

Avec :

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

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

Le bâtiment étudié est situé à AGHRIB wilaya de TIZI OUZOU il est de zone A selon la Classification de la RNV 2013.

La valeur de  $Sk$  est déterminée par la loi de variation, elle est en fonction de l'altitude  $H$  (m) du site considéré.

$$\mu = 0.8 \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \text{ (§ 6.2.2.1 Tableau 2, RNV2013)}$$

$$Sk = \frac{0,07H+15}{100} \text{ pour la zone A}$$

On a donc :

$$Sk = \frac{0,07 \times 584 + 15}{100} = 0,56 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$S = \mu \cdot Sk = 0.8 \times 0.56 = 0.448 \text{ KN/m}^2$$

### III.3 Effet du vent

#### III.3.1 Introduction :

La surface terrestre est caractérisée par le mouvement des masses d'air qui résultent des différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire, provoquant ainsi différents niveaux de réchauffement et de pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, produisant ainsi ce que l'on appelle le vent.

L'effet du vent sur une construction métallique à faible hauteur est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent **RNV2013**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de ses caractéristiques et des caractéristiques de la structure tels que :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la structure.
- La hauteur de construction

#### III.3.2. Domaine d'application

Le règlement neige et vent (**RNV2013**) s'applique seulement sur :

- Les constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.
- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriels, etc
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....).
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues échafaudages, etc....)

### III.3.3 Principe de calcul

Le calcul doit être effectué séparément selon chacune des directions perpendiculaires aux ~~pr~~isde la construction.

Pour raison de symétrie de notre bâtiment, on va étudier une face pour chacune des deux directions du vent.

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade 1
- La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la façade 2

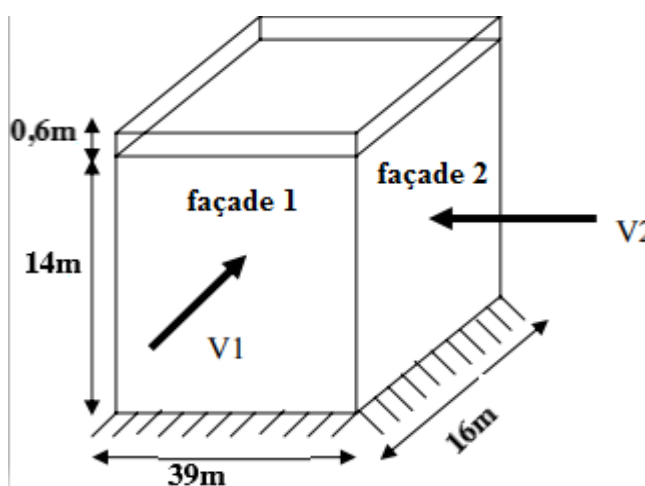
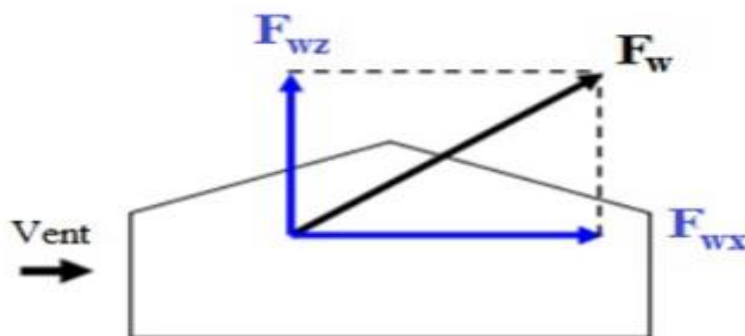


Figure III.1. Les directions du vent

L'effet du vent sera évalué par le calcul de la force résultante  $F_w$  qui se décompose en deux forces

- Une force globale horizontale  $F_{wx}$  (trainée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- Une force de soulèvement  $F_{wz}$  (portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Figure III.2. Force résultante  $F_w$ 

La force résultante  $F_w$  est donnée par la relation suivante :

$$F_w = C_d \sum W_e \times A_{ref} - \sum W_i \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

Dans le cas où  $C_d = 1$  (c'est généralement le cas).

$$F_w = \sum (W_e - W_i) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

$$F_w = \sum W(z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

Avec :

$W_e$  (en  $\text{daN/m}^2$ ) : pression aérodynamique extérieure du vent qui s'exerce sur un élément de surface considérée.

$W_i$  (en  $\text{daN/m}^2$ ) : pression aérodynamique intérieure du vent qui s'exerce sur un élément de surface considérée.

$W(z)$  (en  $\text{daN/m}^2$ ) : pression aérodynamique résultante.

$A_{ref}$  (en  $\text{m}^2$ ) : l'aire de l'élément de surface considérée.

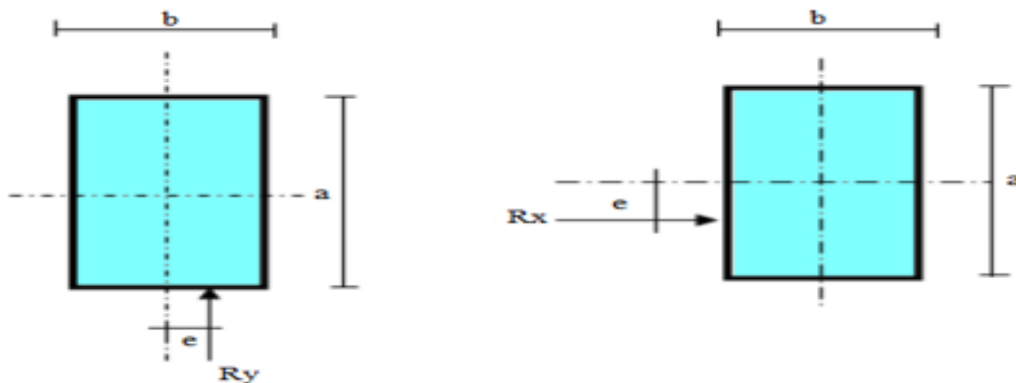
$F_{fr}$  (en  $\text{daN}$ ) : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.

$C_d$  : coefficient dynamique (**RNV 2013 §3.0**), il traduit l'effet dynamique du vent et peut être pris égale à 1. Pour les bâtiments dont la hauteur est inférieure à 15m.

L'excentricité de la force globale horizontale  $R_x$  doit être prise égale à :

➤ **Vent sur pignon V2:**

$e = \pm b/10$  où :  $b$ (en m) : dimension à la base du maître couple.



### III.3.4 Calcul de la pression statique due au vent $P_h$

La pression statique due au vent  $P_h$  qui s'exerce sur une construction à la hauteur  $h$  est donné par la formule suivante :

$$P_h = C_d \times q_p \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [ \text{kN} / \text{m}^2 ]$$

Avec :

$q_p$  : pression dynamique de pointe.

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

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

$C_d$  : coefficient dynamique

#### III.3.4.1 Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à **Agherib**, wilaya de **tizi ouzou**.

Catégorie de terrain III  $K_T = 0.215$

$Z_0 = 0,3\text{m}$

$Z_{\min} = 5\text{m}$  } → (RNV 2013 tableau 2.4)

$\epsilon = 0,61$

➤ Coefficients de topographie : Site plat  $C_t = 1$  → (RNV 2013, § 2.4.5)

➤  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2 \rightarrow$  (RNV 2013, tableau 2.2)

### III.3.4.2 Détermination du coefficient dynamique $C_d$

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

Dans le cas des bâtiments dont la hauteur totale est inférieure à 15 m, la valeur de  $C_d$  est  $C_d = 1$  RNV 2013 (chapitre 3 : coefficient dynamique, article 3-2 valeur simplifiée).

### III.3.4.3 Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ :

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$ , à la hauteur de référence  $z_e$  est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_{ex}(z_e) \quad [ \text{daN} / \text{m}^2 ] \quad \text{RNV 2013}$$

Avec :

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

#### a) Détermination de la pression dynamique de référence

Tableau. III.1. Valeurs de la pression dynamique de référence

zone	$q_{ref}$ (daN / m <sup>2</sup> )
I	37.5
II	43.5
III	50.0
IV	57.5

#### b) Détermination du coefficient d'exposition $C_{ex}$

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

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

$$C_{ex}(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

Avec :

$C_r$  : coefficient de rugosité.

$C_t$  : coefficient de topographie.

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

$Z$  (en m) : est la hauteur considérée.

- **La hauteur de référence  $Z_e$**

La hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe  $q_h(h)$  dépendent des dimensions  $h$  et  $b$  de la construction.

On a :

$h = 14$  m hauteur total de la construction

$b = 39$  m longueur total de la construction

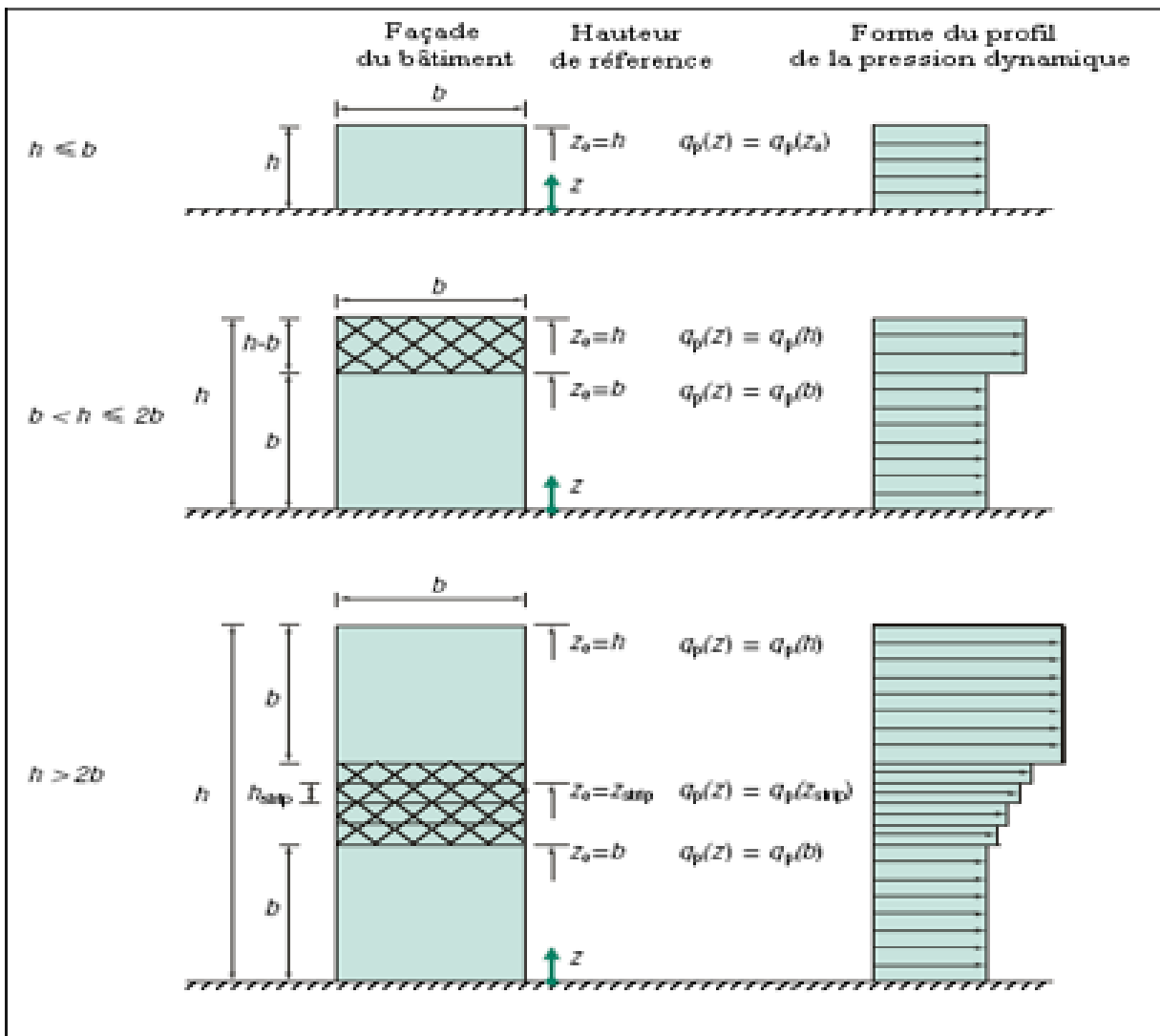


Figure III.3 La hauteur de référence  $Z_c$  selon les dimensions  $h$  et  $b$

Dans notre cas :

$14 \leq 39\text{m} \rightarrow h \leq b \dots\dots\dots$  **RNV 2013**

$Z_e = h = 14 \text{ m}$

- **Coefficient de rugosité (Cr) :**

Le coefficient de 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 logarithmique (logarithme népérien) :

$Cr(z) = K_T \times L_n(z/z_0)$  pour  $Z_{min} < Z < 200\text{m}$

$Cr(z) = k_T \times L_n(z_{min}/z_0)$  pour  $Z \leq Z_{min}$ .

Avec :

$K_T$ : facteur de terrain.

$Z_0$  ( en m ) : paramètre de rugosité.

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

$Z$  (en m) : hauteur considérée.

On a :  $Z_0 = 0.03$  m ,  $Z_{\min} = 5$  m ,  $K_t = 0.215$

→  $Z_{\min} = 5$  m <  $Z = 14$  m < 200 m

Donc :

$$:C_r(z)=K_T \times \ln(Z/Z_0)$$

$$C_r(z)=0,215 \times \ln(14/0,03)=1,32$$

- **Coefficient de topographie  $C_t(Z)$  :**

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

Le site est plat, donc  $c_t(z) = 1$ ..... **RNV 2013**

- **L'intensité de turbulence :**

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

$$I_v = \frac{1}{C_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \geq Z_{\min}$$

$$I_v = \frac{1}{C_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min}$$

On a :

$Z_0 = 0.03$  m,  $Z_{\min} = 5$  m,  $C_t(z) = 1$ ,  $Z = 14$  m

→  $Z_{\min} = 5$  m <  $Z = 14$  m

Donc :

$$I_v(14\text{m}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{14}{0,03}\right)} = 0,162$$

Donc le coefficient d'exposition est :

$$C_{ex}(14\text{m}) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

A.N :

$$C_{ex}(14m) = (1)^2 \times (1,32)^2 \times (1 + 7 \times 0,162) = 3,71$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau.III.2.** Valeurs de  $q_{ref}$ ,  $q_P$ ,  $C_{ex}$

Vent sur	$Z_e$ (m)	$q_{ref}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$I_v(Z)$	$C_r(Z_e)$	$C_e(Z_e)$	$q_p(Z_e)$ (daN/m <sup>2</sup> )
<b>Mur</b>	14	37,5	0,162	1,32	3,71	139,12
<b>Toiture</b>	14	37,5	0,162	1,32	3,71	139,12

### III.3.4.4 Coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ :

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée A. Ils sont définis pour des surfaces chargées 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup>, auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement  $C_{pe.1}$  et  $C_{pe.10}$ . (RNV 2013)

$C_{pe}$  S'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si : } A \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log_{10}(A) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si : } A \geq 10 \text{ m}^2$$

Avec :

A (en m<sup>2</sup>) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas, les parois verticales de notre bâtiment sont à base rectangulaire.

**Tableau.III.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	

Tableau.III.4. Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe.1}$	$C_{pe.}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.}$
		0	1	0	1	0	1	0	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>	$h_p/h=0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	$h_p/h=0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	$h_p/h=0.10$	-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>	$\alpha = 30^\circ$	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3	-0.3	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	$\alpha = 45^\circ$	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4	-0.4	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$
	$\alpha = 60^\circ$	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.5	-0.5	$\pm 0.2$	$\pm 0.2$

### III.4 Le vent perpendiculaire au long-pan V1:

#### III.4.1 Parois verticales

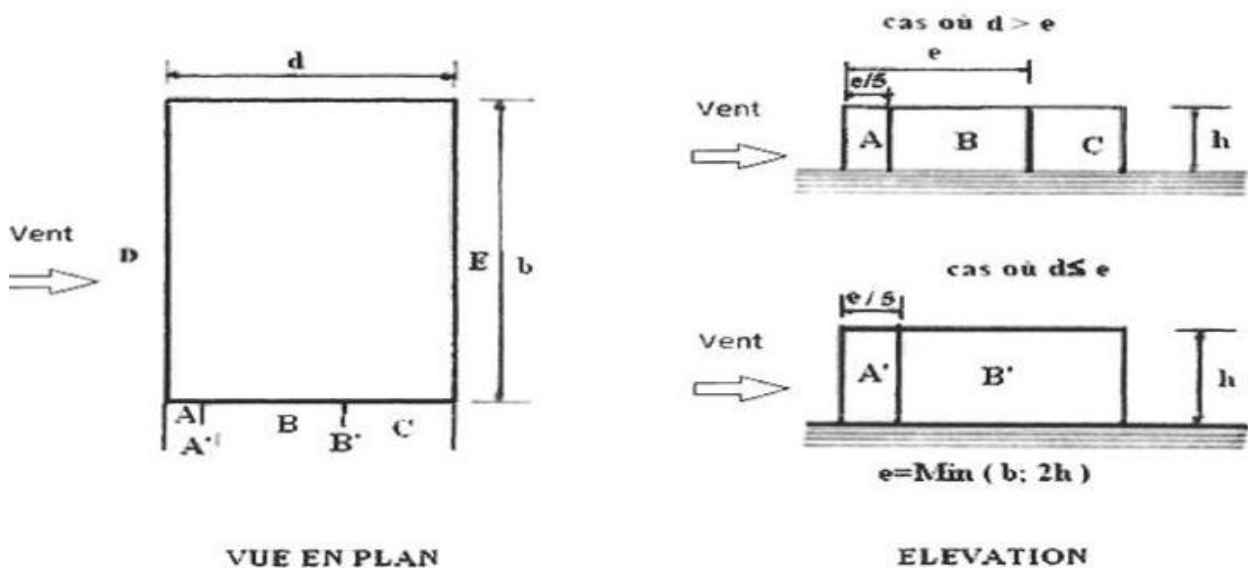


Figure III.4 Légende pour les parois verticales.

- Dans notre cas :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1,  $b = 39 \text{ m}$

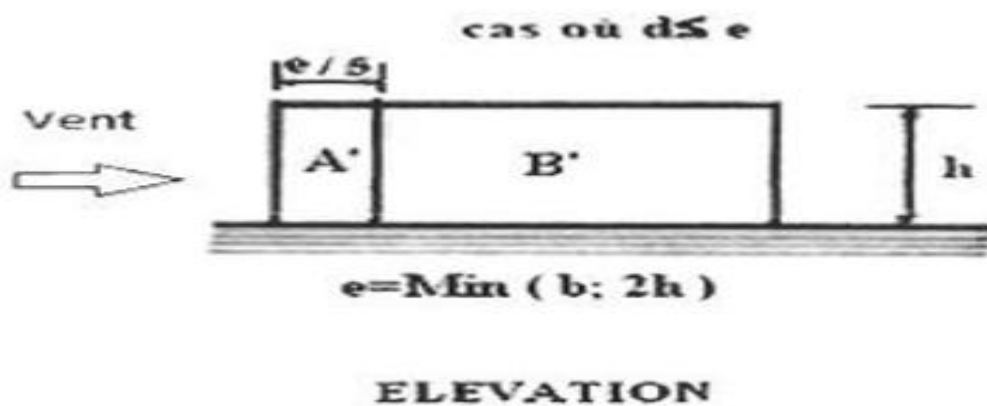
d : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ;  $d = 16 \text{ m}$

h : la hauteur du bâtiment.  $h = 14 \text{ m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [39 ; 28]$ .  $e = 28 \text{ m}$

$d = 16 \text{ m} < e = 28 \text{ m}$

On prend donc la découpe deux zones A et B respectivement de largeur :



$$A = e / 5 = 28 / 5 = 5,6 \text{ m}$$

$$B = 16 - 5,6 = 10,4 \text{ m}$$

- Calcul des aires des zones A', B', D et E

$$A' = 5,6 \times 14 = 78,4 \text{ m}^2$$

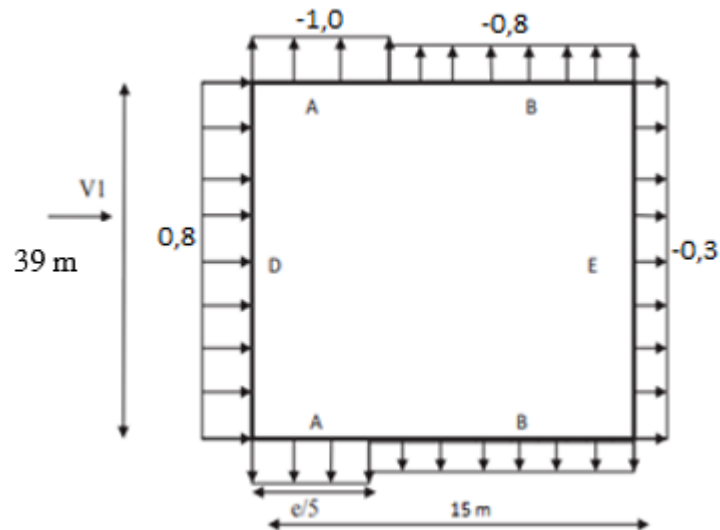
$$B' = 10,4 \times 14 = 145,6 \text{ m}^2$$

$$D = E = 39 \times 14 = 546 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à  $10 \text{ m}^2$  donc on prend  $C_{pe} = C_{pe.10}$

**Tableau.III.5.**  $C_{pe}$  pour les zones A', B', D et E

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



**Figure III.5** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le long pan.

### III.4.2 Versant de toiture

Dans notre cas :

Nous avons un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.6 m de hauteur

$$h_p = 0.6 \text{ m}, h = 14 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0.6 / 14 = 0.04$$

$$b = 39 \text{ m}, d = 16 \text{ m}, h = 14 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [39 ; 28]. e = 28 \text{ m}$$

#### III.4.2.1 Calcul des largeurs et longueurs des zones

$$\text{La largeur de la zone } F = e/10 = 28/10 = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{La longueur de la zone } F = e/4 = 28/4 = 7 \text{ m}$$

$$\text{La largeur de la zone } G = e/10 = 28/10 = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{La longueur de la zone } G = b - 2 \cdot (e/4) = 39 - 2 \cdot (28/4) = 25 \text{ m}$$

$$\text{La largeur de la zone } H = e/2 - e/10 = 28/2 - 28/10 = 11,2 \text{ m}$$

$$\text{La longueur de la zone } H = b = 39 \text{ m}$$

$$\text{La largeur de la zone } I = b = 39 \text{ m}$$

La longueur de la zone I=  $d-e/2=16-28/2= 2m$

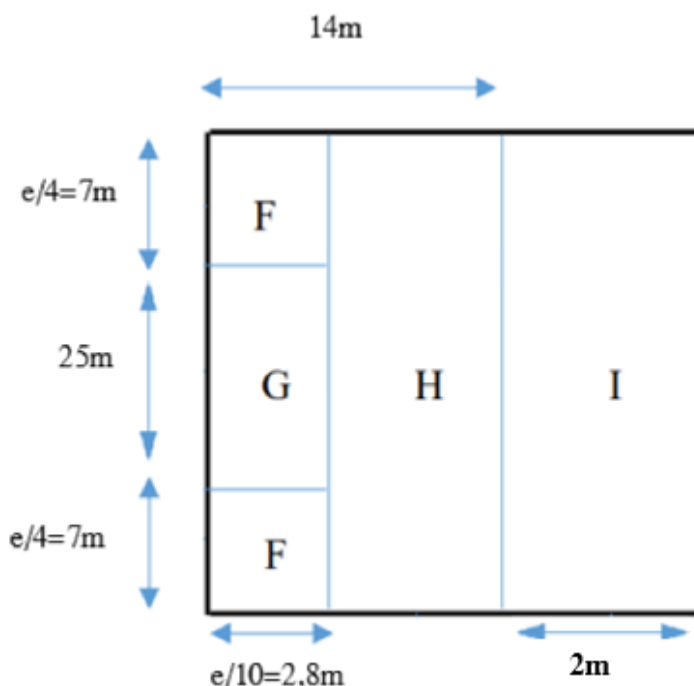


Figure III .6 : Zone de  $C_{pe}$  la toiture plate direction V1 du vent.

**III.4.2.2 Calcul des aires des zones F, G, H et I**

$F = 2.8 \times 7 = 19.6 \text{ m}^2$

$G = 2.8 \times 25 = 70 \text{ m}^2$

$H = 11,2 \times 39 = 436.8 \text{ m}^2$

$I = 2 \times 39 = 78 \text{ m}^2$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieur à  $10 \text{ m}^2$  donc on prend  $C_{pe} = C_{pe.10}$

Par interpolation linéaire entre les valeurs  $h_p / h = 0.04$  on trouve :

**Tableau.III.6.** Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère  $h_p / h = 0.04$

	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
$C_{pe} = C_{pe.10}$	<b>- 1.4</b>	<b>- 0.9</b>	<b>- 0.7</b>	<b>± 0.2</b>

**III.4.2.3 Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Les coefficients de pressions intérieures sont essentiellement donnés en fonction de la perméabilité des parois.

La perméabilité des parois  $\mu_p$  a pour expression :

$$U_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe \leq 0}}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures ou } C_{pe \leq 0}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler.

La structure dispose de cloisons internes nous allons prendre comme valeur de  $C_{pi}$  les deux extrêmes (les deux bornes).  $C_{pi} = +0.8$ ,  $C_{pi} = -0.5$

Les résultats de calcul de la pression statique due au vent sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau.III.7** Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan.

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_h$ (daN/m <sup>2</sup> )	$p_h$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	-1	+0.8	-1.8	139,12	-250,41
		-0.5	-0.5		-69,56
B	-0.8	+0.8	-1.6	139,12	-222,59
		-0.5	-0.3		-41,73
D	+0.8	+0.8	0	139,12	0
		-0.5	+1.3		180,85
E	-0.3	+0.8	-1.1	139,12	-153,03
		-0.5	+0.2		27,82
F	-1.41	+0.8	-2.21	139,12	-307,45
		-0.5	-0.9		-125,2
G	-0.9	+0.8	-1.7	139,12	-236,5
		-0.5	-0.4		-55,64
H	-0.7	+0.8	-1.5	139,12	-208,68
		-0.5	-0.2		-27,82
I	+0.2	+0.8	-0.6	139,12	-83,47
	-0.2		-1		-139,12
	+0.2	-0.5	0.7		97,38
	-0.2		0.3		41,73

### III.5 Vent perpendiculaire au pignon face V2:

Pour cette direction du vent :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1,  $b = 16$  m

d : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ;  $d = 39$  m

h : la hauteur du bâtiment.  $h = 14$  m

$e = \min [b ; 2h] = \min [16; 28]$ .  $e = 16$

#### III.5.1 Parois verticales :

$d = 39\text{m} > e = 16$  m On prend donc la découpe trois zones A et B et C respectivement de largeur

:  $A = e/5$  ;  $B = e - e/5$  ;  $C = d - e$

Donc :

$$A = 16/5 = 3,2\text{m}$$

$$B = 16 - 16/5 = 12,8\text{m}$$

$$C = 39 - 16 = 23\text{m}$$

#### III.5.1.1 Calcul des aires des zones A, B et C

$$A = 3,2 \times 14 = 44,8 \text{ m}^2$$

$$B = 12,8 \times 14 = 179,2\text{m}^2$$

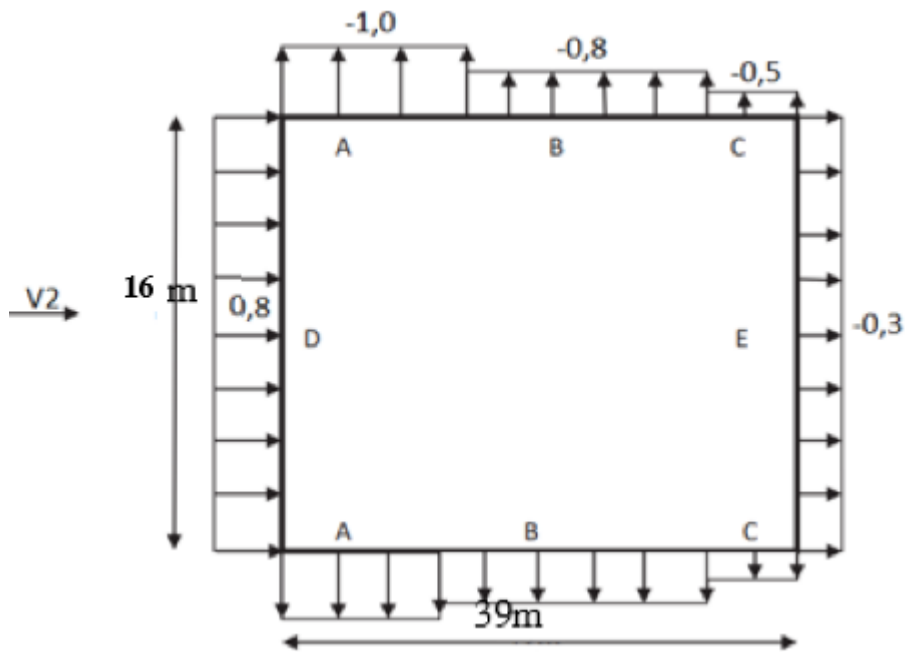
$$C = 23 \times 14 = 322 \text{ m}^2$$

$$D = E = 16 \times 14 = 224\text{m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à  $10 \text{ m}^2$  donc on prend  $C_{pe} = C_{pe,10}$

**Tableau.III.8.**  $C_{pe}$  Pour les zones A, B, C, D, E

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3



**Figure III.7.:** Zone de  $C_{pe}$  pour les parois verticale-direction  $V_2$  du vent

### III.5.2 Versants de toiture :

Nous avons un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.6 m de hauteur

$$h_p = 0.6 \text{ m}, h = 14 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0.6 / 14 = 0.042$$

$$b = 16 \text{ m}, d = 39 \text{ m}, h = 14 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [16 ; 28]. e = 16 \text{ m}$$

#### III.5.2.1 Calcul des largeurs et longueurs des zones :

La largeur de la zone F =  $e/10 = 16/10 = 1,6 \text{ m}$

La longueur de la zone F =  $e/4 = 16/4 = 4 \text{ m}$

La largeur de la zone G =  $e/10 = 16/10 = 1,6 \text{ m}$

La longueur de la zone G =  $b - 2(e/4) = 16 - 2 \cdot (16/4) = 8 \text{ m}$

La largeur de la zone H =  $e/2 - e/10 = 16/2 - 16/10 = 6,4 \text{ m}$

La longueur de la zone H =  $b = 16 \text{ m}$

La largeur de la zone I =  $b = 16 \text{ m}$

La longueur de la zone I =  $d - e/2 = 39 - 16/2 = 31 \text{ m}$

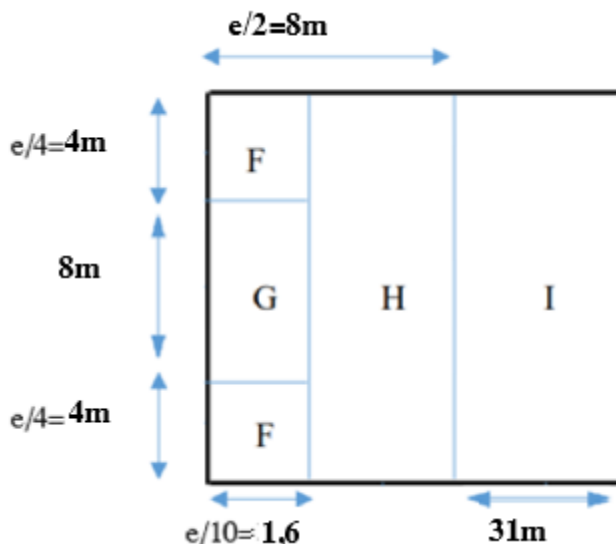


Figure III.8.: Zone de  $C_{pe}$  la toiture plate direction V2 du vent.

III.5.2.2 Calcul des aires des zones F, G, H et I

$F = 1,6 \times 4 = 6,4 \text{ m}^2$

$G = 1,6 \times 8 = 12,8 \text{ m}^2$

$H = 6,4 \times 16 = 102,4 \text{ m}^2$

$I = 16 \times 31 = 496 \text{ m}^2$

Les surfaces des zones G,H et I sont supérieures à  $10 \text{ m}^2$  donc on prend  $C_{pe} = C_{pe.10}$

Pour la zone F :  $A = 7,744 \text{ m}^2$  (elle est comprise entre  $1 \text{ m}^2$  et  $10 \text{ m}^2$ ) donc on calcule  $C_{pe}$  par l'expression suivante :

$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log_{10}(A)$

A.N :

$C_{pe} = -2 + (-1,4 + 2) \log_{10}(6,4) = -1,46$

Par interpolation linéaire entre les valeurs  $h_p / h = 0.04$  on trouve :

Tableau.III.9. Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère  $h_p / h = 0.04$

	F	G	H	I
$C_{pe} = C_{pe.10}$	- 1.46	- 0.9	- 0.7	± 0.2

Les résultats de calcul de la pression statique due au vent sont représentés dans les tableaux Ci-dessous :

**Tableau.III.10 Valeurs** de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_h$ (daN/m <sup>2</sup> )	$p_h$ (daN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	-1	+0.8	-1.8	<b>139,12</b>	-250,41
		-0.5	-0.5		-69,56
<b>B</b>	-0.8	+0.8	-1.6	<b>139,12</b>	-222,59
		-0.5	-0.3		-41,73
<b>C</b>	-0.5	+0.8	-1.3	<b>139,12</b>	-180,85
		-0.5	0		0
<b>D</b>	+0.8	+0.8	0	<b>139,12</b>	0
		-0.5	+1.3		180,85
<b>E</b>	-0.3	+0.8	-1.1	<b>139,12</b>	-153,032
		-0.5	+0.2		27,82
<b>F</b>	-1.46	+0.8	-2.2	<b>139,12</b>	-306,06
		-0.5	-0.9		-125,2
<b>G</b>	-0.9	+0.8	-1.7	<b>139,12</b>	-236,5
		-0.5	-0.4		-55,64
<b>H</b>	-0.7	+0.8	-1.5	<b>139,12</b>	-208,68
		-0.5	-0.2		-27,82
<b>I</b>	+0.2	+0.8	-0.6	<b>139,12</b>	-83,47
	-0.2		-1		-139,12
	+0.2	-0.5	0.7		97,38
	-0.2		0.3		41,73

### III.6 Calcul de la force de frottement $F_{fr}$ :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale 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 totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). **RNV 2013**

Condition à vérifier :

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

#### III.6.1 Sens V1 :

$$d = 16 \text{ m}, b = 39 \text{ m}, h = 14 \text{ m}$$

$$2(16 \times 14) = 448 \text{ m}^2 < 4(2 \times 39 \times 14) = 4368 \text{ m}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### III.6.2 Sens V2 :

$$d = 39 \text{ m}, b = 16 \text{ m}, h = 14 \text{ m}$$

$$2(39 \times 14) = 1092 \text{ m}^2 < 4(2 \times 16 \times 14) = 1792 \text{ m}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Les forces de frottement sur les parois peuvent être négligées

.

### III.7 Calcul des forces exercées par le vent

#### III.7.1 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:

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

Avec :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z) = 139,12 \text{ daN/m}^2 : \text{ pression dynamique de pointe à la hauteur } Z_e$$

$C_f$ : est le coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction  
(**RNV 2013, § 4.0**)

$A_{ref}$  ( $\text{en m}^2$ ): l'aire de référence (aire d'influence de l'élément considéré).

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

#### a) Calcul du coefficient de force $C_f$ :

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

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

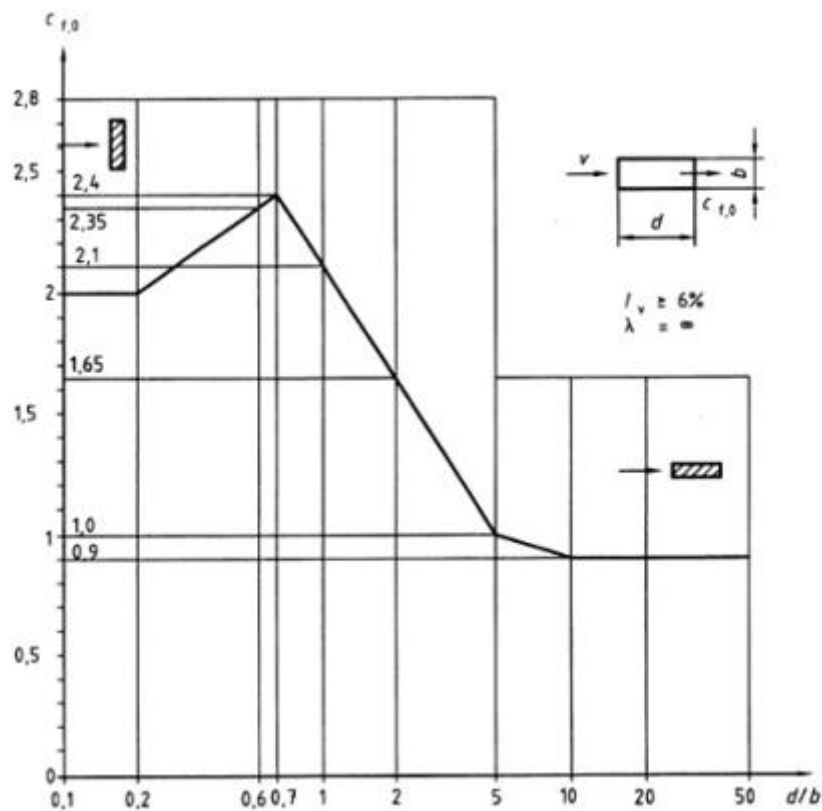
$$C_{f,0} = 2,3 \text{ pour } d/b = 16/39 = 0,41 \text{ (RNV 2013)}$$

$\Psi \lambda$  : est le facteur d'élanement donné sur la Figure 14 en fonction de l'élanement.

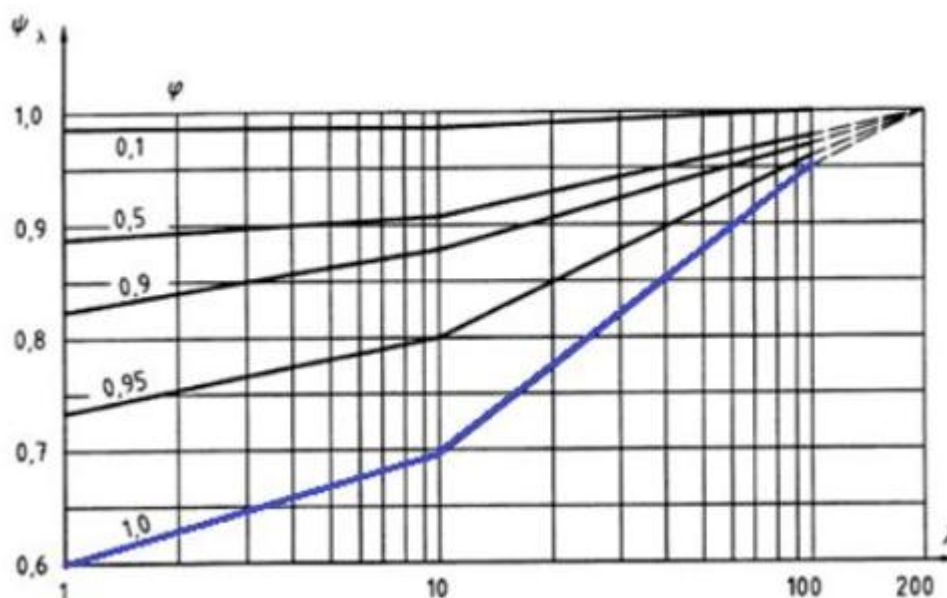
$$\text{Avec } \lambda = h/b = 14/39 = 0,35 < 1$$

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

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



**Figure III.9** 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



**Figure III.10** Valeurs du facteur d'élanement  $\Psi\lambda$ , en fonction de l'élanement  $\lambda$ , et de l'opacité de la construction

**b) L'aire de référence revenant au système de contreventement**

**Aref :**

$$A_{\text{ref } 1} = \frac{3,50 \times (6+14)}{2} = 35 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{ref } 2} = \frac{3,50 \times (6+14)}{2} = 35 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{ref } 3} = \frac{3,50 \times (6+14)}{2} = 35 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{ref } 4} = \frac{3,50 \times (6+14)}{2} = 35 \text{ m}^2$$

Donc :

$$F_{w1} = 1 \times 1,38 \times 139,12 \times 35 = 6719,49 \text{ daN} = 67,19 \text{ kN}$$

$$F_{w2} = 1 \times 1,38 \times 139,12 \times 35 = 6719,49 \text{ daN} = 67,19 \text{ kN}$$

$$F_{w3} = 1 \times 1,38 \times 139,12 \times 35 = 6719,49 \text{ daN} = 67,19 \text{ kN}$$

$$F_{w4} = 1 \times 1,38 \times 139,12 \times 35 = 6719,49 \text{ daN} = 67,19 \text{ kN}$$

**Remarque :**

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondérées). 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.

$$F_{w1} = 1.5 \times 67,19 = 100,78 \text{ kN}$$

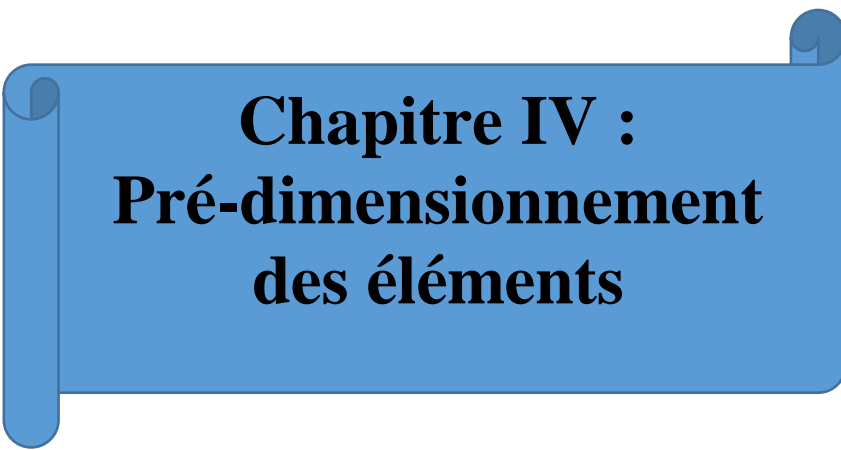
$$F_{w2} = 1.5 \times 67,19 = 100,78 \text{ kN}$$

$$F_{w3} = 1.5 \times 67,19 = 100,78 \text{ kN}$$

$$F_{w4} = 1.5 \times 67,19 = 100,78 \text{ kN}$$

### III.8 Conclusion

En se référant au Règlement de la Neige et du Vent (**RNV 2013**), nous avons pu calculer les différentes charges climatiques (neige et vent) qui sont appliquées sur la structure.

A blue scroll graphic with a white border and a dark blue shadow. The scroll is unrolled in the center, with the top and bottom edges curled up. The text is centered on the white surface of the scroll.

**Chapitre IV :  
Pré-dimensionnement  
des éléments**

## IV.1 Introduction

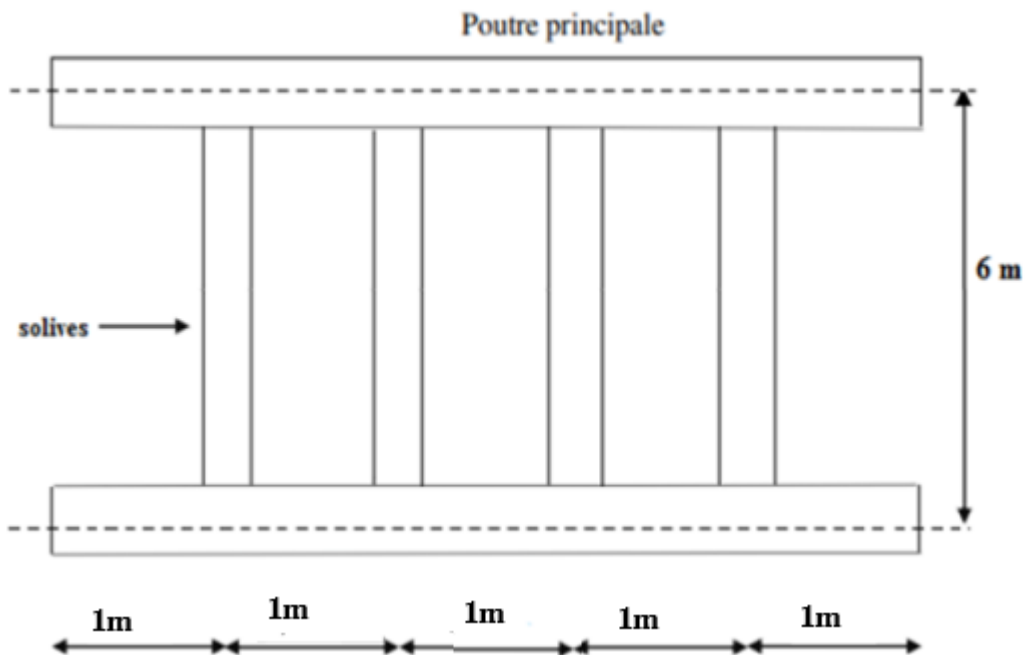
Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives), chaque structure doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées, et aux différentes combinaisons pour cela on doit effectuer un pré dimensionnement des éléments porteurs et qui doivent être vérifiés par la suite.

Le pré dimensionnement se fait sous la combinaison de la charge à l'état de service et sera vérifié sous la combinaison à l'état ultime.

## IV.2 Pré-dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est déterminé par l'équation suivante :  $0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m}$  (DTR C.2.2)

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et l'utilisation des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour la longueur entre axes d'une solive **6 m** et un écartement de **e=1 m**.



**Figure IV.1:** Présentation schématique des solives.

**IV.2.1 Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse**

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher :  $G=6,76\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitations :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Charge de neige  $N=0,448\text{KN/m}^2$

Distance entre l'axe des solives :  $e = 1 \text{ m}$

Portée de la solive :  $L = 6 \text{ m}$

**IV.2.1.1 Vérification de la condition de la flèche (ELS)**

**Tableau IV.1.** Valeurs limite des flèches

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 où $\delta v_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment.	L/250

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} < \delta v_{max} = \frac{L}{250} \text{ pour planchers en général.}$$

Avec :  $\delta v_{max} = \frac{L}{250}$  pour planchers en général.

$$\delta v_{max} = \frac{600}{250} = 2,4\text{cm}$$

q : la charge non pondérée

$$q = (G + Q+N) = (6,76 + 1+0,448) = 8,2 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = 8,2 \times 1 = 8,2 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} < \frac{L}{250} \rightarrow I_y > \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

A.N :

$$I_y \geq \frac{5 \times 8,2 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 2745,5 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 240** avec  $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

**Tableau. IV.2.** Caractéristiques du profilé **IPE 240**

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
30,7	240	120	190,4	6,2	9,8	39,1
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	r (mm)
3892	284	367	324	99,7	26,9	15

#### IV.2.1.2 Vérification à la flèche (poids propre inclut) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi :  $P = 30,7 \text{ Kg/m} = 0.307 \text{ KN/m}$

$$Q_{\text{ELS}} = q + p = 8,2 + 0.307 = 8,507 \text{ KN/m}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} < \delta v_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 8,507 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3892} = 1,75 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### IV.2.1.3 Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)

$$G = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{profilé}}$$

$$G = (6,76 \times 1 + 0.307) = 7,06 \text{ KN/m}$$

$$Q = (1+0,448) \times 1 = 1,448 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ELU}} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (7.06) + 1.5 (1,448) = 11.703 \text{ KN / m}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Calcul de  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

A.N

$$V_{sd} = \frac{11,703 \times 6}{2} = 35,1 \text{ KN}$$

Calcul de  $V_{pl,rd}$  :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_V \times F_Y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

$$A_{Vz} = 19,1 \text{ cm}^2 = 1910 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

A.N :

$$V_{pl,rd} = \frac{1910 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 235,585 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 35,1 < V_{pl,rd} = 235,585 \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### IV.2.1.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{el,rd}$$

Calcul de  $M_{sd}$  :

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

A.N :

$$M_{sd} = \frac{11,703 \times 6^2}{8} = 52,66 \text{ KN}$$

Calcul de  $M_{el,rd}$  :

$$M_{el,rd} = \frac{F_Y \times W_{EL,y}}{\gamma_{M0}}$$

A.N :

$$M_{el,rd} = \frac{235 \times 324 \times 10^3}{1,1} = 69218181,82 \text{ N} \cdot \text{mm} = 69,21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 52,66 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{el,rd} = 69,21 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Le profilé IPE 240 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de flèche.

#### IV.2.2 Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant

Le pré-dimensionnement des solives étage courant est le même que celui des solives terrasse lors du stade de la construction ( $Q=1\text{KN/m}^2$ )

Pour le stade final, les vérifications seront faites au chapitre suivant (étude du plancher mixte)  $Q=3,5\text{ KN/m}^2$

La solive sera une poutre mixte.

### IV.3 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux.

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

#### IV.3.1 Poutre principale plancher terrasse

Calcul des charges :

Tableau. IV.3 Chargement poutre principale (plancher terrasse)

Chargement	Chargement linéaire
<b>Chargement permanent G</b>	
Poids propre du plancher : $G = 6,76\text{KN/m}^2$	$GT = 6,76 \times 6 = 40,56\text{ KN/ml}$
Solive : $G_{\text{solive}} = 0.307\text{ KN/ml}$	$G_{\text{solive}} = (0.307 \times 6) / 1 = 1.842\text{ KN/ml}$
	<b>G = 42,402N/ml</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>	
Charge d'exploitations $Q = 1\text{ KN/m}^2$	$Q = 1 \times 6 = 6\text{KN/ml}$
Charge de neige $N=0,448$	$N=0,448 \times 6 = 2,688\text{KN/ml}$
	<b>Q = 8,688KN/ml</b>

	combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée <b>ELU</b>	1.35G + 1.5Q	$1.35 \times 40,402 + 1.5 \times 8,688 = 67,57$
Non pondérée <b>ELS</b>	G + Q	$40,402 + 8,688 = 49,09$

**IV.3.1.1 Vérification de la condition de la flèche (ELS) :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} < \delta v_{\max} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$L = 8\text{m} = 800\text{ cm}$$

$$\delta v_{\max} = \frac{800}{250} = 3,2\text{ cm}$$

le calcul se fait à l'ELS pour cela on prend les charges non pondérées

Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} < \frac{L}{250} \rightarrow I_y > \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 49,09 \times 10^{-2} \times 800^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 38960,31 \text{ cm}^4$$

On prend avec **IPE600**  $I_y = 92080 \text{ cm}^4$

**Tableau. IV.4** Caractéristiques du profilé **IPE 600**

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
122	600	220	514	12	19	156
$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{ply}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{ely}$ (cm <sup>3</sup> )	$i_y$ (mm)	$i_z$ (mm)	r (mm)
92080	3387	3512	3070	243	46,6	24

**IV.3.1.2 Vérification à la flèche (poids propre inclut) :**

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi :  $P = 122 \text{ Kg/m} = 1,22 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q + p = 49,09 + 1,22 = 50,31 \text{ KN/m}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} < \delta v_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 50,31 \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 92080} = 1,38 \text{ cm} < \frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### IV.3.1.3 Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant) :

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi :  $P_p = 1,22 \text{ KN/m}$

La charge sera :  $q = q_{\text{ELU}} + 1.35 \times P_p \rightarrow q = 67,57 + 1.35 \times 1,22 = 69,21 \text{ KN/m}$

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Calcul de  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

A.N :

$$V_{sd} = \frac{69,21 \times 8}{2} = 276,86 \text{ KN}$$

Calcul de  $V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_V \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_V = 83,8 \text{ cm}^2 = 8380 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

A.N :

$$V_{pl,rd} = \frac{8380 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 1033,61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 276,86 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 1033,61 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### IV.3.1.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{el,rd}$$

Calcul de  $M_{sd}$

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

A.N :

$$M_{sd} = \frac{69,21 \times 8^2}{8} = 553,58 \text{ KN}$$

Calcul de  $M_{el,rd}$

$$M_{el,rd} = \frac{F_Y \times W_{el,y}}{\gamma_{M0}}$$

A.N :

$$M_{el,rd} = \frac{235 \times 3070 \times 10^3}{1,1} = 655863636,4 N.mm = 655,86 KN.m$$

$$M_{sd} = 553,58 KN.m < M_{el,rd} = 655,86 KN.m$$

Condition vérifiée

Le profilé IPE 600 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de flèche.

### IV.3.2 Poutre principale étage courant :

Le pré-dimensionnement des poutres principales étage courant est le même que celui des poutres principales terrasse lors du stade de la construction ( $Q=1 KN/m^2$ )

Pour le stade final, les vérifications seront faites au chapitre suivant (étude du plancher mixte)  
 $Q=3,5 KN/m^2$

La poutre principale sera une poutre mixte

### IV.4 Pré-dimensionnement des Poutres secondaires

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section (**IPE 240**)

### IV.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments de construction destinés à transmettre sur le sol les charges verticales et horizontales appliquées sur le bâtiment, souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion c'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes. 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.

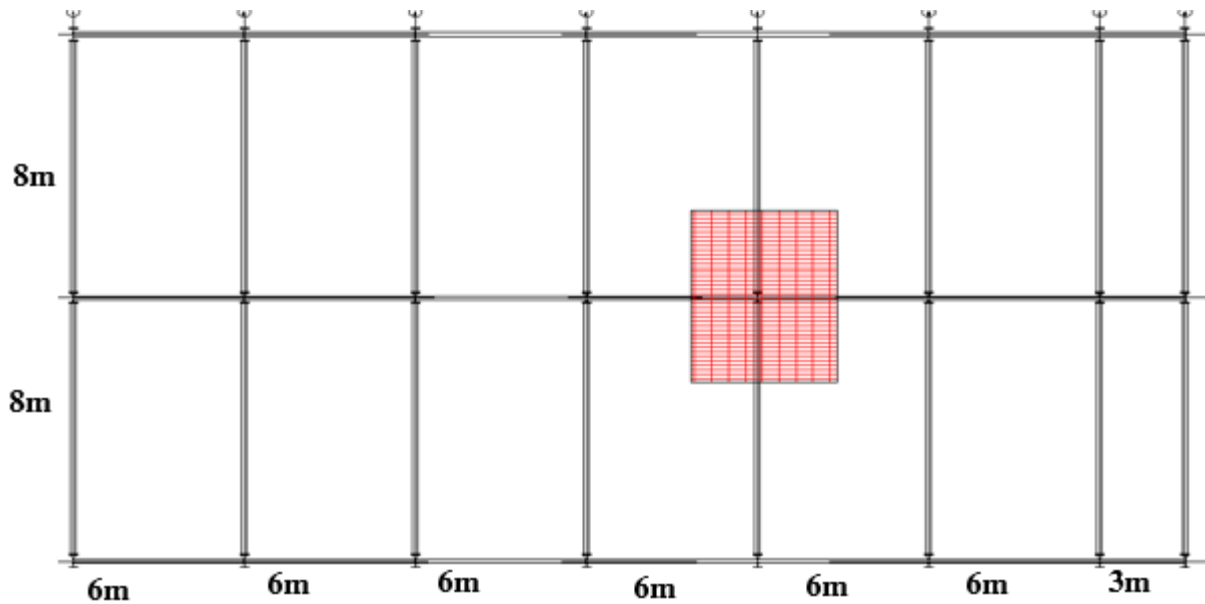


Figure IV.2. Disposition des poteaux

Le poteau le plus sollicité est le poteau central (position 1) :

$$S = 8 \times 6 = 48 \text{ m}^2$$

D'après les règles empiriques pour un poteau en profilé laminé on a :  $L_f = L$

$$\frac{L_f}{\lambda_y} < 25 \quad ; i_y = \frac{L_f}{\lambda_y} = \frac{1 \times 350}{25} = 14 \text{ cm}$$

On prend un **HEA450** avec :  $i_y = 18.92 \text{ cm}$

#### IV.5.1 Vérification des charges

##### IV.5.1.1 Plancher terrasse

La surface:  $S = 8 \times 6 = 48 \text{ m}^2$

Poids des solives :  $G_s = P_s \times l \times n$

$$G_s = 0,307 \times 6 \times 7 = 12,89 \text{ KN}$$

Poids propre du poteau :  $G_{\text{pot}} = 1,40 \times 3,5 = 4,90 \text{ KN}$

Poids des poutres principales :  $G_{\text{pp}} = P_{\text{pp}} \times l \times n$

$$G_{\text{pp}} = 1,22 \times 8 \times 1 = 9,76 \text{ KN}$$

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

$$G_{\text{ps}} = 0,307 \times 6 = 1,842 \text{ KN}$$

Poids du plancher terrasse :  $G_t = 6,76 \times 48 = 324,48 \text{ KN}$

Charge d'exploitation terrasse :  $Q = 1 \times 48 = 48 \text{ KN}$

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

$N_t = 1.35 (12,89 + 9,76 + 1,842 + 4,90 + 324,48) + 1.5 (48)$

**$N_t = 549,72 \text{ KN}$**

#### IV.5.1.2 Plancher étage courant

La surface:  $S = 8 \times 6 = 48 \text{ m}^2$

Poids des solives :  $G_s = P_s \times l \times n$

$G_s = 0.307 \times 6 \times 7 = 12,89 \text{ KN}$

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

$G_{pp} = 1,22 \times 8 \times 1 = 9,76 \text{ KN}$

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

$G_{ps} = 0,307 \times 6 = 1,842 \text{ KN}$

Poids propre du poteau :  $G_{pot} = 1.40 \times 3,5 = 4.90 \text{ KN}$

Poids de l'étage courant :  $G_e = 5.45 \times 48 = 261,6 \text{ KN}$

Charge d'exploitation étage courant :  $Q = 3.5 \times 48 = 168 \text{ KN}$

Donc :  $N_c = 1.35 (G_s + G_{pp} + G_e + G_{pot} + G_{pr}) + 1.5 (Q)$

$N_c = 1.35 (12,89 + 9,76 + 1,842 + 4,90 + 261,6) + 1.5 (168)$

**$N_c = 644,83 \text{ KN}$**

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

$N_{sd} = N_t + 3N_c = 549,72 + 3 \times 644,83 = 2484,21 \text{ KN}$

A.N :

$N_{sd} = 549,72 + 3 \times 644,83 = 2484,21 \text{ KN}$

#### IV.5.2 Vérification de l'élément au flambement

On doit vérifier la condition suivante

$$N_{sd} < N_{b,rd}$$

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:

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

$\beta_A$  : 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.

$$A = 17800 \text{ mm}^2$$

$\gamma_{M1} = 1.1$  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  $\lambda$  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  $\lambda$ .

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

$\lambda = L/i$  est l'élancement du poteau

**L** est la longueur de flambement du poteau

**i** est le rayon de giration autour de l'axe fort

$$\lambda = \pi(E/F_y)^{0.5} = 93.9\varepsilon = 93.9 \text{ Est l'élancement Eulérien}$$

#### a) Calcul du facteur de réduction, $\chi_z$

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

$$i_z = 72.9 \text{ mm}$$

$$L_f = 3500 \times 1 = 3500 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{3500}{72.9} = 48,01 \text{ Est l'élancement du poteau autour de l'axe z-z}$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{48,01}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,511$$

Courbe de flambement

$$h/b = \frac{440}{300} = 1,4 > 1,2$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement **b**

Pour  $\lambda = 0.511 \rightarrow \chi_z = \mathbf{0.8798}$  (tableau annexe)

**b) Calcul du facteur de réduction,  $\chi_y$**

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

$$i_y = 189.2 \text{ mm}$$

$$L_f = 3500 \times 1 = 3500 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{3500}{189,2} = 18,498 \text{ Est l'élancement du poteau autour de l'axe y-y}$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{18,498}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,197$$

Courbe de flambement :

$$h/b = \frac{440}{300} = 1,4 > 1,2$$

Axe de flambement y-y  $\rightarrow$  courbe de flambement **a**

Pour  $\lambda = 0.197 \rightarrow \chi_y = \mathbf{1}$  (tableau annexe)

Donc :  $\chi = \chi_z = \mathbf{0.8798}$

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

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

A.N :

$$N_{b,rd} = 0,8798 \times 17800 \times 235 \cdot \frac{1}{1,1 \times 10^3} = 3345,63 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2484,21 \text{ KN} < N_{b,rd} = 3345,63 \text{ kN}$$

**(Condition vérifiée)**

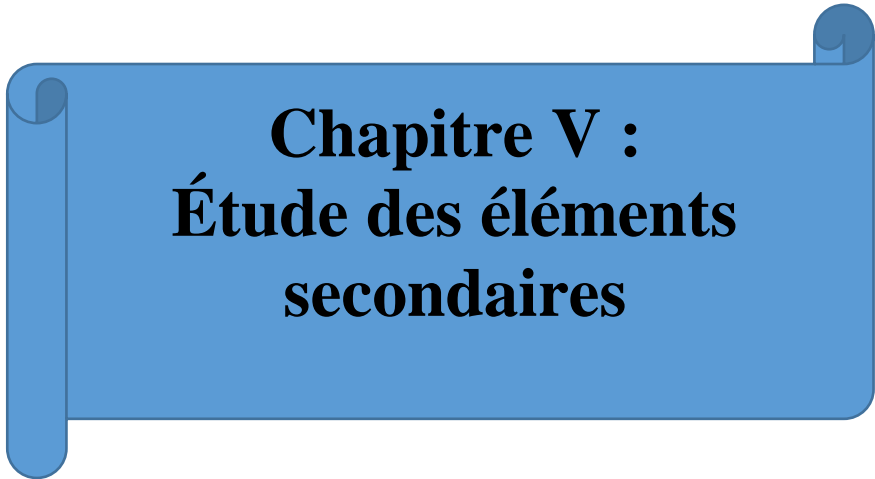
La résistance nominale au flambement de l'élément est supérieure à la charge appliquée le poteau est donc vérifiée ou flambement.

**IV.6 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 IV.5** Résultats du pré-dimensionnement

Eléments		Profilé adopté
solives	Plancher terrasse	IPE 240
	Plancher étage courant	IPE 240
Poutres principale	plancher terrasse	IPE 600
	étage courant	IPE 600
Poutres secondaire	Plancher terrasse	IPE 240
	Plancher étage courant	IPE 240
poteaux		HEA 450



**Chapitre V :**  
**Étude des éléments**  
**secondaires**

## V.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul des éléments secondaires de notre bâtiment tels que : les escaliers, les balcons, l'acrotère. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'EUROCODE 3 règlement de conception et de calcul des structures en acier.

## V.2 Étude des escaliers

### V.2.1 Introduction

Un escalier est une suite de marches qui permet de passer d'un niveau à un autre dont les largeurs s'appellent l'embranchement, la largeur de la marche s'appelle giron ( $g$ ) et la hauteur contre marche ( $h$ ). Nous avons dans notre cas une cage d'escalier droite avec deux volées et un palier de repos.

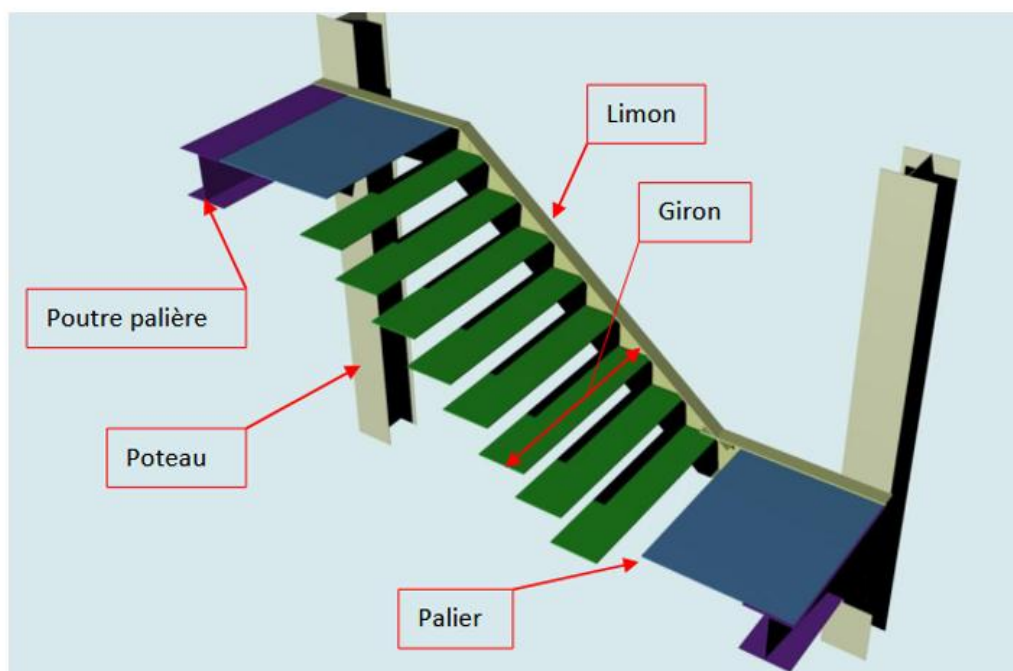


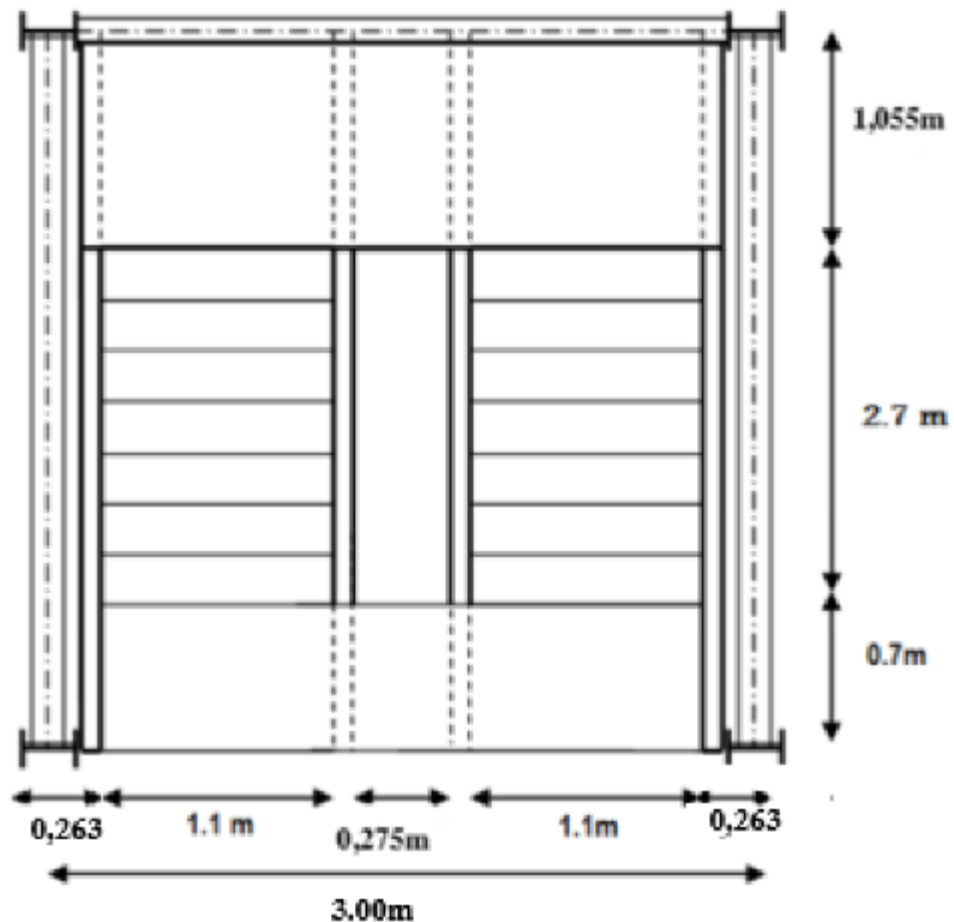
Figure V.1. Vue en plan d'un escalier

- **Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

- **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

### V.2.2 Pré-dimensionnement des marches

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



FigureV.2. : Disposition et dimension des éléments des escaliers

**V.2.2.1 Choix des dimensions :**

Formule de BLONDEL :

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

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

$$16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$$

**V.2.2.2 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :**

La hauteur du RDC :  $h = 3.5 \text{ m}$

Les dimensions en plan de la cage d'escalier :  $(4,4 \times 3) = 13,2 \text{ m}^2$

La longueur de la marche est :  $1.1 \text{ m}$

On admet une hauteur de marche  $H = 17,5 \text{ cm}$

On admet une largeur de marche  $G = 30 \text{ cm}$

**V.2.2.3 Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$2H + G = 2 \times 17,5 + 30 = 65 \text{ cm}$$

$59 < 65 < 66 \text{ cm}$ ..... La formule est vérifiée

Nombre totale des marches ( $n$ ) est :

$$N = \frac{h}{H} = \frac{350}{17,5} = 20 \quad n = 20 \text{ marche}$$

Le nombre de contre marche :

$$N = \frac{h}{2H}$$

Pour la 1ere volée du rez de chaussé :

$$N = \frac{175}{17,5} = 10 \quad n = 10 \text{ Contre marches}$$

Le même nombre de contre marches pour la 2eme volée du rez de chaussé.

$n' = n - 1 = 10 - 1 = 9$  Nombre de marches.

La longueur de la ligne de foulée sera

$$L = g (n - 1)$$

$$L = 30(10 - 1) = 270 \text{ cm}$$

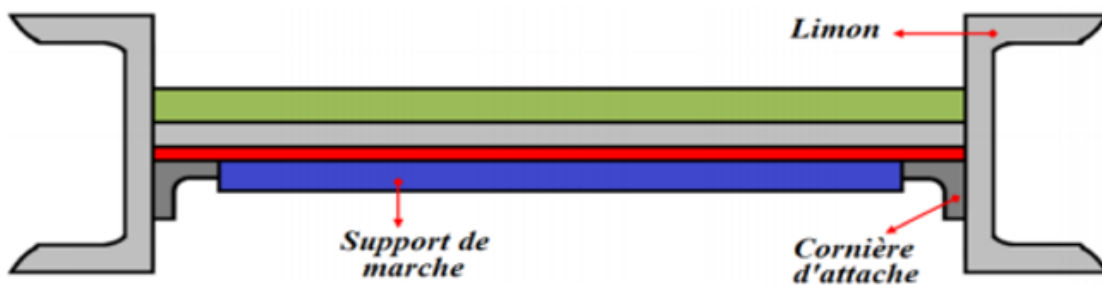
Angle d'inclinaison de la volée :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{G}\right) = 30,52^\circ$$

### V.2.3 Dimensionnement des éléments porteurs

#### V.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 dernières sont boulonnées avec le limon.

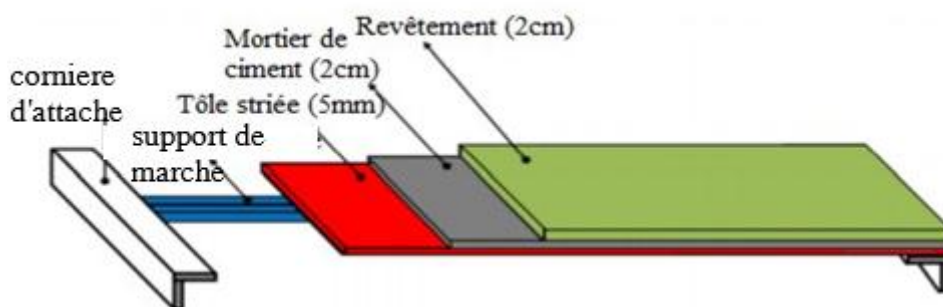


**Figure V.3.** Disposition des cornières

La longueur de la marche  $L = 1.1$  m

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

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



**Figure V.4.** Charges reprises par la marche

## a) Détermination de la section de cornière :

## • Évaluation des charges :

Les charges permanentes : (sans poids de profilé)

$$\text{Tôle striée (5mm)} \quad G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Mortier de ciment (2cm)} \quad G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Revetment (2cm)} \quad G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0.3$$

$$G = 37.5 \text{ daN/m}^2$$

La charge d'exploitations :

$$Q = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/m}$$

## • Les combinaisons des charges (ELS) :

$$q = G + Q = 37.5 + 75 = 112.5 \text{ daN/m}$$

## b) pré-dimensionnement des supports de marches :

Condition de flèche :  $f \leq f_{adm}$

Dans notre cas, on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est  $f = \frac{5ql^4}{384EI_y}$  et la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{L}{300}$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E}$$

A.N :

$$I_y \geq \frac{5 \times 112,5 \times 110^3 \times 10^{-2} \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2,785 \text{ cm}^4$$

Nous choisirons une cornière :  $L 40 \times 40 \times 4 (I_y = 4.47 \text{ cm}^4)$

Tableau V.1. Caractéristiques et dimensions de la cornière L 40 × 40 × 4

Profilé	Poids	Section	Dimensions		
	G [Kg/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	h [mm]	b [mm]	t [mm]
L40×40×4	2.42	3,08	40	40	4

Caractéristiques					
I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>ely</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>elz</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]
4,47	4,47	1,55	1,55	1.21	1.21

Donc la charge permanente **G** devient (on inclut le poids de la cornière) :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_{\text{cornière}} = (45 + 40 + 40) \times 0.3 + 2.42$$

$$G = 39,92 \text{ daN/m}$$

Les combinaisons des charges :

ELS :

$$q = G + Q = 39.92 + 75 = 114,92 \text{ daN/m}$$

ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 39.92 + 1.5 \times 75 = 169,66 \text{ daN/m}$$

**c) Vérification de la flèche (ELS) (poids propre inclus) :**

On vérifie la condition suivante :

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

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 114,92 \times 10^{-2} \times 110^4}{384 \times 2,1 \times 4,47 \times 10^6} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 114,92 \times 10^{-2} \times 110^4}{384 \times 2,1 \times 4,47 \times 10^6} = 0,23 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = \frac{110}{300} = 0,366 \text{ cm}$$

$$F = 0,23 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,366 \text{ cm}$$

**(condition vérifiée)**

**d) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Calcul de  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{169,66 \times 1,1}{2} = 93,74 \text{ daN}$$

Calcul de  $V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times F_Y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times F_Y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{3,08 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 3798,96 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 93,74 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 3798,96 \text{ daN} \quad (\text{condition Vérifiée})$$

**e) Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Calcul de  $M_{sd}$

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

$$M_{sd} = \frac{169,66 \times 1,1^2}{8} = 25,77 \text{ daN.m}$$

Calcul de  $M_{c,rd}$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{el,y} \times F_Y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,rd} = \frac{1,55 \times 2350}{1,1} = 3311,01 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 25,77 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 3311,01 \text{ daN.m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**Conclusion :**

La cornière **L 40 x 40 x 4** convient comme cornière d'attache.

V.2.3.2 Dimensionnement de la poutre Limon

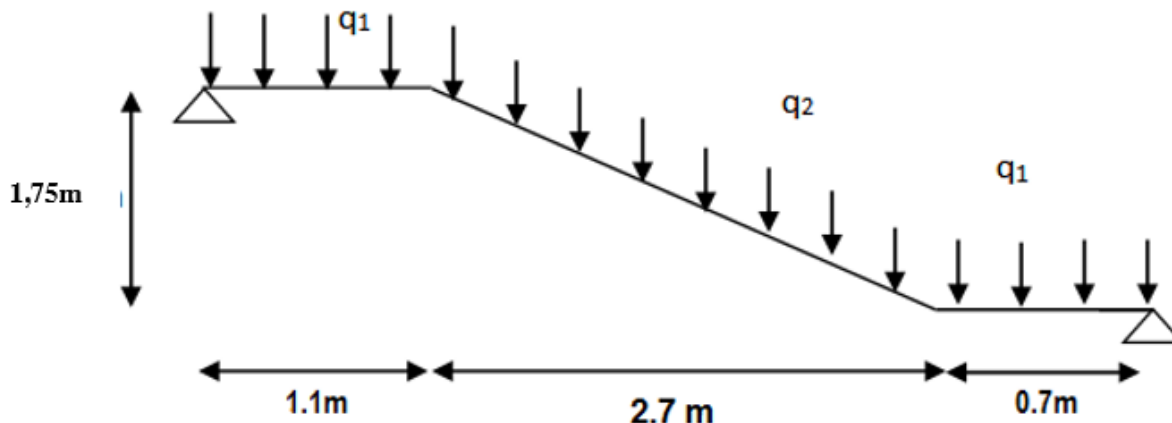


Figure V.5. Charges appliquées sur un limon

➤ Évaluation des charges :

a) Volée :

• Les charges permanentes (Sauf poids de profile) :

Poids des cornières (40 x 40 x 4).....Pc= 2,42 daN/m

Tôle d'épaisseur (e =5mm).....G1= 45 daN/m<sup>2</sup>

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

Revêtements carrelages .....G3 = 40 daN/m<sup>2</sup>

Garde-corps (cloison)..... PG = 100 daN/m

Charge totale :

$$GT = (G1 + G2 + G3) \times d + 2Pc + PG = (45 + 40 + 40) \times 1,1 + 2 \times 2,42 + 100 = 242,34 \text{ daN/m}$$

Charge totale pour 1 limon :

$$G = GT / 2 = 242,34 / 2$$

$$G = 121.17 \text{ daN/m}$$

• Les charges d'exploitations :

Pour 1 limon :  $Q = 250 \times 1,1$

$$Q = 275 \text{ daN/m}$$

b) Palier :

• Les charges permanentes (Sauf poids de solive) :

Tôle TN40.....	G1= 15 daN/m <sup>2</sup>
Dalle en béton (12cm).....	G2= 300 daN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose.....	G3= 40 daN/m <sup>2</sup>
Revêtement (2cm).....	G4= 40 daN/m <sup>2</sup>

$$GT = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d = (15 + 300 + 40 + 40) \times 1,10$$

$$GT = 435,5 \text{ daN/m.}$$

La charge totale pour 1 Limon:  $G = GT / 2 ; G = 435,5 / 2$

$$G = 217.25 \text{ daN/m.}$$

Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{217,25 \times (1,055 + 0,7) + 121,17 \times 2,70}{4,4} = 161 \text{ daN}$$

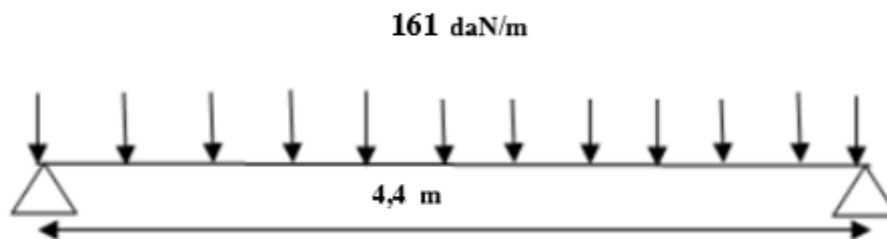


Figure V.6. Charge équivalente(G)

Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times \frac{1,1}{2} = 137,5 \text{ daN /m}$$

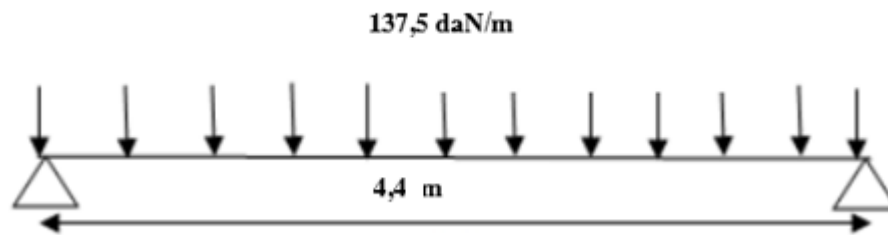


Figure V.7. Charge équivalente (Q)

### V.2.3.3 Pré-dimensionnement des limons

#### a) Combinaison de charge :

##### ➤ ELU

$$q = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q_{eq} = 1.35 (161) + 1.5 (137.5)$$

$$q = 423,6 \text{ daN/m}$$

##### ➤ ELS

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 161 + 137.5$$

$$q = 298,5 \text{ daN/m}$$

##### ➤ Condition de flèche :

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} < \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = G_{eq} + Q_{eq}$$

$$q = 161 + 137.5 = 298,5 \text{ daN/m}$$

$$L = 4,4 \text{ m} = 440 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 300 \times 298,5 \times 10^{-2} \times 440^3}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 472,98 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **UPN 200**

Tableau V.2. Caractéristiques et dimensions UPN 200

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
25,3	200	75	133	8,5	11,5	32,2
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	r (mm)
1910	148	228	51,8	7,7	2,14	11,5

**b) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Calcul de  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{423,6 \times 4,4}{2} = 931,92 \text{ daN}$$

Calcul de  $V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2350 \times 13,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 16651,3 \text{ da}$$

$$V_{sd} = 931,92 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 16651,3 \text{ daN} \quad (\text{condition Vérifiée})$$

**c) Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Calcul de  $M_{sd}$

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

$$M_{sd} = \frac{423,6 \times 4,4^2}{8} = 1025,11 \text{ daN.m}$$

Calcul de  $M_{pl,rd}$

$$M_{el,rd} = \frac{F_y \times W_{ely}}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{el,rd} = \frac{2350 \times 191 \times 10^{-2}}{1,1} = 4080,45 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1025,11 \text{ daN.m} < M_{el,rd} = 4080,45 \text{ daN.m} \quad (\text{condition Vérifiée})$$

d) Vérification au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

• Calcul du moment critique au déversement ( $M_{CR}$ ) :

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

Avec :  $P = 0.3$

$$G = \frac{E}{2(1+P)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2 \times (1+0,3)}$$

$$G = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

**I<sub>t</sub>** : Moment d'inertie de torsion.

**I<sub>w</sub>** : Moment d'inertie de gauchissement.

**I<sub>z</sub>** : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 187 \times 10^4}{4400^2} \times \sqrt{\frac{5,57 \times 10^9}{114 \times 10^4} + \frac{4400^2 \times 80769,23 \times 9,55 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 114 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 42704144.92 \text{ N.mm} = 4270.4144 \text{ daN.m}$$

e) Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_{LT}$  :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 220 \times 10^3}{42704144,92}}$$

$$\lambda_{LT} = 103,27$$

f) Calcul de l'élancement réduit  $\lambda_{lt}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

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

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ } \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{103,27}{93,9} \sqrt{1} = 1,09$$

g) Détermination de  $X_{LT}$  :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}}$$

avec :  $X_{LT} \leq 1$

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profilés laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (1.09 - 0.2) + 1.09^2] = 1.885$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.885 + [1.885^2 - 1.09^2]^{0,5}} = 0,29$$

Calcul de  $M_{b,rd}$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,29 \times 1 \times 220 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 1363 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1025,11 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 1363 \text{ daN.m}$$

(condition Vérifiée)

**Conclusion :**

L'UPN 200 convient comme poutre palière.

### V.2.3.4 Étude de la poutre palière des limons

a) Évaluation 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 :

- **ELU :**

$$R = (1,35 G_{eq} + 1,5 Q_{eq}) \times \frac{L}{2}$$

$$R = (1,35 \times 161 + 1,5 \times 137,5) \times \frac{4,4}{2}$$

$$R = 931,92 \text{ daN}$$

- ELS :

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L / 2$$

$$R = (161 + 137,5) \times \frac{4,4}{2}$$

$$R = 656,7 \text{ daN}$$

**Charge équivalente :**

- ELU :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde de corps}} = \frac{4 \times 931,92}{4} + 100 = 1031,92 \text{ daN/ml}$$

- ELS :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde de corps}} = \frac{4 \times 656,7}{4} + 100 = 756,7 \text{ daN/ml}$$

**b) Condition de flèche:**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $F_{\max} < F$  pour une poutre bi articulée

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} < f = \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = 756,7 \text{ daN/m}$$

$$L = 4,4 \text{ m} = 440 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 300 \times 7,56 \times 440^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} > 1197,9 \text{ cm}^4$$

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

**Tableau V.3.** Caractéristique du profilé **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
Iy (cm <sup>4</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	Wply (cm <sup>3</sup> )	Wplz (cm <sup>3</sup> )	Iy (mm)	Iz (mm)	r (mm)
1943	142	221	35	8,26	2,24	12

## ➤ Vérification à L'ELU:

## c) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

Calcul de  $M_{sd}$ 

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{1031,92 \times 4,4^2}{8} = 2497,24 \text{ daN.m}$$

Calcul de  $M_{el,rd}$ 

$$M_{el,rd} = \frac{w_{el,y} \times F_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$M_{el,rd} = \frac{194 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 4144,54 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 2497,24 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 4721,36 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## d) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Calcul de  $V_{sd}$ 

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1031,92 \times 4,4}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{1031,92 \times 4,4}{2}$$

$$V_{sd} = 2270,22 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{mo} \times \sqrt{3}} = \frac{14 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = 17268,02 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2270,22 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17268,02 \text{ daN} \quad \text{condition Vérifiée}$$

## e) Vérification au déversement :

La vérification au déversement se fait par la formule suivante :

$$M_{sd} < M_{brd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

- Calcul du moment critique au déversement ( $M_{CR}$ ):

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

Avec  $\vartheta = 0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)}$$

$$G = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

**$I_t$**  : Moment d'inertie de torsion.

**$I_w$**  : Moment d'inertie de gauchissement.

**$I_z$**  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

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

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 142 \times 10^4}{4400^2} \times \sqrt{\frac{10,01 \times 10^9}{142 \times 10^4}} + \frac{4400^2 \times 80769,23 \times 3,84 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 142 \times 10^4}$$

$$M_{CR} = 28443696,32 \text{ N.mm} = 2844,36 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_{LT}$  :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 221 \times 10^3}{28443696,32}}$$

$$\lambda_{LT} = 126,83$$

- Calcul de l'élancement réduit  $\lambda_{lt}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

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

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{126,83}{93,9} \sqrt{1} = 1,35$$

• Détermination de  $X_{LT}$  :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}}$$

avec :  $X_{LT} \leq 1$

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profilés laminés

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1,35 - 0,2) + 1,35^2] = 2,574$$

$$X_{LT} = \frac{1}{2,574 + [2,574^2 - 1,35^2]^{0,5}} = 0,20$$

Calcul de  $M_{b,rd}$  :

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,2 \times 1 \times 221 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 944,27 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2141,94 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 944,27 \text{ daN.m}$

(condition non Vérifiée)

On opte pour un **IPE 270** avec  $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

**Tableau V.4.** Caractéristiques du profilé **IPE 270**

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
36,1	270	135	219,6	6,6	10,2	45,9
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> (mm)	I <sub>z</sub> (mm)	r (mm)
5790	420	484	429	112	30,2	12

➤ **Vérification à L'ELU:**

a) **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{1031,92 \times 440^2}{8} = 2497,24 \text{ daN.m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{w_{el,y} \times F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{el,rd} = \frac{252 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 9165 \text{ daN.}$$

$$M_{sd} = 2497,24 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 9165 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1031,92 \times 4,4}{2}$$

$$V_{sd} = 2270,22 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{22,1 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = 19611,53 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2270,22 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 27258,8 \text{ daN} \quad \text{condition Vérifié}$$

**c) Vérification au déversement :**

La vérification au déversement se fait par la formule suivante :

$$M_{sd} < M_{brd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

• **Calcul du moment critique au déversement ( $M_{CR}$ ) :**

Avec  $\vartheta = 0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)}$$

$$G = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

**$I_t$**  : Moment d'inertie de torsion.

**$I_w$**  : Moment d'inertie de gauchissement.

**$I_z$**  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

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

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 420 \times 10^4}{4400^2} \times \sqrt{\frac{70,6 \times 10^9}{420 \times 10^4} + \frac{4400^2 \times 80769,23 \times 15,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 420 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 108150524,6 \text{ N.mm} = 10815,05 \text{ daN.m}$$

f) Calcul de l'élanement géométrique  $\lambda_{LT}$  :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 484 \times 10^3}{108150524,6}}$$

$$\lambda_{LT} = 96,2$$

• Calcul de l'élanement réduit  $\lambda_{lt}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W}$$

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

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ E} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{96,2}{93,9} \sqrt{1} = 1,02$$

• Détermination de  $X_{LT}$  :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{avec : } X_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{lt}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profilés laminés

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1,02 - 0,2) + 1,02^2] = 1,72$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,72 + [1,72^2 - 1,02^2]^{0,5}} = 0,32$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times F_Y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,32 \times 1 \times 484 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 3308,8 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2497,24 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 3308,8 \text{ daN.m} \quad (\text{condition Vérifier})$$

**CONCLUSION :**

L'**IPE 270** convient comme poutre palière.

### V.3 Étude de l'acrotère

#### V.3.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 60 cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre  $G$  et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment  $M$  dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml de largeur en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

#### V.3.2 Calcul à L'ELU

##### V.3.2.1 Évaluation des sollicitations

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

Avec :  $\gamma_b$  = poids volumique du béton

$$\gamma_b = 2500 \text{ daN/m}^3$$

$s$  = 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 :

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

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

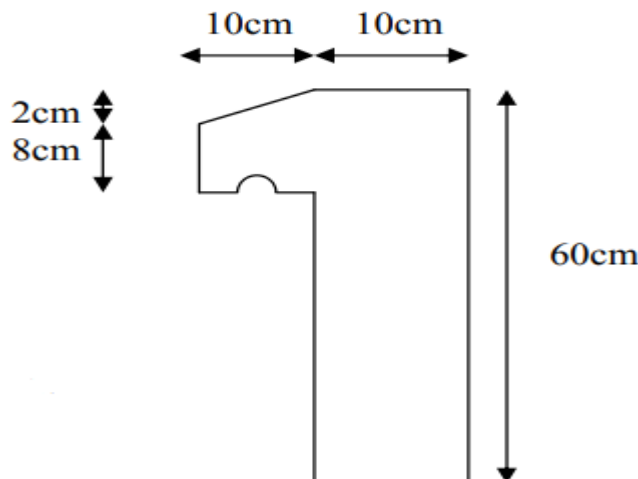


Figure V.8. Coupe verticale de l'acrotère.

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 100 \text{ daN/ml}$$

- **Effort normal N du au poids propre G :**

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

- **Moment fléchissant M dû à la surcharge Q :**

$$M_Q = Q \times H \times 1$$

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

- **Effort tranchant :**

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

- **Schéma statique :**

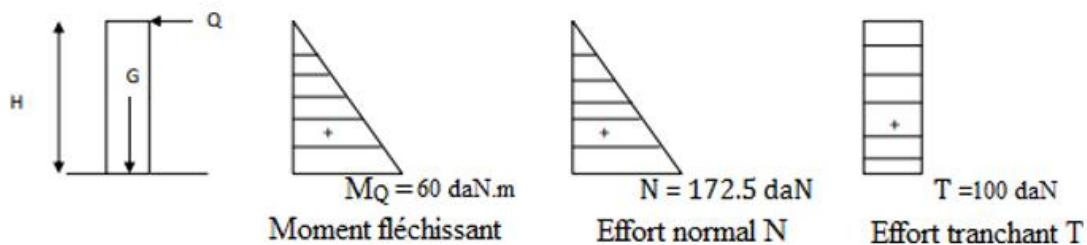


Figure V.9. Diagramme des moments et des efforts.

### V.3.2.2 Combinaison de charge :

- a) **ELU :**

La combinaison est :  $1.35 G + 1.5 Q$

- b) **Effort normal de compression :**

$$N_U = 1.35 G$$

$$N_U = 1.35 \times 172.5$$

$$N_U = 233 \text{ daN}$$

- c) **Moment de flexion :**

$$M_U = 1.5 M_Q$$

$$M_U = 1.5 \times 60$$

$$M_U = 90 \text{ daN.m}$$

**d) Effort tranchant :**

$$T_U = 1.5 T$$

$$T_U = 1.5 \times 100$$

$$T_U = 150 \text{ daN}$$

**e) ELS**

La combinaison est :  $G + Q$

**f) Effort normal de compression :**

$$N_s = G$$

$$N_s = 172.5 \text{ daN}$$

**g) Moment de flexion :**

$$M_s = MQ$$

$$M_s = 60 \text{ daN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = T$$

$$T_s = 100 \text{ daN}$$

**V.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  $M_f$



Soit :

$C$  : enrobage

$e$  : Excentricité

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

Avec :  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 8 \text{ cm}$  ;  $c = e = 2 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

**V.3.3.1 Position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{90}{233} = 0,386m = 38,6cm$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

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

$$e_u = 38.6 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

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  $M_f$  puis on se ramène à la flexion composée.

**V.3.3.2 Calcul en flexion simple :****a) Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0,406$$

$$M_f = 233 \times 0.406 = 94,59 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0,9459 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0104$$

$\mu = 0.0104 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  Section simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_f = \frac{0,9459 \times 10^4}{0,996 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 0,25 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures réelles : (flexion composée)**

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_r \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,25 - \frac{2330}{348 \times 100} = 0,183 \text{ cm}^2$$

**V.3.3.3 Vérification à L'ELU :****a) Condition de non fragilité : (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,183 < A_{\min} = 0,966$  : La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, d'où  $A_s = \text{Max}(A_{\min}, A_{st})$

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{\min} = 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

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

$$\text{Soit } A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)**

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ Avec } v_u = 1,5Q$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{pas de risque de cisaillement})$$

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

Il faut vérifier que

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \Psi_s = 1,5$$

Avec :

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

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres  $\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Condition Vérifier})$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

## d) 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 ( $L_s$ ).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_u} \quad \text{et } \tau_u = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm}$$

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

## e) Espacement :

Armature principales :

$$S_t < \min(3h, 33 \text{ cm})$$

$$S_t < \min(30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

Armature de repartition :

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

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

$$S_t = 25\text{cm} < 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

**V.3.3.4 Vérification à L'ELS :**

**a) Calcul du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0,6}{1,725} = 0,347\text{m}$$

$$e_s = \frac{h}{2} - c$$

Avec :

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

$$\frac{M_s}{N_s} = 34,7 > 3\text{cm}$$

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.

**b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

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

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

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

$$\rho_1 = 0,251 = \quad \text{du tableau } \beta = 0,920 \quad K_1 = 47,5 \quad \alpha_1 = 0,24$$

On aura :

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{0,92 \times 8 \times 201} = 40,5\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{40,5}{47,5} = 0,852\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,852\text{MPa} < \sigma_s = 15\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification des contraintes d'ouverture des fissurations dans l'acier :

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

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

$$\sigma_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### V.4 Conclusion :

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

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

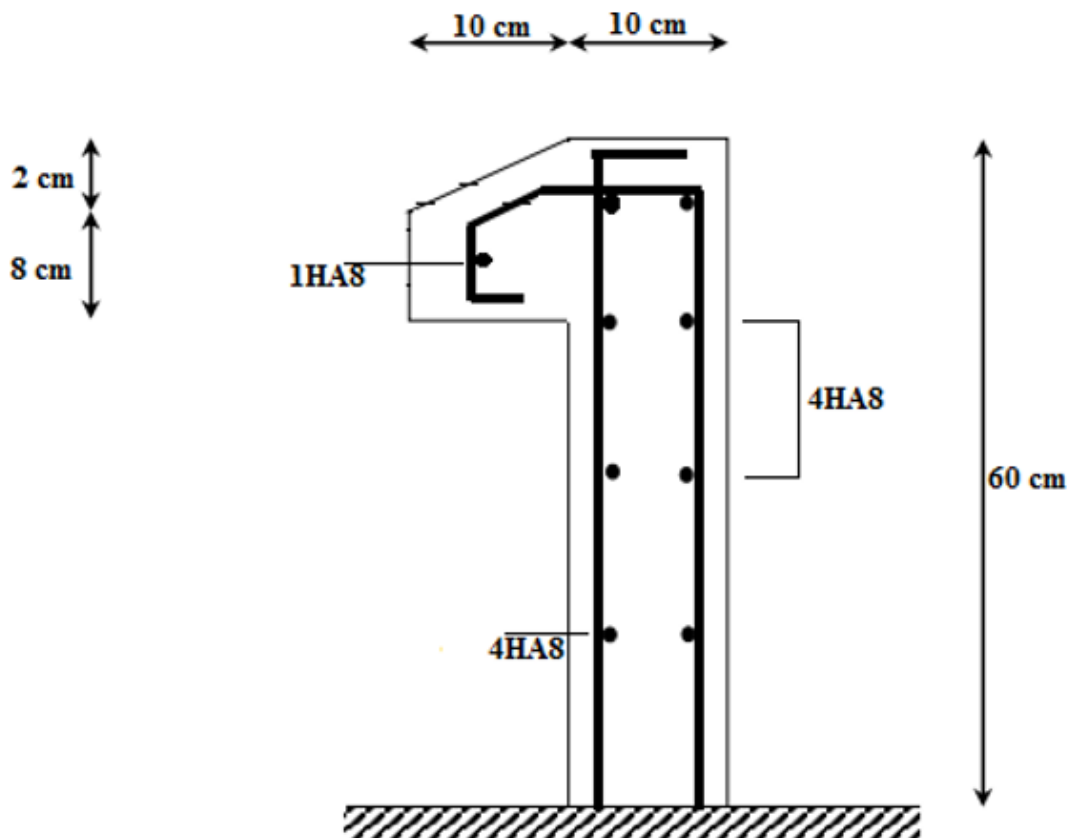


Figure V.10. Ferrailage de l'acrotère.

A blue scroll graphic with a white background, featuring a dark blue border and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges showing a dark blue shadow. The text is centered on the white background.

**Chapitre VI :  
Étude du Plancher  
Mixte**

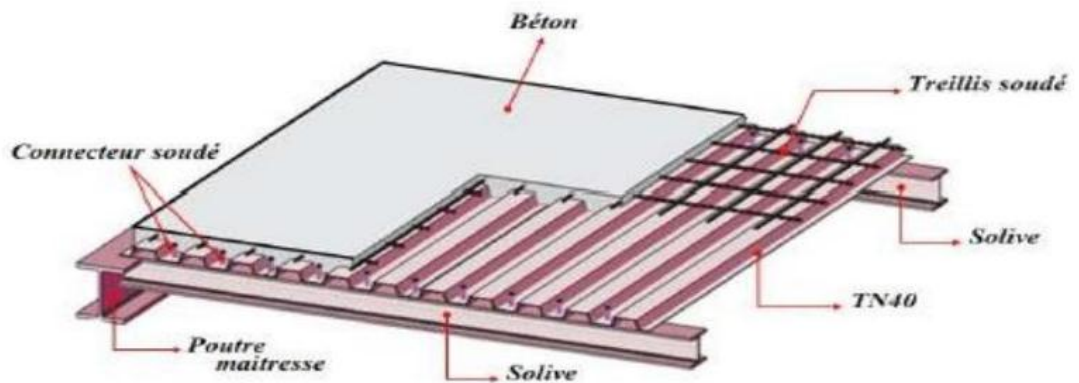
## VI.1 Introduction

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant dans la majorité des cas un léger treillis d'armatures destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température.

La tôle profilée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure.

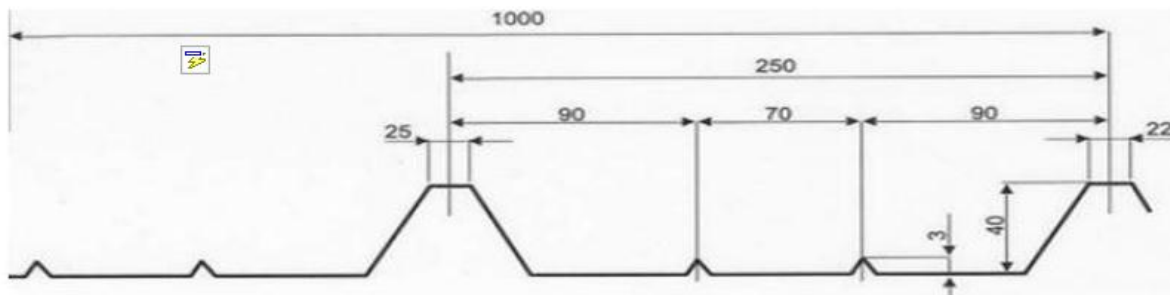
Vu les charges que doivent supporter ces dalles nous devons effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance.

Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle TN 40.



**Figure VI.1 :** Éléments constructifs d'un plancher mixte.

**VI.2 Caractéristique de la tôle profilée TN 40:**



**Figure VI.2 :** Dimensions de la TN40

**Tableau VI.1.** Caractéristiques du bac d’acier TN 40

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
40	5	250	1	0,15

**VI.3 Etude des solives**

**VI.3.1 Au stade de montage :**

**VI.3.1.1 Evaluation des charges :**

A ce stade il faut prendre en considération les charges suivantes :

**Tableau VI.2.** Charges reprises par la dalle

Chargement		Charge linéique sur le plancher terrasse
$G_B$ béton du plancher	$G_B = 2500 \text{ daN/m}^2$	$G_B = 2500 \times 0.12 \times 1 = 300 \text{ daN/ml}$
$G_P$ de la tôle TN40 (S250)	$G_P = 15 \text{ daN/m}^2$	$G_P = 15 \times 1 = 15 \text{ daN/ml}$
$G_S$ solive	$G_S = 30,7 \text{ daN/m}$	$G_S = 30,7 \text{ daN/ml}$
$G_T = 345,7 \text{ daN/ml}$		
Charge d’exploitation	$I_K = 100 \text{ daN/m}^2$	$I_K = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/ml}$
$I_K = 100 \text{ daN/ml}$		
Charge de neige $N = 44,8 \text{ daN/m}^2$		$N = 44,8 \times 1 = 44,8 \text{ daN/ml}$

**VI.3.1.2 Combinaisons de charges :**

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 (I_K+N) = 1.35 \times 345,7 + 1.5 \times (100+44,8) = 683,89 \text{ daN /ml}$$

$$\text{ELS} : G + I_K + N = 345,7 + 100 + 44,8 = 490,5 \text{ daN/ml}$$

**VI.3.1.3 Vérifications à la résistance (ELU) :****a) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

Calcul de  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{683,89 \times 6}{2} = 2051,67 \text{ daN}$$

Calcul de  $V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [(2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_v = 39,1 \times 10^2 - [(2 \times 120 \times 9,8) + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8] = 1203,24 \text{ mm}^2 = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1203,24 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 14841,12 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2051,67 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 14841,12 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{el,rd}$$

Calcul de  $M_{sd}$

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

$$M_{sd} = \frac{683,89 \times 6^2}{8} = 3077,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{w_{el,y} \times F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{el,rd} = \frac{324 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 69218181,82 N \cdot mm = 6921,81 \text{ daN} \cdot m$$

$$M_{sd} = 3077,5 \text{ daN} \cdot m < M_{el,rd} = 6921,81 \text{ daN} \cdot m \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VI.3.1.4 Vérification à l'ELS :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 4,905 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3892}$$

$$f_{max} = 1,01 \text{ cm} < 600/250 = 2,4 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

#### VI.3.1.5 Vérification au déversement

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement

**L'IPE 240 est vérifiée au stade de montage.**

#### VI.3.2 Au stade final

Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements qui se développent à l'interface.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres et solives métalliques du plancher.

##### VI.3.2.1 Plancher étage courant :

Pour le plancher courant l'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profilé **IPE 240**

##### a) Evaluation des charges

$$\text{Charge permanente étage courant } G_E = 545 \text{ daN/m}^2 = 545 \times 1 + 30,7 = 575,7 \text{ daN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation étage courant } Q_E = 350 \text{ daN/m}^2 = 350 \times 1 = 350 \text{ daN/m}$$

##### b) Combinaison de charge

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 575,7 + 1,5 \times 350 = 1302,195 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS : } G + Q = 575,7 + 350 = 925,7 \text{ daN/ml}$$

## c) Caractéristique de la dalle mixte

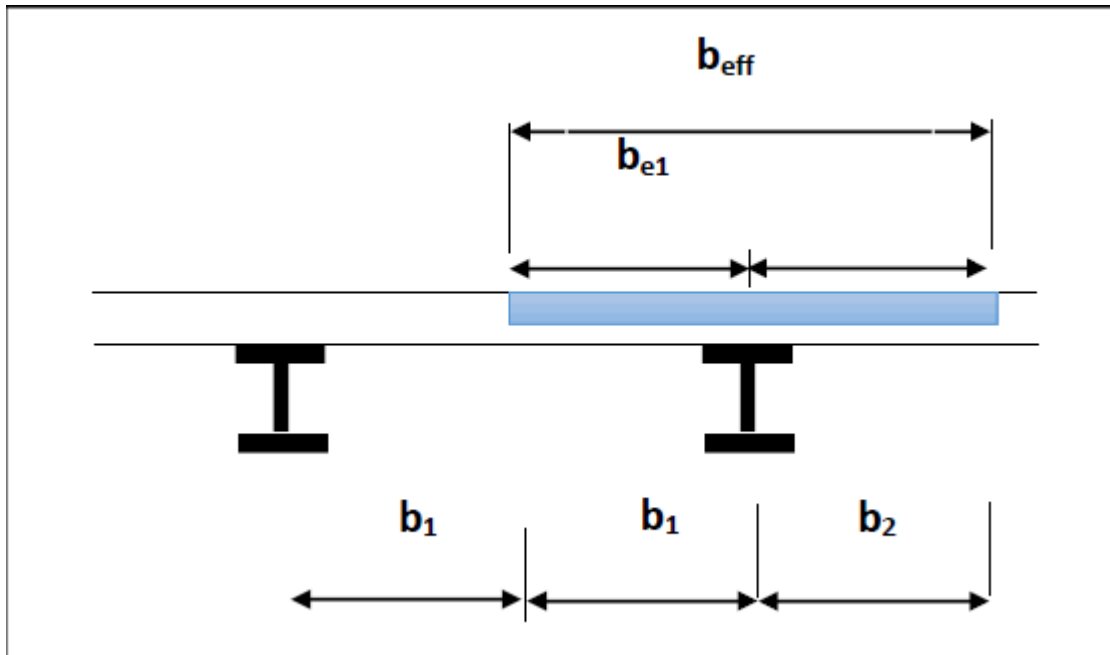
c.1 Calcul de la largeur participante de la dalle en béton ( $b_{eff}$ )

Figure VI.3. Largeur efficace de la dalle.

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

(2.1 Eurocode 4)

Avec :

$$b_{ei} = \min (L_0/8; b_i)$$

(2.2 Eurocode 4).

$L_0$  : La portée de la solive  $L_0 = 6m$ .

$e = 1 m$  entres axes des solives

$$b_1 = b_2 = 1/2 = 0,5m.$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (0.5; 0.75) = 0.5m$$

Donc

$$b_{eff} = 2 \times 0,5 = 1.m$$

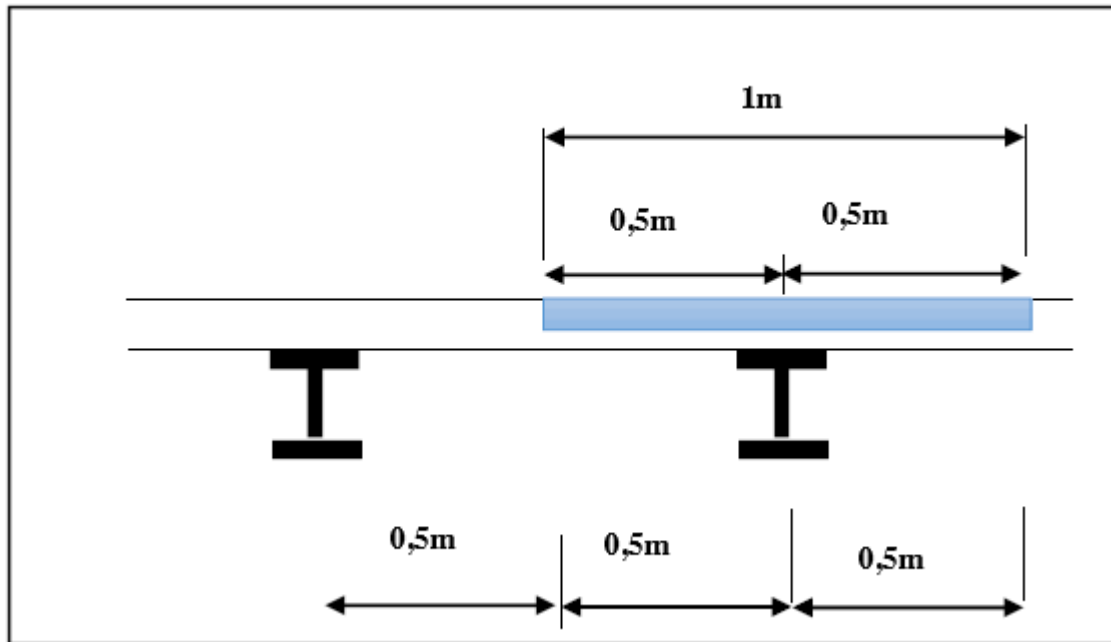


Figure VI.4. Largeur efficace de la dalle avec cotations.

### c.2 Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$s = A + B/n$$

Avec :

A : section de l'IPE 240 = 39,1 cm<sup>2</sup>

B : section de la dalle en béton = B=t x  $b_{eff}$  → 12x100=1200 cm<sup>2</sup>

n : coefficient d'équivalence :

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2.1 \times 10^6}{1.4 \times 10^5} = 15$$

$$S = 39,1 + \frac{1200}{15} = 119,1 \text{ cm}^2$$

### d) Vérification à l'ELU

#### d.1 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Calcul de  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

A.N :

$$V_{sd} = \frac{1302,195 \times 6}{2} = 3906,585 \text{ daN}$$

Calcul de  $V_{pl,rd}$  :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [(2b \times t_f) + (tw + 2r) \times t_f]$$

$$A_v = 39,1 \times 10^2 - [(2 \times 120 \times 9,8) + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8] = 1203,24 \text{ mm}^2 = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1203,24 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = 14841,12 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3906,585 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 14841,12 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :**

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 3906,585 \text{ daN} < 0,5 V_{pl,rd} = 7420,56 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### d.2 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

Calcul de  $M_{sd}$

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

A.N

$$M_{sd} = \frac{1302,195 \times 6^2}{8} = 5859,87 \text{ daN.m}$$

#### ➤ Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z)

- Résistance de la section d'acier :

$$F_a = A_a \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}$$

A.N :

$$F_a = 39,1 \times \frac{2350}{1,1} = 83531,81 \text{ daN}$$

- **Résistance de la section du béton :**

$$F_b = b_{eff} \times h_c \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

Avec :

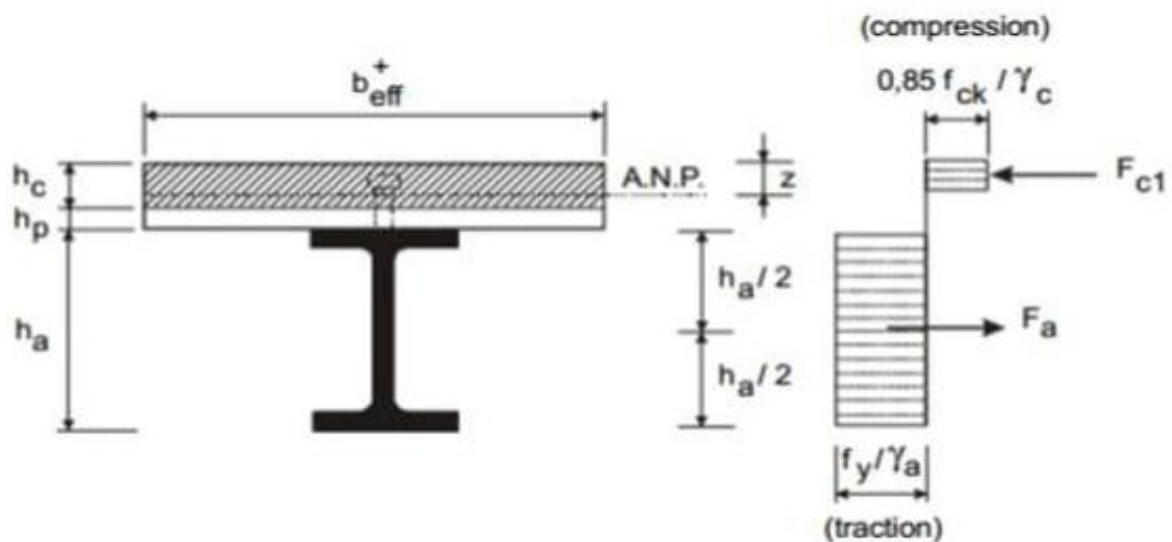
$$h_c = h - h_p = 120 - 40 = 80 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

A.N. :

$$F_b = 100 \times 8 \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 113333,33 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$  donc l'axe neutre se situe dans la dalle en béton.



**Figure VI.5.** Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (Flexion positive)

- **Calcul de la position de l'axe neutre**

$$Z = \frac{f_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{83531,81}{100 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 5,89 \text{ cm} = 58,9 \text{ mm} < 80 \text{ mm}$$

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 83531,81 \left( \frac{0,24}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,0589}{2} \right) = 17587,62 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5859,87 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 17587,62 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à l'ELS :

e.1 Vérification de la flèche :

$$F_{\max} = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq F_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

Avec :

L = la portée de la solive

$I_h$  = le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique)

E = module d'élasticité de l'acier.

$I_b$  = moment d'inertie de la section en béton.

$$I_b = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 8^3}{12} = 4266,66 \text{ cm}^4$$

$I_a$  = inertie propre de l'IPE 240  $I_y = 3892 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$$A_a = 39,1 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$H_a = 240 \text{ mm}$$

$$h_c = 80 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = 1000 \text{ mm}$$

➤ Le moment d'inertie homogénéisé :

$$I_h = \left[ I_a + A_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - z_e \right)^2 \right] + \left[ \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left( \frac{h_c^2}{12} + \left( z_e - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) \right] + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12}$$

A.N :

$$I_h = \left[ 3892 \times 10^4 + 3910 \left( 120 + 40 + 80 - 58,9 \right)^2 \right] + \left[ \frac{1000 \times 80}{15} \times \left( \frac{80^2}{12} + \left( 58,9 - \frac{80}{2} \right)^2 \right) \right] + \frac{1000 \times 80^3}{12}$$

$$I_h = 21457,33 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$F_{\max} = \frac{5qsl^4}{384EI} = \frac{5 \times 9,257 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 21457,33} = 0,34 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,34 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 2,4 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

**f) Calcul des contraintes dans la section mixte**Calcul de  $W_{pl,y}$  :

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{pl,y} = \frac{M_{pl,rd}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}}$$

A.N :

$$W_{pl,y} = \frac{17587,62 \times 10^4}{\frac{235}{1,1}} \times 10^{-3}$$

$$W_{pl,y} = 680,37 \text{ cm}^3$$

**Dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{pl,y}} = \frac{5859,87 \times 10^4}{15 \times 680,37 \times 10^3} = + 5,74 \text{ MPa}$$

**Dans l'acier :**

$$\sigma_{ar} = - \frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{5859,87 \times 10^4}{680,37 \times 10^3} = -86,1 \text{ MPa}$$

**VI.3.2.2 Plancher terrasse :**Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profilé **IPE 240****a) Evaluation des charges :**Charge permanente du plancher terrasse  $G_T = 676 \text{ daN/m}^2 = 676 \times 1 + 30,7 = 706,7 \text{ daN/m}$ Charge d'exploitation du plancher terrasse  $Q_T = 100 \text{ daN/m}^2 = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m}$ Charge de neige  $N = 44,8 \text{ daN/m}^2 = 44,8 \times 1 = 44,8 \text{ daN/m}$ **b) Combinaison de charges :****ELU:**

$$1,35 G + 1,5 S + 1,5 \times 0,67 Q = 1,35 \times 706,7 + 1,5 \times 44,8 + 1,5 \times 0,67 \times 100 = 1121,745 \text{ daN/ml}$$

**ELS:**

$$G + S + 0.67 Q = 706,7 + 44,8 + 0.67 \times 100 = 818,5 \text{ daN/ml}$$

**c) Vérification à l'ELU**

**c.1 Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Calcul de  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

A.N :

$$V_{sd} = \frac{1121,745 \times 6}{2} = 3365,235 \text{ daN}$$

Calcul de  $V_{pl,rd}$  :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_V \times F_Y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_V = A - [(2b \times tf) + (tw + 2r) \times tf]$$

$$A_V = 39,1 \times 10^2 - [(2 \times 120 \times 9,8) + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8] = 1203,24 \text{ mm}^2 = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

A.N :

$$V_{pl,rd} = \frac{1203,24 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 14841,12 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3365,235 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 14841,12 \text{ daN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

**c.2 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

Calcul de  $M_{sd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$$

A.N :

$$M_{sd} = \frac{1121,745 \times 6^2}{8} = 5047,85 \text{ daN.m}$$

Calcul de  $M_{pl,rd}$

$$M_{pl.rd} = Fa \left( \frac{ha}{2} + hp + hc - \frac{z}{2} \right)$$

A.N :

$$M_{pl.rd} = 83531,81 \left( \frac{0,24}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,0589}{2} \right) = 17587,62 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5047,85 \text{ daN.m} < M_{pl.Rd} = 17587,62 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

#### d) Vérification à l'ELS :

##### Vérification de la flèche :

$$F_{\max} = \frac{5qsl^4}{384EI} < F_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 7,878 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times (10)6 \times 13575,27} = 0,46 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,46 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 2,4 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

#### e) Calcul des contraintes dans la section mixte

##### Dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{pl,y}} = \frac{5047,85 \times 10^4}{15 \times 680,37 \times 10^3} = + 9,94 \text{ MPa}$$

##### Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = - \frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{5047,85 \times 10^4}{680,37 \times 10^3} = - 149,1 \text{ MPa}$$

#### f) Vérification des fissures du béton

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton ferrillée d'un treillis soudé. Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simplement appuyée.

Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_c}{b \times h_c} \geq 0,2\%$$

$$A_c = 0,002 \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

$$A_c = 0,002 \times 100 \times 80 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures est  $\emptyset 8$ . La section adoptée pour  $1 \text{ m}^2$  est ST8

$$A_s = \pi r^2 \times 5 = 3,14 \times 0,4^2 \times 5 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,5 \text{ cm}^2 > A_c = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des espacements :

$$e = \frac{l}{n-1} = \frac{100}{5-1} = 25 \text{ cm}$$

#### VI.4 Calcul de la connexion acier-béton

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle en béton et l'acier. Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle mais surtout résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

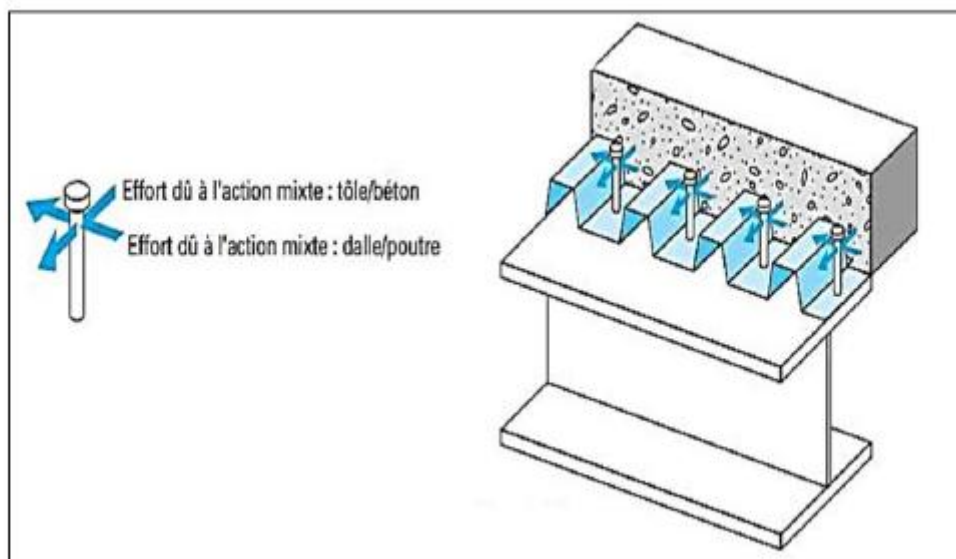


Figure VI.6. Disposition des connecteurs

##### VI.4.1 Choix des dimensions des connecteurs suivant Euro code 4

On choisit des connecteurs de diamètre tel qu'ils ne doivent pas être inférieurs à  $1.25 \cdot d$  et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à  $0.20 \cdot d$ , ni la hauteur minimale inférieure à  $0.15 \cdot d$

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  $f_u = 360 \text{ MPA}$

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

$$D = 1.5 \times d = 33 \text{ mm}$$

$$d = 22 \text{ mm}$$

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

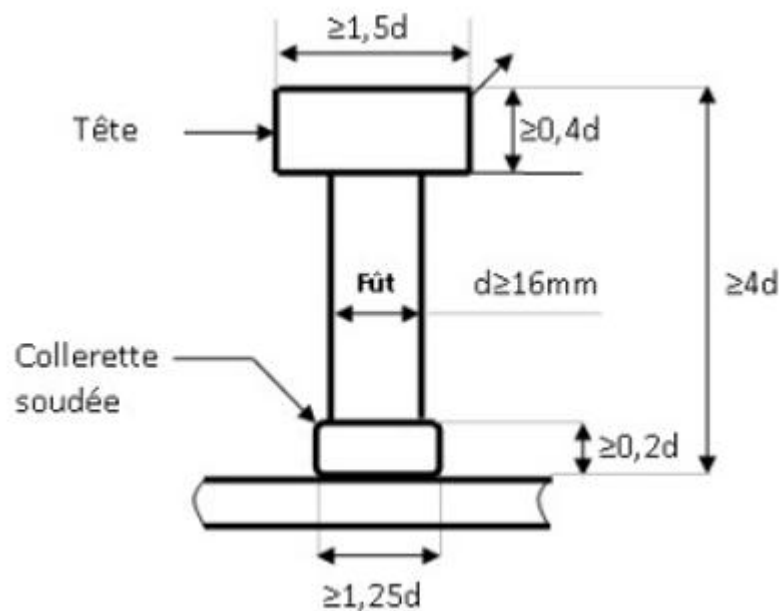


Figure VI.7. Dimensions minimales des goujons

#### VI.4.2 Calcul du nombre de connecteurs n

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  $P_{rd}$  (section 6.3 ou 6.5EC4):

$$N \geq \frac{V_1}{P_{rd}}$$

$V_1$  : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

$P_{rd}$  : La résistance de calcul d'un connecteur.

## VI.4.3 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal

$$V_1 = F_{cf} \quad (\text{EC4 formule 6.6})$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \frac{\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}}{\frac{0,85 \times F_{ck} \times h_c \times B_{eff}}{\gamma_B}} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \right.$$

$A_a$ : aire de l'élément structural IPE 240 = 39,1 cm<sup>2</sup>

$h_c$  : hauteur de la dalle seule = 80cm

$A_{se} = 0$  L'aire de toute l'armature longitudinale comprimée

$f_y$  : 235 MPa (S235)

$\gamma_a$  : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1

$\gamma_B$  : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15

$F_{ck}$  : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

$$F_{cf} = \min \left\{ \frac{\frac{39,1 \times 2350}{1,1}}{1,5} = 83531,81 \text{ daN} \right.$$

$$\text{Donc : } V_1 = F_{cf} = 83531,81 \text{ daN}$$

VI.4.4 Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur  $P_{rd}$  :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{cissaillement du goujon} \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \quad \text{écrasement du béton contre le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

$F_{ck}$  : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

$E_{cm} = 22000 (F_{ck} / 10)^{0.3} = 31476 \text{ Mpa}$  : module de Young instantané du béton.

$F_u = 360 \text{ N/mm}^2$  : La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$d = 22 \text{ mm}$  : Le diamètre du fût du goujon.

$hg = 90 \text{ mm}$  : La hauteur hors-tout du goujon.

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 \text{ Pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$\frac{hg}{d} = \frac{90}{22} = 4,09 > 4, \text{ donc } \alpha = 1$$

$\gamma_v = 1.25$  : Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 360 \times \frac{3,14 \times 22^2}{4 \times 1,25} = 8753,82 \text{ daN} \\ 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25} \times 31476 \times \frac{1}{1,25} = 9960,77 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc :  **$P_{rd} = 8753.82 \text{ daN}$**

D'où le nombre des connecteurs **N** est :

$$N \geq \frac{V_1}{P_{rd}} = \frac{83531,81}{8753,82} = 9,54 \quad \text{On opte pour } N = 15 \text{ goujons}$$

#### VI.4.5 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3)

Le nombre de connecteurs **N** est uniformément réparti sur une longueur critique **L<sub>cr</sub>**. Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives :

Donc :

$$L_{cr} = \frac{L}{2} \quad \text{alors l'espacement des connecteurs } \mathbf{S} \text{ est :}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{600}{2 \times 15} = 20 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre les goujons est de **20 cm**



**Figure VI.8.** Espacement entre les connecteurs.

### Conclusion :

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 12 cm posée sur des solives IPE240,

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 22mm, espacés de 30 cm entre eux.

### VI.5 Etude des poutres secondaires

Puisque les solives sont vérifiées, alors les poutres secondaires sont automatiquement vérifiées car elles reprennent les mêmes charges verticales que les solives.

### VI.6 Etude des poutres principales

#### VI.6.1 Vérification au stade de montage

##### a) Calcul de réaction des poutres maîtresses sur les solives $R_s$ :

C'est l'action des solives au niveau des poutres maîtresses,  $R_s$  est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left( \frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right)$$

Avec :

$L_1 = L_2 = 6$  m longueur de deux solives consécutives.

**Tableau VI.3.** Evaluation des charges.

	$q_{sd}$ (daN/m)	$R_s$ (daN)	$q_{eq} = R_s / e$ (daN/m)
<b>ELU</b>	683,89	4103,34	4103,34
<b>ELS</b>	490,5	2943	2943

**b) Vérification à l'ELU :****b.1) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Calcul de  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{4103,34 \times 8}{2} = 16413,36 \text{ daN}$$

Calcul de  $V_{pl,rd}$  :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 19,1 \text{ cm}^2 = 1910 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{59,9 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 24545,25 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 16413,36 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 24545,25 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**b.2) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :**

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \text{la valeur de calcul du moment fléchissant de la section}$$

$$M_{el,rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{m0}} \rightarrow \text{le moment de résistance élastique de la section}$$

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

Calcul de  $M_{sd}$  :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{4103,34 \times 8^2}{8} = 32826,72 \text{ daN.m}$$

Calcul de  $M_{el,rd}$

$$M_{el,rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{el,rd} = \frac{235 \times 7030}{1.1} = 65586,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 32826,72 \text{ daN.m} \leq M_{el,rd} = 65586,36 \text{ daN.m} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

**c) Vérifications à l'ELS :**

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} \leq \delta_{Vmax} = \frac{l}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times 29,43 \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 92080} = 0,81 \text{ cm}$$

$$F_{max} = 0,81 \text{ cm} < \delta_{Vmax} = \frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**d) Vérification au déversement :**

Le déversement est empêché par la tôle soudé sur la poutre, donc la poutre en **IPE600** est vérifiée au stade de montage.

**VI.6.2 Vérification au stade final**

**a) Calcul de la réaction des poutres maîtresses sur les solives Rs :**

**Tableau VI.4.** Evaluation des charges.

	<b>q<sub>sd</sub> (daN/m )</b>	<b>Rs (daN)</b>	<b>q<sub>eq</sub> = Rs / e (daN/m)</b>
<b>ELS</b>	925,7	5554,2	3588,4
<b>ELU</b>	1302,195	7813,17	5054,32

**b) Caractéristiques de la dalle mixte :**

**b.1 Calcul de la largeur participante de la dalle en béton ( b<sub>eff</sub> ) :**

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{L_0}{8}; b_i \right\}$$

Avec :

L<sub>0</sub>=L = 8m : la longueur de la poutre

b<sub>i</sub> : entraxes des poutres ; b<sub>i</sub>= 6m

$$b_{ei} = \min \left( \frac{8}{8}; 6 \right) = \min (1 ; 6)$$

$$b_{eff} = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$$

**b.2 Calcul de la section équivalente :**

$$S = A + B / n$$

A : section de l'IPE600= 156 cm<sup>2</sup>

B : section de la dalle en béton =  $12 \times 200 = 2400 \text{ cm}^2$

n : coefficient d'équivalence :  $n=15$

Donc :

$$S = 156 + 2400/15 = 316 \text{ cm}^2$$

**c) Vérification à l'ELU :**

**c.1 Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Calcul de  $V_{sd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{7813,7 \times 8}{2} = 31254,8 \text{ daN}$$

Calcul de  $V_{pl,rd}$  :

$$V_{pl,rd} = \frac{AV \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 83,8 \text{ cm}^2 = 8380 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{83,8 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 103361,44 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 31254,8 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 103361,44 \text{ daN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

**c.2 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{el,rd}$$

Calcul de  $M_{sd}$

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

$$M_{sd} = \frac{7813,7 \times 8^2}{8} = 62509,6 \text{ daN.m}$$

Calcul de  $M_{el,rd}$  :

$$M_{el,rd} = \frac{F_y \times W_{el,y}}{\gamma_{Mo}}$$

$$M_{el,rd} = \frac{235 \times 3070}{1,1} = 65586,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 62509,6 \text{ daN.m} < M_{el,rd} = 65586,36 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**d) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z) :**

**d.1 Résistance de la section d'acier**

$$F_a = \frac{A_a \times F_Y}{\gamma_a}$$

$$F_a = \frac{156 \times 2350}{1,1} = 333272,728 \text{ daN}$$

**d.2 Résistance de la section du béton :**

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$h_c = 8 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

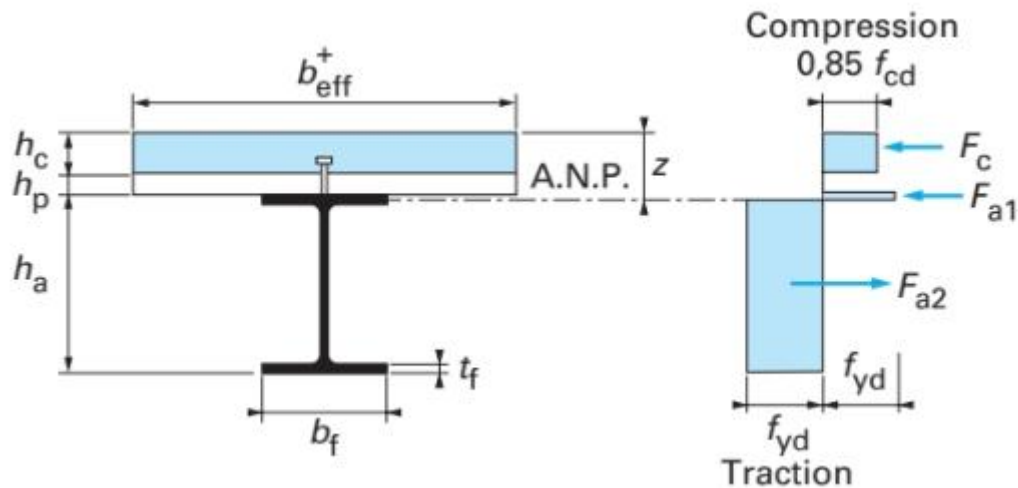
$$F_b = \frac{0,85 \times 8 \times 200 \times 250}{1,5} = 311666,66 \text{ daN}$$

$F_b < F_a$  donc : l'axe neutre plastique se situe dans la section en acier

$$\frac{2b_f \times t_f \times f_y}{\gamma_a} = \frac{2 \times 220 \times 19 \times 235}{1,1} = 178600 \text{ daN}$$

$$F_a - F_b = 333272,728 - 311666,66 = 21606,06 \text{ daN}$$

$$F_a - F_b < \frac{2b_f \times t_f \times f_y}{\gamma_a} \quad \text{L'axe neutre se situe dans la semelle supérieure}$$



**Figure VI.9.** Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la semelle supérieure (Flexion positive)

Calcul de la position de l'axe neutre :

$$Z = \frac{F_a - F_b}{2 \times \frac{f_y \times t_w}{\gamma_a}} + h_p + h_c$$

$$Z = \frac{3332727,28 - 3116666,66}{2 \times \frac{235 \times 12}{1,1}} + 40 + 80$$

$$Z = 162,13 \text{ mm} = 16,21 \text{ cm}$$

Calcul de  $M_{pl,rd}$  :

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + \frac{h_c}{2} \right) - (F_a - F_b) \left( Z + \frac{h_p}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 333272,72 \left( \frac{0,6}{2} + 0,04 + \frac{0,08}{2} \right) - 21606,06 \left( 0,162 + \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 130575,93 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 62509,6 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 130575,93 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

e) Vérification à l'ELS :

e.1 Vérification de la flèche :

$$F_{\max} = \frac{5qs l^4}{384EI} \leq F_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

L = la portée de la poutre

$I_h$  = le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique)

E = module d'élasticité de l'acier.

$I_b$  = moment d'inertie de la section en béton.

$$I_b = \frac{b_{eff} \times hc^3}{12} = \frac{200 \times 8^3}{12} = 8533,33 \text{ cm}^4$$

$I_a$  = inertie propre de l'IPE 600  $I_y = 92080 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$$A_a = 156 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$H_a = 600 \text{ mm}$$

$$h_c = 80 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 2000 \text{ mm}$$

### e.2 Le moment d'inertie homogénéisée :

$$I_h = [I_a + A_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z \right)^2] + \left[ \frac{b_{eff} \times hc}{n} \times \left( \frac{hc^2}{12} + \left( Z - \frac{hc}{2} \right)^2 \right) \right] + \frac{b_{eff} \times hc^3}{12}$$

$$I_h = [92080 \times 10^4 + 15600 \left( 300 + 40 + 80 - 162,13 \right)^2] + \left[ \frac{2000 \times 80}{15} \times \left( \frac{80^2}{12} + \left( 162,13 - \frac{80}{2} \right)^2 \right) \right] + \frac{2000 \times 80^3}{12}$$

$$I_h = 220827,56 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On a :

$$f_{max} = \frac{5qsl^4}{384EI}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 55,542 \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 220827,56} = 0,63 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,63 \text{ cm} < f_{adm} = 2,4 \text{ cm}$$

(Condition vérifiée)

A blue scroll graphic with a white border, featuring a rolled-up edge on the left and a small circular detail at the top right corner. The text is centered within the scroll.

## **Chapitre VII : Étude Sismique**

## VII.1 Introduction :

Le séisme est l'une des actions les plus dangereuses que les structures peuvent subir vu qu'il se traduit par une accélération dans les trois directions (une verticale et deux horizontales) imposés aux fondations. Notre structure est située dans une zone de catégorie II<sub>a</sub> de sismicité moyenne, alors il faut respecter les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques, cela en se basant sur les recommandations du nouveau document technique réglementaire (D.T.R.-B.C.2.48) nommé « Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003 »

## VII.2 Objectif de l'étude sismique :

L'étude sismique vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent que la structure soit dotée :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Selon le RPA99 v 2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- La méthode statique équivalente.

Notre bâtiment vérifie les conditions d'applicabilité de la méthode statique équivalente, donc c'est cette dernière qu'on utilisera.

### VII.3 Méthode statique équivalente :

#### VII.3.1 Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action Sismique.

Pour appliquer cette méthode, on doit satisfaire les conditions suivantes :

##### VII.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 Aghrib (ZONE IIa) Sa hauteur totale  $h=14.60m < 65m$ .....condition vérifiée.

##### VII.3.1.2 Condition de régularité en plan :

Notre bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des masses de rigidité.

##### VII.3.1.3 Condition de l'excentricité :

À chaque niveau et pour chaque direction du bâtiment, la distance entre le centre de gravité « G » et le centre de torsion « T » doit être inférieure ou égale à 15% de la dimension mesurée perpendiculaire à la direction de la force sismique.

Calculons C.D.G (centre de masse) :

$$XG = \frac{\sum Xi \times Si}{Si} = 19,5m$$

$$YG = \frac{\sum yi \times Si}{Si} = 8m$$

$$G = (19,5m ; 8m)$$

##### VII.3.1.4 Condition de décrochement :

Le plan architectural ne dessine que on n'a pas un décrochement en plan

##### VII.3.1.5 Condition sur les ouvertures :

Pour que le plancher soit infiniment rigide il faut que la surface totale des ouvertures ne dépasse pas 15% de la surface du plancher.

#### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en plan.

**VII.3.1.6 Condition de régularité en élévation :**

On a un système en portique continue de bas vers le haut.

- Condition des masses et de rigidité :

$$\begin{cases} M_1 = M_2 \\ M_2 > M_3 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} R_1 = R_2 \\ R_2 > R_3 \end{cases}$$

La condition sur la variation des masses et des rigidités est vérifiée.

Pas de décrochement en élévation.

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en élévation,

Toutes les conditions sont satisfaites donc la méthode statique équivalente MSE est applicable.

**VII.4 Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

**VII.4.1 Détermination du coefficient d'accélération de Zone :**

Le coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**Tableau VII.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:

Groupe de grande importance dans notre cas  $A = 0,2$

**VII.4.2 Facteur d'amplitude dynamique D :**

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\epsilon$ ) 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 : Des périodes caractéristiques données dans le tableau (RPA99V2003)

**Tableau VII.2. :** valeur T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

Site meuble S3

T1 = 0,15s

T2 = 0,50s

**VII.4.3 Facteur de correction d'amortissement :**

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3 \text{ RPA99/2003})$$

Avec :

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

**Tableau VII.3** : valeurs de  $\xi$  (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas on prend la valeur de  $\xi=5\%$  puisque on utilise l'acier dense

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 5)} = 1$$

**VII.4.4 Calcul de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante :

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

**hN** : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**Sens x-x:**

**C<sub>T</sub>** : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 p46 : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie (**C<sub>T</sub>** =0,05)

**Sens y-y :**

**C<sub>T</sub>** : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 p46 : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie (**C<sub>T</sub>** =0,05)

$$T_x = T_y = 0,05 \cdot (14,60)^{3/4}$$

$$T_x = T_y = 0,373 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,373 \text{ s}$$

**Remarque :** pour notre système de contreventement, on peut également utiliser une autre formule pour le calcul de la période :

$$T = \frac{0,09 \times H_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots 4.7 \text{ p}46 \text{ de RPA}$$

Le RPA propose de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les tableaux 4.6 et 4.7

Sens longitudinal :

$$T_2 = \frac{0,09 \times H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \times 14,6}{\sqrt{39}} = 0,21 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0,21 ; 0,373) = 0,21 \text{ s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale à :

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 1 (0,21/0,373)^{2/3}$$

$$D_x = 1,19$$

Sens transversal :

$$T_2 = \frac{0,09 \times H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \times 14,6}{\sqrt{17,6}} = 0,31 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0,31 ; 0,373) = 0,31 \text{ s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale à :

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 1 (0,31/0,373)^{2/3}$$

$$D_y = 1,55$$

### VII.4.5 Coefficient de comportement R:

La valeur du coefficient de comportement global de la structure est donnée par le tableau en fonction du système de contreventement.

En cas d'utilisation des systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

**Tableau VII.4:** valeurs de coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b><u>A</u></b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b><u>B</u></b>	<b><u>Acier</u></b>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b><u>C</u></b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

**R = 4 (ossature contreventé par palée triangulées en X)**

**VII.4.6 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

$$\text{Suivante : } Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (4.4 \text{ RPA99/2003})$$

Les critères de qualité “qi” à vérifier sont :

**VII.4.6.1 Condition minimale sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Sens X:3files, chaque file comporte 6travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{6}{3} = 2 > 1,5 \text{ critere non observé } p_1 = 0,05$$

Remarque :

Selon Y-Y :8 files chaque file de portique comporte 2 travées donc la condition minimale des files de contreventements n'est pas vérifiée

**VII.4.6.2 Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre 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 maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. pour notre cas on a :

Sens X:3files, chaque file comporte 6 travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{6}{3} = 2 > 1,5 \text{ Critère non observé } p_1 = 0,05$$

Sens-Y : 7files, chaque file comporte 2 travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{8}{8} = 1 < 1,5 \text{ Critère observé } p_1 = 0$$

**VII.4.6.3 Régularité en plan :**

La structure est classée régulière en plan dans les deux sens :  $P_3=0$

**VII.4.6.4 Régularité en élévation :**

La structure est classée régulière en élévation dans les deux sens :  $p_4=0$

**VI.4.6.5 Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise :  
critère observé :  $p_5=0$

**Tableau VII.5 :** valeurs des facteurs de qualité

Critère (q)	pq	
	Suivant x	Suivant y
Condition minimales sur les files de contreventements	0,05	0
Redondance on plans	0,05	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité de matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$\Sigma=0,15$	$\Sigma=0,05$

$$Q_x = 1 + (0,05+0,05+0,05+0)$$

**$Q_x = 1,15$**

$$Q_y = 1 + (0+0+0,05+0)$$

**$Q_y = 1,05$**

1 et 2 et 3 niveaux	Charge permanente $G= 5,45\text{KN/m}^2$
	Surcharge d'exploitation  $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$
4 niveaux	Charge permanente  $G= 6,76 \text{ KN/m}^2$
	Surcharge d'exploitation  $Q=1\text{KN/m}^2$

### VII.5 Calcul de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{se}$ , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99/2003).

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment **A=0,15**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

**R** : coefficient de comportement global de la structure donné par le (RPA99.V2003)

**R = 4** (ossature contreventé par palée triangulées en X) sens longitudinale

**Q** : Facteur de qualité

**W** : Poids totale de la structure ;

$$W = \sum w_i \text{ avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

**W<sub>Gi</sub>** : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels

**W<sub>Qi</sub>** : poids du aux charges d'exploitation

**β**: coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le tableau 4.5 du RPA99versions2003.

Dans notre cas **β=0,30**

### VII.5.1 Calcul des masses

Surface totale de plancher à un niveau:

$$S = 39 \times 16 = 624 \text{ m}^2$$

Plancher terrasse

**Tableau VII.6.** Le poids des éléments constituant la terrasse :

élément	Poids total de l'élément
G <sub>terrasse</sub>	$676 \text{ kg/ m}^2 \times 624 = 421824 \text{kg /niveau}$
Poutre principale (IPE 600)	$8 \times 16 \times 122 = 15616 \text{kg}$
Poutre secondaire (IPE240)	$6 \times 21 \times 30,7 \text{ Kg/m} = 3868,2 \text{kg}$
solives (IPE 240)	$6 \times 98 \times 30,7 \text{kg/m} = 18051,6 \text{kg}$
Poteaux (HEA 450)	$3.5 \text{ m} \times 24 \times 140 \text{ Kg/m} = 11760 \text{kg /niveau}$
Acrotères	$1,725 \times [(17,6 \times 0,6) + (39 \times 0,6)] \times 2 = 117,162 \text{kg}$
Mur extérieur	$210 \times [(17,6 \times 3,5)0,025 + (39 \times 3,5)0,025] \times 2 = 2726,85 \text{kg}$
Panneau sandwich	$10,9 \times [(8,8 \times 3,5)0,025 + (6 \times 3,5)0,025] \times 2 = 16,786 \text{kg}$
Σ	474533,198kg

Etage courant :

**Tableau VII.7.** Le poids des éléments constituant l'étage courant :

élément	Poids total de l'élément
G <sub>étage</sub>	$545kg/m^2 \times 624 = 340080 kg /niveau$
Poutre principale (IPE600)	$8 \times 16 \times 122 = 15616 kg$
Poutre secondaire (IPE240)	$6 \times 21 \times 30,7Kg/m = 3868,2 kg$
solives (IPE240)	$6 \times 94 \times 30,7kg/m = 17314,8kg$
Poteaux (HEA 450)	$3.5 m \times 24 \times 140 Kg/m = 11760kg /niveau$
Murs extérieurs	$210 \times [(17,6 \times 3,5)0,025 + (39 \times 3,5)0,025] \times 2 = 2726,85kg$
Panneau sandwich	$10,9 \times [(8,8 \times 3,5)0,025 + (6 \times 3,5)0,025] \times 2 = 16,786kg$
$\Sigma$	391382,63kg

**VII.5.2 Poids des charges d'exploitation**

$$Q_{ec} = 350Kg/m^2 \times 624m^2 = 218400kg$$

$$Q_{te} = 100 \times 624m^2 = 62400kg$$

**Tableau VII.8.** Valeurs des poids de la structure

Etage	$W_{Gi} (KN)$	$W_{Qi} (KN)$	$\beta. W_{Qi} (KN)$	$W_i (KN)$
RDC	3913,82	2184	655,2	4569,02
Etage 1	3913,82	2184	655,2	4569,02
Etage 2	3913,82	2184	655,2	4569,02
Etage 3	4745,33	624	187,2	4932,53
$\Sigma$	16486,79	7176	2152,8	18639,59

**VII.5.3 La force sismique totale**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

**Tableau VII.9 Valeurs de l'effort sismique dans les deux sens (longitudinal et transversal)**

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0,15	0,15
D	1,19	1,55
Q	1,15	1,05
R	4	4
W <sub>T</sub> (KN)	18639,59	18639,59
V <sub>T</sub> (KN)	956,56	1137,59

**VII.5.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$F_t = 0.07 T \cdot V \quad \text{si } T > 0.7 S$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0.7 S$$

La force concentrée **F<sub>t</sub>** au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : **F<sub>t</sub> = 0,07 TV** où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F<sub>t</sub> ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égal à 0,7 secondes

D'où On a : **T = 0,373s < 0,7 → F<sub>t</sub> = 0**

La partie restante de V soit (V - F) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

**F<sub>i</sub>** : force horizontale au niveau i .

**h** : niveau du plancher.

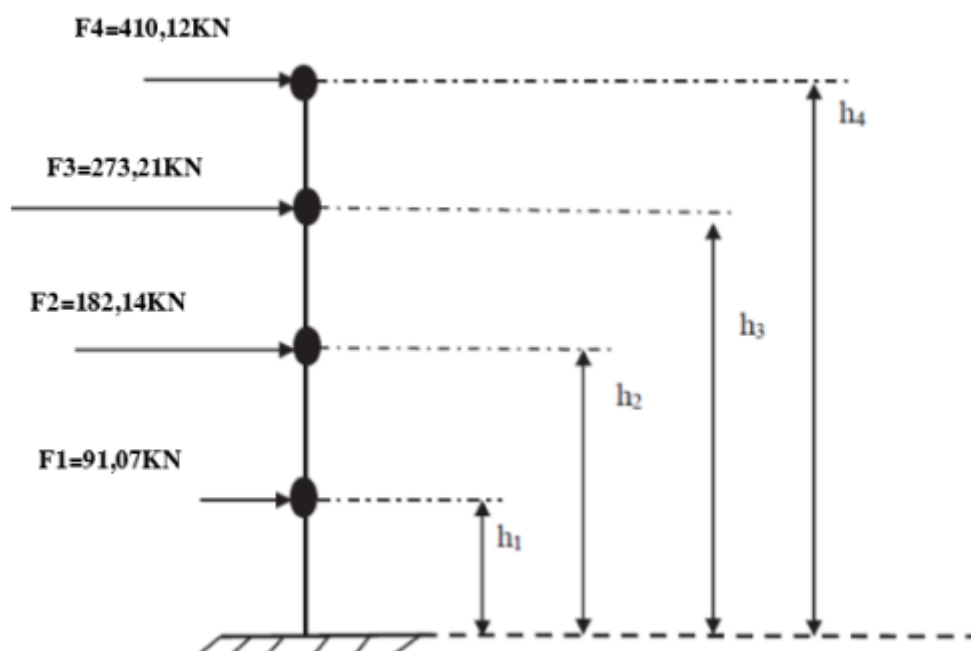
**F<sub>t</sub>** : force concentrée au sommet de la structure

$$F_i = \frac{V W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Les résultats sont donnés pour le sens longitudinal X dans le tableau suivant :

**Tableau VII.10** Valeurs des forces sismiques selon le sens longitudinal

Niveau	W <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> (KN)
RDC	4569,02	3,5	15991,57	91,07
Niv 1	4569,02	7	31983,14	182,14
Niv 2	4569,02	10,5	47974,71	273,21
Niv 3	4932,53	14,6	72014,93	410,12

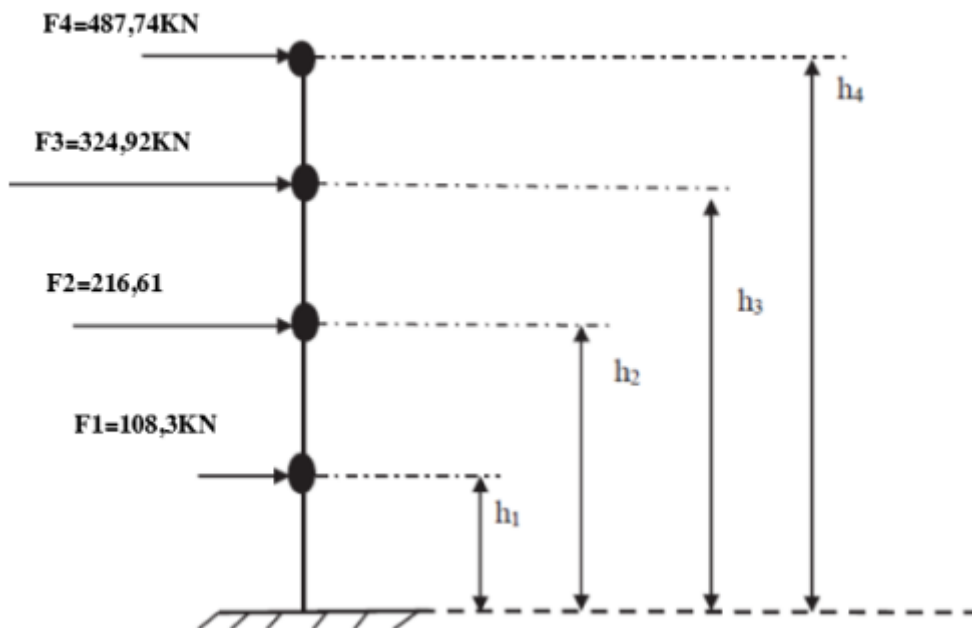


**Figure VII.1** : la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur

Les résultats sont donnés pour le sens transversal Y dans le tableau suivant

**Tableau. VII.11:** Valeurs des forces sismiques selon le sens transversal

Niveau	W <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> (KN)
RDC	4569,02	3,5	15991,57	108,3
Niv 1	4569,02	7	31983,14	216,61
Niv 2	4569,02	10,5	47974,71	324,92
Niv 3	4932,53	14,6	72014,93	487,74



FigureVII.2 : la répartition de l’effort sismique transversal selon la hauteur

**VII.5.5 Distribution horizontale des efforts tranchants**

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

V<sub>k</sub>: l’effort tranchant au niveau de l’étage K

Résultante des efforts tranchants de tous les niveaux sont donnés sur le tableau suivant :

Sens longitudinal :

**TableauVII.12** Valeurs des efforts tranchants selon le sens longitudinal

Niveau	F <sub>i</sub> (KN)	V <sub>k</sub> (KN)
1	91,07	956,54
2	182,14	774,4
3	273,21	501,19
4	410,12	91,07

Résultante des efforts tranchants de tous les niveaux sont donnés sur le tableau suivant :

Sens transversal :

**Tableau VII.13** Valeurs des efforts tranchants selon le sens transversal

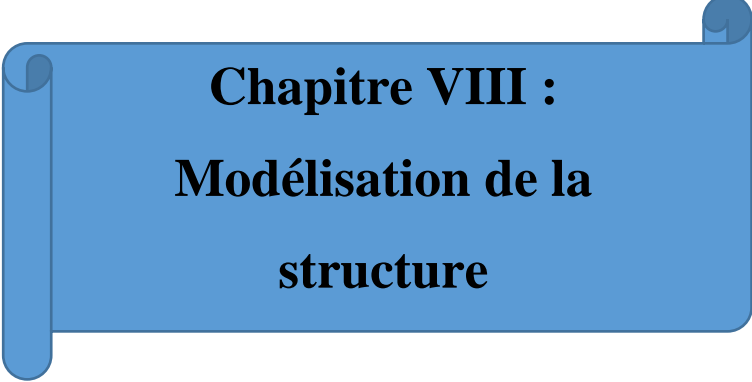
Niveau	<b>Fi (KN)</b>	<b>Vk (KN)</b>
1	108,3	1137,59
2	216,61	920,98
3	324,92	596,06
4	487,74	108,32

**Tableau VII.14** Valeurs des forces dues au vent par niveau

Niveau	<b>hi (m)</b>	<b>Fw (kn)</b>
1	3,5	100,78
2	3,5	100,78
3	3,5	100,78
4	3,5	100,78

## VII.6 Conclusion

On remarque que les forces sismiques sont les plus défavorables par rapport à la force du vent donc on tiendra compte des forces sismiques pour vérifier la stabilité de la structure.

A blue scroll graphic with a white border, featuring a rolled-up edge on the left and a small circular detail on the right. The text is centered within the scroll.

**Chapitre VIII :**  
**Modélisation de la**  
**structure**

### VIII.1. Introduction :

Pour faire l'étude d'un système il y a plusieurs méthodes manuelles classiques, mais vu la disponibilité d'un logiciel (Autodesk Robot Structural Analyses Professional), alors notre tâche consiste à introduire des données et avoir à la fin une note de calcul.

### VIII.2. Description du logiciel ROBOT :

Le logiciel **Autodesk Robot Structural analyses** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le logiciel Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes ....

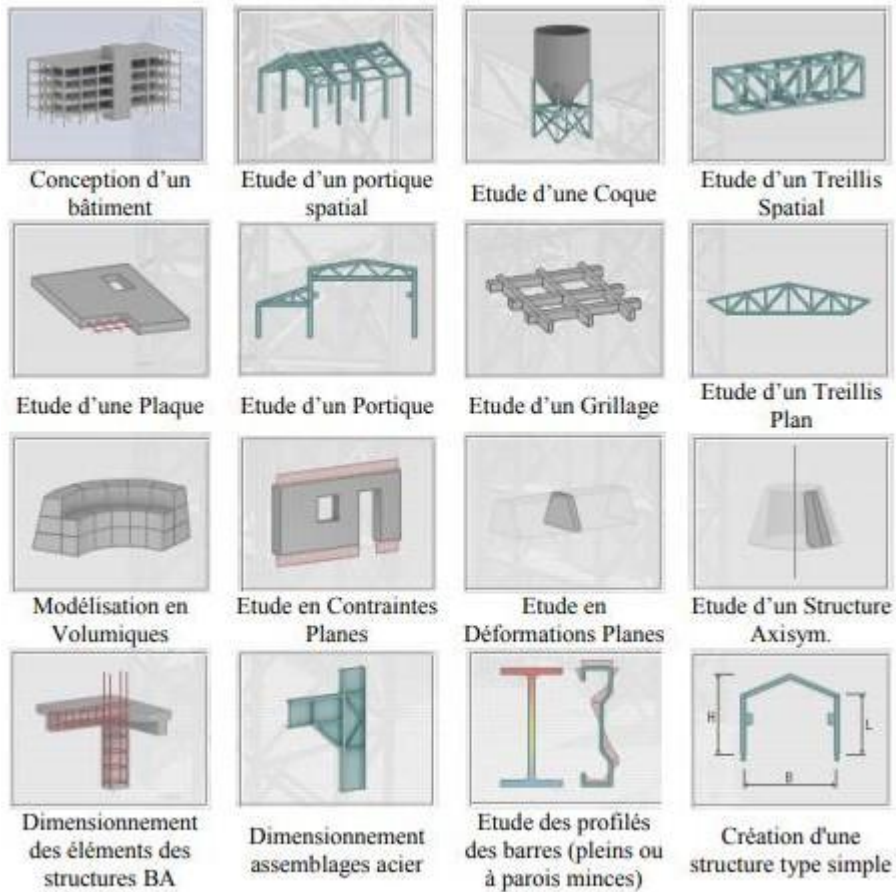
### VIII.3. Étapes de modélisation par le logiciel ROBOT Structural analyses

#### VIII.3.1. Lancement du logiciel :

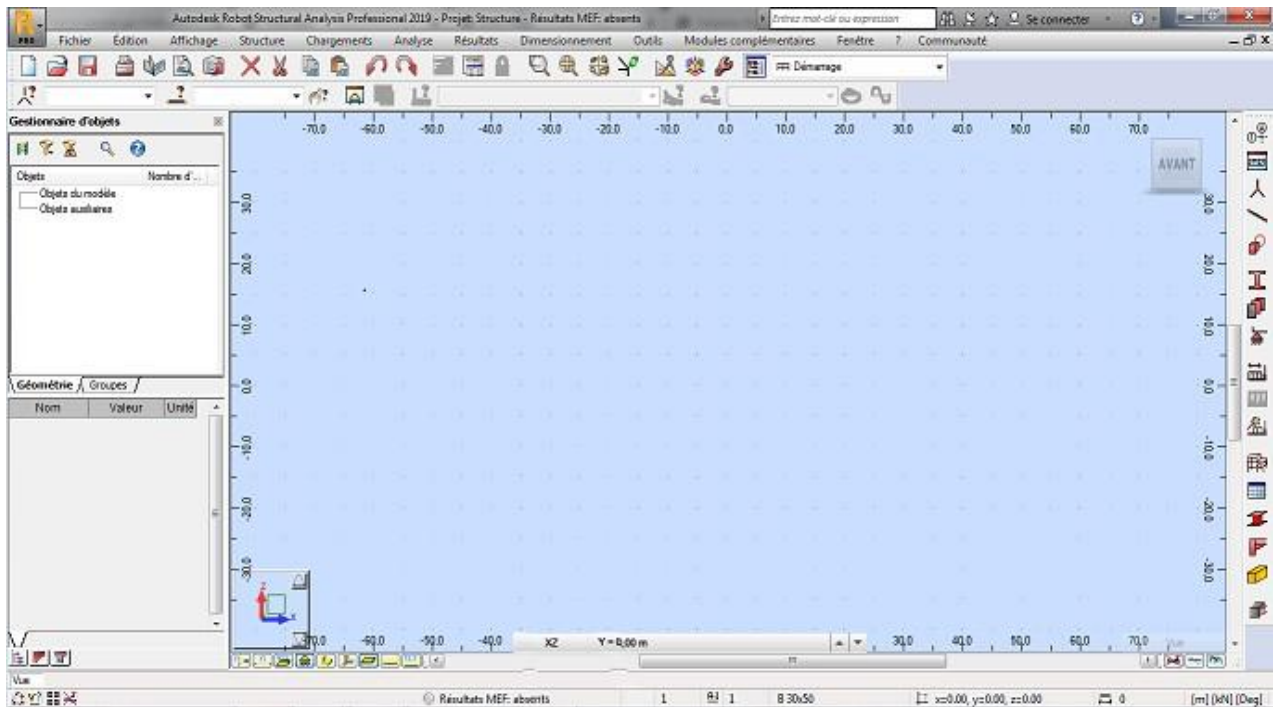
Au démarrage du logiciel, la fenêtre suivante apparaît pour sélectionner le type de structure ou l'élément qu'on veut étudier.



Pour faciliter la modélisation, ils ont mis plusieurs modules à choisir 2D ou 3D comme Portiques.

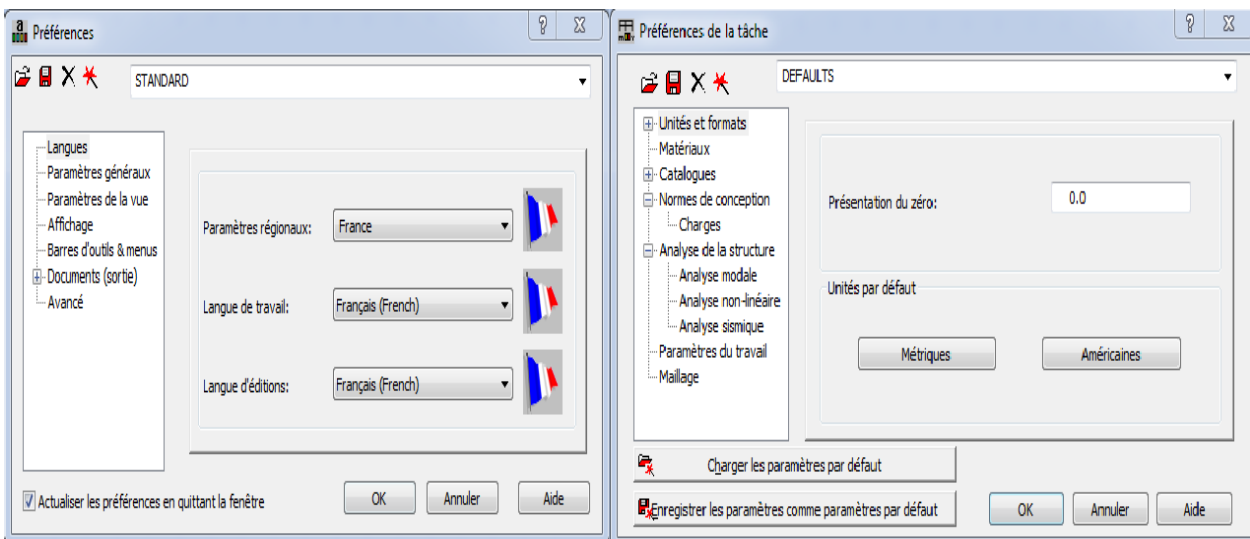


On sélectionne le module qui facilite la modélisation de notre bâtiment (Etude d'un portique spécial), La fenêtre principale apparaît qui contient le menu et les barres d'outils par défaut en haut et en bas et sur la droite et la **fenêtre du gestionnaire des objets sur la gauche**.



### VIII.3.2. Réglages 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, ...)



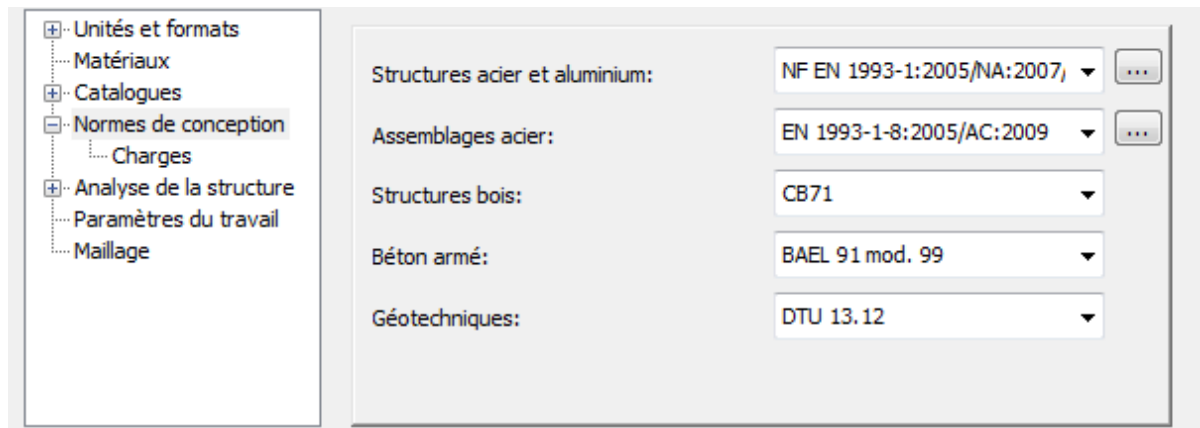
### VIII.3.2.1. Unités et formats

Par cette fenêtre on peut modifier les unités des dimensions, des efforts, angles et déplacements ...

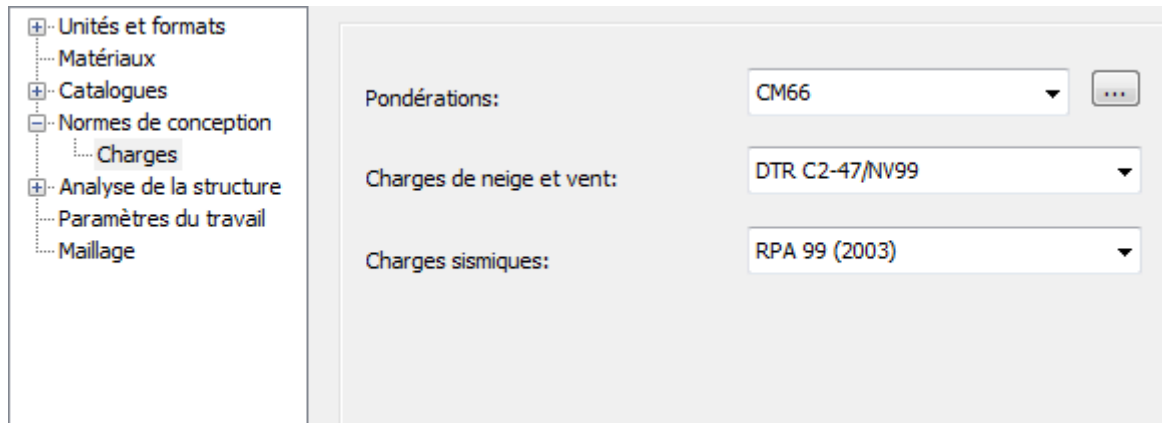


### VIII.3.2.2. Normes de conception

Robot contient plusieurs règlements et on peut choisir la norme utilisée dans notre pays par le menu déroulant :



La même chose pour les charges sismiques et climatiques :




## VIII.4. Modélisation du projet

### VIII.4.1. Modélisation du projet

Les lignes de construction ou le grillage de la structure représentent les axes des éléments de la structure à modéliser selon les 3 directions X, Y, Z et les extrémités des éléments et les bords des faces de la structure.

Sur ces lignes et les croisements de lignes on peut par la suite dessiner les barres, les poutres, et les accrocher bout à bout facilement. Pour cela on a besoin des dimensions de la structure (longueur, largeur, hauteur) et tout le détail des espacements et des dimensions des éléments de la structure et donc le plan détaillé de la structure.

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 :

Nom: Lignes de construction

Cartésien Cylindrique Lignes arbitraires

Paramètres avancés

X Y Z

Position: 14.00 (m) Répéter x: 4 Espacement: 3,5 (m)

Libellé	Position
1	0.00
2	3.50
3	7.00
4	10.50
5	14.00

Ajouter Supprimer Supprimer tout Gras


Étages

Libellé: 1 2 3 ...

Nouveau Gestionnaire de lignes Appliquer Fermer Aide

On utilise les coordonnées cartésiennes **X, Y, Z** dans le champ **Position** on saisit la valeur de la distance de l'axe qu'on veut dessiner à partir d'un axe de référence 0 m Dans le champ **Répéter x** et **Espacement**.


#### VIII.4.2. Définition des sections

Pour définir les sections des éléments barres on utilise la commande Profilés des barres  Par cette option on peut définir les sections de tous les éléments barres de la structure : poteaux, poutres, solives, contreventement...

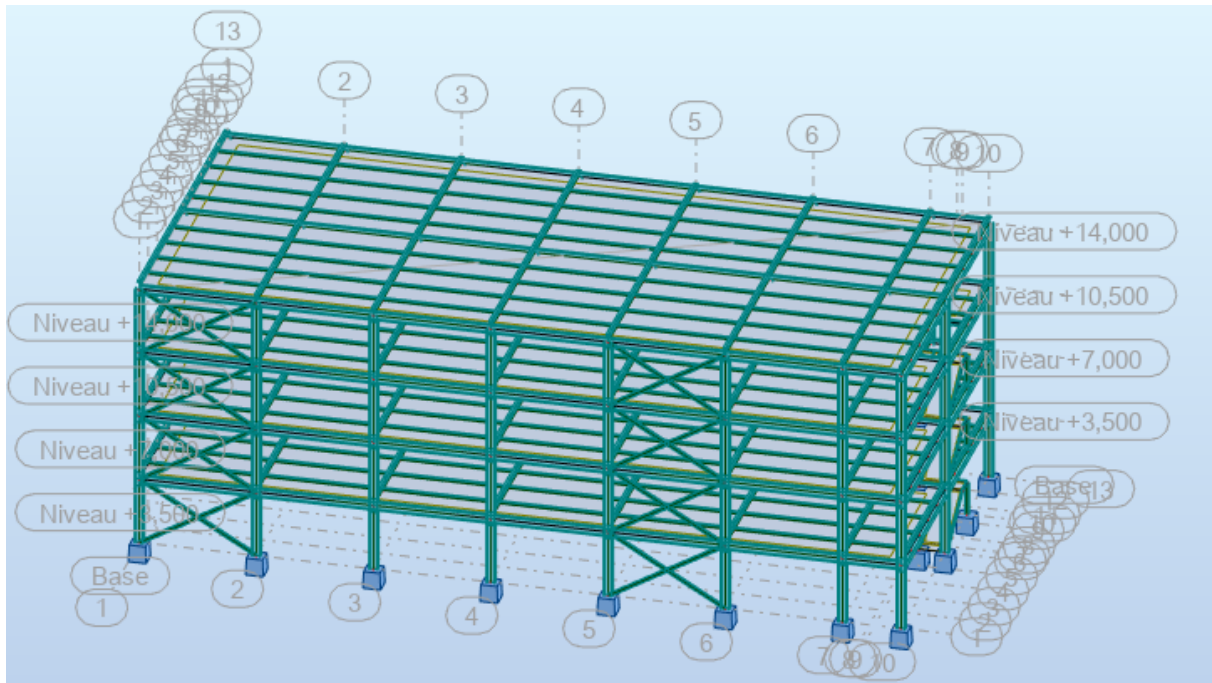
#### VIII.4.3. Définition de la structure

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.4.4. 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.4.5. Chargement

Les chargements d'une structure consistent à définir les cas de charge selon la nature des charges (permanente, exploitation, vent, neige, sismique ...) et ensuite l'application des charges (charges sur barres, charges surfaciques ...) sur la structure pour les cas de charge créés et enfin la définition des combinaisons des cas de charge.

Dans notre cas on définit les charges surfaciques suivantes :

$G_{\text{étages}} = 5.45 \text{ KN/m}^2$ .  $G_{\text{terrasse}} = 6.76 \text{ KN/m}^2$ .  $G_{\text{volée}} = 1.25 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{palier}} = 4,2 \text{ KN/m}^2$ .  $G_{\text{murs extérieur}} = 2,1 \times 3,5 = 7,35 \text{ KN/m}$ .


$G_{\text{murs intérieure}} = 0,109 \text{ KN/m}^2$

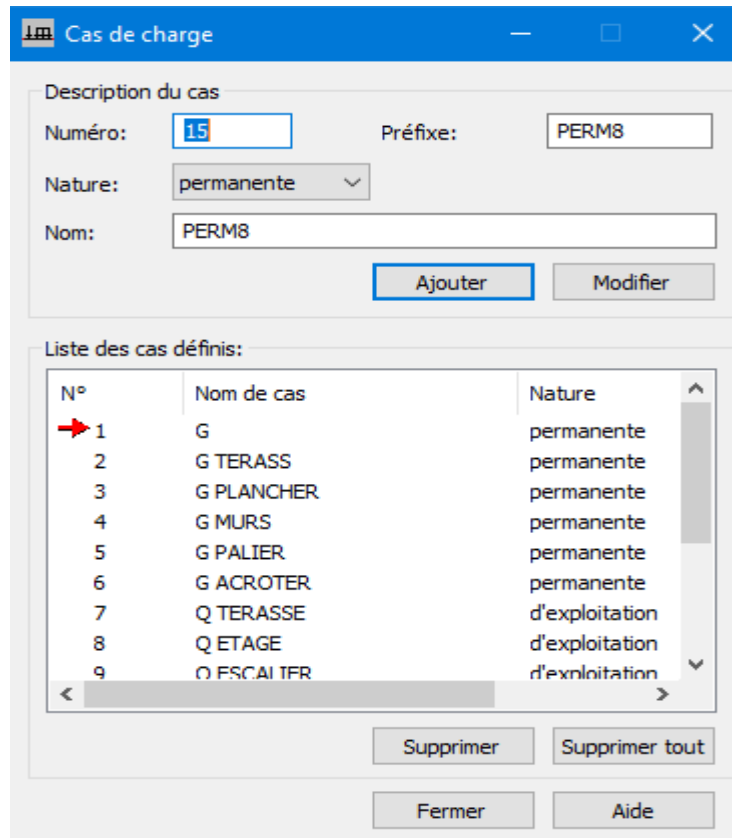
$G_{\text{acrotères}} = 1,725 \text{ KN/m}$ .  $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$ .

$Q_{\text{étages}} = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .  $Q_{\text{escalier}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$Q_{\text{acrotères}} = 1 \text{ KN/m}^2$ .  $G_{\text{neige}} = 0,56 \text{ KN/m}^2$ .  $V_{\text{pignon}} = -2,5 \text{ KN/m}^2$

$V_{\text{long-pan}} = -2.5 \text{ KN/m}^2$ .  $V_{\text{soulèvement}} = -2.5 \text{ KN/m}^2$ .

On ajoute les différentes combinaisons de charge en utilisant la commande Combinaisons manuelles qui se trouve sur le menu **Charges ► Combinaisons manuelles**. 



#### A l'ELU

$$S_{di} = \sum_{j=1} \gamma_{G,j} \cdot G_{Kj} + 0.9 \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \times Q_{K,i}$$

#### A l'ELS

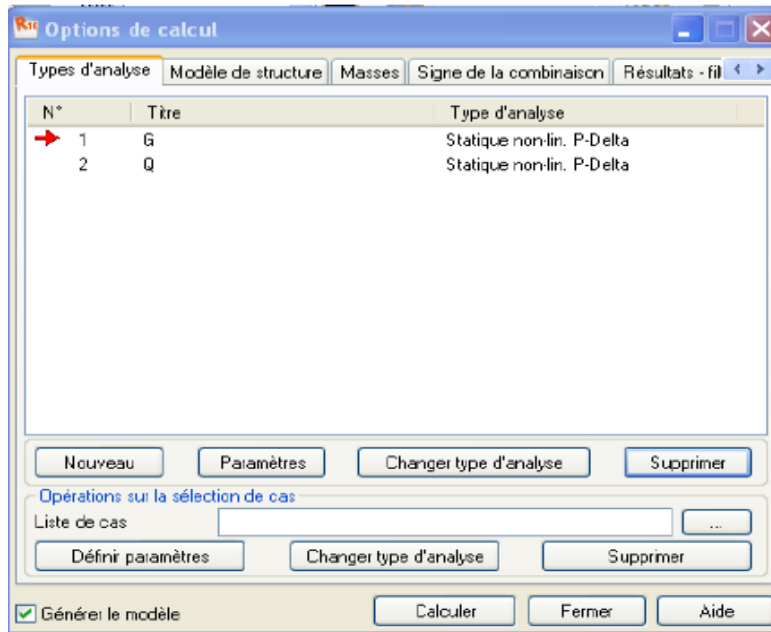
$$S_{di} = \sum_{j>1} G_{Kj} + 0.9 \sum_{I>1} Q_{K,I}$$

La combinaison sismique s'écrit :

$$S_{di} = [\sum_{j=1} G_{k,j}] + [P_K] + [\gamma_1 \cdot A_{Ed}] + [\sum_{I \geq 1} \Psi_{2,i} \times Q_{K,i}]$$

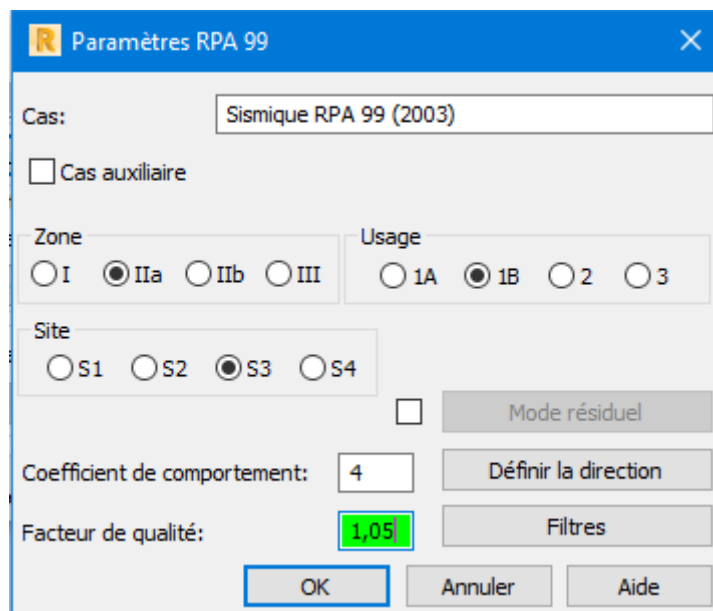
**VIII.4.6. Définition des options de calculs :** (analyse statique, modale et dynamique)

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionner le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.




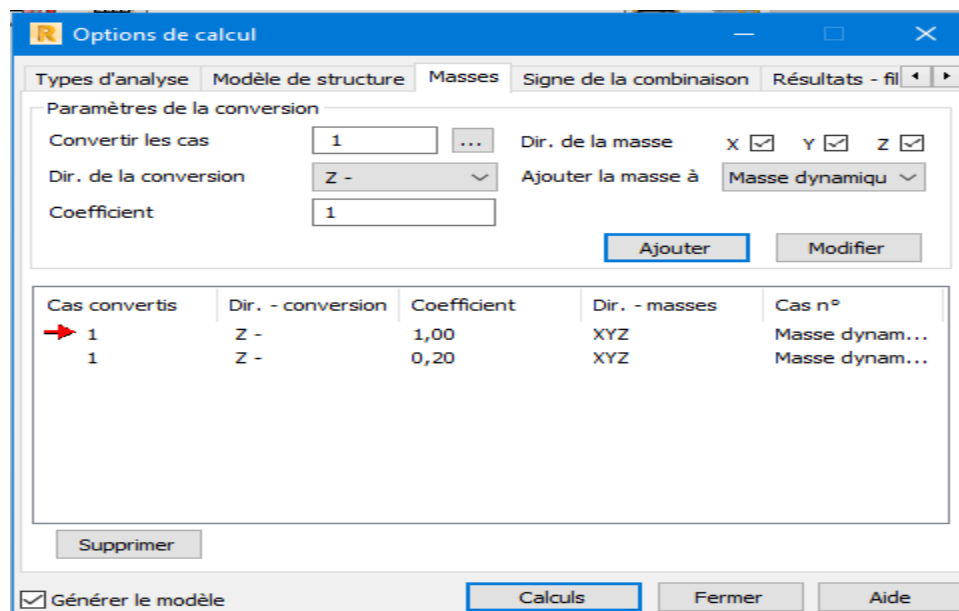
On clique une second fois sur « **Nouveau** », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met  $Z=0$  dans « Définition de la direction ».



Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on clique sur  puis on ferme. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on clique sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.



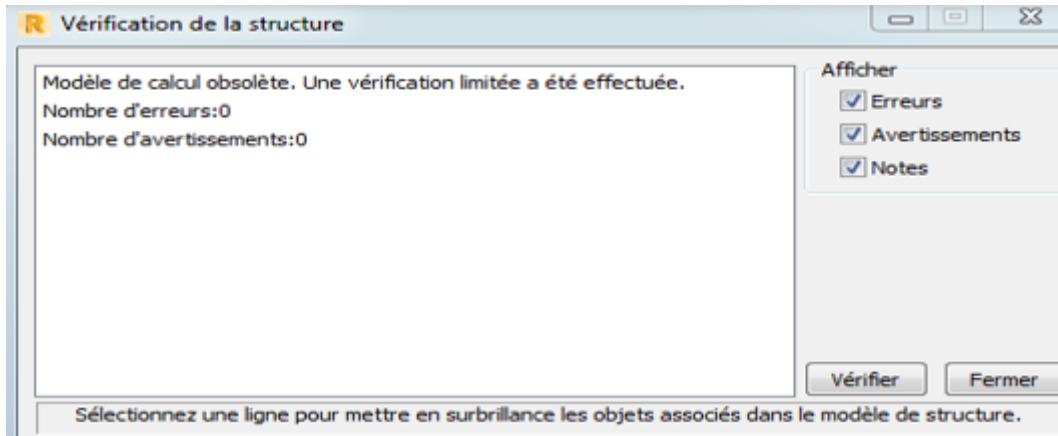
#### VIII.4.7. Les combinaisons d'actions

Dans le menu « chargement », « combinaisons manuelles », on choisit le type de la combinaison et sa nature.

Pour faire une autre combinaison on clique sur « Nouvelle », on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

#### VIII.4.8. Vérification de la structure

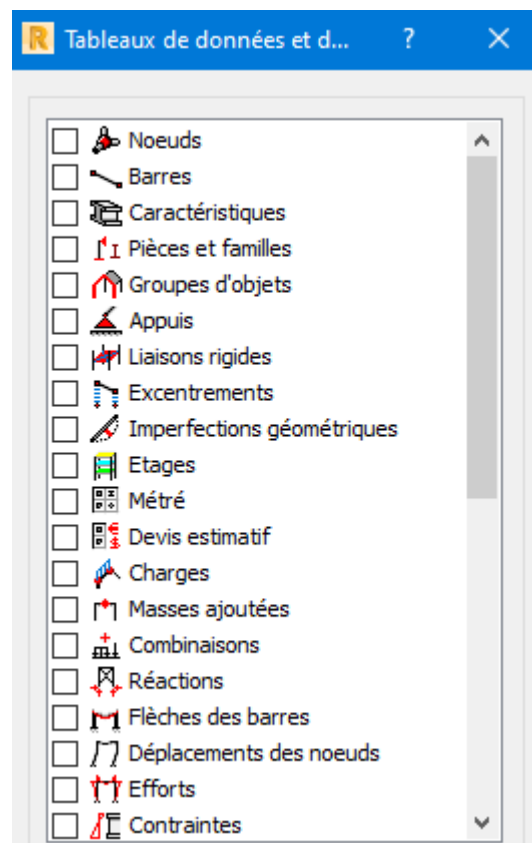
Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « analyse », on clique sur « vérifier la structure » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs



Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

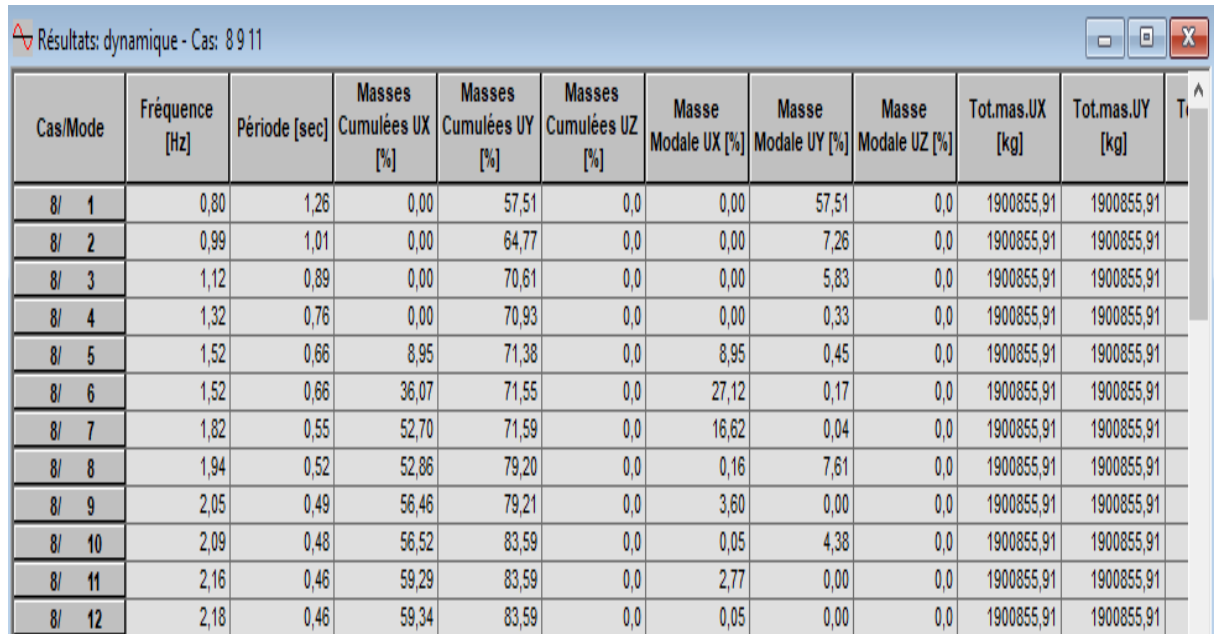
#### VIII.4.9. Exploitation des résultats

Dans le menu « **résultat** » on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.



## VIII.4.10. Vérification selon RPA 2003 :

## a) La période :



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	T <sub>r</sub>
8/ 1	0,80	1,26	0,00	57,51	0,0	0,00	57,51	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 2	0,99	1,01	0,00	64,77	0,0	0,00	7,26	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 3	1,12	0,89	0,00	70,61	0,0	0,00	5,83	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 4	1,32	0,76	0,00	70,93	0,0	0,00	0,33	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 5	1,52	0,66	8,95	71,38	0,0	8,95	0,45	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 6	1,52	0,66	36,07	71,55	0,0	27,12	0,17	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 7	1,82	0,55	52,70	71,59	0,0	16,62	0,04	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 8	1,94	0,52	52,86	79,20	0,0	0,16	7,61	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 9	2,05	0,49	56,46	79,21	0,0	3,60	0,00	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 10	2,09	0,48	56,52	83,59	0,0	0,05	4,38	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 11	2,16	0,46	59,29	83,59	0,0	2,77	0,00	0,0	1900855,91	1900855,91	
8/ 12	2,18	0,46	59,34	83,59	0,0	0,05	0,00	0,0	1900855,91	1900855,91	

Selon l'article 4.2.4.4 du RPA 99V2003, la valeur de **T** calculée à partir du logiciel Robot ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriée de plus de 30%.

La période estimée :

$$T = C_T \times h_n^{3/4} = 0,373s$$

La période calculée par Robot : **T=1,26s**.

$$T \times 0,3 = 0,373 \times 0,3 = 0,111s$$

$$T_R - T = 1,26 - 0,373 = 0,887s$$

0,887s > 0,111s condition non vérifié

## VIII.4.11. La participation massique :

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4ème mode pour le sens longitudinale et du 5ème mode pour le sens transversale.

## VIII.4.12. Vérification de la force sismique à la base :

D'après l'article 4.3.6 du RPA 99 V2003 « la résultante des forces sismiques à la base  $V_i$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique approprié ».

Soit à vérifier :  $V_i > 0,8 V$

Effort sismique dans le sens x :  $V_{TX} = 682,34 \text{KN}$

Effort sismique dans le sens Y :  $V_{TY} = 823,45 \text{KN}$

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

**Tableau VIII.1** Valeurs de l'effort tranchant dans le sens longitudinal et transversal

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0,15	0,15
D	1,19	1,55
Q	1,15	1,05
R	4	4
$W_T$ (KN)	18639,59	18639,59
$V_T$ (KN)	956,56	1137,59

$V_{TX} = 682,34 \text{ KN} < 0,8 V_x = 765,248 \text{KN}$ . ..... **CNV**

$V_{TY} = 823,45 \text{ kN} < 0,8 V_y = 910,072 \text{KN}$ . ..... **CNV**

#### VIII.4.13 Les déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (Art 4.19 du RPA99/2003)}$$

**Avec :**

$R$  : Coefficient de comportement ;

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques .

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à un étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10 du RPA99V2003, c'est-à-dire ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour notre cas on a une hauteur de 3,5m, donc le déplacement relatif doit être inférieur à 3,5cm.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VIII.2** Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques

Niveaux	Sens longitudinal			Sens transversal		
	$\delta e_{kx}$	$\delta k$	$\Delta k$	$\delta e_{ky}$	$\delta k$	$\Delta k$
ET3	4,8	19,2	5,6	2,9	11,6	7,2
ET2	3,4	13,6	5,2	1,1	4,4	2
ET1	2,1	8,4	2,4	0,6	2,4	2
RDC	1,5	6	1,5	0,1	0,4	0,1

Nous constatons que les déplacements inter étage dépassent le déplacement admissible (3,5cm), alors la condition de l'article 5.10 du RPA n'est pas vérifiée.

#### VIII.4.14 Justification vis-à-vis de l'effet p- $\delta$

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta k}{v_k \times h_k}$$

**Avec :**

$p_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$\Delta k$ : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1.

$v_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau K.

$h_k$ : Hauteur de l'étage K.

**Tableau VIII.3** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens longitudinal :

Niveaux	$p_k$	$\Delta k$	$v_k$	$h_k$	$\theta$	
RDC	4569,02	1,5	956,54	350	0,02	CV
ET1	4569,02	2,4	774,4	350	0,04	CV
ET2	4569,02	5,2	501,19	350	0,13	CNV
ET3	4932,53	5,6	91,07	350	0,86	CNV

**Tableau VIII.4** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens transversal :

Niveaux	$p_k$	$\Delta k$	$v_k$	$h_k$	$\theta$	
RDC	4569,02	0,1	1137,59	350	0,001	CV
ET1	4569,02	2	920,98	350	0,02	CV
ET2	4569,02	2	596,06	350	0,04	CV
ET3	4932,53	7,2	108,32	350	0,93	CNV

## VIII.5. Vérification de la structure contreventée

### VIII.5.1 Pré-dimensionnement des contreventements

#### VIII.5.1.1 Introduction

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan. Les charges et actions qui provoquent ces forces sont :

- Le vent agissant sur la façade de la structure.
- Le mouvement horizontal imposé aux fondations de la structure par les séismes.
- L'action horizontale des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.

Les contreventements ayant pour rôle de transférer les forces qui les sollicitent jusqu'aux fondations, ils doivent être conçus de manière à fonctionner comme les éléments porteurs stables, reposant sur des appuis

La vérification de la sécurité structurale d'une barre, comprimée soumise au flambement consiste à vérifier la relation suivante :

$$N_{csd} < N_{ord} = X \cdot A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{\mu 1}}$$

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tendue consiste à vérifier :

$$N_{osd} < N_{trd} = A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{\mu 0}}$$

**VIII.5.1.2 Détermination de  $N_{sd}$  :(séisme)**

Après avoir fait l'étude sismique, nous avons déterminé  $N_{sd}$  pour la force sismique ( $N_{sd}=102,53$  KN)

Pour calculer la section brute, on utilise cet effort, qui est plus défavorable que celui engendré par le vent.

**VIII.5.1.3 Calcul de la section brute A**

$$N_{sd} < N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{102,53 \times 1,1}{23,5} = 4,79 \text{ cm}^2$$

On opte pour un **UPN 160**

**Tableau VIII.5.** Caractéristiques du profilé **UPN 160**

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
17	160	70	184	5,5	9,5	21,7
Iy (cm <sup>4</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	Wply (cm <sup>3</sup> )	Wplz (cm <sup>3</sup> )	Iy (mm)	Iz (mm)	r (mm)
911	107	132	41,5	64,8	22,2	12

Les éléments de contreventement doivent être vérifiés sous l'effort de compression axial

**VIII.5.1.4 Vérification à la résistance de la section transversale :**

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a :  $N_{sd} = 102,53 \text{ KN}$

$$N_{crd} = \frac{2170 \times 235}{1,1} = 463,59 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 102,53 \text{ KN} < N_{crd} = 463,59 \text{ KN}$      **condition vérifiée**

La résistance nominale à la compression de la section transversale est supérieure à la charge axiale appliquée. Par conséquent, la section est satisfaisante

**VIII.5.1.5 Vérification de l'élément au flambement :**

$$N_{sd} \leq N_{brd}$$

Un élément de classe 1 soumis à une compression axiale doit être vérifié pour toute défaillance au flambement

La résistance nominale au flambement d'un élément comprimé doit être considérée comme suit

$$N_{brd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Où :

X : est le facteur de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\beta_A = 1$  (section de classe 1)

$A = 2170 \text{ mm}^2$

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_{m1} = 1.1$  est le facteur partiel de sécurité pour la résistance au flambement.

Les valeurs de  $\chi$  sont données dans le tableau de ksi (voir annexe) en fonction de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  et de la courbe de flambement appropriée.

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \beta_A^{0.5} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{l}{i}$$

$l$  = est la longueur de flambement de l'élément.

Le contreventement est conçu comme un élément simplement appuyé. Par conséquent, le rapport de longueur de flambement  $l/L$  est égal à 1. La longueur de flambement est égale à la longueur de l'élément.

$$l = \sqrt{(6^2 + 3,5^2)} = 6946 \text{ mm}$$

Calcul du facteur de réduction, X

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{6946}{64,8} = 107,19$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{107,19}{93,9} \right) 1^{0,5} = 1,14$$

$$\bar{\lambda} = 0,98 \text{ (courbe de flambement b)} \quad X_{LT} = 0,5117$$

La résistance de calcul au flambement de l'élément :

$$N_{brd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5117 \times 1 \times 21,7 \times 23,5}{1,1} = 237,21 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 102,53 \text{ KN} < 237,21 \text{ KN}$$

La résistance nominale au flambement de l'élément est supérieure à la charge appliquée (510,27 KN), donc le contreventement est satisfaisant.

### Conclusion

Le contreventement remplit toutes les exigences de l'Euro code pour les éléments en traction et en compression, et est donc satisfaisant.

Le cadre est satisfaisant pour toutes les vérifications exigées par le règlement EC3

Pour résoudre ce problème il faut augmenter soit la rigidité des poteaux et/ou disposer des contreventements.

### VIII.5.2 Choix de disposition des contreventements

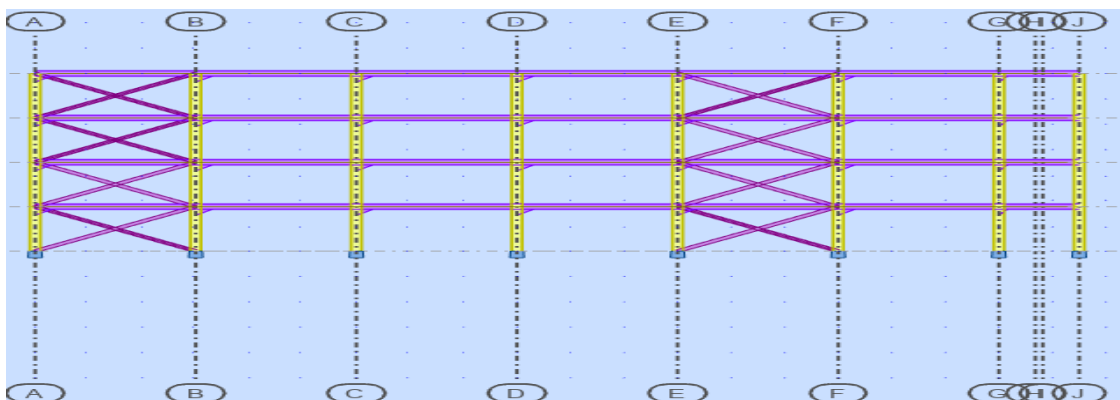
Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, séisme, chocs...etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges verticales et horizontales jusqu'aux fondations.

Le choix d'une disposition des éléments de contreventements dans le bâtiment est faite afin de respecter le plan architectural en premier lieu et de minimiser au maximum le nombre des contreventements.

Après quelques essais on a opté à la disposition suivante

- **Sens longitudinal :**

La stabilité est assurée par deux portiques contreventés par des palées triangulées en X.



Après analyse de la structure, les résultats obtenus sont les suivants :

### VIII.5.3 Période

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
36/ 1	2,39	0,42	53,84	63,31	0,00	0,00	63,31
36/ 2	2,78	0,36	62,43	72,23	0,00	0,00	8,91
36/ 3	3,01	0,33	66,24	83,68	0,00	0,00	11,45
36/ 4	3,27	0,31	71,46	83,68	0,00	53,84	0,00
36/ 5	3,37	0,30	73,98	85,48	0,00	0,00	1,80
36/ 6	3,60	0,28	75,64	85,98	0,00	0,01	0,50
36/ 7	4,09	0,24	79,13	86,20	0,00	0,00	0,22
36/ 8	4,49	0,22	81,28	86,22	0,00	0,00	0,01
36/ 9	5,14	0,19	81,83	86,22	0,00	3,22	0,00
36/ 10	5,19	0,19	84,53	86,22	0,00	0,20	0,00
36/ 11	5,29	0,19	85,04	86,22	0,00	0,72	0,00
36/ 12	5,39	0,19	87,64	86,22	0,00	0,01	0,00
36/ 13	6,47	0,15	88,23	86,22	0,00	4,69	0,00
36/ 14	6,53	0,15	88,76	90,15	0,00	0,00	3,93
36/ 15	6,91	0,14	90,52	90,15	0,00	0,03	0,00

La période calculée par Robot : **T=0,42s.**

$$T \times 0,3 = 0,373 \times 0,3 = 0,111s$$

$$T_R - T = 0,42 - 0,373 = 0,047s$$

0,047s < 0,111s condition vérifiée

### VIII.5.4 La participation massique :

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 15ème mode pour le sens longitudinale et du 14ème mode pour le sens transversale.

### VIII.5.5 Vérification de la force sismique à la base :

On doit vérifier : **V<sub>T</sub> > 0,8 V**

Les valeurs de l'effort tranchant calculées par le logiciel ROBOT sont indiquées dans le tableau suivant

Effort sismique dans le sens x : V<sub>TX</sub>= 1259,201KN

Effort sismique dans le sens y : V<sub>TY</sub>= 1343,09KN

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

**Tableau VIII.6** Valeurs de l'effort tranchant dans le sens longitudinal et transversal (structure contreventée)

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0,15	0,15
D	1,19	1,55
Q	1,15	1,05
R	4	4
$W_T$ (KN)	18639,59	18639,59
$V_T$ (KN)	956,56	1137,59

$$V_{TX}=1259,201 \text{ KN} > 0,8 V_x = 765,248 \text{ KN}. \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_{TY}= 1343,0\text{kN} > 0,8 V_y = 910,072\text{KN}. \dots\dots\dots \text{CV}$$

### VIII.5.6 Les déplacements

**Tableau VIII.7** Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques (structure contreventée)

Niveaux	Sens longitudinale			Sens transversale		
	$\delta ekx$	$\delta k$	$\Delta k$	$\delta ekx$	$\delta k$	$\Delta k$
ET3	0,8	3,2	0,4	2,3	9,2	0,8
ET2	0,7	2,8	0,4	2,1	8,4	2
ET1	0,6	2,4	1,2	1,6	6,4	3,2
RDC	0,3	1,2	0,3	0,8	3,2	0,8

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible (3,5 cm), alors la condition de l'article 5.10 du RPA est vérifiée. Les efforts

VIII.5.7 justification vis-à-vis de l'effet p- $\delta$  :Tableau VIII.8 Vérification de l'effet P-  $\Delta$  dans le sens longitudinal (structure contreventée)

Niveaux	$p_k$	$\Delta k$	$v_k$	$h_k$	$\theta$	
RDC	4569,02	0,3	956,54	350	0,004	CV
ET1	4569,02	1,2	774,4	350	0,02	CV
ET2	4569,02	0,4	501,19	350	0,01	CV
ET3	4932,53	0,4	91,07	350	0,059	CV

Tableau VIII.9 Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens transversal (structure contreventée)

Niveaux	$p_k$	$\Delta k$	$v_k$	$h_k$	$\theta$	
RDC	4569,02	0,8	1137,59	350	0,009	CV
ET1	4569,02	3,2	920,98	350	0,045	CV
ET2	4569,02	2	596,06	350	0,04	CV
ET3	4932,53	0,8	108,32	350	0,097	CNV

A blue scroll graphic with a white border, featuring a rolled-up edge on the left and a small tab on the right. The text is centered within the scroll.

## **Chapitre IX : vérifications des éléments**

### **IX.1 Introduction :**

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, ...) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

### **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.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

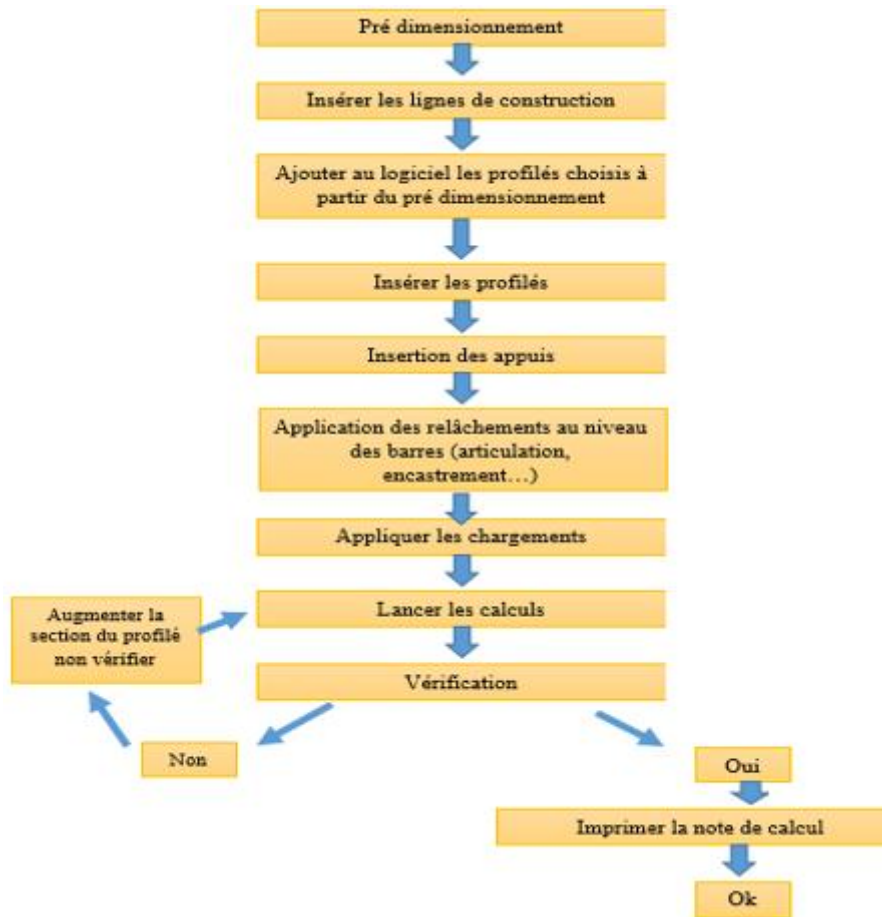


Figure IX.1. Etape de modélisation à l'aide du logiciel **ROBOT**

### IX.3 Matériaux utilisés

#### ➤ Acier

La limite élastique de traction,  $f_y=235$  MPA.

Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal)  $E=210000$  MPA.

Module d'élasticité transversal  $G=80000$  MPA.

La masse volumique de l'acier :  $\rho = 7850$

$\text{Kg/m}^3$  Coefficient de poisson  $\nu = 0.3$

#### ➤ Béton

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

La résistance caractéristique à la traction  $f_{t28}$  : donné par la formule suivante :  $f_{t28} = 0.6 \times 0.06 \times f_{c28}$  (BAEL/A2.1 ,12)

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

La masse volumique :  $\rho = 2500$   $\text{Kg/m}^3$ .

Le module d'élasticité longitudinale  $E = 32164.2 \text{ MPA}$ .

Coefficient de poisson :

$\nu = 0$  à l'ELU

$\nu = 0.2$  à l'ELS

### IX.4 Modélisation géométrique :

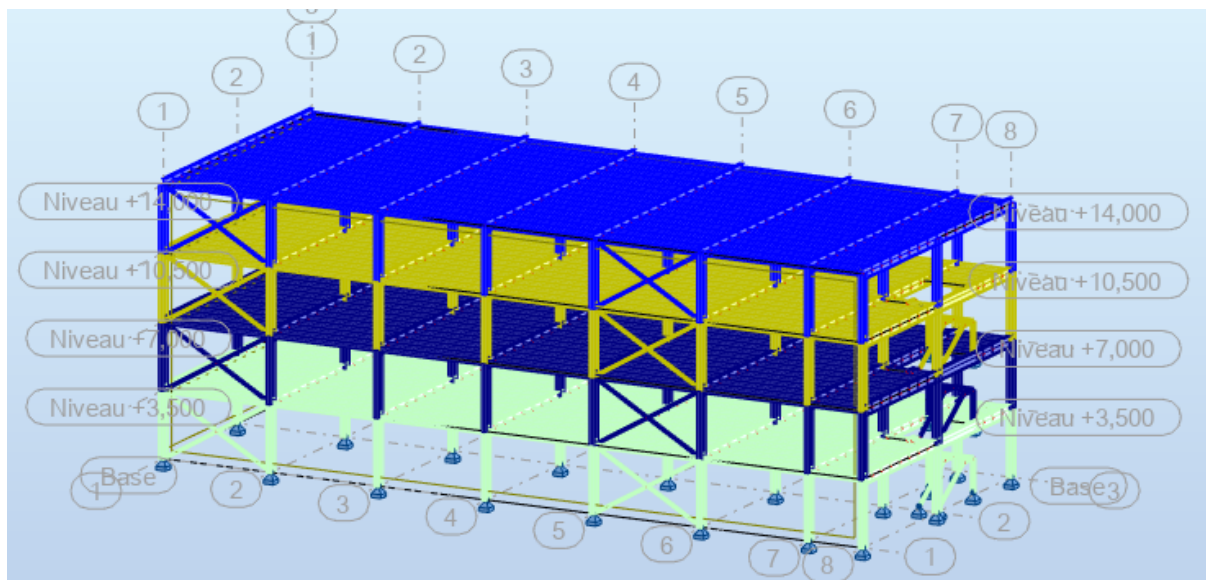


Figure IX.2 Vue en 3D de la structure

### IX.5 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT (ELU) :

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

#### IX.5.1 Vérification des solives :

##### A) Solives planchers terrasse IPE240

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *654 Poutre\_654*

POINT: *7*

COORDONNEE: *x = 1.00 L = 6.000 m*

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif:  $31 \cdot 1.35(GT+G)+1.5QT \cdot (1+3) \cdot 1.350+7 \cdot 1.500$

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: solive terrasse**

$h=24.0 \text{ cm}$	$gM0=1.000$	$gM1=1.000$	
$b=12.0 \text{ cm}$	$A_y=27.3 \text{ cm}^2$	$A_z=19.1 \text{ cm}^2$	$A_x=39.1 \text{ cm}^2$
$t_w=0.6 \text{ cm}$	$I_y=3891.6 \text{ cm}^4$	$I_z=283.6 \text{ cm}^4$	$I_x=11.6 \text{ cm}^4$
$t_f=1.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=366.7 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=73.9 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 0.82 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -39.164657 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.047677 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.02 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 919.23 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -39.164657 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.049737 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 370.33 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 919.23 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 86.169565 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 17.372775 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -36.84 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 86.169565 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 17.372775 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 259.64 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 42.291957 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.002467 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.000$	$M_{cr} = 52.895049 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.477$
$L_{cr,low}=6.000 \text{ m}$	$\lambda_{m\_LT} = 1.276$	$f_{i,LT} = 1.436$	$X_{LT,mod} = 0.491$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

$k_{yy} = 1.000$

$k_{zz} = 1.000$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.455 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.003 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.209 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.142 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.002 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

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

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.926 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.930 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.930 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

#### DEPLACEMENTS LIMITES



**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.000 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfié

**Cas de charge décisif:** 32 (GT+G)+QT (1+3+7)\*1.000

$$u_z = 0.8 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.000 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfié

**Cas de charge décisif:** 32 (GT+G)+QT (1+3+7)\*1.000



**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

## B) Solives planchers étage courant IPE 270

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

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

**FAMILLE:**

PIECE: 64 Poutre\_64  
6.000 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 33 1.35(GE+G)+1.5QE (1+2)\*1.350+6\*1.500

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 ) fy = 235000.000 kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: solive etage**

h=27.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=13.5 cm	Ay=31.5 cm <sup>2</sup>	Az=22.1 cm <sup>2</sup>	Ax=45.9 cm <sup>2</sup>
tw=0.7 cm	Iy=5789.8 cm <sup>4</sup>	Iz=419.9 cm <sup>4</sup>	Ix=14.9 cm <sup>4</sup>
tf=1.0 cm	Wply=484.0 cm <sup>3</sup>	Wplz=97.0 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -2.67 kN	My,Ed = -46.448087 kN*m	Mz,Ed = 0.049545 kN*m	Vy,Ed = -0.02 kN
Nt,Rd = 1079.71 kN	My,pl,Rd = 113.748225 kN*m	Mz,pl,Rd = 22.783955 kN*m	Vy,T,Rd = 426.47 kN
	My,c,Rd = 113.748225 kN*m	Mz,c,Rd = 22.783955 kN*m	Vz,Ed = -43.74 kN
	MN,y,Rd = 113.748225 kN*m	MN,z,Rd = 22.783955 kN*m	Vz,T,Rd = 300.25 kN
	Mb,Rd = 56.988289 kN*m		Tt,Ed = 0.002965 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.000	Mcr = 71.935263 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.486
Lcr,low=6.000 m	Lam_LT = 1.257	fi,LT = 1.412	XLT,mod = 0.501

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.002 < 1.000 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.408 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.002 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.169 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.146 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy,Rd}) = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz,Rd}) = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.815 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPÈRE LOCAL):*

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.000 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

*Cas de charge décisif:* 13 (GE+G)+QE (1+2+6)\*1.000

$$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.000 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

*Cas de charge décisif:* 13 (GE+G)+QE (1+2+6)\*1.000



*Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé*

**Profil correct !!!**

**IX.5.2 Vérification des poutres principale :**

**A) Poutres principale planchers terrasse de rive IPE 600**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

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

**FAMILLE:**

**PIECE:** 616 Poutre\_616

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 8.000 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 34 1.35(GT+GA+G)+1.5QT (1+3+5)\*1.350+7\*1.500

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235000.000$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** Poutre P Rive Tera

h=60.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=22.0 cm	Ay=94.3 cm <sup>2</sup>	Az=83.8 cm <sup>2</sup>	Ax=156.0 cm <sup>2</sup>
tw=1.2 cm	Iy=92083.4 cm <sup>4</sup>	Iz=3387.3 cm <sup>4</sup>	Ix=166.2 cm <sup>4</sup>
tf=1.9 cm	Wply=3512.6 cm <sup>3</sup>	Wplz=485.7 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 36.73 kN	My,Ed = -183.047245 kN*m	Mz,Ed = 1.358040 kN*m	Vy,Ed = -1.90 kN
Nc,Rd = 3665.62 kN	My,Ed,max = -183.047245 kN*m	Mz,Ed,max = 1.358040 kN*m	Vy,T,Rd = 1246.76 kN
Nb,Rd = 3665.62 kN	My,c,Rd = 825.465700 kN*m	Mz,c,Rd = 114.130335 kN*m	Vz,Ed = -118.41 kN
	MN,y,Rd = 825.465700 kN*m	MN,z,Rd = 114.130335 kN*m	Vz,T,Rd = 1118.48 kN
	Mb,Rd = 516.728793 kN*m		Tt,Ed = -0.749302 kN*m

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.000$	$M_{cr} = 792.065111 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.598$
$L_{cr,low} = 8.000 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.021$	$f_{i,LT} = 1.148$	$XLT,mod = 0.626$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

$k_{yy} = 1.000$

$k_{zz} = 1.000$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.010 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.222 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.012 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.061 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.002 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.106 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.063 < 1.000 \quad (6.2.6)$

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.040 < 1.000 \quad (6.2.6)$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.354 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.376 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.376 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPERE LOCAL):*

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.000 = 4.0 \text{ cm}$

Vérfifié

*Cas de charge décisif:* 35 (GT+GA+G)+QT (1+3+5+7)\*1.000

$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.000 = 4.0 \text{ cm}$

Vérfifié

*Cas de charge décisif:* 35 (GT+GA+G)+QT (1+3+5+7)\*1.000



*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé*

*Profil correct !!!*

### B) Poutres principale planchers terrasse intermédiaire IPE600

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

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

**FAMILLE:**

**PIECE:** 630 Poutre\_630

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.000 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 31 1.35(GT+G)+1.5QT (1+3)\*1.350+7\*1.500

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 ) fy = 235000.000 kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** Poutre P Inter Tera

h=60.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=22.0 cm	Ay=94.3 cm <sup>2</sup>	Az=83.8 cm <sup>2</sup>	Ax=156.0 cm <sup>2</sup>
tw=1.2 cm	Iy=92083.4 cm <sup>4</sup>	Iz=3387.3 cm <sup>4</sup>	Ix=166.2 cm <sup>4</sup>
tf=1.9 cm	Wply=3512.6 cm <sup>3</sup>	Wplz=485.7 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 80.58 kN	My <sub>Ed</sub> = -406.572170 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 0.115496 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 0.17 kN
Nc,Rd = 3665.62 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -406.572170 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = -0.166526 kN*m	Vy,T,Rd = 1277.47 kN
Nb,Rd = 3665.62 kN	My,c,Rd = 825.465700 kN*m	Mz,c,Rd = 114.130335 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 260.17 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 825.465700 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 114.130335 kN*m	Vz,T,Rd = 1135.62 kN
	Mb,Rd = 491.650618 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = 0.046881 kN*m



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.000$	$M_{cr} = 722.854870 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.570$
$L_{cr,low} = 8.000 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 1.069$	$f_{i,LT} = 1.203$	$XLT,mod = 0.596$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$$k_{yy} = 1.000$$



en z:

$$k_{zz} = 1.000$$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

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

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.022 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.493 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.244 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.229 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.004 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.002 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

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

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.827 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.850 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.850 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.000 = 4.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

**Cas de charge décisif:** 32 (GT+G)+QT (1+3+7)\*1.000

$$u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.000 = 4.0 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 32 (GT+G)+QT (1+3+7)\*1.000



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

a) Poutres principale planchers étage courant intermédiaire IPE600

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 630 Poutre\_630

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 1.35(GT+G)+1.5QT (1+3)\*1.350+7\*1.500

MATERIAU:

S 235 ( S 235 ) fy = 235000.000 kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: Poutre P Inter Tera

h=60.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=22.0 cm	Ay=94.3 cm <sup>2</sup>	Az=83.8 cm <sup>2</sup>	Ax=156.0 cm <sup>2</sup>
tw=1.2 cm	Iy=92083.4 cm <sup>4</sup>	Iz=3387.3 cm <sup>4</sup>	Ix=166.2 cm <sup>4</sup>
tf=1.9 cm	Wply=3512.6 cm <sup>3</sup>	Wplz=485.7 cm <sup>3</sup>	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 80.58 kN	My,Ed = -406.572170 kN*m	Mz,Ed = 0.115496 kN*m	Vy,Ed = 0.17 kN
Nc,Rd = 3665.62 kN	My,Ed,max = -406.572170 kN*m	Mz,Ed,max = -0.166526 kN*m	Vy,T,Rd = 1277.47 kN

Nb,Rd = 3665.62 kN      My,c,Rd = 825.465700 kN\*m      Mz,c,Rd = 114.130335 kN\*m      Vz,Ed = 260.17 kN  
 MN,y,Rd = 825.465700 kN\*m      MN,z,Rd = 114.130335 kN\*m      Vz,T,Rd = 1135.62 kN  
 Mb,Rd = 491.650618 kN\*m      Tt,Ed = 0.046881 kN\*m  
 Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.000      Mcr = 722.854870 kN\*m      Courbe,LT -      XLT = 0.570  
 Lcr,low=8.000 m      Lam\_LT = 1.069      fi,LT = 1.203      XLT,mod = 0.596

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

kyy = 1.000

kzz = 1.000

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.022 < 1.000$  (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.493 < 1.000$  (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.001 < 1.000$  (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.244 < 1.000$  (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.229 < 1.000$  (6.2.6-7)

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.004 < 1.000$  (6.2.6)

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.002 < 1.000$  (6.2.6)

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.827 < 1.000$  (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.850 < 1.000$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.850 < 1.000$  (6.3.3.(4))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPERE LOCAL):*

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.000 = 4.0 \text{ cm}$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 32 (GT+G)+QT (1+3+7)\*1.000

uz = 0.4 cm < uz max = L/200.000 = 4.0 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 (GT+G)+QT (1+3+7)\*1.000



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

b) Poutres principale planchers étage courant de rive IPE 600

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 26 Poutre\_26  
8.000 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 1.35(GE+GM+G)+1.5QE (1+2+4)\*1.350+6\*1.500

MATERIAU:

S 235 ( S 235 ) fy = 235000.000 kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: Poutre P Rive etag

h=60.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=22.0 cm	Ay=94.3 cm2	Az=83.8 cm2	Ax=156.0 cm2
tw=1.2 cm	Iy=92083.4 cm4	Iz=3387.3 cm4	Ix=166.2 cm4
tf=1.9 cm	Wply=3512.6 cm3	Wplz=485.7 cm3	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = -41.31 \text{ kN}$        $M_{y,Ed} = -248.824826 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $M_{z,Ed} = -0.983801 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $V_{y,Ed} = 1.34 \text{ kN}$   
 $N_{t,Rd} = 3665.62 \text{ kN}$        $M_{y,pl,Rd} = 825.465700 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $M_{z,pl,Rd} = 114.130335 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $V_{y,T,Rd} = 1251.19 \text{ kN}$   
 $M_{y,c,Rd} = 825.465700 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $M_{z,c,Rd} = 114.130335 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $V_{z,Ed} = -167.71 \text{ kN}$   
 $MN_{,y,Rd} = 825.465700 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $MN_{,z,Rd} = 114.130335 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $V_{z,T,Rd} = 1120.94 \text{ kN}$   
 $M_b,Rd = 527.138266 \text{ kN}\cdot\text{m}$        $T_{t,Ed} = -0.649052 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.000$        $M_{cr} = 823.392593 \text{ kN}\cdot\text{m}$       Courbe,LT -       $X_{LT} = 0.609$   
 $L_{cr,low} = 8.000 \text{ m}$        $\lambda_{m,LT} = 1.001$        $f_{i,LT} = 1.126$        $X_{LT,mod} = 0.639$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.011 < 1.000 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.301 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd} = 0.009 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.000} = 0.099 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.150 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.055 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.035 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

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

$$M_{y,Ed}/M_b,Rd = 0.472 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

## DEPLACEMENTS LIMITES



*Flèches (REPERE LOCAL):*

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.000 = 4.0 \text{ cm}$$

Vérifié

*Cas de charge décisif:* 37 (GE+GM+G)+QE (1+2+4+6)\*1.000

$$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.000 = 4.0 \text{ cm}$$

Vérifié

*Cas de charge décisif:* 37 (GE+GM+G)+QE (1+2+4+6)\*1.000



*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé*

**Profil correct !!!**

### IX.5. 3 Vérification des poutres secondaire :

#### A) Poutre secondaire plancher terrasse IPE 240 :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

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

**FAMILLE:**

**PIECE:** 623 Poutre\_623

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

6.000 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 34 1.35(GT+GA+G)+1.5QT (1+3+5)\*1.350+7\*1.500

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: Poutre S Rive tera**

h=24.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=12.0 cm	Ay=27.3 cm <sup>2</sup>	Az=19.1 cm <sup>2</sup>	Ax=39.1 cm <sup>2</sup>
tw=0.6 cm	Iy=3891.6 cm <sup>4</sup>	Iz=283.6 cm <sup>4</sup>	Ix=11.6 cm <sup>4</sup>
tf=1.0 cm	Wply=366.7 cm <sup>3</sup>	Wplz=73.9 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 3.32 kN	My,Ed = -22.181745 kN*m	Mz,Ed = -0.065953 kN*m	Vy,Ed = 0.02 kN
Nc,Rd = 919.23 kN	My,Ed,max = -22.181745 kN*m		Mz,Ed,max = 0.071027 kN*m
	Vy,T,Rd = 370.39 kN		
Nb,Rd = 919.23 kN	My,c,Rd = 86.169565 kN*m	Mz,c,Rd = 17.372775 kN*m	Vz,Ed = -20.97 kN
	MN,y,Rd = 86.169565 kN*m	MN,z,Rd = 17.372775 kN*m	Vz,T,Rd = 259.66 kN
	Mb,Rd = 47.476610 kN*m		Tt,Ed = 0.001794 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.000	Mcr = 63.013707 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.531
Lcr,low=6.000 m	Lam_LT = 1.169	fi,LT = 1.305	XLT,mod = 0.551

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

kyy = 1.000

kzz = 1.000

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.004 < 1.000$  (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.257 < 1.000$  (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.004 < 1.000$  (6.2.9.1.(2))

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.070 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.081 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

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

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.467 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.475 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.475 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

### DEPLACEMENTS LIMITES



**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.000 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfié

**Cas de charge décisif:**  $35 (GT+GA+G)+QT \quad (1+3+5+7) \cdot 1.000$

$$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.000 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérfié

**Cas de charge décisif:**  $35 (GT+GA+G)+QT \quad (1+3+5+7) \cdot 1.000$



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** *Non analysé*

**Profil correct !!!**

### B) Poutre secondaire plancher étage courant IPE270:

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

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

**FAMILLE:**

**PIECE:** 42 Poutre\_42  
6.000 m

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 36 1.35(GE+GM+G)+1.5QE (1+2+4)\*1.350+6\*1.500

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 ) fy = 235000.000 kPa

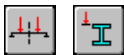


**PARAMETRES DE LA SECTION: Poutre S Rive etag**

h=27.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=13.5 cm	Ay=31.5 cm <sup>2</sup>	Az=22.1 cm <sup>2</sup>	Ax=45.9 cm <sup>2</sup>
tw=0.7 cm	Iy=5789.8 cm <sup>4</sup>	Iz=419.9 cm <sup>4</sup>	Ix=14.9 cm <sup>4</sup>
tf=1.0 cm	Wply=484.0 cm <sup>3</sup>	Wplz=97.0 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -35.59 kN	My,Ed = -51.758167 kN*m	Mz,Ed = 0.080579 kN*m	Vy,Ed = -0.04 kN
Nt,Rd = 1079.71 kN	My,pl,Rd = 113.748225 kN*m	Mz,pl,Rd = 22.783955 kN*m	Vy,T,Rd = 426.62 kN
	My,c,Rd = 113.748225 kN*m	Mz,c,Rd = 22.783955 kN*m	Vz,Ed = -50.01 kN
	MN,y,Rd = 113.748225 kN*m	MN,z,Rd = 22.783955 kN*m	Vz,T,Rd = 300.32 kN
	Mb,Rd = 61.627883 kN*m		Tt,Ed = 0.001220 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.000	Mcr = 80.990533 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.523
Lcr,low=6.000 m	Lam_LT = 1.185	fi,LT = 1.324	XLT,mod = 0.542

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.033 < 1.000 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.455 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.004 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.211 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.167 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.840 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPERE LOCAL):*

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.000 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

*Cas de charge décisif:*  $37 (G_E+G_M+G)+Q_E (1+2+4+6)*1.000$

$$u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.000 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

*Cas de charge décisif:*  $37 (G_E+G_M+G)+Q_E (1+2+4+6)*1.000$



*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé*

**Profil correct !!!**

## IX.5.4 Vérification des poteaux :

## A) Poteau de rive HEA450

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

## FAMILLE:

PIECE: 18 Poteau\_18  
0.583 m

POINT: 2

COORDONNEE:  $x = 0.17 L =$

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 20 poteau rive  $(1+2+3+4+5)*1.350+(6+7+10)*1.500$

## MATERIAU:

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235000.000$  kPa



## PARAMETRES DE LA SECTION: Poteau Rive

$h=44.0$ cm	$gM0=1.000$	$gM1=1.000$	
$b=30.0$ cm	$A_y=138.5$ cm <sup>2</sup>	$A_z=65.8$ cm <sup>2</sup>	$A_x=178.0$ cm <sup>2</sup>
$t_w=1.1$ cm	$I_y=63721.6$ cm <sup>4</sup>	$I_z=9465.3$ cm <sup>4</sup>	$I_x=257.0$ cm <sup>4</sup>
$t_f=2.1$ cm	$W_{ply}=3216.1$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=965.5$ cm <sup>3</sup>	

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 1459.32$ kN	$M_{y,Ed} = 75.897305$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.025476$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.04$ kN
$N_{c,Rd} = 4183.66$ kN	$M_{y,Ed,max} = 455.383832$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 0.152855$ kN*m
	$V_{y,c,Rd} = 1878.70$ kN		
$N_{b,Rd} = 3678.52$ kN	$M_{y,c,Rd} = 755.776450$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 226.903545$ kN*m	$V_{z,Ed} = 130.11$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 576.372851$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 225.454082$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 892.53$ kN



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

$$L_y = 3.500 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,y} = 0.197$$

$$L_z = 3.500 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 0.511$$

$$L_{cr,y} = 3.500 \text{ m}$$

$$X_y = 1.000$$

$$L_{cr,z} = 3.500 \text{ m}$$

$$X_z = 0.879$$

$$\lambda_{m,y} = 18.500$$

$$k_{yy} = 0.761$$

$$\lambda_{m,z} = 48.000$$

$$k_{yz} = 0.461$$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.349 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.132 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.744} = 0.017 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.146 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$\lambda_{m,y} = 18.500 < \lambda_{m,max} = 210.000 \quad \lambda_{m,z} = 48.000 < \lambda_{m,max} = 210.000 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.808 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.637 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPÈRE LOCAL): Non analysé*



*Déplacements (REPÈRE GLOBAL):*

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.000 = 2.3 \text{ cm}$$

Vérfié

**Cas de charge décisif:** 12 poteau rive (1+2+3+4+5+6+7+10)\*1.000

$v_y = 1.3 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.000 = 2.3 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 12 poteau rive  $(1+2+3+4+5+6+7+10)*1.000$

**Profil correct !!!**

**B) Poteau intermédiaire HEA450**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

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

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

**FAMILLE:**

**PIECE:** 20 Poteau\_20

**POINT:** 2

**COORDONNEE:**  $x = 0.17 L = 0.583 \text{ m}$

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 19 poteau inter  $(1+2+3)*1.350+(6+7)*1.500$

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: Poteau Inter**

$h=44.0 \text{ cm}$	$gM0=1.000$	$gM1=1.000$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=138.5 \text{ cm}^2$	$A_z=65.8 \text{ cm}^2$	$A_x=178.0 \text{ cm}^2$
$t_w=1.1 \text{ cm}$	$I_y=63721.6 \text{ cm}^4$	$I_z=9465.3 \text{ cm}^4$	$I_x=257.0 \text{ cm}^4$
$t_f=2.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=3216.1 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=965.5 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 2807.29 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -0.004595 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -0.059061 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.10 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 4183.66 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -0.027568 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.354365 \text{ kN*m}$	$V_{y,c,Rd} = 1878.70 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 3678.52 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 755.776450 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 226.903545 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -0.01 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 291.189078 \text{ kN*m}$	$MN_{,z,Rd} = 161.916958 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 892.53 \text{ kN}$



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

$L_y = 3.500 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.197$	$L_z = 3.500 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 0.511$
$L_{cr,y} = 3.500 \text{ m}$	$X_y = 1.000$	$L_{cr,z} = 3.500 \text{ m}$	$X_z = 0.879$
$L_{m,y} = 18.500$	$k_{zy} = 0.388$	$L_{m,z} = 48.000$	$k_{zz} = 0.603$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.671 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{3.355} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6.(1))$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{m,y} = 18.500 < \lambda_{m,max} = 210.000 \quad \lambda_{m,z} = 48.000 < \lambda_{m,max} = 210.000 \quad \text{STABLE}$

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z Rk/gM1) = 0.672 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z Rk/gM1) = 0.764 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé*



*Déplacements (REPERE GLOBAL):*

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.000 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

*Cas de charge décisif:* 8 poteau inter (1+2+6+3+7)\*1.000

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.000 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

*Cas de charge décisif:* 8 poteau inter (1+2+6+3+7)\*1.000

*Profil correct !!!*

### IX.5.5 Vérification des contreventements UPN160

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

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

**FAMILLE:**

**PIECE:** 309

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.00$   $L =$

0.000 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 84 0,8GE+EY 3\*0.80+39\*1.00

**MATERIAU:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235000.000$  kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: CNTRVNTM2**

$h=16.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=6.5$ cm	$A_y=15.0$ cm <sup>2</sup>	$A_z=12.1$ cm <sup>2</sup>	$A_x=23.9$ cm <sup>2</sup>
$t_w=0.8$ cm	$I_y=924.5$ cm <sup>4</sup>	$I_z=85.1$ cm <sup>4</sup>	$I_x=6.8$ cm <sup>4</sup>
$t_f=1.1$ cm	$W_{ely}=115.6$ cm <sup>3</sup>	$W_{elz}=18.3$ cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 17.811$ kN	$M_{y,Ed} = -0.242741$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.024418$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.012$ kN
$N_{c,Rd} = 561.509$ kN	$M_{y,Ed,max} = -0.242741$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 0.024418$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 203.981$ kN		
$N_{b,Rd} = 114.058$ kN	$M_{y,c,Rd} = 27.158539$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 4.290787$ kN*m	$V_{z,Ed} = 0.138$ kN
$V_{z,T,Rd} = 164.555$ kN			
$T_{t,Ed} = 0.001424$ kN*m			
Classe de la section = 3			



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$L_y = 3.473$  m

$L_{am\_y} = 0.59$



en z:

$L_z = 3.473$  m

$L_{am\_z} = 1.96$

Lcr,y = 3.473 m                      Xy = 0.79                      Lcr,z = 3.473 m                      Xz = 0.20  
 Lamy = 55.83                      kyy = 1.00                      Lamz = 184.05                      kyz = 1.04

**FORMULES DE VERIFICATION:**

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

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.1(7))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.04 < 1.00$  (6.2.1.(5))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

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

$\lambda_{y} = 55.83 < \lambda_{max} = 210.00$                        $\lambda_{z} = 184.05 < \lambda_{max} = 210.00$                       STABLE

$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 0.17 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 0.17 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPÈRE LOCAL):** Non analysé



**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):**

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.3 \text{ cm}$                       Vérifié

**Cas de charge décisif:** 87 GE+QE+EY (2+7+39)\*1.00

$v_y = 0.9 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.3 \text{ cm}$                       Vérifié

**Cas de charge décisif:** 87 GE+QE+EY (2+7+39)\*1.00

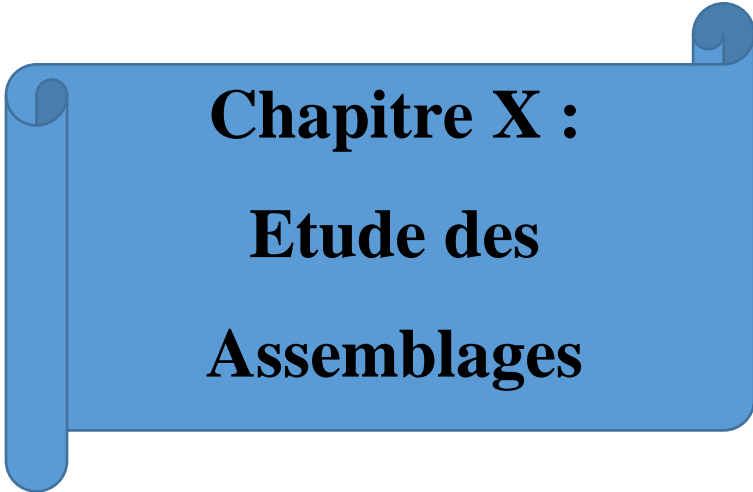
**Profil correct !!!**

**IX.6 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 profilés adoptés pour chaque élément

<b>Elements</b>		<b>Profilé adopté</b>
<b>solives</b>	Plancher terrasse	IPE 240
	Plancher étage courant	IPE 270
<b>Poutre principale</b>	Plancher terrasse	IPE 600
	Plancher etage courant	IPE 600
<b>Poutre secondaire</b>	Plancher terrasse	IPE 240
	Plancher etage courant	IPE 270
<b>Contre ventement</b>	Lang-pan	UPN 160
<b>poteaux</b>		HEA 450



**Chapitre X :**  
**Etude des**  
**Assemblages**

## X.1 Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion. Nous distinguons parmi les assemblages

- Les assemblages articulés
  - Le rivetage
  - Le boulonnage
- Les assemblages encastrés (rigides)
  - Le collage
  - Le soudage

En ce qui concerne notre travail nous allons utiliser le boulonnage

## X.2 Fonctionnement des assemblages

Les différents modes d'assemblage sont :

### a) Le boulonnage

Le boulonnage est l'un des deux modes d'assemblage modernes qui sont universellement utilisés de nos jours, les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons ordinaires sont utilisés dans la majorité des structures.

En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute résistance précontraints. La résistance d'un assemblage (ordinaire) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale. Les efforts de cisaillement se transmettent par les tiges des boulons (effet d'obstacle) dans les assemblages par boulons ordinaires et par le frottement des pièces assemblées dans les assemblages par boulons précontraint.

**Tableau X.1** Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

Désignation	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,2
Résistance à la traction $f_{yb}$ (dan/mm <sup>2</sup> )	24	32	30	40	48	64	90
Limite d'élasticité $f_{ub}$ (dan/mm <sup>2</sup> )	40	40	50	50	60	80	100

**Tableau X.2** Dimensions des différents boulons

Diamètre nominal $d_b$ (mm)	Aire nominale A (mm <sup>2</sup> )	Aire résistante $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	Tôles et âmes de profilés d'épaisseur (mm)
14	154	115	5
16	201	157	6
18	254	192	7
20	314	245	8
22	380	303	10 à 14
24	452	353	>14

**b) Le soudage :**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffage qui permettent d'élever à la température de fusion brillante des pièces de métal à assembler.

**c) Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

**e) Coefficient de frottement :**

Un bon assemblage par boulons **HR** exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$  pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$  pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$  pour les surfaces de la classe D.

**X.3 Rôles des assemblages :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

**X.4 Assemblage Poutre-Solive :**

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la solive IPE270 avec l'âme de la poutre IPE600, avec une file verticale de deux boulons, l'effort sollicitant le plus défavorable est donnée  $V_{sd} = 59,178 \text{KN}$

**X.4.1 Choix de la cornière :**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_V \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \geq V_{sd}$$

$$A_V \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}{F_y}$$

$$A_v \geq 59,178 \times 10^3 \times \frac{1,1 \times \sqrt{3}}{235}$$

$$A_v \geq 479,78 \text{ mm}^2 = 4,79 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L70×70×6 avec  $A = 8,13 \text{ cm}^2$

#### a) Section Brute

$$V_{pl,rd} = \frac{AV \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \geq V_{sd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{8,13 \times 10^2 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 100,27 \text{ kN} \geq 59,178 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

#### b) Section nette

$$V_{pl,rd} = \frac{BW \times F_u \times A_{nette}}{\gamma_{M2}}$$

Avec

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 813 - 6 \times 18 = 705 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,59 \times 360 \times 705}{1,25} = 119,79 \text{ kN} > V_{sd} = 59,178 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

### X.4.2 Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 5.8 Ø14, sur les deux ailes de la cornière

#### a) Distance entraxe des boulons

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{solive}))$$

$$t = \min(t_w(10,2); t_w(6,6)) = 6,6 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$39,6 \leq p_1 \leq 84$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 60 \text{ mm}$ .

#### b) Pince longitudinale $e_1$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$21,6 \leq e_1 \leq 72$$

Alors nous allons prendre  $e1 = 40$  mm

**c) Pince transversale  $e2$**

$$1,5d_0 \leq e2 \leq 12t$$

$$27 \leq e2 \leq 72$$

Alors nous allons prendre  $e2 = 40$  mm

**X.4.3 Vérification des boulons au cisaillement :**

**a) Effort de cisaillement par boulon**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2}$$

$$F_{v,sd} = \frac{59,178}{2} = 29,58 \text{ KN}$$

**b) Résistance de calcul au cisaillement par boulon**

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$\alpha_v$  : coefficient qui dépend du plan de cisaillement du boulon

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

$A_s$  : aire résistante du boulon.

$\gamma_{Mb}$  : Coefficient de sécurité.

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times 500 \times 157}{1,25} = 31,4 \text{ KN}$$

$F_{v,rd} = 31,40 \text{ KN} > F_{v,sd} = 29,58 \text{ KN}$  (Condition vérifiée)

**c) Vérification à la pression diamétrale :**

$$F_{v,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times F_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{F_{ub}}{F_u} ; 1 \right).$$

$$\alpha = \min (0,83 ; 0,67 ; 2,22 ; 1).$$

$$\alpha = 0,67$$

$$F_{v,rd} = \frac{2,5 \times 0,67 \times 500 \times 16 \times 6}{1,25} = 64,32 \text{ KN}.$$

$$F_{v,rd} = 64,32 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 29,58 \text{ KN}. \quad (\text{Condition vérifiée})$$

#### d) Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées :

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{\text{eff},rd} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \times A_{\text{veff}} \quad \text{ou} \quad A_{\text{veff}} = t \times L_{\text{veff}}$$

Avec

$A_{\text{veff}}$  : Aire efficace de cisaillement

$$L_{\text{veff}} = \min [l_v + l_1 + l_2 ; l_3]$$

$$l_1 = \min (e_1 ; 5d)$$

$$l_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

$$l_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \times (F_u / f_y)$$

$k$  : coefficient qui dépend du nombre de ranger de boulons

$n$  : nombre de trous de fixations le long de la plaque cisailée

#### e) Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière

$$l_1 = \min (40 ; 80) = 40$$

$$l_2 = (40 - 0,5 \times 18) \times \left( \frac{360}{235} \right) = 47,48$$

$$l_3 = (60 + 80 - 36) \times (360 / 235) = 159,31$$

$$L_{\text{veff}} = \min [137,48 ; 159,31] = 137,48$$

$$A_{\text{veff}} = t \times L_{\text{veff}} = 824,88$$

$$V_{\text{eff},rd} = \frac{235 \times \sqrt{3}}{1,1} \times 824,88 = 101,74 \text{ KN}$$

$V_{eff,rd} = 101.74 \text{ KN} > V_{sd} = 59,178 \text{ KN}$  (condition vérifiée)

**f) Vérification du cisaillement de bloc de l'âme de la solive**

$l_1 = 40$

$l_2 = 47.48$

$l_3 = 144$

$L_{v,eff} = 137.48$

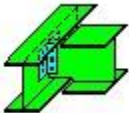

$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 907,36$

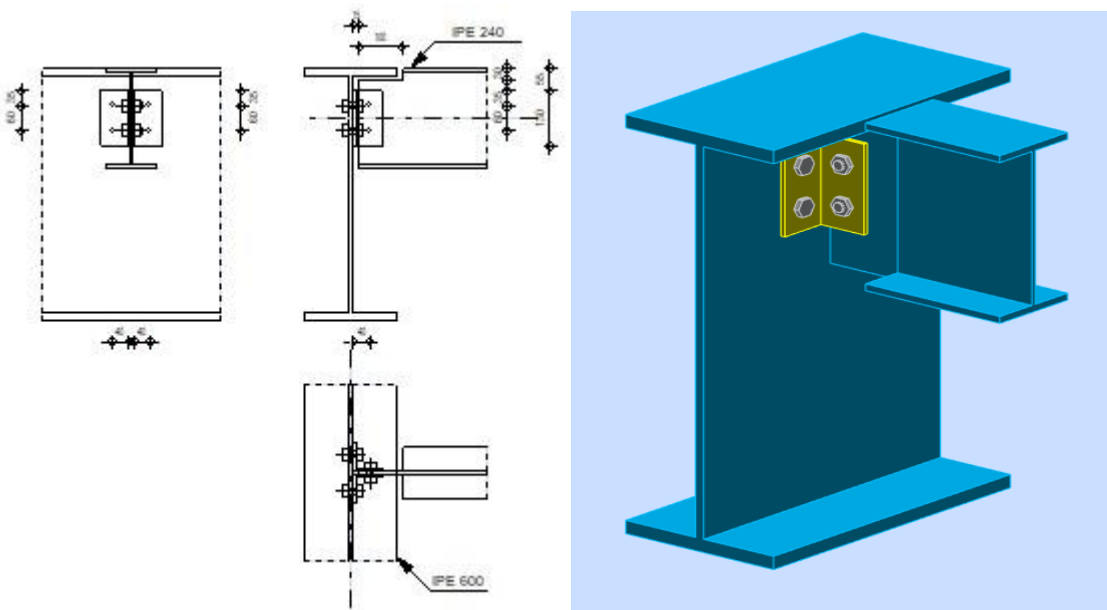
$V_{eff,rd} = 111,91 \text{ KN}$

$V_{eff,rd} = 111,91 \text{ KN} > V_{sd} = 59,178 \text{ KN}$  (condition vérifiée)

**X.5 Les types des assemblages**

**X.5.1 Assemblage poutre – Solive (terrasse)**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 <b>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio <b>0,913</b>



**GÉNÉRAL**

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure: 552

Barres de la structure: 630, 727

## GÉOMÉTRIE

---

### POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 600

Barre N°: 630

 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_g = 600$  [mm] Hauteur de la section poutre principale $b_{fg} = 220$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale $t_{wg} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale $t_{fg} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale $r_g = 24$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale $A_p = 156,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale $I_{yp} = 92083,5$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: S 235

 $f_{yg} = 235000,000$  [kPa] Résistance de calcul $f_{ug} = 360000,000$  [kPa] Résistance à la traction

### POUTRE

Profilé: IPE 240

Barre N°: 727

 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_b = 240$  [mm] Hauteur de la section de la poutre $b_b = 120$  [mm] Largeur de la section de la poutre $t_{wb} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

Profilé: IPE 240

$t_{fb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 15$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 39,1$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 3891,6$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yb} = 235000,000$  [kPa] Résistance de calcul

$f_{ub} = 360000,000$  [kPa] Résistance à la traction

### ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$  [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$  [mm] Encoche inférieure

$l = 100$  [mm] Longueur de l'encoche

### CORNIÈRE

Profilé: CAE 70x6

$h_k = 70$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 70$  [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fk} = 6$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 9$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_k = 130$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 235

$f_{yk} = 235000,000$  [kPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360000,000$  [kPa] Résistance à la traction

### BOULONS

#### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8		Classe du boulon
d = 14	[mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 1,1	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 1,5	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>ub</sub> = 500000,000	[kPa]	Résistance à la traction
k = 1		Nombre de colonnes des boulons
w = 2		Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> = 35	[mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> = 60	[mm]	Entraxe

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8		Classe du boulon
d = 14	[mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 1,1	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 1,5	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>ub</sub> = 500000,000	[kPa]	Résistance à la traction
k = 1		Nombre de colonnes des boulons
w = 2		Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> = 35	[mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> = 60	[mm]	Entraxe

**COEFFICIENTS DE MATÉRIAU**

γ <sub>M0</sub> = 1,000	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ <sub>M2</sub> = 1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

$N_{b,Ed} = 2,30$  [kN] Effort axial  
 $V_{b,Ed} = 30,18$  [kN] Effort tranchant  
 $M_{b,Ed} = 0,444584$  [kN\*m] Moment fléchissant

## RÉSULTATS

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PRINCIPALE

#### RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 36,9$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un  
 $= 5$  ] boulon  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$   
 $F_{t,Rd} = 41,4$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction  $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$   
 $= 0$  ]

#### Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 120,96$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 120,96$  [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 cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,667$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,667 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 40,32$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,778$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,778 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 47,04$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

## FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIÈRE

### cisaillement des boulons

$e = 43$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = \frac{0,6503}{79}$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 7,54$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant  $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 10,84$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 10,84$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 7,54$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 13,21$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 40,32$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 47,04$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$e = 43$  [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}$	$ 10,84  < 40,32$	vérifié	(0,269)
---------------------------	-------------------	---------	---------

$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 7,54  < 47,04$	vérifié	(0,160)
---------------------------	------------------	---------	---------

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$13,21 < 36,95$	vérifié	(0,357)
------------------------	-----------------	---------	---------

**Traction des boulons**

$e = 46$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 0,916$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$   
 =  $432$  m

$F_{t,Ed} = 15,85$  [kN] Effort de traction dans le boulon extrême  $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$   
 =

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$15,85 < 41,40$	vérifié	(0,383)
--------------------------	-----------------	---------	---------

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$F_{v,Ed} = 13,21$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,631 < 1,000$	vérifié	(0,631)
--	-----------------	---------	---------

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE**

**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 73,8$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_M$   
 =  $9$  ] boulon 2

**Pression du boulon sur la poutre**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
----------------	-----------------	---------

$\alpha_{bx} = 0,556$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,556 > 0,000$	vérifié
---------------------	-----------------	---------

$F_{b,Rd1x} = 34,72$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 62,50$  [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 cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,667$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,667 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 80,64$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,778$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,778 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 94,08$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIÈRE - POUTRE**

**cisaillement des boulons**

$e = 46$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = \frac{1,8328}{64}$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Nx} = 1,15$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$

$F_{Vz} = 15,09$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant  $F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$

$e = 46$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
=			
$F_{Mx} = 30,55$	[kN]	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	$F_{Mz} =  M_0  * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 31,70$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 15,09$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 35,11$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 34,72$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 62,50$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 31,70  < 34,72$	vérifié (0,913)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 15,09  < 62,50$	vérifié (0,241)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$35,11 < 73,89$	vérifié (0,475)

**VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)**

**CORNIÈRE**

$A_{nt} = 2,7$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 2,7$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} = 114,39$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 * N_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 1,15  < 114,39$	vérifié (0,010)
-----------------------------------	-------------------	-----------------

**POUTRE**

$A_{nt} = 2,8$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 2,2$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction

$A_{nt} = 2,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 109,79$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 2,30  < 109,79$	vérifié	(0,021)
-----------------------------	-------------------	---------	---------

### VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

#### CORNIÈRE

$A_{nt} = 1,3$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,3$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 78,46$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 * V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 15,09  < 78,46$	vérifié	(0,192)
-----------------------------------	-------------------	---------	---------

#### POUTRE

$A_{nt} = 1,1$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 97,64$  [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}$	$ 30,18  < 97,64$	vérifié	(0,30)
-----------------------------	-------------------	---------	--------

### VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIÈRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 4,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 3,1$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,698 < 0,816$
--	-----------------

$W_{net} = 16,5$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 3,867161$  [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}$	$ 0,916432  < 3,867161$	vérifié	(0,237)
--------------------------	-------------------------	---------	---------

$A_v = 7,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement  $A_v = I_a * t_a$

$A_{v,net} = 6,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$A_v = 7,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement  $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$V_{pl,Rd} = 105,83$  [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|0,5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$  |15,09| < 105,83 **vérifié** (0,143)

**VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES**

**TROUS**

$A_t = 6,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,9$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$  0,654 < 0,816

$W_{net} = 43,4$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 10,196839$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$  |1,832864| < 10,196839 **vérifié** (0,180)

$A_v = 13,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 11,2$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 176,65$  [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

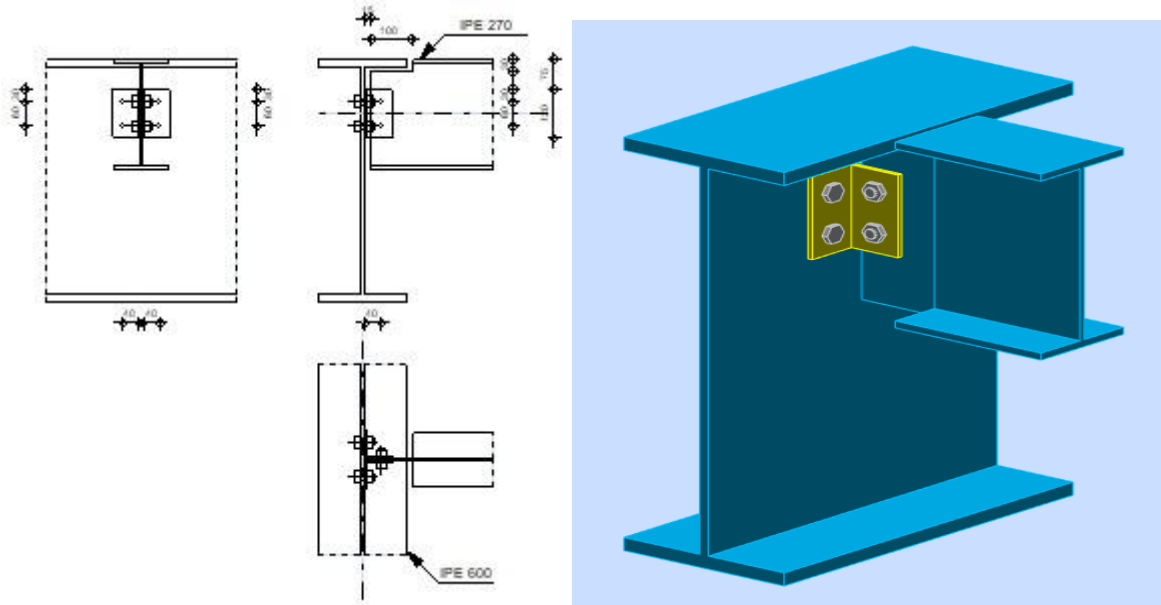
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$  |30,18| < 176,65 **vérifié** (0,171)

Ratio 0,913

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

**X.5.2 Assemblage poutre – Solive (étage)**

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2021	
	<p><b>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</b></p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>						



## GÉNÉRAL

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)  
 Noeud de la structure: 104  
 Barres de la structure: 33, 88

## GÉOMÉTRIE

### POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 600  
 Barre N°: 33

$\alpha = -90,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_g = 600$	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} = 220$	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} = 12$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} = 19$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g = 24$	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p = 156,0$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} = 92083,5$	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: S 235

$f_{yg} = 235000,000$	[kPa]	Résistance de calcul
$f_{ug} = 360000,000$	[kPa]	Résistance à la traction

### POUTRE

Profilé:	IPE 270		
Barre N°:	88		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	270	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	135	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	45,9	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	5789,8	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235000,000	[kPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360000,000	[kPa]	Résistance à la traction

### ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	30	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	100	[mm]	Longueur de l'encoche

### CORNIÈRE

Profilé:	CAE 70x6		
$h_k =$	70	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	70	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	9	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	120	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 235		
$f_{yk} =$	235000,000	[kPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360000,000	[kPa]	Résistance à la traction

### BOULONS

#### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.8		Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,1	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,5	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8		Classe du boulon
$f_{ub} = 500000,000$ [kPa]		Résistance à la traction
$k = 1$		Nombre de colonnes des boulons
$w = 2$		Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 30$	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 60$	[mm]	Entraxe

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8		Classe du boulon
$d = 14$	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 15$	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 1,1$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 1,5$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 500000,000$ [kPa]		Résistance à la traction
$k = 1$		Nombre de colonnes des boulons
$w = 2$		Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 30$	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 60$	[mm]	Entraxe

**COEFFICIENTS DE MATÉRIAU**

$\gamma_{M0} = 1,000$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,250$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

$N_{b,Ed} = -0,34$	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} = 35,84$	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} = 0,342470$	[kN*m]	Moment fléchissant

**RÉSULTATS**

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PRINCIPALE**

**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 36,9$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_2$
$= 5$		boulon	

**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 36,9$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_2$   
 = 5

$F_{t,Rd} = 41,4$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction  $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$   
 = 0

**Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 120,96$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 120,96$  [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 cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,667$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,667 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 40,32$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,667$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,667 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 40,32$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIÈRE**

**cisaillement des boulons**

$e = 43$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,7759$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$   
 = 36

$F_{Vz} = 8,96$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant  $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$e = 43$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
=			
$F_{Mx} = 12,93$	[kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 12,93$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 8,96$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 15,73$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 40,32$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 40,32$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$ 12,93  < 40,32$	<b>vérifié</b> (0,321)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$ 8,96  < 40,32$	<b>vérifié</b> (0,222)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$15,73 < 36,95$	<b>vérifié</b> (0,426)

**Traction des boulons**

$e = 46$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} = 0,995$	[kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 16,51$	[kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		$16,51 < 41,40$	<b>vérifié</b> (0,399)

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$F_{v,Ed} = 15,73$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$		$0,711 < 1,000$	<b>vérifié</b> (0,711)

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE**

**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 73,8$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon  
 $= 9$  ]  $0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la poutre**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,556$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,556 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 36,96$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 66,53$  [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 cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,667$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,667 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 80,64$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,667$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,667 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 80,64$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

**FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIÈRE - POUTRE**

**cisaillement des boulons**

$e = 46$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = \frac{1,9911}{10}$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Nx} = 0,17$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$

$F_{Vz} = 17,92$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant  $F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 33,19$  [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x  $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$  [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z  $F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 33,36$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 17,92$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 37,86$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$e = 46$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
=			
$F_{Rdx} = 36,96$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
=			
$F_{Rdz} = 66,53$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
=			
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$ 33,36  < 36,96$	vérifié (0,902)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$ 17,92  < 66,53$	vérifié (0,269)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$37,86 < 73,89$	vérifié (0,512)

**VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**

**CORNIÈRE**

$A_{nt} = 1,3$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 4,0$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 74,39$	[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}$		$ 17,92  < 74,39$	vérifié (0,241)

**POUTRE**

$A_{nt} = 1,2$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 7,4$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 117,3$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$		$ 35,84  < 117,37$	vérifié (0,30)

**VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIÈRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A_t = 3,6$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 2,7$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		$0,674 < 0,816$	
$W_{net} = 13,8$	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 3,246728$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$		$ 0,995555  < 3,246728$	vérifié (0,307)
$A_v = 7,2$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a \cdot t_{fa}$
$A_{v,net} = 5,4$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} = 97,69$	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$		$ 17,92  < 97,69$	vérifié (0,183)

**VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES**

**TROUS**

$A_t = 7,9$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 5,9$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$  0,673 < 0,816

$W_{net} = 59,3$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 13,933274$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$  |1,991110| < 13,933274 **vérifié** (0,143)

$A_v = 15,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 13,9$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

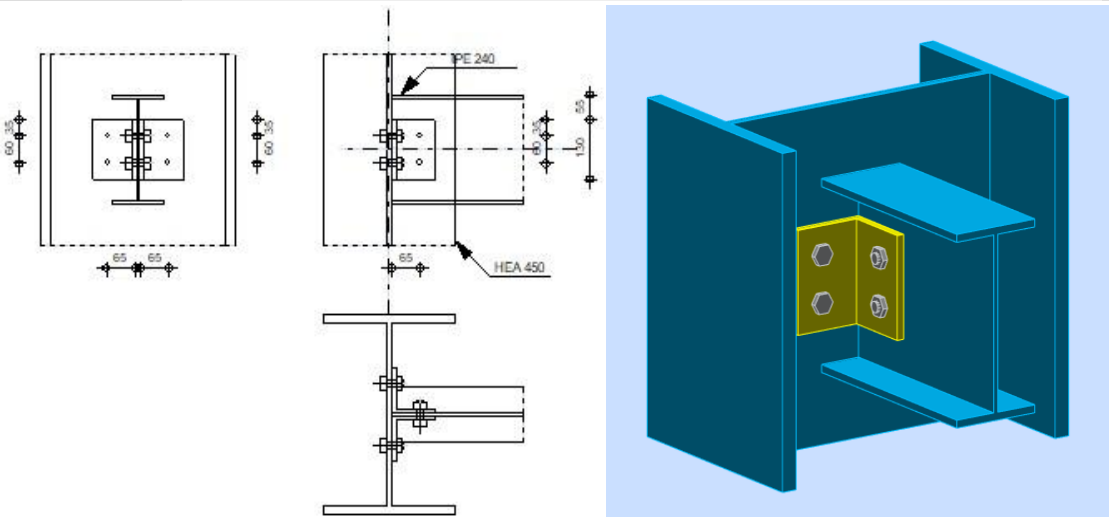
$V_{pl,Rd} = 214,91$  [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$  |35,84| < 214,91 **vérifié** (0,167)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,902**

**X.5.3 Assemblage poteau-poutre secondaire (terrasse)**

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2021	
	<b>Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)</b>						
	EN 1993-1-8:2005/AC:2009						
							Ratio <b>0,893</b>



## GÉNÉRAL

---

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)  
 Noeud de la structure: 537  
 Barres de la structure: 602, 641

## GÉOMÉTRIE

---

### POTEAU

Profilé: HEA 450  
 Barre N°: 602

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 440$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{rc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 21$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 178,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 63721,6$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235000,000$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{uc} = 360000,000$  [kPa] Résistance à la traction

### POUTRE

Profilé: IPE 240  
 Barre N°: 641

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 240$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_b = 120$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 15$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 39,1$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb} = 3891,6$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yb} = 235000,000$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{ub} = 360000,000$  [kPa] Résistance à la traction

## CORNIÈRE

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
$t_{fk} =$	10	[mm]	Épaisseur 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
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 235		
$f_{yk} =$	235000,000	[kPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360000,000	[kPa]	Résistance à la traction

## BOULONS

### **BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU À LA CORNIÈRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8			Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,1	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,5	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	500000,000	[kPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8			Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,1	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,5	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	500000,000	[kPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

**COEFFICIENTS DE MATÉRIAU**

$\gamma_{M0} = 1,000$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,250$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS**

Cas:	Calculs manuels	
$N_{b,Ed} = -3,78$ [kN]	Effort axial	
$V_{b,Ed} = 30,42$ [kN]	Effort tranchant	
$M_{b,Ed} = 0,618235$ [kN*m]	Moment fléchissant	

**RÉSULTATS****BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU À LA CORNIÈRE****RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 36,9$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
= 5 ]	boulon	
$F_{t,Rd} = 41,4$ [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$
0 ]		

**Pression du boulon sur l'âme du poteau**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd1x} = 115,92$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd1z} = 115,92$  [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 cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 0,778$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,778 > 0,000$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} = 78,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$	
Direction z		
$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 0,778$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,778 > 0,000$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 78,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$	

**FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - 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	
$M_0 = 1,0358$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 7,61$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 \cdot  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} = 17,26$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} =  M_0  \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 17,26$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 7,61$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 18,86$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 78,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 78,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 17,26  < 78,40$	<b>vérifié</b> (0,220)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 7,61  < 78,40$	<b>vérifié</b> (0,097)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$18,86 < 36,95$	<b>vérifié</b> (0,511)

**Traction des boulons**

$e = 71$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_{0t} = 1,3852$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$
$F_{t,Ed} = 22,14$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$22,14 < 41,40$	<b>vérifié</b> (0,535)

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$F_{V,Ed} = 18,86$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{V,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$

$F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$   $0,893 < 1,000$  **vérifié** (0,893)

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE**

**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{V,Rd} = 73,89$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon  $F_{V,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la poutre**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 62,50$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 62,50$  [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 cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,778$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,778 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 156,80$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,778$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,778 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 156,80$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIÈRE - POUTRE**

**cisaillement des boulons**

$e = 71$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

**cisaillement des boulons**

$e = 71$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_0 = 2,7704$	[kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 1,89$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} =  N_{b,Ed}  / n$
$F_{Vz} = 15,21$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} =  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} = 46,17$	[kN]	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	$F_{Mz} =  M_0  * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 48,06$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 15,21$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 50,41$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 62,50$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 62,50$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$ 48,06  < 62,50$	<b>vérifié</b> (0,769)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$ 15,21  < 62,50$	<b>vérifié</b> (0,243)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$50,41 < 73,89$	<b>vérifié</b> (0,682)

**VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**

**CORNIÈRE**

$A_{nt} = 2,7$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 7,2$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 137,9$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$		$ 15,21  < 137,97$	<b>vérifié</b> (0,110)

**POUTRE**

$A_{nt} = 3,6$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 7,9$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 158,5$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{eff,Rd} \quad |30,42| < 158,59 \quad \text{vérifié} \quad (0,192)$$

### VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIÈRE AFFAIBLIE PAR

#### LES TROUS

$A_t = 6,3$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,686 < 0,816$$

$W_{net} = 27,4$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 6,445269$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,385225| < 6,445269 \quad \text{vérifié} \quad (0,215)$$

$A_v = 13,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement  $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$A_{v,net} = 10,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 176,38$  [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |15,21| < 176,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,086)$$

### VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES

#### TROUS

$A_t = 7,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 5,2$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,662 < 0,816$$

$W_{net} = 56,4$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 13,261600$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |2,770450| < 13,261600 \quad \text{vérifié} \quad (0,209)$$

$A_v = 14,9$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 13,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

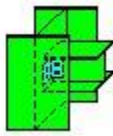

$V_{pl,Rd} = 201,89$  [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

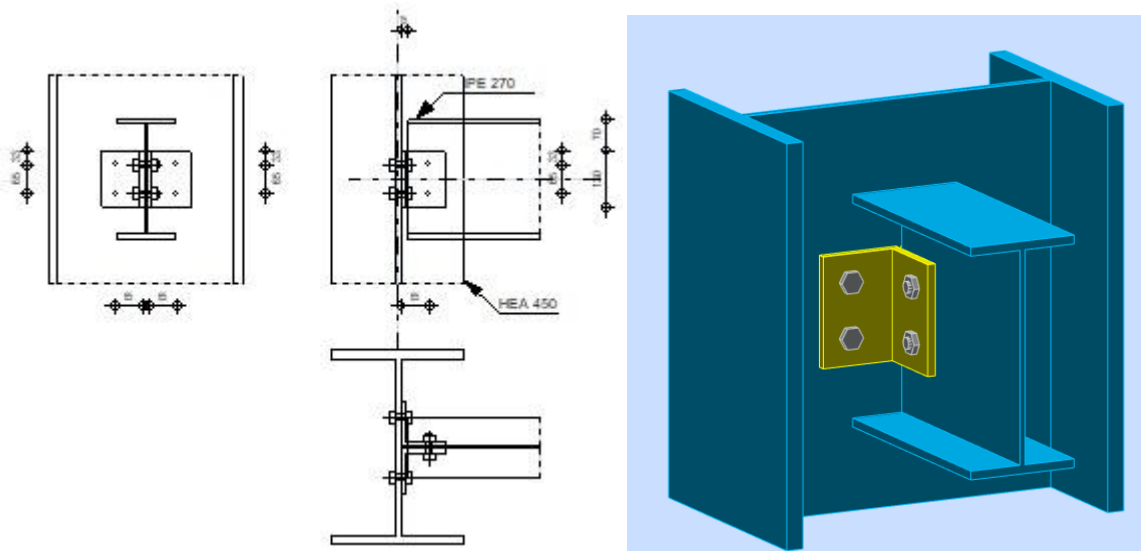
$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |30,42| < 201,89 \quad \text{vérifié} \quad (0,151)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,893

X.5.4 Assemblage poteau-poutre secondaire (étage)

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2021	
	<b>Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)</b>						
	EN 1993-1-8:2005/AC:2009						<b>0,937</b>



**GÉNÉRAL**

Assemblage N°: 5  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)  
 Noeud de la structure: 16  
 Barres de la structure: 8, 44

**GÉOMÉTRIE**

**POTEAU**

Profilé: HEA 450  
 Barre N°: 8

$\alpha = -90,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c = 440$	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 300$	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 12$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 21$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 27$	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 178,0$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} = 63721,6$	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235000,000$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{uc} = 360000,000$  [kPa] Résistance à la traction

### POUTRE

Profilé: IPE 270

Barre N°: 44

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 270$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_b = 135$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 15$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 45,9$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb} = 5789,8$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yb} = 235000,000$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{ub} = 360000,000$  [kPa] Résistance à la traction

### CORNIÈRE

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  
 $t_{fk} = 10$  [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  
 $l_k = 130$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 235

$f_{yk} = 235000,000$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{uk} = 360000,000$  [kPa] Résistance à la traction

### BOULONS

#### **BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU À LA CORNIÈRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8

Classe du boulon

$d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 15$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1,1$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 1,5$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

Classe = 8.8		Classe du boulon
$f_{ub} = 800000,000$ [kPa]		Résistance à la traction
$k = 1$		Nombre de colonnes des boulons
$w = 2$		Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 33$	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 65$	[mm]	Entraxe

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8		Classe du boulon
$d = 14$	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 15$	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 1,1$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 1,5$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 800000,000$ [kPa]		Résistance à la traction
$k = 1$		Nombre de colonnes des boulons
$w = 2$		Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 33$	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 65$	[mm]	Entraxe

### COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,000$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,250$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### EFFORTS

Cas:		Calculs manuels
$N_{b,Ed} = -0,26$	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} = 48,64$	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} = 0,602444$	[kN*m]	Moment fléchissant

### RÉSULTATS

### BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU À LA CORNIÈRE

#### RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 59,1$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$= 1$	]	boulon	
$F_{t,Rd} = 66,2$	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$
$= 4$	]		

**Pression du boulon sur l'âme du poteau**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 115,92$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 115,92$  [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

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,778$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,778 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 78,40$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,722$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,722 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 72,80$  [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 POTEAU - 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

$M_0 = \frac{1,6610}{56}$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{Vz} = 12,16$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant  $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| * d/n$

$F_{Mx} = 25,55$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 25,55$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 12,16$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

**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

=

$F_{Ed} = 28,30$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 78,40$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 72,80$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 25,55  < 78,40$	<b>vérifié</b>	(0,326)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 12,16  < 72,80$	<b>vérifié</b>	(0,167)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$28,30 < 59,11$	<b>vérifié</b>	(0,479)

**Traction des boulons**

$e = 71$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 2,02186$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$

$F_{t,Ed} = 31,04$  [kN] Effort de traction dans le boulon extrême  $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$31,04 < 66,24$	<b>vérifié</b>	(0,469)
--------------------------	-----------------	----------------	---------

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$F_{v,Ed} = 28,30$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,813 < 1,000$	<b>vérifié</b>	(0,813)
--	-----------------	----------------	---------

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE**

**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 118,2$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la poutre**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	<b>vérifié</b>
----------------	-----------------	----------------

$\alpha_{bx} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	<b>vérifié</b>
---------------------	-----------------	----------------

$F_{b,Rd1x} = 66,53$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	<b>vérifié</b>
----------------	-----------------	----------------

$\alpha_{bz} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd1z} = 66,53$  [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

$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	<b>vérifié</b>

$\alpha_{bx} = 0,778$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,778 > 0,000$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd2x} = 156,80$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	<b>vérifié</b>

$\alpha_{bz} = 0,722$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,722 > 0,000$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd2z} = 145,60$  [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**

$e = 71$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_0 = 4,04372$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,13$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} =  N_{b,Ed}  / n$
$F_{Vz} = 24,32$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} =  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} = 62,21$ [kN]	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	$F_{Mz} =  M_0  * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 62,34$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 24,32$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 66,92$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 66,53$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} = 66,53$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 62,34  < 66,53$	<b>vérifié</b> (0,937)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 24,32  < 66,53$	<b>vérifié</b> (0,366)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$66,92 < 118,22$	<b>vérifié</b> (0,566)

## VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

### CORNIÈRE

$$A_{nt} = 2,7 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 7,5 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{\text{effRd}} = 141,3 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{\text{effRd}} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ 0,5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{\text{effRd}}$	$ 24,32  < 141,36$	vérifié	(0,172)
--	--------------------	---------	---------

### POUTRE

$$A_{nt} = 2,8 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 9,6 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{\text{effRd}} = 170,2 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{\text{effRd}} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ V_{b,Ed}  \leq V_{\text{effRd}}$	$ 48,64  < 170,24$	vérifié	(0,286)
------------------------------------	--------------------	---------	---------

## VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIÈRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 6,5 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 5,0 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,692 < 0,816$$

$$W_{net} = 27,1 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 6,377388 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion } M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 2,021862  < 6,377388$	vérifié	(0,317)
--------------------------	-------------------------	---------	---------

$$A_v = 13,0 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a \cdot t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 10,0 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 176,38 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement } V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$ 0,5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 24,32  < 176,38$	vérifié	(0,138)
---------------------------------------	--------------------	---------	---------

## VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 8,9 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 6,9 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,699 < 0,816$$

$W_{net} = 75,4$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 17,722862$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$  |4,043724| < 17,722862 **vérifié** (0,228)

$A_v = 17,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 15,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$



$V_{pl,Rd} = 241,78$  [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

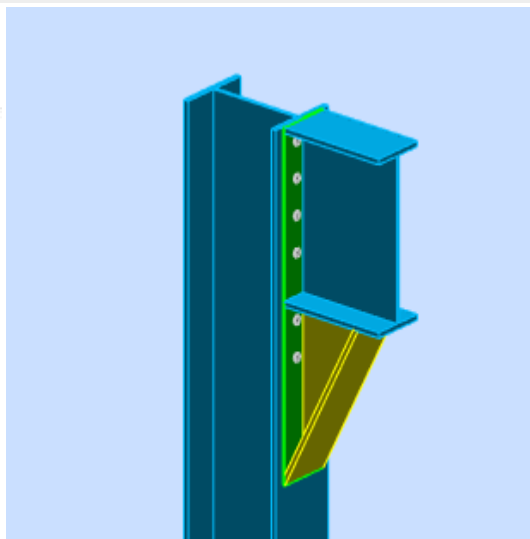
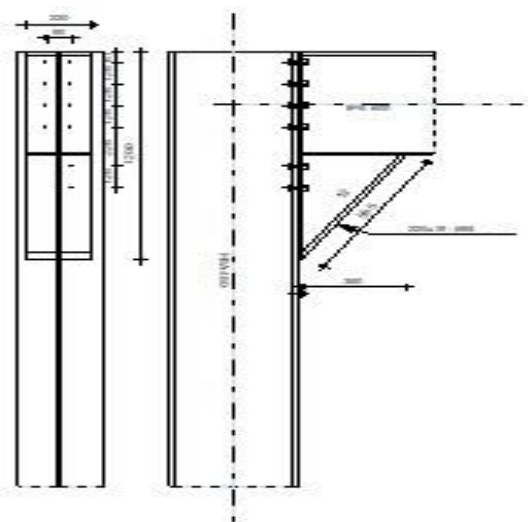
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$  |48,64| < 241,78 **vérifié** (0,201)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,937

### X.5.5 Assemblage poteau-poutre principale

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2021	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b>						
	EN 1993-1-8:2005/AC:2009						
							Ratio <b>0,988</b>



### GÉNÉRAL

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 16

Barres de la structure: 8, 35

### GÉOMÉTRIE

### POTEAU

Profilé:	HEA 450		
Barre N°:	8		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	440	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	21	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	178,0	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	63721,6	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235		
$f_{yc} =$	235000,000	[kPa]	Résistance

### POUTRE

Profilé:	YPE 600		
Barre N°:	35		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	220	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	19	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	156,0	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	92083,4	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235000,000	[kPa]	Résistance

### BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON 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
$h_1 =$	61	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90	[mm]	
Entraxe $p_i =$	125;125;125;225;125	[mm]	

**PLATINE**

$h_p =$	1200	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	235000,000	[kPa]	Résistance

**JARRET INFÉRIEUR**

$w_d =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	600	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	350	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	59,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235000,000	[kPa]	Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

**COEFFICIENTS DE MATÉRIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,000	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,000	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS****Etat limite: ultime**

Cas: 33:  $1.35 (GE+G) + 1.5QE (1+2) * 1.350 + 6 * 1.500$

$M_{b1,Ed} =$	340,142306	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	272,85	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	77,44	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	129,051369	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	36,87	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-990,37	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{b1,Ed} = 340,142306$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$M_{c2,Ed} = -0,873314$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} = -0,42$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} = -680,03$ [kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

## RÉSULTATS

### RÉSISTANCES DE LA POUTRE

#### TRACTION

$A_b = 156,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 3665,62$  [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 155,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 2113,64$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,129 < 1,000$  **vérifié** (0,129)

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,6$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 825,465700$  [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 9131,7$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 2145,947557$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

#### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2145,947557$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1172$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1831,57$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

#### 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

$\gamma = 59,7$  [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 277$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,911$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 89967,572$  [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$K_{wc} = 1,000$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 414,66 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 514 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,980 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,812 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 336,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1227,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 336,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

## RÉSISTANCES DU POTEAU

### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 340,142306 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,000000 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 36,87 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = -0,42 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 1058 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 302,96 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 65,8 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 65,8 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0,9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

$$V_{wp,Rd} = 803,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,377 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,377)$$

### AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 337 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 65,8 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,830 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 90464,253 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,000 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 756,49 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 344 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,923 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,848 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 641,76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd} = 641,76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

## 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	18	-	105	-	125	111	162	111	162	180	124	124	124
2	18	-	105	-	125	111	202	111	202	250	125	125	125
3	18	-	105	-	125	111	202	111	202	250	125	125	125
4	18	-	105	-	175	111	202	111	202	250	125	125	125
5	18	-	105	-	175	111	202	111	202	250	125	125	125
6	18	-	105	-	125	111	202	111	202	180	163	163	163

### 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	29	-	65	-	125	181	231	181	231	216	195	195	195
2	29	-	65	-	125	181	197	181	197	250	125	125	125
3	29	-	65	-	125	181	197	181	197	250	125	125	125
4	29	-	65	-	175	181	197	181	197	350	175	175	175
5	29	-	65	-	175	181	197	181	197	350	175	175	175
6	29	-	65	-	125	181	197	181	197	216	161	161	161

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,2,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

**RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 130,29$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 1356,48$  [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,057 < 1,000$  vérifié  $(0,057)$

**RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION**

$F_{t,Rd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 130,29$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	147,65	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 292,64$	292,64	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 510,61$	510,61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 260,58$	260,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 803,27$	803,27	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 641,76$	641,76	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1831,57$	1831,57	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 336,87$	336,87	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	113,12	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 292,64$	292,64	Ame du poteau - traction

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(2)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 510,61$	510,61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 260,58$	260,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ii,Rd} = 803,27 - 147,65$	655,62	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 641,76 - 147,65$	494,10	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1831,57 - 147,65$	1683,91	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 336,87 - 147,65$	189,21	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 147,65$	304,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 601,79 - 147,65$	454,14	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 260,77 - 147,65$	113,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 901,78 - 147,65$	754,13	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>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	76,09	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 292,64$	292,64	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 510,61$	510,61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 260,58$	260,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ii,Rd} = 803,27 - 260,77$	542,50	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 641,76 - 260,77$	380,98	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1831,57 - 260,77$	1570,79	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 336,87 - 260,77$	76,09	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 113,12$	339,04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 604,71 - 113,12$	491,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 260,77$	417,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 809,65 - 260,77$	548,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 203,87 - 113,12$	90,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 705,00 - 113,12$	591,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 362,71 - 260,77$	101,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1254,28 - 260,77$	993,51	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
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 292,64$	292,64	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 147,65$	147,65	Platine d'about - traction

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(4)} = 510,61$	510,61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 260,58$	260,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 803,27 - 336,87$	466,41	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 641,76 - 336,87$	304,89	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1831,57 - 336,87$	1494,70	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 336,87 - 336,87$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 452,16 - 76,09$	376,07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 604,71 - 76,09$	528,61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 678,24 - 189,21$	489,03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 811,74 - 189,21$	622,53	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 904,32 - 336,87$	567,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 955,65 - 336,87$	618,79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 244,64 - 76,09$	168,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 846,00 - 76,09$	769,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 346,58 - 189,21$	157,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1198,50 - 189,21$	1009,29	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 505,41 - 336,87$	168,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1747,78 - 336,87$	1410,92	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 <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	1120	147,65	226,08	292,64	147,65	510,61	226,08	260,58
2	995	113,12	226,08	292,64	147,65	510,61	226,08	260,58
3	870	76,09	226,08	292,64	147,65	510,61	226,08	260,58
4	745	-	226,08	292,64	147,65	510,61	226,08	260,58
5	520	-	226,08	292,64	147,65	510,61	226,08	260,58
6	395	-	226,08	292,64	147,65	510,61	226,08	260,58

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 344,175812 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,988 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,988)$$

**RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$$\alpha_v = 0,600 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,848 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 81,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$\alpha_v = 0,600$	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} = 113,04$ [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} = 115,20$ [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} = 115,20$ [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	12,91	147,65	145,92	158,83	81,59
2	226,08	12,91	113,12	111,79	124,70	99,25
3	226,08	12,91	76,09	75,20	88,11	118,18
4	226,08	12,91	0,00	0,00	12,91	157,09
5	226,08	12,91	0,00	0,00	12,91	157,09
6	226,08	12,91	0,00	0,00	12,91	157,09

- $F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- $F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- $F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 770,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,354 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,354)$$

### RÉSISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 291,7$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 98,0$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 193,7$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 366141,7$	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 37406,428$	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 36367,906$	[kPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = 14083,790$	[kPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,800$		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 74812,856 < 360000,000 \text{ vérifié} \quad (0,208)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 76717,389 < 360000,000 \text{ vérifié} \quad (0,213)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 37406,428 < 259200,000 \text{ vérifié} \quad (0,144)$$

### 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)]
$L_b =$	53	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[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	55,4	4747,9
1	1120	2	168	7	1	13,8	1549,8
2	995	2	168	5	1	11,4	1131,2
3	870	2	168	5	1	9,9	864,8
4	745	2	168	7	1	9,1	681,5
5	520	2	168	7	1	6,4	332,1
6	395	2	168	6	1	4,8	188,5

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$  [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

$Z_{eq} = 856$  [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$

$k_{eq} = 6$  [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 65,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,000$  Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 856$  [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 3$  [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$b_{eff,c,wc} = 308$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$d_c = 398$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$k_2 = 6$  [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$  [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 234113,655844$  [kN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 2,895$  Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$  [6.3.1.(4)]

$S_j = 80872,994435$  [kN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]



**Classification de l'assemblage par rigidité.**

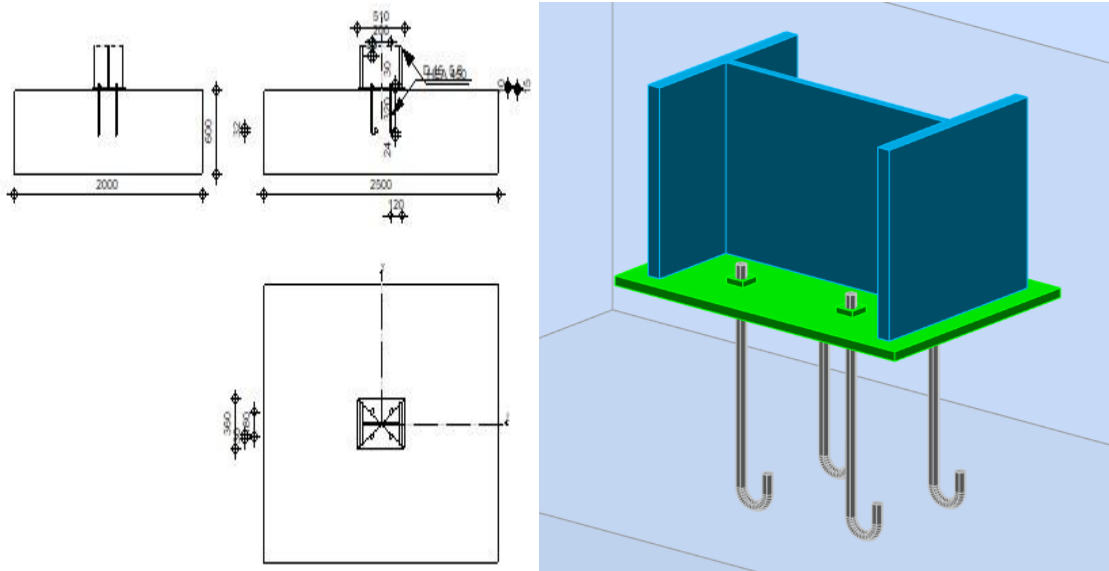
$S_{j,rig} = 193375,140000$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 12085,946250$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

X.5.6 Assemblage pied de poteau

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2021	
	<p><b>Calcul du Pied de Poteau articulé</b></p>						
	<p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>						
							Ratio <b>0,337</b>



**GÉNÉRAL**

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé  
 Noeud de la structure: 21  
 Barres de la structure: 11

**GÉOMÉTRIE**

**POTEAU**

Profilé: HEA 450  
 Barre N°: 11  
 $L_c = 3,500$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 440$  [mm] Hauteur de la section du poteau

$L_c =$	3,500	[m]	Longueur du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	21	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	178,0	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	63721,6	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 235			
$f_{yc} =$	235000,000	[kPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360000,000	[kPa]	Résistance ultime du matériau

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	510	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	360	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	15	[mm]	Épaisseur
Matériau: S 235			
$f_{ypd} =$	235000,000	[kPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360000,000	[kPa]	Résistance ultime du matériau

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	340000,000	[kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	500000,000	[kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	16	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	1,6	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,0	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du boulon
$n_v =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_H =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_H =$	200	[mm] Ecartement
$e_v =$	180	[mm] Entraxe

#### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	30	[mm]
$L_2 =$	320	[mm]
$L_3 =$	48	[mm]
$L_4 =$	32	[mm]

#### Platine

$l_{wd} =$	30	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	30	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Épaisseur

**COEFFICIENTS DE MATÉRIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,000	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_c =$	1,500	Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLÉE**

L =	2500	[mm]	Longueur de la semelle
B =	2000	[mm]	Largeur de la semelle
H =	600	[mm]	Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe	C25/30		
$f_{ck} =$	25000,000	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g =$	0	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12000,000	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,300		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDURES**

$a_p =$	8	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
---------	---	------	-------------------------------------

**EFFORTS**


---

Cas:	29: G+Q+1.2EY		
$N_{j,Ed} =$	-774,84	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-1,57	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	23,08	[kN]	Effort tranchant

**RÉSULTATS****ZONE COMPRIMÉE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	16666,667	[kPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	26768,144	[kPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
c =	26	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	72	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	351	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	254,1	[cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$c = t_p \sqrt{f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0})}$$

$c = 26$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$A_{c1} = 2064,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 1206,93$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,667$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$$

$f_{jd} = 31668,686$  [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 725,9$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 2298,93$  [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 2298,93$  [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

**CONTRÔLE DE LA RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,337 < 1,000$  **vérifié** (0,337)

**CISAILLEMENT**

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 1,667$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,000$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,500$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 172,80$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 2,870$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,000$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,500$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 172,80$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$\alpha_b = 0,338$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 2,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 500000,000$  [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,250$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 27,18$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$N_{Rk,c} = 214,66$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$K_3 = 2,000$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,160$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = K_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 198,76$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

**ECRASEMENT DU BORD DU BETON**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0 = 574,0$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
$= 8$ ]		[9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,370$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,315$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB
		[9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,953$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB
		[9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,000$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB
		[9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,000$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,000$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB
		[9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,160$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 123,33$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z}^0 = 815,5$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
$= 7$ ]		[9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,183$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,422$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB
		[9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,858$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB
		[9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,000$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB
		[9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,000$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,000$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB
		[9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,160$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 84,55$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,300$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
-------------------	--	-------------

$C_{f,d} = 0,300$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]	
$N_{c,Ed} = 774,84$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 232,45$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**



$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 341,19$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,005 < 1,000$	<b>vérifié</b> (0,005)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 341,19$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,068 < 1,000$	<b>vérifié</b> (0,068)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,072 < 1,000$	<b>vérifié</b> (0,072)

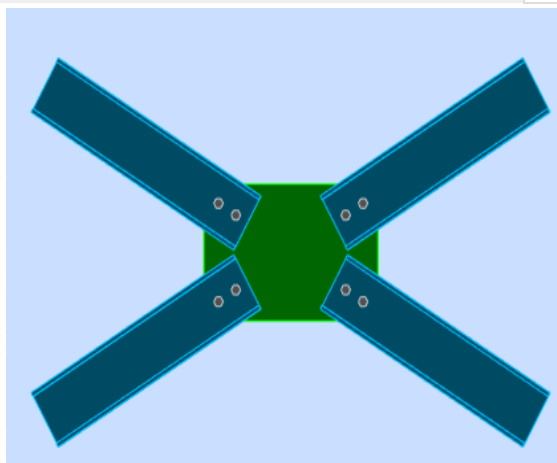
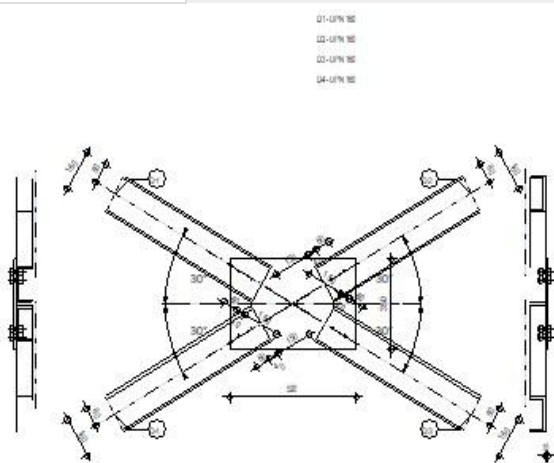
**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} = 26033,978$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 26033,978$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y  } = -167,047$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z  } = 3623,998$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,800$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,100 < 1,000$	<b>vérifié</b> (0,100)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y  }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,145 < 1,000$	<b>vérifié</b> (0,145)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z  }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,146 < 1,000$	<b>vérifié</b> (0,146)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,337**

X.5.7 Assemblage contreventement

	Autodesk    Robot    Structural    Analysis    Professional    2021	
	<b>Calcul de l'assemblage au gousset</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



**GÉNÉRAL**

Assemblage N°: 3  
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement  
 Noeud de la structure: 2  
 Barres de la structure: 172, 162, 173, 164,

**GÉOMÉTRIE**

**BARRES**

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
<b>Barre N°:</b>	172	162	173	164		
<b>Profilé:</b>	UPN 160	UPN 160	UPN 160	UPN 160		
h	160	160	160	160		mm
b <sub>f</sub>	65	65	65	65		mm
t <sub>w</sub>	8	8	8	8		mm
t <sub>f</sub>	11	11	11	11		mm
r	11	11	11	11		mm
A	24,0	24,0	24,0	24,0		cm2

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
<b>Matériau:</b>		S 235	S 235	S 235	S 235		
	$f_y$	235000,000	235000,000	235000,000	235000,000		kPa
	$f_u$	360000,000	360000,000	360000,000	360000,000		kPa
<b>Angle</b>	$\alpha$	30,3	30,3	30,3	30,3		Deg
<b>Longueur</b>	l	0,000	0,000	0,000	0,000		m

## BOULONS

### Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8

Classe du boulon

$d = 14$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 15$  [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,1$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,5$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 340000,000$  [kPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 500000,000$  [kPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 2$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons

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

$e_c = 150$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

### Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8

Classe du boulon

$d = 14$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 15$  [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,1$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,5$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 340000,000$  [kPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 500000,000$  [kPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 2$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons

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

$e_c = 150$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

### Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8

Classe du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8		Classe du boulon
d = 14	[mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 1,1	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 1,5	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> = 340000,000	[kPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> = 500000,000	[kPa]	Résistance du boulon à la traction
n = 2		Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e <sub>1</sub> = 40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> = 80	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> = 150	[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 NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8		Classe du boulon
d = 14	[mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 1,1	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 1,5	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> = 340000,000	[kPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> = 500000,000	[kPa]	Résistance du boulon à la traction
n = 2		Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e <sub>1</sub> = 40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> = 80	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> = 150	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

### GOUSSET

l <sub>p</sub> = 520	[mm]	Longueur de la platine
h <sub>p</sub> = 350	[mm]	Hauteur de la platine
t <sub>p</sub> = 10	[mm]	Épaisseur de la platine

#### Paramètres

h <sub>1</sub> = 0	[mm]	Grugeage
v <sub>1</sub> = 0	[mm]	Grugeage
h <sub>2</sub> = 0	[mm]	Grugeage
v <sub>2</sub> = 0	[mm]	Grugeage
h <sub>3</sub> = 0	[mm]	Grugeage
v <sub>3</sub> = 0	[mm]	Grugeage
h <sub>4</sub> = 0	[mm]	Grugeage

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage

$v_4 = 0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 175$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 260$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235

$f_y = 235000,000$  [kPa] Résistance

### COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,000$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,250$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = -5,27$  [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = -68,60$  [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -6,14$  [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -17,60$  [kN] Effort axial

### RÉSULTATS

#### BARRE 1

##### RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 36,95$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

##### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,889$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,889 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 67,20$  [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

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 75,60$  [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

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,000$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,8$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 100,80$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$

**VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$F_{NSd} = -2,64$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -2,64$  [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  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 2,64$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 67,20$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 75,60$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|-2,64| < 67,20$  **vérifié** (0,039)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|0,00| < 75,60$  **vérifié** (0,000)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$   $2,64 < 36,95$  **vérifié** (0,071)

**VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A_{net} = 22,9$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette  $A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{u,Rd} = 592,92$  [kN] Résistance de calcul de la section nette  $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 564,00$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$

$|N_{b1,Ed}| \leq N_{i,Rd}$   $|-5,27| < 592,92$  **vérifié** (0,009)

$|N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$   $|-5,27| < 564,00$  **vérifié** (0,009)

**VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 5,4$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{eff,Rd} = 235,46$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{eff,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|N_{b1,Ed}| \leq V_{eff,Rd}$   $|-5,27| < 235,46$  **vérifié** (0,022)

## BARRE 2

### RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 36,95$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,889$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,889 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 67,20$  [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

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 75,60$  [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

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,000$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,80$  [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

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 100,80$  [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

$F_{NSd} = -34,30$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -34,30$  [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  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 34,30$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 67,20$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$

$F_{NSd} = -34, 30$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{Rdz} = 75, 60$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ -34, 30  < 67, 20$ <span style="color: green;">vérifié</span> (0, 510)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0, 00  < 75, 60$ <span style="color: green;">vérifié</span> (0, 000)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$34, 30 < 36, 95$ <span style="color: green;">vérifié</span> (0, 928)

**VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A_{net} = 22, 9$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{u,Rd} = 592, 92$ [kN] Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 564, 00$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed}  \leq N_{tRd}$	$ -68, 60  < 592, 92$ <span style="color: green;">vérifié</span> (0, 116)
$ N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -68, 60  < 564, 00$ <span style="color: green;">vérifié</span> (0, 122)

**VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 5, 4$ [cm <sup>2</sup> ] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 5, 8$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 235, 46$ [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_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -68, 60  < 235, 46$ <span style="color: green;">vérifié</span> (0, 291)

**BARRE 3**

**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 36, 95$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} = 2, 500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2, 500 > 0, 000$  vérifié

$\alpha_{bx} = 0, 889$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0, 889 > 0, 000$  vérifié

$F_{b,Rd1x} = 67, 20$  [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

$k_{1z} = 2, 500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2, 500 > 0, 000$  vérifié

$\alpha_{bz} = 1, 000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1, 000 > 0, 000$  vérifié

$F_{b,Rd1z} = 75, 60$  [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

$k_{1x} = 2, 500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,000$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$		
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 100,80$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t / \gamma_{M2}$		
Direction z		
$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 100,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$		

**VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$F_{NSd} = -3,07$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$	
$F_{x,Ed} = -3,07$ [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	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 3,07$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 67,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 75,60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ -3,07  < 67,20$	vérifié (0,046)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 75,60$	vérifié (0,000)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$3,07 < 36,95$	vérifié (0,083)

**VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A_{net} = 22,9$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 592,92$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 564,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_{y3} / \gamma_{M0}$	
$ N_{b3,Ed}  \leq N_{tRd}$	$ -6,14  < 592,92$	vérifié (0,010)
$ N_{b3,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -6,14  < 564,00$	vérifié (0,011)

**VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 5,4$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 5,8$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 235,46$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nt} / \gamma_{M0}$	
$ N_{b3,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -6,14  < 235,46$	vérifié (0,026)

**BARRE 4**

**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 36,95$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,889$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,889 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 67,20$  [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

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 75,60$  [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

$k_{1x} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,000$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100,80$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,500 > 0,000$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,000$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,000 > 0,000$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 100,80$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$F_{NSd} = -8,80$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -8,80$  [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  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 8,80$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 67,20$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 75,60$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|-8,80| < 67,20$  **vérifié** (0,131)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|0,00| < 75,60$  **vérifié** (0,000)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$   $8,80 < 36,95$  **vérifié** (0,238)

**VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A_{net} = 22,9$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - t \cdot d_0$$

$N_{u,Rd} = 592,92$  [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$$

$N_{pl,Rd} = 564,00$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$

$ N_{b4,Ed}  \leq N_{t,Rd}$	$ -17,60  < 592,92$	<b>vérifié</b>	(0,030)
$ N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -17,60  < 564,00$	<b>vérifié</b>	(0,031)

**VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 5,4$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{eff,Rd} = 235,46$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{eff,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b4,Ed}  \leq V_{eff,Rd}$	$ -17,60  < 235,46$	<b>vérifié</b>	(0,075)
-------------------------------	---------------------	----------------	---------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,928



**Chapitre XI :**  
**Étude des**  
**fondations**

## XI.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elle transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettant les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autre organe (cas des semelles sur pieux par exemple).

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

## XI.2 Les types des fondations :

- Fondation superficielle :
- Semelle isolée sous Poteau ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Radiers généraux ou nervurés ;
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

## XI.3 Choix des fondations :

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectué que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol =0.2MPa)

**XI.4 Caractéristique des matériaux****XI.4.1 Béton :**

Contrainte limite du béton :

**a. A L'ELU :**

$$\sigma_b = 0,85 \frac{F_{c28}}{\theta_{vb}}$$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{MPa}$$

Avec :

$$F_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$\gamma_b = 1,5$  situation courante

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle

$\theta = 1$  si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$  si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$  si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h

**b. A L'ELS :**

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0,85 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{25}{1,15} = 18,48 \text{MPa}$$

**XI.4.2 Acier :**

Contrainte limite de l'acier HA :

**a. A l'ELU :**

$$\sigma_{ST} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{ST} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$\gamma_b = 1,15$  situation courante

$\gamma_b = 1$  situation accidentelle

**b. A l'ELS :**

$\sigma_{st} = f_e$  si : la fissuration est peu nuisible

$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0,5f_e ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}})\right)$  si : la fissuration est préjudiciable

$\sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; \sqrt[90]{n \cdot f_{tj}}\right)$  si : la fissuration est très préjudiciable

**On a :** fissuration préjudiciable donc :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0,5f_e ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}})\right) = 200 \text{MPa}$$

avec :

$n$  : est un coefficient qui dépend du type d'acier :

$n=1.6$  pour des HA > 6mm et  $n= 1.3$  pour des

HA < 6mm  $n= 1$  pour des ronds lisses

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 200 \text{MPa}$$

**XI.5 Choix du type de fondation :**

Vu la nature du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) et la descente des charges on opte pour des fondations superficielles de type « semelle isolées »

### XI.6 Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A) , les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

### XI.7 Étude des semelles :

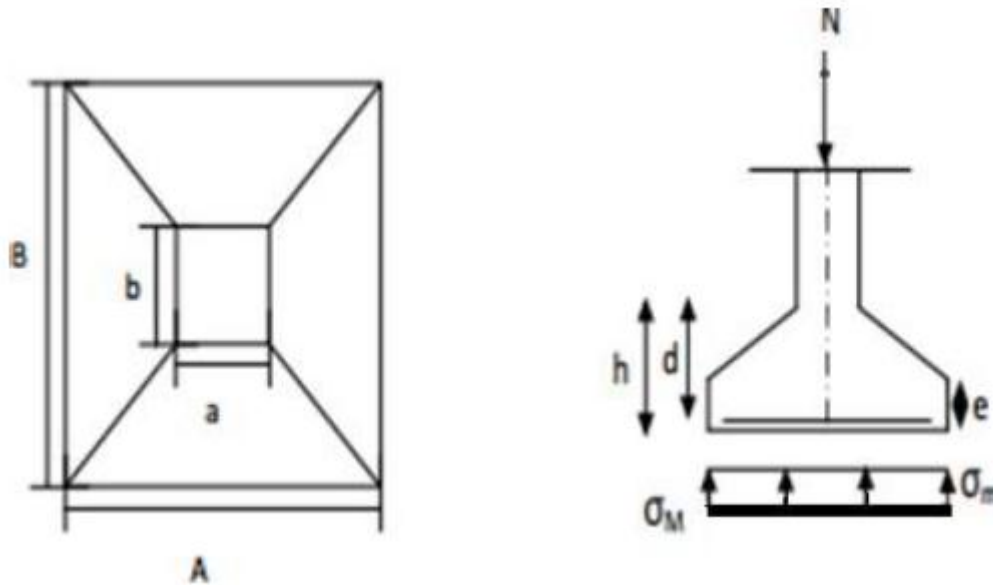


Figure XI.1 Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

#### XI.7.1 Charges à prendre en considération

Les charges à prendre en compte sont les charges maximales : verticales, horizontales ou inclinées (DTRB)

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

- $G+Q+E$
- $0.8 G \pm E$  (RPA99/03)

**Tableau XI.1** Les valeurs de l'effort tranchant retiré à partir du logiciel ROBOT

Effort	$N_{sd}$ (KN) (ELU)	$N_{sd}$ (KN) (ELS)
	1135,45KN	818,65
$\sigma_{sol} : 2 \text{ Bar} = 0,2 \text{ MPA} = 200\text{KN}/ \text{m}^2$		

**XI.7.2 Dimensionnement de la semelle**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b \times A}{a} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

Nous avons :

$$a = 440 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{440}{300} = 1,46$$

$$\frac{b}{a} = \frac{300}{440} = 0,68$$

$$\frac{Nsd}{\sigma_{sol}} = \frac{818,65}{200} = 4,09 \text{ m}^2$$

Donc :

$$B \geq 2,44$$

$$A \geq 1,68$$

On prend des semelles isolées (2×2,5 m)

**XI.7.3 Détermination de la hauteur de la semelle :**

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d = \max \left( \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right)$$

A.N :

$$d = \max \left( \frac{250-30}{4}, \frac{200-44}{4} \right)$$

$$d = \max (55 ; 39) = 55 \text{ cm}$$

On prend :  $d = 55 \text{ cm}$

Donc :  $h = 5 + 55 = 60 \text{ cm}$

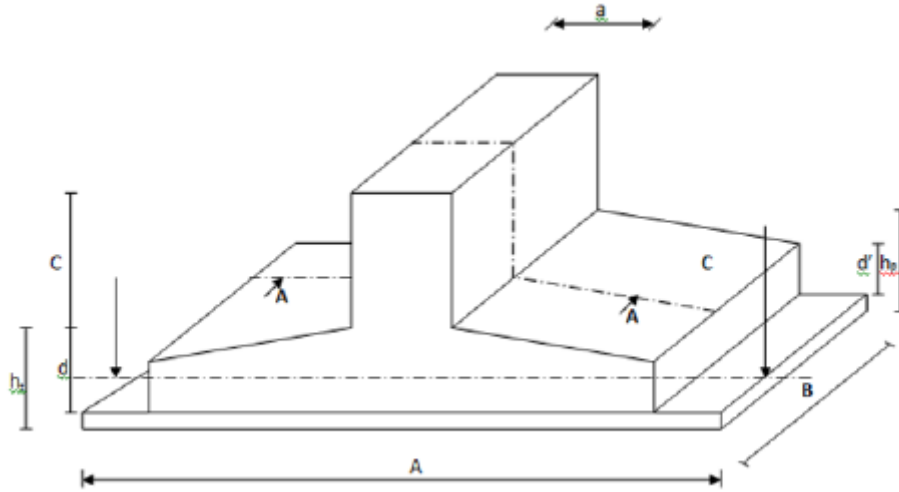


Figure XI.2 dimensionnement de la semelle

Ferraillage de la semelle isolée:

$$e = 0,15 < \frac{B}{6} = 0,17$$

$$A_u = \frac{Nu \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\nu_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

A.N :

$$A_u = \frac{1135,45 \times (200 - 44)}{8 \times 55 \times 348 \times 10^{-1}} = 11,56 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 11,56 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 12,31 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T \text{ (H.R.) } \varnothing 14$

**XI.8 Détermination de la hauteur du patin (e) :**

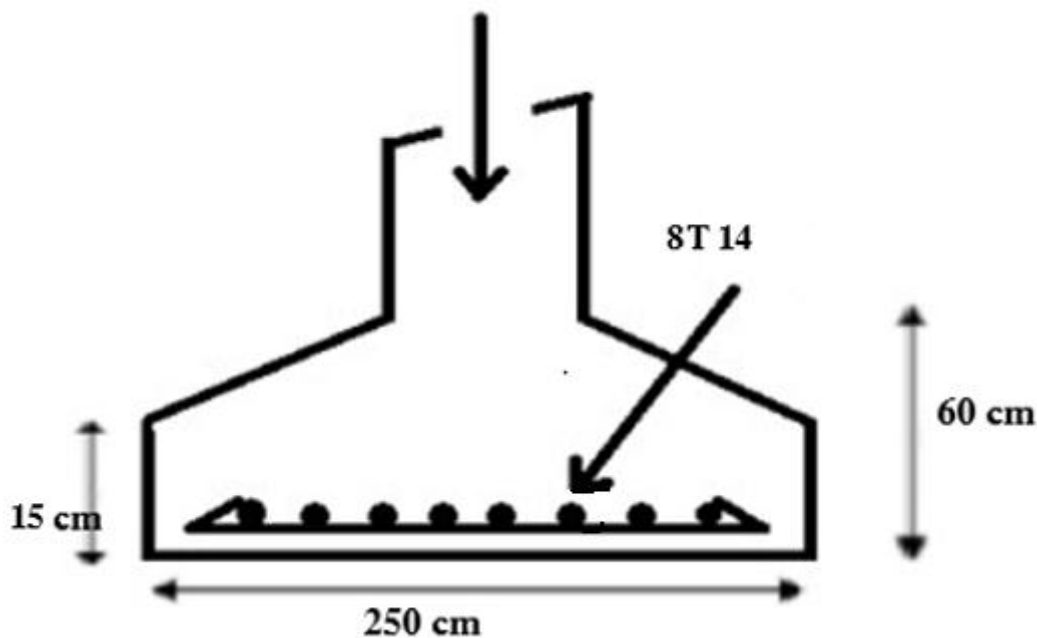
$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (14,4 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

**XI.9 L'espace des cadres :**

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \phi)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1,4) = 20 \text{ cm}$$



**Figure XI.3** Ferrailage de la semelle isolée.

**XI.10 Calcul des longrines :**

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

**XII.10.1 Dimensionnement des longrines**

Pour un sol de type S3 (sol meuble) les dimensions minimales de la section minimale de la section transversale des longrines sont de  $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$  (RPA99/03).

**XI.10.2 Calcul du ferrailage**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force

Égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$\alpha = 12$  (site S3, zone IIa).

- **A L'ELU**

$$\frac{N}{\alpha} = \frac{1135,45}{12} = 94,6 \text{ KN}$$

$$F = \max(94,6 \text{ KN}; 20 \text{ KN}) = 94,6 \text{ KN}$$

Calcul de  $A_{STU}$

$$A_{STU} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

A.N :

$$A_{STU} = \frac{94,6}{348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale:

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h \times 10^4 = 0,006 \times 0,25 \times 0,3 \times 10^4 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{\min}; A_s)$$

$$A_{st} = \max(4,5; 2,71) = 4,5 \text{ cm}^2$$

**Donc** : on prend  $A_{st} = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$

**XI.10.3 Vérification de condition de non-fragilité**

$$A_s \leq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 \leq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

**XI.10.4 Calcul d'armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{600}{35}; 10; \frac{300}{10}\right) \rightarrow \varphi_t \leq \min(17,14; 10; 30)$$

Alors on prend :  $\varphi = 10$  mm

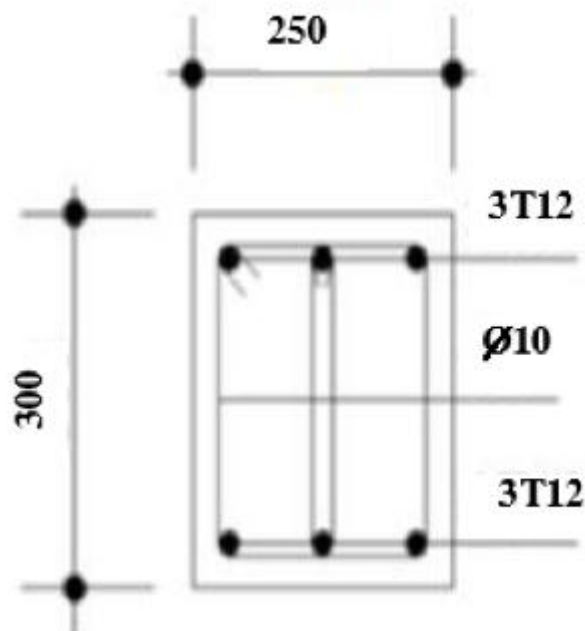
**Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi_t) \rightarrow St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi_t)$$

$$St \leq (20\text{cm}, 15\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement  $St = 12$  cm



**Figure XI.4** Ferrailage de longrine.

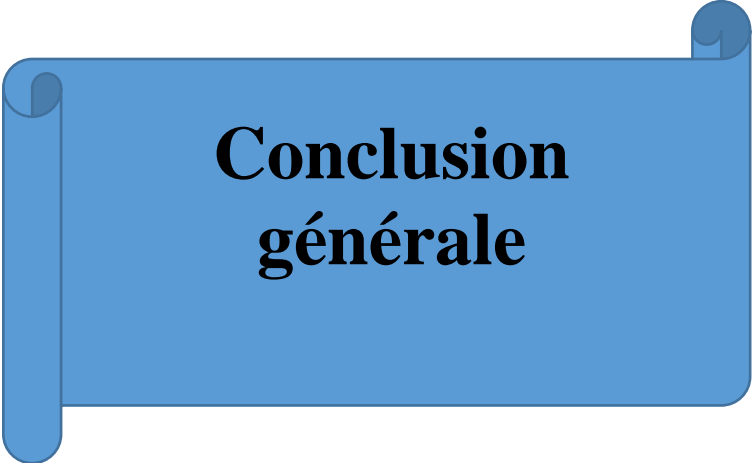
**Remarque :**

Le RPA exige de calculer les longrines comme un élément qui travaille en traction, lorsqu'on a des longrines de grande portée l'effet de flexion devient assez grand, à cet effet il faut mettre un appui (des plots) à mi- portée de la longrine.

**XI.11 Conclusion**

Après avoir pris en compte la nature du sol ou la structure est implantée, nous avons opté pour des semelles isolées dont le dimensionnement a été déterminé (2m x 2,5m) en utilisant les différents règlements (RPA 99).





**Conclusion  
générale**

## Conclusion générale

L'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de L'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que les Euro codes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003,... et aussi les différents logiciels de calcul et du dessin (ROBOT, ETABS, ).

Ce projet de fin d'études nous a permis de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la partie : la structure mixte, les assemblages et les fondations, et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus,

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme un support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

# Références bibliographiques

- Charges permanentes et charges d'exploitation « **D.T.R-B.C-2.2** ».
- Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 « **D.T.R C 2-4.7** » (pour l'étudeclimatique).
- Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Euro code 03, livre de Mr : **DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)
- Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.- B.C-2.48 ».
- Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».
- Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Euro code 04.
- Manuel de construction métallique afnor.  
Auteur : Jean-Pierre Muzeau.  
Éditions : afnor ; Eyrolles
- Construction métallique et mixte Acier Béton – Tome 1.  
Auteur : Pierre Bourrier ; Jacques Brozzetti  
Éditions : APK ; Eyrolles

## Logiciels :

- Robot structure 2019



# Annexe A



## PROFILS NERVURES

### APPLICATIONS

Les profils nervurés sont utilisés en couverture sèche ou en bardage pour :

- les ateliers de production.
- les bâtiments tertiaires.
- les centres commerciaux.
- les bâtiments industriels.
- les entrepôts agricoles.
- les habitations.

### DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance S250, S280, S320

- Acier galvanisé en continu Z 275 NF P 34310 et NF EN 10147
- Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
- Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
- Informations techniques établies conformes à la norme NF P 34-205-1 et ou DTU 40-35

### REVETEMENT:

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard.

- Galvanisé seul, qualité Z 275
- Galvanisé prélaqué, face extérieure finition laquée polyester ép. 25µ - teintes standard: voir nuancier. envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7µ.

Classement de réaction au feu: M0.

### MISE EN OEUVRE:

Manutention:

Les profils ne doivent pas être choqués ou griffés pour éviter toute mise à nu du métal.

Mise en oeuvre:

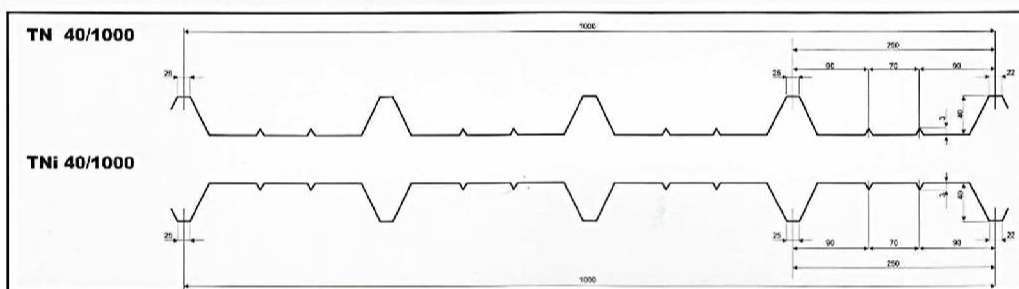
- Se référer au DTU 40-35
- Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les limailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

Stockage:

- Empilés les profils galvanisés sont sensibles à l'humidité et à la condensation, mis en oeuvre, les profils galvanisés ne craignent pas le contact de l'eau.
- Le stockage des profils doit être fait sous abri ventilé (magasin ouvert, bache), les cois étant inclinés par rapport à l'horizontal et séparés du sol pour permettre une bonne ventilation, en évitant toute déformation permanente des profils.

### CARACTERISTIQUE DU PROFIL

	EPAISSEUR mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m <sup>2</sup> )	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm <sup>4</sup> /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm <sup>3</sup> /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83



### CHARGE ADMISSIBLE UNIFORMEMENT DISTRIBUEE Kg/m<sup>2</sup>

EPAISSEUR mm	TN 40/1000													TNi 40/1000												
	PORTEE m													PORTEE m												
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4
0,5	439	281	185	143	109	86	63	47	36					360	230	152	104	84	59	37	27					
0,6	614	393	273	200	153		70	58	48					504	322	224	145	97	68	49	37					
0,7	716	458	318	234	179		121	98	81	68	58			603	386	268	178	119	84	61	46	35				
0,8	820	524	364	267	205		141	114	94	79	64	58		701	449	311	196	130	96	79	66					
1,0	1024	655	455	334	256		154	112	84	65	51	41	33	903	578	401	214	143	100	73	55	42	33	27		
							202	163	135	113	97	83	72	64				205	144	119	100	85	73	64	56	
							67	51	40								83	61	41	30						
0,5	570	366	252	180	141	111	90							467	300	207	147	115								
0,6	768	491	341	251	192	152	123	101						630	403	280	205	157								
0,7	896	573	398	292	224	177	143	118						754	482	335	246	188								
0,8	1025	656	455	334	256	202	164	135						877	561	389	286	219								
1,0	1280	819	569	418	320	253	204	169						1129	722	502	368	282	223							
							142	121	104	91	80						180	149	125	106	92	80	70			

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

## Annexe B


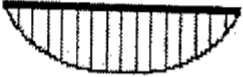






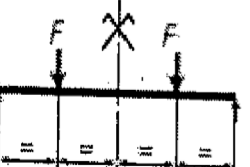
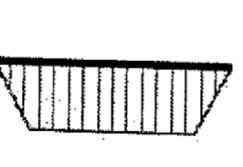
Repère	Section		Fils	Maille	Dim	Poids	Repère	Section		Fils	Maille	Dim	Poids		
	Scm <sup>2</sup> /m	Scm <sup>2</sup> /m	mm*mm	mm*mm	mm*mm	Kg		Scm <sup>2</sup> /m	Scm <sup>2</sup> /m	mm*mm	mm*mm	mm*mm	Kg		
<b>Rouleau</b>							<b>Rouleau</b>								
R80 R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*50	125,10	RAF R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*50	125,10		
R80 C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*40	120,00	RAF C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*40	120,00		
<b>Panneaux Anti-fissuration</b>							<b>Panneaux Anti-fissuration</b>								
P80 R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*3,60	9,00	PAF R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*3,60	9,00		
R80 C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*3,60	10,80	PAF C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*3,60	10,80		
P99 V	0,80	0,99	4,5*4,5	200*160	2,40*3,20	9,60	PAF V	0,80	0,99	4,5*4,5	200*160	2,40*3,20	9,60		
<b>Panneaux de Structure</b>							<b>Panneaux de Structure</b>								
P131R	1,31	0,95	5*5,5	150*250	2,40*4,75	20,23	ST10	1,19	1,19	5,5*5,5	200*200	2,40*4,80	21,54		
P188R	1,88	0,95	6*5,5	150*250	2,40*6,00	32,08	ST20	1,88	1,28	6*7	150*300	2,40*6,00	35,81		
P221R	2,21	0,95	6,5*5,5	150*250	2,40*6,00	35,73	ST20	1,88	1,28	6*7	150*300	2,40*6,00	35,81		
P283R	2,83	0,95	6*5,5	150*250	2,40*6,00	42,74	ST25	2,57	1,28	7*7	150*300	2,40*6,00	43,49		
P385R	3,85	1,47	7*7,5	100*300	2,40*6,00	60,14	ST30	2,83	1,28	6*7	100*300	2,40*6,00	46,46		
P503R	5,03	1,77	8*7,5	100*250	2,40*6,00	76,87	ST35	3,85	1,28	7*7	100*300	2,40*6,00	57,98		
P636R	6,36	2,12	9*9	100*300	2,40*6,00	95,81	ST45	4,24	1,68	9*8	150*300	2,40*6,00	66,86		
P221C	2,21	2,21	6,5*7,5	150*200	2,40*6,00	49,94	ST50	5,03	1,68	8*8	100*300	2,40*6,00	75,84		
P385C	3,85	3,85	7*7	100*100	2,40*6,00	86,98	ST60	6,36	2,51	9*8	100*200	2,40*6,00	100,30		
P636C	6,36	6,36	9*9	100*100	2,40*6,00	143,71	ST25C	2,57	2,57	7*7	150*150	2,40*6,00	57,98		
							ST40C	3,85	3,85	7*7	100*100	2,40*6,00	86,98		
							ST65C	6,36	6,36	9*9	100*100	2,40*6,00	143,71		
<b>CARACTERISTIQUES DIMENTIONNELLES DES ACIERS</b>															
Ø mm	Poids Kg/m	Périmètre cm	Section pour N barres en cm <sup>2</sup>												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
5	0,154	1,571	0,1964	0,3928	0,5892	0,7856	0,9820	1,1784	1,3748	1,5712	1,7676	1,964			
6	0,222	1,885	0,2829	0,5658	0,8487	1,1316	1,4145	1,6974	1,9803	2,2632	2,5461	2,829			
8	0,394	2,513	0,5029	1,0058	1,5087	2,0116	2,5145	3,0174	3,5203	4,0232	4,5261	5,029			
10	0,616	3,142	0,7857	1,5714	2,3571	3,1428	3,9285	4,7142	5,4999	6,2856	7,0713	7,857			
12	0,887	3,770	1,1314	2,2628	3,3942	4,5256	5,6570	6,7884	7,9198	9,0512	10,1826	11,314			
14	1,208	4,398	1,5400	3,0800	4,6200	6,1600	7,7000	9,2400	10,7800	12,3200	13,8600	15,400			
16	1,578	5,027	2,0114	4,0228	6,0342	8,0456	10,0570	12,0684	14,0798	16,0912	18,1026	20,114			
20	2,466	6,283	3,1429	6,2858	9,4287	12,5716	15,7145	18,8574	22,0003	25,1432	28,2861	31,429			
25	3,853	7,854	4,9107	9,8214	14,7321	19,6428	24,5535	29,4642	34,3749	39,2856	44,1963	49,107			
32	6,313	10,053	8,0457	16,0914	24,1371	32,1828	40,2285	48,2742	56,3199	64,3656	72,4113	80,457			
40	9,864	12,566	12,5710	25,1420	37,7130	50,2840	62,8550	75,4260	87,9970	100,5680	113,1390	125,710			
<b>LONGEURS DES TREILLIS</b>															
Rapport L	1/6	1/5	1/4	1/3	2/5	1/2	3/5	2/3	3/4	4/5	5/6	1			
ST10 (2,40/4,80*L)	*	0,96	1,20	1,60	1,92	2,40	2,88	3,20	3,60	3,84	*	4,80			
STX (2,40/6,00*L)	1,00	1,20	1,50	2,00	2,40	3,00	3,60	4,00	4,50	4,80	5,00	6,00			
<b>FORMATS</b>															
A(x) : l(mm) x L(mm)			A4 (210*297)			A3 (297*420)			A2 (420*594)			A1 (594*840)		A0 (840*1188)	

## Annexe C

### Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre $\Phi$ (mm)

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## Annexe D

Calcul du coefficient $C_1$ en fonction des conditions de chargement et d'encastrement.			
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients
			$C_1$
		1,0 0,5	1,132 0,972
		1,0 0,5	1,285 0,712
		1,0 0,5	1,365 1,070
		1,0 0,5	1,565 0,938
		1,0 0,5	1,046 1,010

## Annexe E

Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

## Annexe F

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 G

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 H

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b

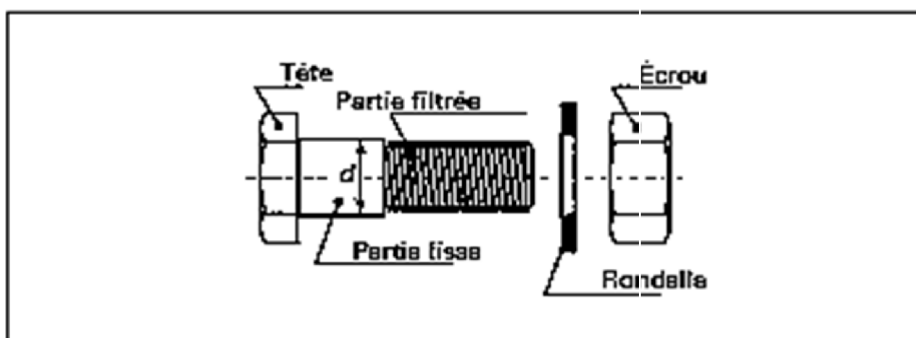
$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	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 J

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**

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
Ø 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 $A_n$ ..... (mm <sup>2</sup> )	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante $A_s$ ..... (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

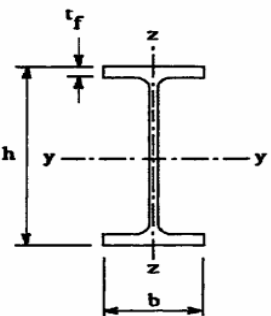
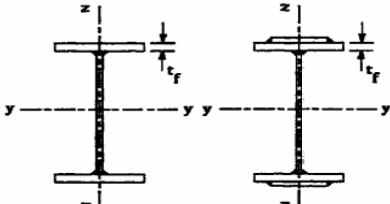

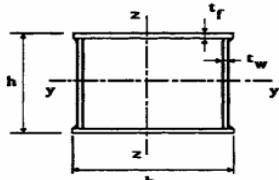

## Annexe K

### Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Ame fléchée	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$ : $d/t_w \leq 396 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0.5$ : $d/t_w \leq 36 \epsilon \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$ : $d/t_w \leq 456 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0.5$ : $d/t_w \leq 41.5 \epsilon \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon (0.67 + 0.33\psi)$  Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

## Annexe L

<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
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2