

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université de Blida SAAD DAHLAB**



**Faculté de technologie**

**Département de Génie Civil**

**Mémoire De Projet De Fin d'Etudes**

**Pour l'Obtention du Diplôme De Master En Génie Civil**

**OPTION :**

**Constructions Métalliques et Mixtes**

**TITRE :**

**Etude d'un hôtel en charpente métallique R+9 +sous-sol**

**Présenté par :**

**Mezzar hadjer**

Devant le jury composé de:

Dr. M.abed

Dr.I.derbal

Dr. S.allali

U. Saad Dahleb-Blida

U. Saad Dahleb-Blida

U. Saad Dahleb-Blida

Président

Examineur

Promoteur

**Année universitaire 2021 – 2022**

## REMERCIEMENT

*Louange à Allah, salut et paix sur notre prophète*

*Nous remercions Dieu le tout Puissant de nous avoir permis de mener à terme ce projet.*



*Nous adressons tout d'abord nos remerciements les plus sincères à nos familles, qui ont su nous supporter et encourager tout au long de notre vie, ainsi que pour leur aide inestimable, leur patience et leur soutien indéfectible.*

*Nos remerciements vont tout spécialement à **DR Allali Sid Ahmed** qui a très volontier accepté d'être le promoteur de ce projet. Sa grande connaissance dans le domaine, ainsi que son expérience, qui a joué un rôle important dans la conception de ce travail.*

*Nous tenons aussi, à remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Nos sentiments de reconnaissance et nos remerciements vont également à l'encontre de toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Hadjer*



## *Dédicaces*

*Avant de commencer, je tiens d'abord à remercier le bon dieu pour  
M'accorder la patience et la sérénité pour la réalisation de ce travail.*

*En premier, Je dédie ce travail à ma chère mère pour ses  
Grands sacrifices.*

*A ma sœur et mon frère*

*Et toutes mes amies qui m'ont aidé à faire ce mémoire et mon amie  
Hind*

*A tous mes collègues de la section de STRUCTURE METALLIQUE ET  
MIXTE Master II. Qui j'ai passé avec eux des moments inoubliables.*

*Hadjer*



## ملخص:

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية ذات تسعة طوابق، ذات تصميم غير منجز، حددنا ولاية البليدة كموقع له والتي تعد هذه الاخيرة ذات نشاط زلزالي قوي. مقاومة البنائة محقق بواسطة نظام تدعيم على شكل V و قد تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99version 2003, CCM) و تمت الدراسة الديناميكية وفق برنامج ROBOT 2018 ، مقارنة بين بلاطة خلوية مسبقة الاجهاد و أرضية مختلطة.

**الكلمات المفتاحية:** منشأة معدنية، الدراسة الديناميكية، بلاطة خلوية مسبقة الاجهاد،

## Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (R+9+ss). Avec un plan fictif nous avons positionné géographiquement ce bâtiment dans la wilaya de BLIDA, cette dernière est considérée comme zone de forte sismicité.

La résistance du bâtiment est assurée par des paliers de contreventement en V. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version 2003, CCM97), L'étude dynamique a été faite par le logiciel ROBOT 2018, une comparaison entre un plancher collaborant et les dalles alvéolaires a été réalisée.

**Mots clé :** structure métallique, étude dynamique, dalle alvéolaire précontrainte (DAP)

## Abstract:

The purpose of this work is to study steel structure made of steel framework (base+9+basement) with a fictional plan; it was established in BLIDA, which is classified as highly seismicity zone.

Triangulated V-shaped bearing bracing ensure the building's resistance. The design was made according to the building regulations in force (RPA99version 2003, CCM97); the dynamic study was made on the software ROBOT2018, a comparison between a collaborating floor and precast hollow core slabs.

## Notations et symboles

Anet : Section nette d'une pièce.  
Aw : Section de l'âme.  
Av : Aire de cisaillement.  
bf : La largeur de la solive.  
Cf : Coefficient de force.  
Cr : Coefficient de rugosité.  
Cp,net : Coefficient de pression nette.  
Ce : Coefficient d'exposition.  
Cd : Coefficient dynamique.  
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.  
Iv(z) : Intensité de la turbulence.  
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre-Poteau.  
K0 : Coefficient de flambement.  
Kt : Facteur de terrain.  
Mb,Rd : Valeur de calcul de la résistance au déversement.  
Npl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.  
Nb,Rd : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.  
Nsd : Effort normal sollicitant.  
Nt,Sd : Effort normal de traction.  
Npl : Effort normal plastique.  
Nc,Rd : La résistance de calcul à la compression de la section transversale.  
n : Le coefficient d'équivalence acier/béton.  
Pk : Poids total de la structure.  
qp(ze) : Pression dynamique de pointe.  
R : Coefficient de comportement de la structure.  
S : Charge de la neige.  
Sk : Charge de la neige sur le sol.  
Vsd : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.  
Vpl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.  
W : Pression aérodynamique.  
W(zj) : Pression dynamique.  
We : Pression extérieur exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze.  
Wi : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze.  
Wpl : Module de résistance plastique.  
Wel : Module résistance élastique.  
d : Diamètre d'une section circulaire.  
fy : Limite d'élasticité.  
fu : Résistance à la traction.  
fbu : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime.  
d : Diamètre d'une section circulaire.  
r : Rayon d'une section circulaire.  
t : Epaisseur d'une pièce.

$t_f$  : Epaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).  
 $t_w$  : Epaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).  
 $Z$  : Hauteur au-dessus du sol.  
 $Z_0$  : Paramètre de rugosité.  
 $\alpha$  : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.  
 $x$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.  
 $\beta_w$  : Facteur de corrélation.  
 $\gamma_M$  : Coefficient partiel de sécurité.  
 $\gamma_{M0}$  : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1,2,3).  
 $\gamma_{M1}$  : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4)..  
 $\gamma_{M2}$  : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous.  
 $A_s$  : Aire d'une section d'acier.  
 $A_t$  : Section d'armatures transversales.  
 $B$  : Aire d'une section transversale de béton.  
 $\varnothing$  : Diamètre des armatures  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.  
 $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de calcul de béton.  
 $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.  
 $\overline{\sigma_s}$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.  
 $\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte de compression admissible du béton.  
 $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle.  
 $\xi$  : Déformation relative.  
 $\lambda$  : Elancement.  
 $F$  : Force concentrée.  
 $f$  : Flèche.  
 $\bar{f}$  : Flèche admissible.  
 $L$  : Longueur ou portée d'un élément.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $d$  : Hauteur utile de calcul  
 $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.  
 $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.  
 $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.  
 $M_t$  : Moment en travée.  
 $M_a$  : Moment sur appuis.  
 $I$  : Moment d'inertie.  
 $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.  
 $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.  
 $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.  
 $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.  
 $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.  
 $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

$F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours d'âge.

$\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

$Y$  : Position de l'axe neutre.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismique.

# LISTE DES TABLEAUX

---

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.**

Tableau II.1 Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.....	10
Tableau II.2 Charge permanente d'un plancher courant.....	11
Tableau II.3 Charge permanente d'un plancher sous-sol.....	11
Tableau II.4 Caractéristiques du profilé IPE160.....	13
Tableau II.5 Les vérifications dues la solive IPE160 (plancher courant).....	21
Tableau. II.6. Les vérifications due la solive IPE160 (plancher RDC).....	22
Tableau. II.7. Caractéristiques du profilé IPE400.....	22
Tableau. II.8 Les vérifications dues la poutre IPE300 (plancher courant).....	30
Tableau. II.9 Les vérifications dues la poutre IPE300 (RDC).....	30
Tableau. II.10 Tableau récapitulatif pour les poutres et les solives de chaque usage.....	31
Tableau. II.11 Charges de poteaux.....	33
Tableau. II.12 Surcharge de poteau.....	34
Tableau. II.13 Choix de profilé.....	35
Tableau. II.14 Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux.....	38

## **Chapitre III : Neige Et Vent.**

Tableau. III.1. Coefficient de rugosité.....	40
Tableau. III.2. Coefficient topographique.....	40
Tableau. III. 3. Coefficient Intensité de turbulence.....	40
Tableau. III.4. Coefficient d'exposition.....	41
Tableau. III.5. Tableau Récapitulatif.....	41
Tableau.III.6 Valeurs des pressions $C_{pe}$ pour les différentes zones de la paroi verticale ( $V_1$ )	44
Tableau. III.7. Récapitulatif ( $V_1$ ) .....	45
Tableau. III.8 Valeurs des pressions $C_{pe}$ pour les différentes zones de terrasse sous $V_1$ .....	46
Tableau. III. 9. . Récapitulatif ( $V_2$ ).....	47
Tableau. III.10. Coefficient de rugosité.....	48
Tableau. III.11. Coefficient topographique.....	48
Tableau. III.12. Coefficient Intensité de turbulence.....	48
Tableau. III.13. Coefficient d'exposition.....	48
Tableau. III.14. Tableau Récapitulatif.....	49
Tableau.III.15.Valeurs des pressions $C_{pe}$ pour les différentes zones de la paroi verticale ( $V_1$ )	49
Tableau III.16. Récapitulatif ( $V_2$ ).....	50
Tableau. III.17. Valeurs des pressions $C_{pe}$ pour les différentes zones de terrasse sous $V_1$ .....	51

# LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau. III.18. Récapitulatif ( $V_1$ ).....	52
---	----

## **Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.**

Tableau IV.1 Les périodes et les facteurs de participation massique.....	59
Tableau IV.2 Les périodes et les facteurs de participation massique.....	61
Tableau IV.3 Coefficient d'accélération en fonction de la zone.....	63
Tableau IV.4 Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	63
Tableau IV.5 facteur de qualité.....	64
Tableau IV.6 Vérification des déplacements inter étages pour le modèle.....	66
Tableau IV.7 Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	67

## **Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux.**

Tableau VI.1 : Résistance des poteaux.....	84
Tableau VI.2 : Vérification de poteau central au flambement sous $N^{MAX}$ .....	84
Tableau VI.3 : Résistance des poteaux.....	85
Tableau VI.4 : Vérification de poteau central au déversement sous $N^{MAX}$ .....	86
Tableau VI.5 : Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement.....	91

## **Chapitre VIII : Etude des éléments de sous-sol.**

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile périphérique.....	115
Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	116

## **Chapitre IX : Etude des fondations.**

Tableau IX.1 Sections des semelles filantes sens X.....	131
Tableau IX.2 Sections des semelles filantes sens Y.....	131
Tableau IX.3 Vérification de la contrainte à ELS sens X.....	134
Tableau IX.4 Vérification de la contrainte à ELS sens Y.....	134
Tableau IX.5 Sections des semelles filantes sens X.....	135
Tableau IX.6 Sections des semelles filantes sens Y.....	135
Tableau IX.7 Vérification de la contrainte à Elu sens X.....	136
Tableau IX.8 Vérification de la contrainte à Elu sens Y.....	136
Tableau IX.9 Ferrailage pour les semelles sens X.....	137
Tableau IX.10 Ferrailage pour les semelles sens Y.....	138
Tableau IX.11 Calcul des charger sens X.....	138
Tableau IX.12 Calcul des charger sens Y.....	138
Tableau IX.13 Dimensionnement des armatures.....	140

## LISTE DES FIGURES

---

### **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.**

Figure I.1 Dimensions de l'hôtel en plan.....	3
Figure I.2 Plancher collaborant.....	4
Figure I.3 les connecteurs.....	5
Figure I.4 Diagramme contraintes-déformation E.L.U.....	7
Figure I.5 Diagramme contrainte-déformation E.L.S.....	7
Figure I.6 Diagramme contraintes- déformation de l'acier.....	8

### **Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.**

Figure II.1 Schéma du posit des solives plancher terrasse.....	13
Figure II.2 Largeur de la dalle effective .....	17
Figure. II.3 Schéma des positions des connecteurs.....	19
Figure.II.4 Schéma statique de la poutre.....	23
Figure.II.5 Le poteau le plus sollicité.....	32

### **Chapitre III : Neige Et Vent.**

Figure. III.1 Hauteur de référence $Z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique .	40
Figure. III.2 Légende pour la paroi verticale.....	44
Figure. III.3 Légende pour la paroi verticale.....	44
Figure. III.4 Représentation des coefficients $C_{pe}$ sur les différentes zones( $V_2$ ).....	45
Figure. III.5 Légende pour la paroi verticale la toiture ( $V_1$ ).....	46
Figure. III.6 Légende pour les toitures plates.....	47
Figure. III.7. Légende pour la paroi verticale.....	49
Figure. III.8 Représentation des coefficients $C_{pe}$ sur les différentes zones ( $V_2$ ).....	50
Figure. III.9 Légende pour la paroi verticale la toiture ( $V_1$ ).....	51
Figure. III.10. Légende pour les toitures plates.....	51

### **Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.**

Figure IV.1 Spectre de réponse.....	55
Figure IV.2 Vue en 3D Structure auto stable.....	57
Figure IV.3 Vue en 2D Structure auto stable.....	58
Figure IV.4 Structure avec palées triangulées en V.....	59
Figure IV.5 Structure avec palées triangulées en V.....	60

### **Chapitre V : Vérification des éléments secondaires.**

Figure.V.1 Les éléments d'un escalier.....	69
Figure.V.2 Coupe horizontale des escaliers .....	70

## LISTE DES FIGURES

---

Figure. V.3 Schéma représentant les dimensions de l'escalier (RDC).....	70
Figure. V.4 Conception d'une marche.....	70
Figure. V.5 Dimension de l'acrotère.....	77

### **Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux.**

Figure VI.1 Facteurs de distribution de rigidité.....	81
Figure VI.2 Les types des systèmes de contreventement.....	88

### **Chapitre VII : Calcul et vérification de l'assemblage.**

Figure VII.1 Assemblage poteau – poutre.....	95
Figure.VII.2 Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.....	96
Figure VII. 3 Assemblage poutre IPE500 – solive IPE160.....	102
Figure.VII.4 Assemblage solive-poutre.....	104
Figure.VII.5 Assemblage 3D.....	104
Figure.VII.6 Assemblage Pied de poteau HEA 500.....	106
Figure.VII.7 Assemblage pied de poteau 3D.....	107
Figure.VII.8 Assemblage pied de poteau.....	107
Figure VII.9 Assemblage Poteau HEA 500 - poutre IPE360 secondaire .....	110
Figure VII.10 Assemblage 3D.....	110
Figure VII.11 Assemblage Poteau HEA 500 - Poteau HEA 500.....	111
Figure VII.12 Assemblage 3D.....	111
Figure VII.13 Assemblage au gousset.....	112
Figure VII.12 Assemblage 3D.....	112

### **Chapitre VIII : Etude des éléments de sous-sol.**

Figure VIII.1 Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	114
Figure.VIII.2 Ferrailage du voile périphérique en travée.....	117
Figure.VIII.3 Ferrailage du voile périphérique en travée.....	118
Figure.VIII.4 Les démontions de poteau mixte.....	118
Figure.VIII.5 Poteau mixte avec des démontions.....	120

### **Chapitre IX : Etude des fondations.**

Figure IX.1 Semelle isolée sous poteau .....	129
Figure IX.2 Semelle filante.....	131
Figure IX.3 Schéma de ferrailage travée et appuis sens x et y.....	142

# TABLE DES MATIÈRES

---

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Sommaire	
Plans	
Introduction générale .....	1
<b><u>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.</u></b>	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Donnée géométrique de bâtiment.....	2
I.3. Conception structurale .....	4
I.3.1. Structure horizontale .....	4
I. 3.1.1. Plancher courant.....	4
I. 3.1.2. Plancher terrasse.....	4
I.3.2. Structures verticales .....	5
I.4. Les assemblages.....	5
I.4.1. Le soudage .....	5
I.4.2. Le boulonnage.....	5
I. 5. Matériaux utilisés .....	6
I. 5.1. Le béton .....	6
I. 5.2. Acier de construction .....	7
I.5. 3. Aciers du béton armé .....	7
<b><u>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.</u></b>	
II.1 Introduction.....	10
II.2 Evaluation des charges et surcharges.....	10
II.3 Pré-dimensionnement des planchers.....	11
II.4 Pré dimensionnement des solives.....	12
II.5 Pré dimensionnement des poutres principales .....	22
II.5.1 Poutre principale du plancher terrasse.....	22
II.5.2 Poutre principale du plancher courant.....	30
II.6. Pré-dimensionnement des poteaux.....	31
<b><u>Chapitre III : Neige et Vent.</u></b>	
III.1 Effet de la neige.....	39
III.1.1 Calcul des charges de neige.....	39
III.2. Effet du vent.....	39
III.2.1. Nature de la Structure.....	39
III.2.2. Hypothèses de calcul.....	39
III.2.3. Données relatives au site.....	39
III.2.4 Direction V1.....	39
III.2.5. Coefficient dynamique Cd.....	41
III.2.6. Calcul de la pression due au vent.....	43
III.2.7.1. Détermination de la pression dynamique.....	43
III.3. Direction V2.....	49
III.3.1. Coefficient dynamique Cd.....	49
III.4. Calcul des forces de frottement.....	52
<b><u>Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.</u></b>	
IV.1. Introduction.....	53
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	53

# TABLE DES MATIÈRES

---

IV.2.1. Modélisation de la structure.....	53
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	53
IV.3.1. La méthode statique équivalente.....	54
IV.3.2. La méthode modale spectrale.....	54
IV.3.2.1. Spectres de réponse de calcul .....	55
IV.3.2.2. Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode.....	55
IV.3.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003).....	56
IV.3.2.4. Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003).....	56
IV.3.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre).....	56
IV.3.2.6. Vérification le coefficient de comportement R (Article 3.4.10 RPA 2003).....	57
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique.....	58
IV.4.1. Vérification de la structure selon le RPA99/V2003.....	59
IV.4.1.1. Etape 1.....	60
IV.4.1.2. Etape 2 .....	61
IV.5. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) .....	63
IV.6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	65

## **Chapitre V : Vérification des éléments secondaires.**

V.1. Étude des escaliers.....	69
V .1.1 Pré-dimensionnement des escaliers.....	69
V .1.2.1 le nombre de contre marche.....	70
V .1.2.2 Pré-dimensionnement des éléments porteurs.....	71
V .1.2.3 Pré-dimensionnement de la poutre palière.....	72
V.2. Dimensionnement de l'acrotère.....	77
V.2.1. Calcul de l'acrotère.....	77
V.2.1.1. Calcul au séisme (selon le [RPA 99 version 2003, art 6-2-3).....	77
V.2.1.2. Calculs des efforts.....	77
V.2.1.3. Ferrailage de l'acrotère.....	77
V.2.1.4. Vérification de la section d'acier selon le BAEL91.....	78
V.2.1.5. Armatures de répartition.....	78
V.2.1.6 Vérification à l'E.L.S.....	78
V.2.1.7 Vérification des contraintes.....	78
V.2.1.8 Vérification à l'effort tranchant.....	78
V.3. Calcul de plancher mixte .....	79
V.3.1. Inertie de montage poutre/dalle.....	79
V.3.2. Calcul du ferrailage(BAEL91) .....	79

## **Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux.**

VI.1. Introduction.....	80
VI.2. Vérification des poteaux .....	80
VI.2.1 Vérification du flambement .....	80
VI.2.2 Vérification du déversement .....	85
VI.3. Vérification des poutres .....	86
VI. 3.1. Poutre principale .....	86
VI.3.2. Poutre secondaire .....	87
VI.3.3. Solive .....	87
VI.4. Dimensionnement des contreventements.....	88
VI.4.1. Dans la Direction Y.....	88
VI.4.2. Dans la Direction X.....	90
VI.4.3. Contreventement en forme V.....	91

# TABLE DES MATIÈRES

---

## **Chapitre VII : Calcul et vérification de l'assemblage.**

VII.1. Introduction.....	92
VII.2. Calcul des assemblages.....	92
VII.2.1. Assemblage Poteau HEA500 – Poutre IpE500.....	92
VII.2.1.1 Efforts sollicitant.....	94
VII.2.1.2 Calcul de la soudure poutre HEA400.....	95
VII.2.1.3 Détermination du nombre de boulons nécessaires.....	98
VII.3. Assemblage poutre IpE500 – solive IpE160.....	102
VII.4. Assemblage pied de poteau HEA500.....	106
VII.5. Assemblage Poteau HEA500 – Poutre IpE360.....	109
VII.6. Assemblage Poteau HEA500 – Poteau HEA500.....	110
VII.7. Assemblage au gousset.....	112

## **Chapitre VIII : Etude des éléments de sous-sol.**

VIII.1 Introduction.....	113
VIII.2.1 Poteaux mixtes de sous-sol.....	118
VIII.2.2 Méthodes de calcul .....	119
VIII.2.3 Vérification de la méthode simplifiée.....	120
VIII.2.4 Caractéristique de la section mixte.....	120
VIII.2.5 Vérification de flambement.....	121
VIII.2.6 Vérification de la section en flexion bi axial.....	123
VIII.2.6.1 Poteaux totalement enrobés Détermination de module de plasticité et axe neutre (axe fort y-y) .....	123
VIII.2.6.2 Poteaux totalement enrobés Détermination de module de plasticité et axe neutre (axe...faible z-z).....	125

## **Chapitre IX : Etude des fondations.**

IX.1 Introduction.....	128
IX.2 Choix des fondations.....	128
IX.3 Calcul des fondations.....	129
IX.4 Semelle isolée sous poteaux.....	129
IX.5 Semelle filante.....	130
IX.5.1 Exemple de calcul.....	130
IX.6 Vérification de la stabilité de la semelle.....	133
IX.7 Vérification de la portance du sol.....	134
IX.7.1 Vérification des contraintes à ELS.....	134
IX.7.2 Vérification des contraintes à ELU.....	135
IX.8 Calcul du ferrailage.....	137
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>143</b>

**Liste des références**

**Annexe**

---

# CHAPITRE I

## *Présentation de l'ouvrage*

---

## Introduction

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de Masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre Structure qui est en forme « Irrégulière».

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent surtout l'état de

L'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après Celui du 21 MAI 2003 frappé à BOUMERDES.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un hôtel de R+9+sous-sol, Qui sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans l'hôtel et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.
- La troisième étape sera le calcul des éléments structuraux
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul robot2018.
- La sixième étape l'étude de sol.

## I.1 Introduction :

Il s'agit un hôtel a neuf étages et un sous-sol en charpente métallique

Ce projet sera implanté dans la commune Chréa wilaya de BLIDA qui est considéré comme une zone forte sismicité, précisément Zone III selon la classification réalisée par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux. poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier)

La stabilité du bloc est assurée par des palées de stabilités verticales dans les deux sens.

## I.2 Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan.....	48.8 m
Largeur en plan.....	18.5m
Hauteur du RDC.....	3.90 m.
Hauteur étage courant .....	3.40 m.
Hauteur de sous-sol.....	3.06m
Hauteur totale.....	34.5 m.

### I.2.1 Dossier graphique :

Les plans de cet ouvrage sont représentés ci-dessous





Figure I.1 : Dimensions de l'hôtel en plan

### I.2.1.1 Plancher

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

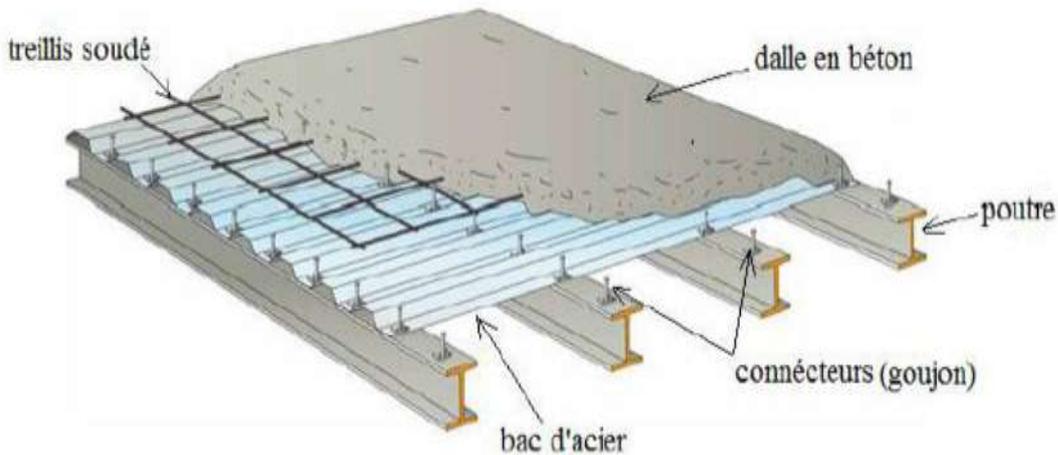


Figure I.2 Plancher collaborant

Le rôle essentiel des plancher collaborant, supposé infiniment rigide dès le plan horizontale, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et poteaux.

On utilisera dans notre projet des planches collaborant.

Les planchers collaborant sont des éléments structural, défini comme mixte car ils associent deux matériaux de natures et propriété différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique la meilleur parti de cette association.

- Une dalle en béton pour résister aux efforts de compression
- Des poutres en acier pour résister à l'effort de traction et à l'effort tranchant

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle, c'est le rôle du connecteur

La structure verticale désigne les poteaux, les poutres les contreventements.

### I.2.1.2 Poteaux :

Ce sont des éléments en charpente métallique et qui sont généralement en profilés HEA

### I.2.1.3 Poutres :

Ce sont des éléments en charpente métallique et qui sont généralement en profilés IPE. Il y a deux types des poutres (poutres porteuse, poutre secondaire)

### I.2.1.4 Contreventement :

Ce sont des éléments en charpente métallique qui assurent la stabilité de la construction

### I.2.1.5 Escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements dans les étages et serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs.

### I.2.1.6 Les connecteurs :

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal. Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur  $h=95\text{mm}$  et de diamètre  $d=19\text{mm}$ , qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

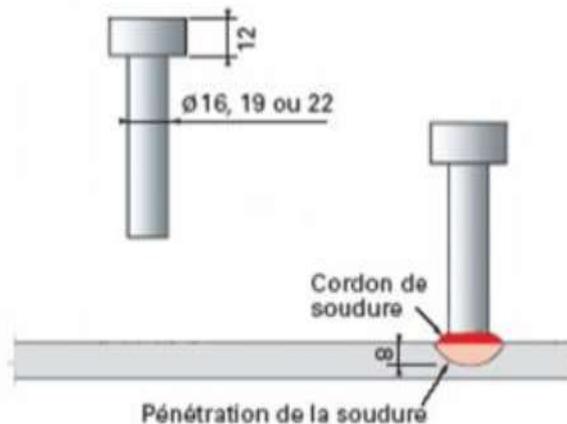


Figure I.3 les connecteurs

### I.2.1.7 Bac d'acier

Le bac d'acier utilisé c'est là, hi-bon 55 cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plate-forme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

## I.2.2 Assemblage

- Les assemblages principaux structuraux assurant la stabilité sont :

### I.2.2.1 Assemblage par soudure :

En charpente métallique les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partie des éléments constructif. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler

### I.2.2.2 Assemblage boulonné

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 su site , pour notre cas le choix a été porté sur les boulons de haute résistance (HR) , il comprend une vis à tige filetée , une tété porté hexagonale ou carrée et un écrou en acier.

## I.2.3 Fondations :

Les fondations seront réalisées conformément aux à l'étude géotechnique. Les fondations du bâtiment seront de type isolée, filantes ou radier général, (Selon le rapport de Sol).

### **I.3 Matériaux utilisés**

#### **I.3.1 Béton**

On appelle béton : le matériau constitué par le mélange de (ciment, granulats et l'eau) dans les proportions convenables.

#### **I.3.2 Résistance de béton :**

##### **I.3.2.1 Caractéristique du béton**

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{r28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

- Densité volumique  $\rho = 25000 \text{ daN/m}^3$

Le coefficient de poisson est le rapport entre l'augmentation relative de la dimension transversale et le raccourcissement relatif longitudinal.

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes: ( $\nu = 0$  a l'ELU ;  $\nu = 0.2$  a l'ELS )

#### **I.3.3 Contraintes limites :**

Par définition ; « un état limite » est un état particulier au-delà duquel une structure, ou une partie de cette structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue. Lorsqu'un état limite est atteint une condition requise de la structure ou d'un de ses éléments pour remplir son objet est strictement satisfaite, mais cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action, on distingue :

##### **I.3.3.1 État limite ultime ELU :**

- Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

Équilibre statique.

Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments.

Stabilité de forme.

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

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$  : Cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1.15$  : Cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

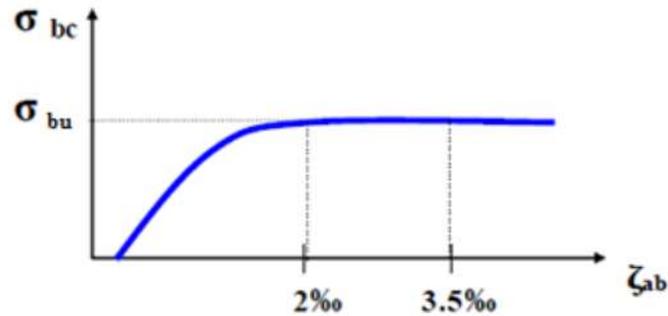


Figure I.4 Diagramme contraintes-déformation E.L.U

### I.3.3.2 État limite de service ELS :

Qui constitue les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

Ouverture des fissures

Déformations excessives des éléments porteurs

Vibrations inconfortables pour les usagers, etc. ...

- La contrainte de compression limite de service est donnée par :

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

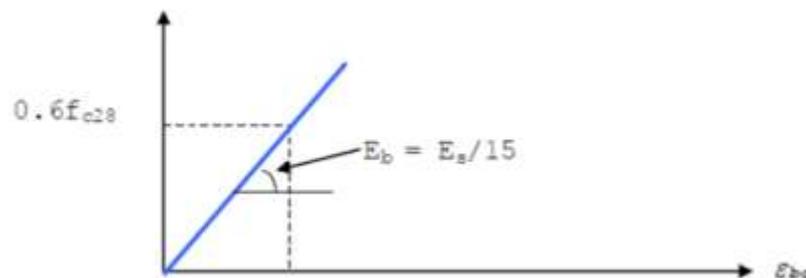


Figure I.5 Diagramme contrainte-déformation E.L.S

### I.3.4 Contraintes de cisaillement :

- La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :  $\tau = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau = \min (0.10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

#### I.3.4.1 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants :

#### I.3.4.2 Aciers de béton :

Ronds lisses (R.L) : FeE 235

Haute adhérence (H.A) : FeE 400

### I.3.5 Contraintes limites de l'acier :

#### I.3.5.1 État limite ultime ELU :

- On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport  $1/\gamma_s$ .

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$\gamma_s = 1.15$  Cas d'actions courantes.

$\gamma_s = 1.00$  Cas d'actions accidentelles.

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier  $\epsilon_s = \Delta L / L$

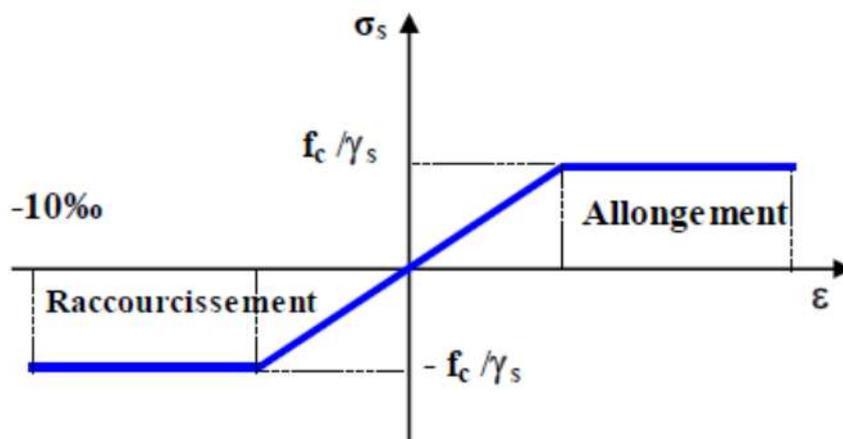


Figure I.6 Diagramme contraintes- déformation de l'acier

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles  $\sigma_{st} = 400$  MPa

- En cas de situations normales :  $\sigma_{st} = 348$  MPa

#### I.3.5.2 État limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

**Avec :**

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  : Pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$  : Pour des aciers de H.A

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_c ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

### I.2.1.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

- Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

### I.2.2 Acier de Charpente métallique :

On utilise l'acier E 28 de nuance FeE430 qui a les caractéristiques suivantes d'après l'EC3 :

- Limite élastique :  $f_y = 275 \text{ MPa}$

- Résistance à la traction :  $f_u = 430 \text{ MPa}$

- Densité volumique :  $\rho = 7850 \text{ kg / m}^3$

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$

- Module d'élasticité transversale :  $G = 84000 \text{ MPa}$

- Coefficient de poisson  $\mu = 0.3$

- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :

- L'ossature empalme E28 :  $\sigma_s = 0.28 \text{ kN/mm}^2$

- Boulons ordinaires E24:  $\sigma_s = 0.28 \text{ kN/mm}^2$

- Boulons à haute résistance  $\left\{ \begin{array}{l} \text{H.R 8.8} \\ \text{H R 10.9} \end{array} \right.$

- Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises):  $\tau_e = \sigma_e / 3$

---

# CHAPITRE II

## *Pré dimensionnement des éléments*

---

## 2.1 Introduction

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 inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

## 2.2 Le plancher collaborant

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier, il comporte une tôle mince profilé en acier conçue pour développer une collaboration structurelle efficace avec le béton du plancher qu'elle va recevoir. Les dalles mixtes sont tout indiquées pour l'application dans les bâtiments en acier, ou elles peuvent, moyennant une connexion, développer une action composite avec les poutres de plancher en acier

### 2.2.1 Evaluation des charges et surcharges

#### 2.2.1.1. Terrasse inaccessible

##### ➤ Charge permanente

**Tableau II.1** : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
▪ Protection gravier	0,85
▪ Etanchéité multicouche	0.12
▪ Béton de pente	1.1
▪ Isolation thermique	0.16
▪ Poids de la dalle	3
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Faux plafond	0,2
Total	5.58

##### ➤ Charge d'exploitation( $Q_{terrasse}$ ) = 1 (KN/m<sup>2</sup>)

#### 2.2.1.2. Etage courant

##### ➤ Charge permanente

**Tableau II.2 :** Charge permanente d'un plancher courant

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
▪ Dalle de sol	0,5
▪ Mortier de pose	0,40
▪ Dalle en béton armé (e=15cm)	3
▪ Faux plafond	0,2
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Cloisonnement	1,00
Total	5,25

- **Charge d'exploitation ( $Q_{\text{courant}}$ ) = 2,5 (KN/m<sup>2</sup>)** usage hébergement collectif (hôtel)

➤ **Charge d'exploitation ( $Q_{\text{RDC}}$ ) = 2,5 (KN/m<sup>2</sup>)** usage bureaux

**Tableau II.3 :** Charge permanente d'un plancher sous-sol

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
▪ Carrelage	0,44
▪ Mortier de pose	0,40
▪ Lit de sable	0,38
▪ Dalle en béton armé	3
▪ Faux plafond	0,2
▪ Cloisonnement	1,00
Total	5,42

➤ **Charge d'exploitation ( $S_{\text{sous-sols}}$ ) = 2,5 (KN/m<sup>2</sup>)**

- **Introduction**

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutre ; poteau ... etc.) ; afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques ; aux charges verticales et horizontales.

- **Pré dimensionnement des planchers**

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment.

Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des porteurs (murs porteurs ; poteaux et poutres .....).

Notre structure contient des planchers mixtes.

➤ **Méthode de calcul**

Pour le pré dimensionner des planchers collaborant à dalle collaborant il est nécessaire de pré dimensionner chaque élément le constituant à la condition d'utilisations la plus défavorable.

Les éléments constituant un plancher mixte :

- Panneaux de dalles.
- Solives.
- Poutre porteuse.
- Des connecteurs.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

#### **2.4.1.1. Phase de construction**

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

#### **2.4.1.2. Phase finale**

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
  - Le poids propre du béton (sec)
  - La surcharge d'exploitation
  - Finition.
- **Pré dimensionnement des solives**

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement des profilés en IPE, IPN, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de bac d'acier utilisé. Leur rôle est de transmettre les charges verticales aux poutres principales. Le pré dimensionnement des solives se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive.

### **Plancher Terrasse**

La solive plus sollicitée à une portée de 5m

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Avec :

- h** : la hauteur du profilé
- L** : la longueur de la solive

Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étau placé à mi- travée.

Donc : L=2.5 m

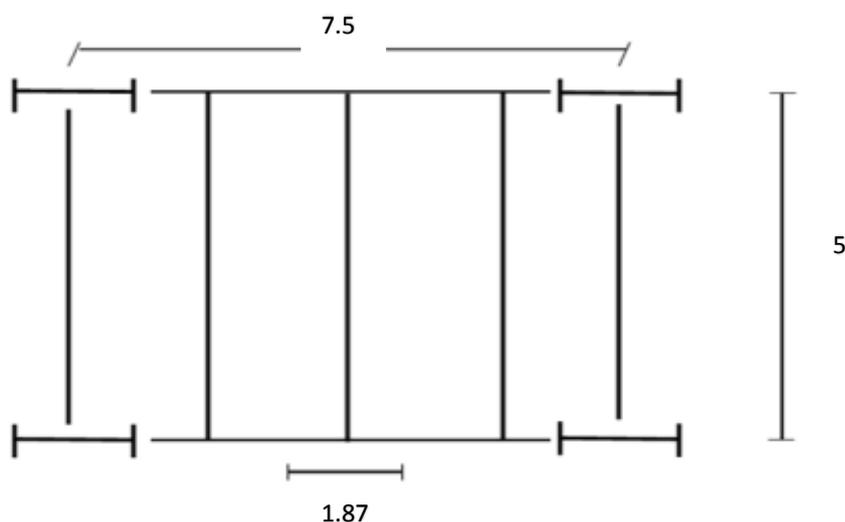
$$\frac{2500}{25} < h < \frac{2500}{15} \rightarrow 100mm < h < 166.66mm$$

On prend un **IPE 160**

**Tableau 2. 4:**Caractéristiques du profilé IPE160

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm <sup>2</sup>	Dimensions				Caractéristiques				
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t<sub>f</sub></i> mm	<i>t<sub>w</sub></i> mm	<i>I<sub>y</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>I<sub>z</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>W<sub>pl-y</sub></i> cm <sup>3</sup>	<i>i<sub>y</sub></i> cm	<i>i<sub>z</sub></i> cm
15.8	20.09	160	82	7.4	5	869.3	68.31	123.9	6.58	1.84

La solive la plus sollicitée à une portée égale à **L= 5 m** et un espacement de **1.87m**



**Figure II.1 :** Schéma du posé des solives plancher terrasse

**a- Phase de construction (avec un étau)**

- Poids P du profile (IPE 160) .....g<sub>P</sub>= 0,158 KN /ml
- Poids P du béton frais ..... G<sub>b</sub> = 3 KN/m<sup>2</sup>
- Poids du bac d'acier ..... G<sub>bac</sub> = 0,15 KN/m<sup>2</sup>
- Surcharge de construction .....Q<sub>c</sub> = 0,75 KN/m<sup>2</sup>

## 1. Combinaisons de charge

### ➤ ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1,87) + 1,5 \times Q_c \times 1,87$$

$$q_u = 1,35 \times (0,158 + (3 + 0,15) \times 1,87) + 1,5 \times 0,75 \times 1,87$$

$$q_u = 10,27 \text{ KN/ml}$$

### ➤ ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times 1,87 + Q_c \times 1,87$$

$$q_s = 0,158 + (3 + 0,15) \times 1,87 + 0,75 \times 1,87$$

$$q_s = 7,451 \text{ KN/ml}$$

## 2. Vérification de Moment

### 2.1 La Flexion

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$M_{ax}$  : le moment appliqué.

$\gamma = 1,1$  ;  $f_y = 275 \text{ MPa}$ .

- Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{10,27 \times 2,5^2}{8} = 8,02 \text{ KN.m}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{123,9 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 30,975 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{8,02}{30,975} = 0,26 \checkmark$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

### 2.2 L'effort tranchant

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

Avec :

$V_{pl,Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = 625,2 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 625.2 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 90.24 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{10.27 \times 2.5}{2} = 12.84 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 90.24 \text{ kN} > 12.84 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 45.12 \text{ kN} > V_{sd}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

### 2.3 Vérification de la rigidité

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 7.451 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 2.5 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 869.3 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7.451 \times 2500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 2.1 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2500}{250} = 10 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 2.1 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

#### d/ Vérification de déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \lambda_{lt} \times \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} \times \beta_w$$

$$\beta_w = 1 ; C_1 = 1,132 \rightarrow \text{classe 1}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\left(\frac{L}{2}\right)}{i_z} = \frac{\left(\frac{L}{2}\right)}{\left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{2}}{\frac{i_z}{h}}\right)^2\right]^{0,25}} \times \sqrt{C_1}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{(2500)}{18.4}}{\left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{135.9}{\frac{160}{7.4}}\right)^2\right]^{0.25}} \times \sqrt{1.132} = 97.07$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9\varepsilon}, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{97.07}{93.9 \times 0.92} = 1.12 > 0.4 \Rightarrow \text{donc il y a un risque de déversement.}$$

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + \alpha_{lt} \times (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\alpha_{lt} = 0.21 \rightarrow \text{profilé laminé.}$$

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + 0.21 \times (1.12 - 0.2) + 1.12^2]$$

$$\phi_{lt} = 1.22$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{(\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2)}} = \frac{1}{1.22 + \sqrt{(1.22^2 - 1.12^2)}} =$$

$$X_{lt} = 0.59$$

$$M_{brd} = 0.59 \times \frac{123.9 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} \times 1 =$$

$$M_{brd} = 18.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 8.02 \text{ kN.m} < M_{brd} = 18.28 \text{ kNm} \rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$R = \frac{M_{sd}}{M_{brd}} = \frac{8.02}{18.28} = 0.44$$

$$R = 44 \%$$

### b- Phase finale

- Poids P du profile (IPE 180) .....gp= 0,158KN /ml
- Charge permanente .....G<sub>t</sub> = 5.58 KN/m<sup>2</sup>
- Sur charge d'exploitation .....Q = 1 KN/m<sup>2</sup>

L'entraxe entre les solives est de 1,87m.

### 1. Combinaisons de charge

#### ➤ ELU

$$q_u = 1.35 \times [gp + (G_t \times 1.87)] + 1.5 \times Q \times 1.87$$

$$q_u = 1.35 \times [0.158 + (5.58 \times 1.87)] + 1.5 \times 1 \times 0.87$$

$$q_u = 15.61 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,87$$

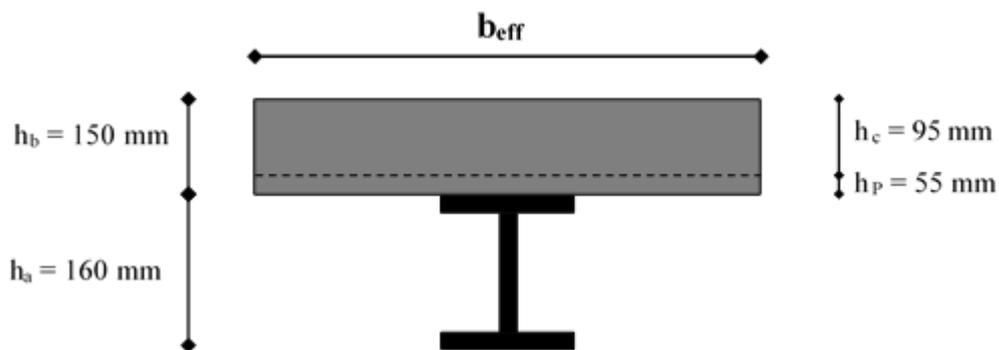
$$q_s = 0,158 + (5,58 + 1) \times 1,87$$

$$q_s = 12,46 \text{ kN/ml}$$

**3. Largeur de la dalle**

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 & \longrightarrow : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ L_0 & \longrightarrow : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b & \longrightarrow : \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5 / 8 = 1,25 \text{ m} \\ b = 1,87 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1,25 \text{ m}$$



**Figure II.2 :** Largeur de la dalle effective

**4. Position de l'axe neutre plastique**

➤  $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 95) \times 10^{-3} = 1692,19 \text{ kN}$

➤  $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 2009 \times 10^{-3} = 524,85 \text{ kN}$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

## 5. Vérifications

### 4.1 La flexion

Il faut que :  $M_{sd} < M_{pl,rd}$

- **Le moment appliqué :**

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.61 \times 5^2}{8} = 48.78 \text{ KN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl,rd} = 524.85 \left[ \frac{160}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{524.85 \times 95}{2 \times 1692.19} \right) \right] \times 10^{-3} = 112.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{48.78}{112.98} = 0,43 \checkmark$$

### 4.2 L'effort tranchant

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

$$A_v = 11,25 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 11,25 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119, \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15.61 \times 5}{2} = 39.025 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 119 \text{ kN} > 39.025 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 59.5 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

### 4.3 La rigidité

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 12.46 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{Aa \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m.v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{2009}{1250 \times 95} = 0,017 \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{2009 \times (95 + 2 \times 55 + 160)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,017)} + \frac{1250 \times 95^3}{12 \times 15} + 869,3 \times 10^4 = 6,8 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 12,46 \times 5000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,8 \times 10^7} = 7,1 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^{con} + f^f = 2,1 + 7,1 = 9,2 \text{ mm} < \bar{f} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = 0,46 \checkmark$$

### 1. Calcul des connecteurs

Type goujons :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$

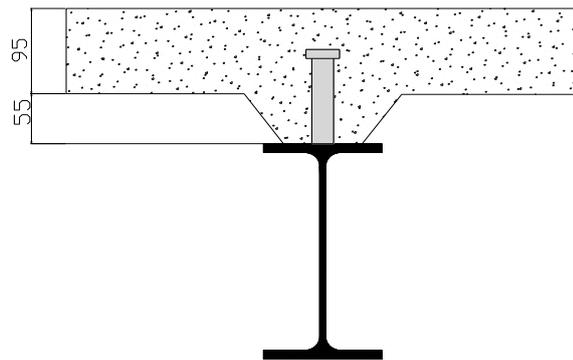


Figure II.3 : Schéma des positions des connecteurs

#### 5.1 Détermination Résistance au cisaillement :

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \text{ Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \text{ La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$  Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$  Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$  Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 73,13 \text{ KN}$$

### 5.2 Influence du sens du bac d'acier

**Kt** : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[ \frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[ \frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4  $k_t$  doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \longrightarrow P_{rd} = 73,13 \times 0,82 = 59,96 \text{ KN}$$

### 5.3 Effort tranchant repris par les goujons détermination de $R_L$

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) \quad ; \quad R_L = \inf (1692,19 ; 524,85) \quad R_L = 524,85 \text{ kN}$$

### 5.4 Nombre de connecteurs : par demi-porte

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{524.85}{59.96} = 8.75$$

On prend **9 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **18 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$E_{min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{Nbr - 1} = \frac{5000}{18 - 1}$$

$$Esp = 294.12 \text{ mm}$$

## Plancher Courant

### 2.5.2.1 Phase de construction

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

### 2.5.2.2 Phase finale :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

- **Plancher courant**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau II.5** : Les vérifications dues la solive IPE160 (plancher courant)

Plancher courant		
<b>Msd=64KN.m</b>	<b>Mpl,rd=112.98KN.m</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Vsd=51.2KN</b>	<b>Vpl,rd= 90.24KN</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b><math>f^{\max}=8.35\text{mm}</math></b>	<b><math>\bar{f}=20\text{mm}</math></b>	<b>Condition vérifiée</b>

## Plancher de RDC

### a- Phase de construction :

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

**b-Phase finale :**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.6 :** Les vérifications due la solive IPE160 (plancher RDC)

Plancher RDC		
Msd=64KN.m	Mpl,rd=112.98KN.m	Condition vérifiée
Vsd=51.2KN	Vpl,rd= 90.24KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=8.35\text{mm}$	$\bar{f}=20\text{mm}$	Condition vérifiée

- **Pré-dimensionnement des poutres porteuses**

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement en flexion.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre.

**Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher terrasse inaccessible**

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{7500}{25} < h < \frac{7500}{15} \Rightarrow 300\text{mm} < h < 500\text{mm}$$

On opte pour un **IPE 400**

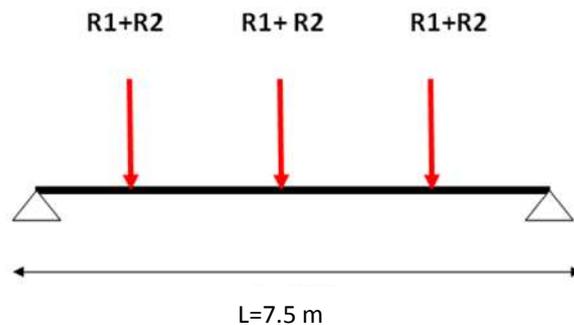
**Tableau II.7 :** Caractéristiques du profilé IPE400

Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
		$h$	$b$	$t_f$	$t_w$	$I_y$	$I_z$	$W_{pl-y}$	$i_y$	$i_z$
$G$ Kg/m	$A$ $\text{cm}^2$	$h$ mm	$b$ mm	$t_f$ mm	$t_w$ mm	$I_y$ $\text{cm}^4$	$I_z$ $\text{cm}^4$	$W_{pl-y}$ $\text{cm}^3$	$i_y$ cm	$i_z$ cm
66.3	84.46	400	180	13.5	8.6	23130	1318	1307	16.55	3,95

**a- Phase construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profilé IPE 400.....  $g_p=0,663$  KN/ml
- Poids propre du béton frais .....  $G_b=3$  KN/m<sup>2</sup>
- Poids du bac d'acier.....  $g=0,15$  KN/m<sup>2</sup>
- Surcharge de construction .....  $Q_c=0,75$  KN/m<sup>2</sup>



**Figure II.4 :** Schéma statique de la poutre

**1. Calcul des réactions des solives****ELU**

$$q_u = 10.27 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_x = \frac{10.27 \times 5}{2} + \frac{10.27 \times 5}{2}$$

$$R_x = 51.35 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 51.35 \text{ KN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 51.35 \text{ KN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 51.35 \text{ KN}$$

**2. Combinaisons des charges****ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (0,663 + (3 + 0,15) \times 0,15) + 1,5 \times 0,75 \times 0,15$$

$$q_u = 1,7 \text{ kN/ml}$$

**ELS**

$$q_s = 7.451 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_x = \frac{7.451 \times 5}{2} + \frac{7.451 \times 5}{2}$$

$$R_x = 37.255 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 37.255 \text{ KN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 37.255 \text{ KN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 37.255 \text{ KN}$$

**ELS**

$$q_s = gp + (Gb + g) \times bs + Qc \times bs$$

$$q_s = 0,663 + (3 + 0,15) \times 0,15 + 0,75 \times 0,15$$

$$q_s = 1,248 \text{ KN/ml}$$

**3. Vérification :****3.1 La flexion**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{2} = \frac{1,7 \times 7,5^2}{8} + \frac{51,35 \times 7,5}{2} = 204,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 326,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{204,45}{326,75} = 0,63 \checkmark$$

**3.2 Effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où

$$A_v = 2902,9 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2902,9 \times 10^{-6}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 418,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 51,35 + \frac{1,7 \times 7,5}{2} = 57,725 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 418,9 \text{ kN} > 57,725 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 209,45 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

### 3.4 La rigidité

Il faut vérifier que :

$$\bar{f} = \frac{7500}{250} = 30\text{mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.248 \times (7500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 1.06 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 37.255 \times 10^3 \times (7500)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 16.01 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1.06 + 16.01 = 17.07 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 30\text{mm}$$

$$r=57\%$$

### 3.5 Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considéré que la poutre ne risque pas de se déverser.

#### **b- Phase finale**

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

Poids propre du profilé IPE 360..... $g_p=0,663 \text{ kN/m}$

Charge permanente..... $G_{\text{terr}}=5,58 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation ..... $Q_{\text{terr}}= 1 \text{ Kn}$

#### 1. Calcul des réactions des solives

**ELU**

$$R_x = \frac{15.61 \times 5}{2} + \frac{15.61 \times 5}{2}$$

$$R_x = 78.05 \text{ KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 78.05 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 78.05 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 78.05 \text{ kN}$$

**ELS**

$$R_x = \frac{12.46 \times 5}{2} + \frac{12.46 \times 5}{2}$$

$$R_x = 62.3 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 62.3 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 62.3 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 62.3 \text{ KN}$$

## 2. Combinaison des charges

### ELU

$$q_u = 1,35 [(G_t \times 0,18) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,18$$

$$q_u = 1,35 [(5,58 \times 0,18) + 0,663] + 1,5 \times 1 \times 0,18$$

$$q_u = 2,52 \text{ KN/ml}$$

### ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,18$$

$$q_s = 0,663 + (5,58 + 1) \times 0,18$$

$$q_s = 1,85 \text{ kN/ml}$$

## 3. Largeur de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 7,5 / 8 = 1,875 \text{ m} \\ b = 1,87 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc  $\longrightarrow$   $b_{\text{eff}} = 1,87 \text{ m}$

## Position de l'axe neutre plastique

$$\text{➤ } R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1870 \times 95 \times 10^{-3} = 2531,5 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 8446 \times 10^{-3} = 2206,5 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

- Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

➤

## 5. Vérifications

### 5.1. La flexion

Le Moment fléchissant  $M_{\text{sd}}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que :  $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl.Rd}}$

**Le moment appliqué :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,52 \times 7,5^2}{8} + \frac{78,05 \times 7,5}{2} = 310,40 \text{ kN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl,rd} = 2206,5 \left[ \frac{400}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{2206,5 \times 95}{2 \times 2531,5} \right) \right] \times 10^{-3} = 680,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{310,40}{680,93} = 0,46 \checkmark$$

$$r=46\%$$

**5.2. L'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = 2589,37 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2902,9 \times 10^{-6}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 418,17 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{2,52 \times 7,5}{2} + 78,05 = 87,5 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 418,17 \text{ kN} > 87,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 209,45 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**5.3. La rigidité**

Il faut vérifier que :  $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,85 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 62,3 \text{ KN}$$

$$L = 7,5 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{8446}{1870 \times 95} = 0,05 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{4846 \times (95 + 2 \times 55 + 400)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,05)} + \frac{1870 \times 95^3}{12 \times 15} + 23130 \times 10^4 = 6,8 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,85 \times (7500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,8 \times 10^8} = 0,46 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 62,3 \times 10^3 \times (7500)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,8 \times 10^8} = 9,10 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 17,07 + 9,10 + 0,46 = 26,63 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 30 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \Rightarrow \text{vérifie}$$

$$r = 89\%$$

## 6. Calcul des connecteurs

$$\text{Type goujons : } \begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

## 7. Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = K_t \times \inf \begin{cases} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

Avec :  $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$  Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$  Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$  Résistance caractéristique des connecteurs

$$\gamma_v = 1,25$$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN} \end{cases}$$

### 7.1 Influence du sens du bac d'acier

**K<sub>t</sub>** : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \frac{h - h_p}{h_p}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = 0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \frac{95 - 55}{55} = 0,702 \leq 1$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 k<sub>t</sub> doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,702 \quad \longrightarrow \quad P_{rd} = 73.13 * 0.702 = 51.34 \text{ kN}$$

### 7.2 Effort tranchant repris par les goujons

- **Détermination de R<sub>L</sub>**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (2531.5 ; 2206.5) \quad R_L = 2206.5 \text{ kN}$$

### 7.3 Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2206.5}{51.34} = 42.9$$

On prend **43 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **86 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$E_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{7500}{86-1} = 88.24 < 95 \text{ mm} \quad \text{Condition n.vérifie}$$

- **La solution :**

La solution est d'avoir deux files de connecteurs sur la semelle du profilé, on aura ainsi une connexion totale, dans ce cas, on aura N= 41 goujon par fille

$$N_{cp} = Nbr * (0.25 + 0.03L) = 41$$

$$Esp = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{7500}{41-1} = 187.5 > 95 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifie}$$

**Plancher courant****a-Phase de construction :**

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

**b- Phase finale :**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les poutres du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.8 :** Les vérifications due la poutre IPE300 (plancher courant)

<b>Plancher courant</b>		
<b>Msd=253.3KN.m</b>	<b>Mpl,rd=680.93KN.m</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Vsd=88.55KN</b>	<b>Vpl,rd= 418.17KN</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b><math>f^{\max}=26.77\text{mm}</math></b>	<b><math>\bar{f}=30\text{mm}</math></b>	<b>Condition vérifiée</b>

**Plancher de RDC****a - Phase de construction :**

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques.

**b - Phase finale :**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

- Plancher RDC  
 $G= 5,42 \text{ KN/m}^2$   
 $Q =2,5 \text{ KN/m}^2$

**Tableau II.9 :** Les vérifications due la poutre IPE300 (RDC)

<b>RDC</b>		
<b>Msd=253.3KN.m</b>	<b>Mpl,rd=680.93KN m</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Vsd=88.55KN</b>	<b>Vpl,rd= 418.17KN</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b><math>f^{\max}=26.77\text{mm}</math></b>	<b><math>\bar{f}=30\text{mm}</math></b>	<b>Condition vérifiée</b>

**Choix final****Tableau II.10** : Tableau récapitulatif pour les poutres et les solives de chaque usage.

Usage	Poutre principale	Poutre secondaire	Solive
Terrasse inaccessible	IPE 400	IPE160	IPE160
Bureau	IPE400	IPE 160	IPE160

- **Pré dimensionnement des poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmettre aux fondations.

- **Principe de calcul**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge

- **Étapes de pré dimensionnement**

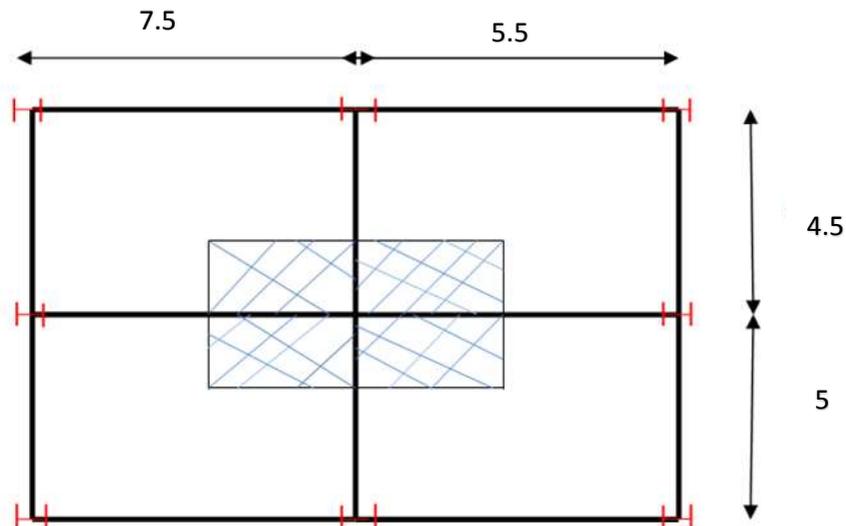
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

**G** : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.

**Q** : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé **HEA**



**Figure II.5 :** Le poteau le plus sollicité

### 1/Descente de charge :

#### a/Charge permanente :

Pour terrasse :

$$S = \left(\frac{7.5}{2} + \frac{5.5}{2}\right) \times \left(\frac{4.5}{2} + \frac{5}{2}\right) = 30.875$$

$$\text{poutre principale} = 0,663 \times 7.5 = 4.97 \text{ kN}$$

$$\text{poutre secondaire} = 0,158 \times 5 = 0.79 \text{ kN}$$

$$\text{solive} = 3 \times 0,158 \times 5 = 2.37 \text{ kN}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 5.58 \times 30.875 = 172.28 \text{ kN}$$

$$\text{Poids terrasse} = 4.97 + 0,79 + 2,37 + 172.28 = 180.41 \text{ kN}$$

Pour étage courant :

$$S = 30.875 \text{ m}^2$$

$$\text{poutre principale} = 0,663 \times 7.5 = 4.97 \text{ kN}$$

$$\text{poutre secondaire} = 0,158 \times 5 = 0,79 \text{ kN}$$

$$\text{solive} = 3 \times 0,158 \times 5 = 2.37 \text{ kN}$$

$$G_{\text{étage}} = 5.25 \times 30.875 = 162.09 \text{ kN}$$

$$\text{Poids étage courant} = 4.97 + 0,79 + 2,37 + 162.09 = 170.22 \text{ kN}$$

Pour sous-sol :

$$S = 31.59 \text{ m}^2$$

$$\text{poutre principale} = 0,663 \times 7.5 = 4.97 \text{ kN}$$

$$\text{poutre secondaire} = 0.158 \times 5 = 0,79 \text{ kN}$$

$$\text{solive} = 3 \times 0,158 \times 5 = 2.37 \text{ kN}$$

$$G_{\text{sous sol}} = 5.42 \times 31.59 = 171.2 \text{ kN}$$

$$\text{Poids sous sol} = 4.97 + 0,79 + 2,37 + 171.2 = 179.33 \text{ kN}$$

On regroupe les résultats dans un tableau :

**Tableau II.11 : Charges de poteaux.**

Niveau	Surface (m <sup>2</sup> )	Charge (kN)
Terrasse	30.875	180.41
9 <sup>ème</sup>	30.875	350.63
8 <sup>ème</sup>	30.875	520.85
7 <sup>ème</sup>	30.875	691.07
6 <sup>ème</sup>	30.875	861.29
5 <sup>ème</sup>	30.875	1031.51
4 <sup>ème</sup>	30.875	1201.73
3 <sup>ème</sup>	30.875	1371.95
2 <sup>ème</sup>	30.875	1542.17
1 <sup>er</sup>	30.875	1712.39
RDC	30.875	1882.61
Sous-sol	30.875	2061.94

### **b/Charge d'exploitation :**

On a :

$$\text{Plancher terrasse} \rightarrow Q = 1 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Plancher étage courant} \rightarrow Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plancher rez-de-chaussée} \rightarrow Q = 2.5 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Plancher sous-sol} \rightarrow Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

#### **• Les charges d'exploitation**

$$\text{Plancher terrasse} \dots\dots\dots 1 \times 30.875 = 30.875 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher courant} \dots\dots\dots 2.5 \times 30.875 = 77.2 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher de RDC} \dots\dots\dots 2.5 \times 30.875 = 77.2 \text{ kN}$$

$$\text{Sous-sol} \dots\dots\dots 2.5 \times 30.875 = 77.2 \text{ kN}$$

**Tableau II.12 : Surcharge de poteau**

Niveau	Surcharge	$\sum$ surcharge	Poteaux centraux
Terrasse	Q0	$\sum_0 = Q0$ = 1	30.875
9ème	Q1	$\sum_1 = Q0 + Q1$ = 3,5	108.075
8ème	Q2	$\sum_2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2) = 5,75$	185.275
7ème	Q3	$\sum_3 = Q0 + 0,9(Q1+..+Q3)$ = 7,75	262.475
6ème	Q4	$\sum_4 = Q0 + 0,85(Q1+..+Q4) = 9,5$	339.675
5ème	Q5	$\sum_5 = Q0 + 0,8(Q1+..+Q5) = 11$	416.875
4ème	Q6	$\sum_6 = Q0 + 0,75(Q1+..+Q6)$ = 12,25	494.075
3ème	Q7	$\sum_7 = Q0 + 0,71(Q1+..+Q7) = 13,425$	571.275
2ème	Q8	$\sum_8 = Q0 + 0,687(Q1+..+Q8)$ = 14,74	648.475
1ème	Q9	$\sum_9 = Q0 + 0,66(Q1+..+Q9)$ = 15,85	725.675
RDC	Q10	$\sum_{10} = Q0 + 0,65(Q1+..+Q10)$ = 17,25	802.875
S.S	Q11	$\sum_{11} = Q0 + 0,63(Q1+..+Q11)$ = 18,325	881.85

**2/ Pré dimensionnement des poteaux**

$$N = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 2061.94) + (1,5 \times 881.85) \\ = 4106.394\text{KN}$$

$$N = 4106.394\text{kN}$$

On a :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{4106.394 * 10 \times 1,1}{275}$$

$$A \geq 164.26 \text{ cm}^2.$$

Les résultats des poteaux sont regroupés dans les tableaux.

**Tableau II.13 : Choix de profilé.**

Niveau	G (kN)	Q (kN)	Nsd (kN)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix de profilé
Terrasse	180.41	30.875	289.866	11.59	HEA160
9 <sup>ème</sup>	350.63	108.075	635.463	25.42	HEA160
8 <sup>ème</sup>	520.85	185.275	981.06	39.24	HEA220
7 <sup>ème</sup>	691.07	262.475	1326.657	53.07	HEA220
6 <sup>ème</sup>	861.29	339.675	1672.254	66.89	HEA280
5 <sup>ème</sup>	1031.51	416.875	2017.851	80.71	HEA280
4 <sup>ème</sup>	1201.73	494.075	2363.448	94.54	HEA280
3 <sup>ème</sup>	1371.95	571.275	2709.045	108.36	HEA360
2 <sup>ème</sup>	1542.17	648.475	3054.642	112.19	HEA360
1 <sup>er</sup>	1712.39	725.675	3400.239	136.01	HEA360
RDC	1882.61	802.875	3745.836	149.8	HEA400
Sous-sol	2061.94	881.85	4106.394	164.26	HEA450

### 3/ Vérification de la résistance au flambement :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

$$\beta_A = 1 \rightarrow \text{pour les sections de classe 1, 2 et 3}$$

#### ○ Vérification du flambement

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

#### • Méthode de calcul

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

Avec

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z)$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} \quad \text{Avec} \quad \lambda_1 = 93.9 \varepsilon$$

$$\beta_A = 1$$

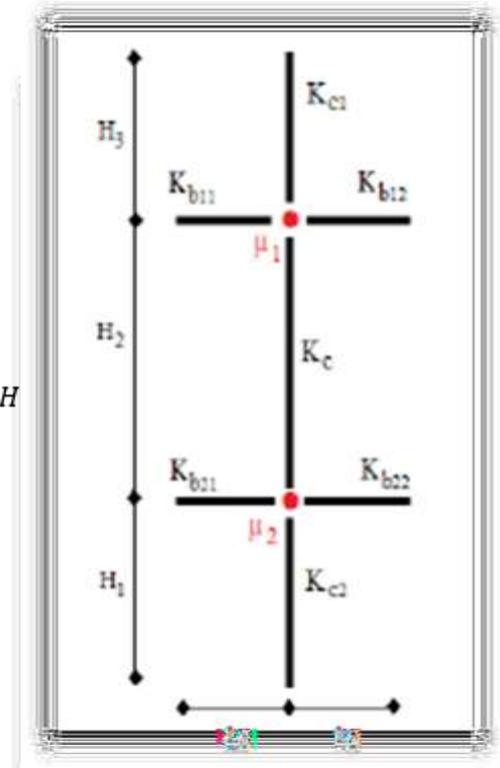
$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$L_f = \left| \frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \times (\eta_1 \times \eta_2)}{2 - 0.364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \times (\eta_1 \times \eta_2)} \right| * H$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{21} + K_{22}}$$

$$K_C = \frac{I}{H} \quad ; \quad K_B = \frac{I}{L}$$



• Exemple de calcul

Poteaux de s.sol | HEA450

Sense y-y

$$K_{C,HEA450} = \frac{63720 \times 10^4}{3060} = 208235.3 \text{ mm}^3 ; K_{c1,HEA450} = \frac{45070 \times 10^4}{3900} = 115564.10 \text{ mm}^3$$

$$K_{C2} = 0 \quad ; \quad K_{b21} = K_{b22} = 0$$

$$K_{b11,IPE400} = K_{b12,IPE400} = \frac{23130 \times 10^4}{7500} = 30840 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{208235.3 + 115564.10}{208235.3 + 115564.10 + 30840 + 30840} = 0.84$$

$$\eta_2 = 0 \quad \dots \dots \dots \text{encastrement}$$

$$L_f = \frac{1 + 0.145 \times (0.84)}{2 - 0.364 \times (0.84)} * H = 2027.9 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2027.9}{189.2} = 10.7 \quad ; \quad \lambda_1 = 86.39$$

$$= \frac{10.7}{86.39} = 0.12$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.5 > 1.2 \\ tf = 21 < 40\text{mm} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{aligned} y-y &= a \quad \blacktriangleright 0.21 \\ z-z &= b \quad \blacktriangleright 0.34 \end{aligned}$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.12 - 0.2) + 0.12^2] = 0.5$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.5 + \sqrt{0.5^2 - 0.12^2}} = 1$$

### Sense z-z

$$K_c = \frac{9465 \times 10^4}{3060} = 3093.14 \text{ mm}^3 \quad ; \quad K_{c1} = \frac{8564 \times 10^4}{3900} = 21959 \text{ mm}^3$$

$$K_{c2} = 0 \quad ; \quad K_{b21} = K_{b22} = 0$$

$$K_{b11} = K_{b12} = \frac{1318 \times 10^4}{7500} = 1757.3 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{3093.14 + 21959}{3093.14 + 21959 + 1757.3 + 1757.3} = 0.94$$

$$\eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{encastrement}$$

$$L_{fz} = \frac{1 + 0.145 \times (0.94)}{2 - 0.364 \times (0.94)} \times 3060 = 2052 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{2052}{72.9} = 28.15 \quad ; \quad \lambda_1 = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{28.15}{86.39} = 0.33$$

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.33 - 0.2) + 0.33^2] = 0.6$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.6 + \sqrt{0.6^2 - 0.33^2}} = 0.91$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.91$$

$$N_{b, Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.91 \times 1 \times 17800 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 4049.5 \text{ kN}$$

$$R = \frac{N_{sd}}{N_{b, Rd}} = \frac{4106.394}{4049.5} = 1.01 > 1$$

Tous les résultats des calculs du flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.14** : Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux.

	H [m]	Profil	Nsd [kN]	N <sub>b,Rd</sub> [kN]	Ratio	Profil final	N <sub>b,Rd</sub> [kN]	Ratio
<b>Terrasse</b>	3.4	<b>HEA 160</b>	289.866	882.01	<b>0.33</b>	<b>HEA280</b>	2212.665	<b>0.33</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	3.4	<b>HEA 160</b>	635.463	882.01	<b>0.72</b>	<b>HEA280</b>	2212.665	<b>0.72</b>
<b>8<sup>ème</sup></b>	3.4	<b>HEA 220</b>	981.06	1463.735	<b>0.67</b>	<b>HEA280</b>	2212.665	<b>0.67</b>
<b>7<sup>ème</sup></b>	3.4	<b>HEA 220</b>	1326.657	1463.735	<b>0.91</b>	<b>HEA280</b>	2212.665	<b>0.91</b>
<b>6<sup>ème</sup></b>	3.4	<b>HEA 280</b>	1672.254	2212.665	<b>0.75</b>	<b>HEA280</b>	2212.665	<b>0.75</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	3.4	<b>HEA 280</b>	2017.851	2212.665	<b>0.91</b>	<b>HEA 360</b>	3362.45	<b>0.91</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	3.4	<b>HEA 280</b>	2363.448	2212.665	<b>1.06</b>	<b>HEA 360</b>	3362.45	<b>0.70</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	3.4	<b>HEA 360</b>	2709.045	3362.45	<b>0.80</b>	<b>HEA 360</b>	3362.45	<b>0.80</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	3.4	<b>HEA 360</b>	3054.642	3362.45	<b>0.91</b>	<b>HEA 450</b>	4049.5	<b>0.91</b>
<b>1<sup>ème</sup></b>	3.4	<b>HEA 360</b>	3400.239	3362.45	<b>1.01</b>	<b>HEA 450</b>	4049.5	<b>0.94</b>
<b>RDC</b>	3.90	<b>HEA 400</b>	3745.836	3617.25	<b>1.04</b>	<b>HEA 450</b>	4049.5	<b>0.93</b>
<b>s-sol</b>	3.06	<b>HEA450</b>	4106.394	4049.5	<b>1.01</b>	<b>HEA 500</b>	4493.125	<b>0.91</b>

---

# CHAPITRE III

## *Etude du neige et vent*

---

**Effet de la neige****3.1. Calcul des charges de neige**

On les calcule avec la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{Partie 3.1.1 RNV Version 2013}).$$

Notre structure se trouve dans la zone **A** selon les classifications de RNV2013.

La valeur de  $S_k$  en  $\text{kN/m}^2$  est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$  en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100}$$

Avec  $H=1560\text{m}$

$$S_k = \frac{0,07 \times 1560 + 15}{100} = 1,242 \text{ kN/m}^2$$

On suppose que la neige est sur toute la toiture, donc :

$$\mu = 0,8$$

Alors:  $S = 0,8 \times 1,242$        $S = 0,99 \text{ kN/m}^2$

**Conclusion**

La charge de la neige  $S_n = 0,99 \text{ kN/m}^2$ .

**3.2. Effet du vent****3.2.1. Nature de la Structure**

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques, on distingue :

1. Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique  $C_d < 1,2$ .
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique  $C_d \geq 1,2$ .

**3.2.2. Hypothèses de calcul**

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

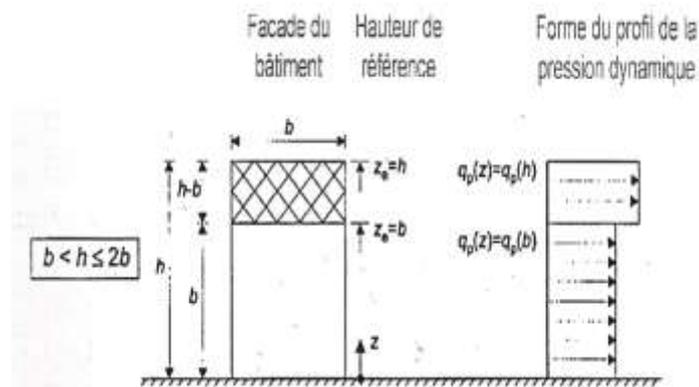
**3.2.3. Données relatives au site**

- ✓ Site plat : .....  $C_t(Z) = 1$  pour  $\phi \leq 0,05$
- ✓ Zone I : .....  $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$  (Tab 2.3.RNV version 2013)
- ✓ Terrain catégorie 3:  $KT = 0,215Z_0 = 0,3\text{m}$ ,  $Z_{\text{min}} = 5\text{m}$ ,  $\varepsilon = 0,61$  (Tab 2.4)

**3.2.4 Direction V1**

➤ Hauteur de référence  $Z_e$  (§2.3.2.RNV version 2013)

- ✓  $h = 34,5\text{m}$  ;  $b = 18,5\text{m}$ .
- ✓ La hauteur de référence est :



**Figure. III.1 : Hauteur de référence  $Z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique**

**3.2.5. Pression dynamique de pointe**

**La pression dynamique de pointe  $q_p(Z_e)$  a une hauteur de référence  $Z_e$  et donnée par :**

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

a- **Coefficient de rugosité**

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z < 2b \quad (\S 2.4.4. RNV Version 2013)$$

**Tableau. III.1. Coefficient de rugosité**

Tronçon	Z [m]	$C_r$
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	<b>1.02</b>

a- **Coefficient de topographie**

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a

**Tableau. III.2. Coefficient topographique**

Tronçon	Z [m]	$C_t$
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	1

**b- Intensité de turbulence**

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

**Tableau III.3. Coefficient Intensité de turbulence**

Tronçon	Z [m]	$I_v$
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	0,21

**c- Coefficient d'exposition**

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

**Tableau. III.4. Coefficient d'exposition**

Tronçon	Ze [m]	C <sub>e</sub>
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	<b>2.6</b>

**Tableau. III.5. Tableau Récapitulatif**

Tronçon	Ze [m]	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	I <sub>v</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	<b>1.02</b>	1	0,21	<b>2.6</b>	<b>975</b>

### 3.2.6. Coefficient dynamique C<sub>d</sub>

Il est donné par la formule suivante

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})} \quad (\S 3.3. RNV version 2013).$$

Z<sub>eq</sub> (en m) : Hauteur équivalente de la construction.

I<sub>v</sub> (Z<sub>eq</sub>) : Intensité de la turbulence pour Z = Z<sub>eq</sub>

Q<sup>2</sup> : Partie quasi-statique.

R<sup>2</sup> : Partie résonante.

g : Facteur de pointe.

✓ Construction verticales telles que bâtiments.

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 34,5 = 20,7 \text{ m} > Z_{min}$$

a- Partie quasi-statique

Elle est donnée par la formule suivant

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left( \frac{(b+h)}{Li(Z_{eq})} \right)^{0,63}} \quad (\S 3.3.1. RNV version 2013).$$

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction. → b = 18.5m et h = 34.5m

Li(Z<sub>eq</sub>) est l'échelle de turbulence pour Z = Z<sub>eq</sub> donnée par :

$$\left. \begin{aligned} L_i(Z_{eq}) &= 300 \times \left( \frac{Z}{200} \right)^\varepsilon && \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ L_i(z) &= L_i(Z_{min}) && \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{aligned} \right\} (\S 3.3.1. RNV version 2013).$$

$$5 \text{ m} \leq 20,7 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \rightarrow L_i(20,7) = 300 \times \left( \frac{20,7}{200} \right)^{0,61} = 75,20$$

$$\rightarrow Q2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left( \frac{(18.5 + 34.5)}{75.20} \right)^{0.63}} = 0.58$$

a- Partie résonnante

Elle est donnée par la formule suivante

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_n \times R_h \times R_b \quad (\text{\S 3.3.2. RNV version 2013}).$$

$\delta$  : Décrément logarithmique d'amortissement structural  $\rightarrow \delta = \delta_s + \delta_a$

$\delta_s$  : Décrément logarithmique d'amortissement structural.

$\rightarrow \delta_s = 0,05$  (tableau 3.1 § 3.3.2 RNV version 2013)

$\delta_a$  : Le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0 .

$\delta_a = 0$  (§ 3.3.2. RNV version 2013).

Alors :  $\delta = 0,05 + 0 = 0,05$

$R_N$  : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}} \quad (\text{\S 3.3.2. RNV version 2013}).$$

$N_x$  : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent.

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times Li(Z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

$n_{1,x}$  : Fréquence fondamentale (§ 3.3.4 RNV version 2013)

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$$

f (en m) : Flèche de la structure dû au poids propre appliquée dans la direction de vibration.

Pour ce cas en prendre le cas le plus défavorable avec une flèche  $f = \frac{h}{100}$

h Hauteur totale de la structure

$$f = \frac{34.5}{100} = 0,345\text{m}$$

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{0.345}} = 0.85$$

$V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$  Avec  $V_{réf} = 25$  m/s

$$C_r(z) = C_r(z_e) = K_t \times \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,215 \times \ln \left( \frac{20.7}{0,3} \right) = 0.9$$

$$V_m(z_{eq}) = 0.9 \times 1 \times 25 = 22.5 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{0.85 \times 75.20}{22.5} = 2.84$$

$$R_N = \frac{6,8 * 2.84}{(1 + 10,2 \times 2.84)^{\frac{5}{3}}} = 0.07$$

$R_h$  et  $R_b$  sont des fonctions d'admittances aérodynamiques données par

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ avec : } \eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{Li(Z_{eq})} = \frac{4.6 \times 2.84 \times 34.5}{75.20} = 6 \rightarrow$$

$$R_h = 0,15$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ avec : } \eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{Li(Z_{eq})} = \frac{4.6 \times 2.84 \times 18.5}{75.20} = 3.2 \rightarrow$$

$$R_b = 0,2625$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,07 \times 0,15 \times 0,2625 = 0,27$$

a- Facteur de pointe  $g$

Il est donné par la formule suivante

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\text{\S 3.3.3. RNV99 V2013}).$$

La fréquence moyenne  $v$  :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08 \rightarrow v = 0.85 \times \sqrt{\frac{0,27}{0,58 + 0,27}} = 0,48 \text{ Hz} \geq 0.08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,48)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,48)}} = 3.55 > 3$$

$$I_v(z) = 0,24$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3.55 \times 0,24 \times \sqrt{0,27 + 0,58}}{1 + 7 \times 0,24} = 0,96 < 1$$

La structure est considérée peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de  $C_d=1$ .

### 3.2.7. Calcul de la pression due au vent

#### 3.2.7.1. Détermination de la pression dynamique

La pression dynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante  $W(z_j)$

$$= q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad (\text{\S 2.5.2. RNV version 2013}).$$

a- Coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$

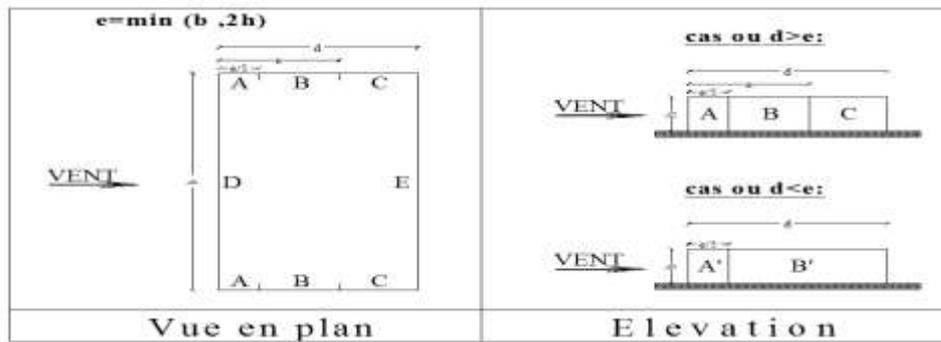


Figure. III.2 : Légende pour la paroi verticale

**On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :**

$$\left. \begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} \text{ (§ 5.1.1.2 RNV Version 2013)}$$

**3.2.7.1.1. Paroi vertical (V1)**

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$C_{pe} = C_{pe,10}$  pour  $S \geq 10,00 \text{ m}^2$

- $b = 18.5 \text{ m}$
- $h = 34.5 \text{ m}$
- $d = 48.8 \text{ m}$
- $e = \min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e = 18.5 \text{ m}$

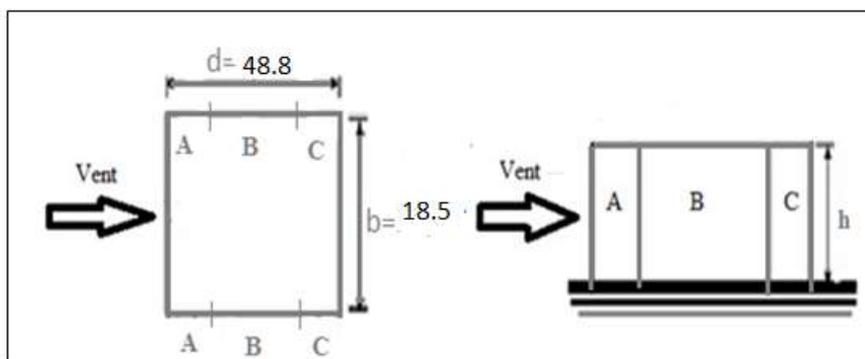


Figure. III.3. Légende pour la paroi verticale

**a- coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$**

**Tableau.3.6** Valeurs des pressions  $C_{pe}$  pour les différentes zones de la paroi verticale (V1)

Zone	S>10m <sup>2</sup>	S<10m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>		
			C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe</sub>
A	127.65		-1		
B	510.6		-0.8		
C	1045.35		-0.5		
D	638.25		+0.8		
E	638.25		-0.3		

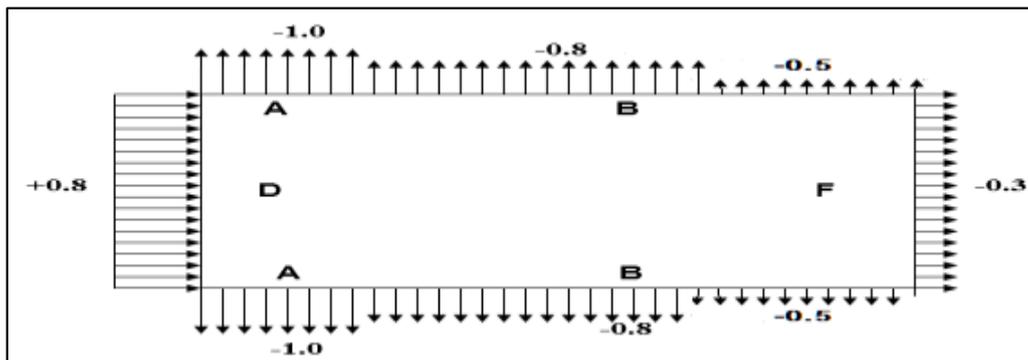


Figure. III.4. Représentation des coefficients C<sub>pe</sub> sur les différentes zones(V<sub>2</sub>)

a- Coefficient de pression intérieur C<sub>pi</sub>

On définit l'indice de perméabilité μ<sub>p</sub> comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

μ<sub>p1</sub> = 1 → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures ouvrées)

μ<sub>p2</sub> = 0,3 → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\frac{h}{d} = \frac{34.5}{48.8} = 0,71 < 1$$

Donc :

✓ C<sub>pi1</sub> = -0,5 pour μ<sub>p1</sub> = 1 et  $\frac{h}{d} < 1$

✓ C<sub>pi2</sub> = 0,35 pour μ<sub>p2</sub> = 0,3 et  $\frac{h}{d} < 1$

La pression aérodynamique :

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

**Tableau. III.7. Récapitulatif (V<sub>1</sub>)**

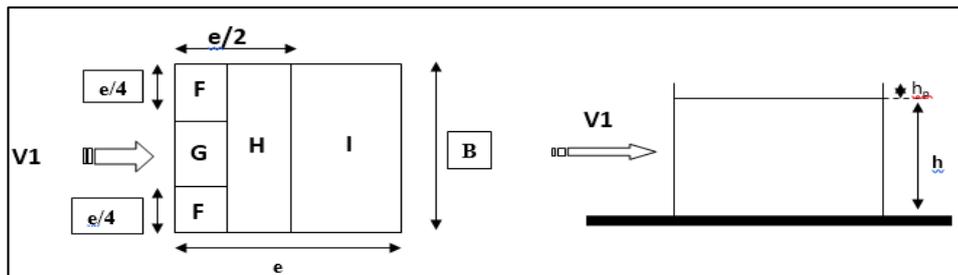
Zone	Z(m)	qp(ze)	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>		W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]	
A	34.5	975	-1	-0,5	0,35	-487.5	-1316.25
B	34.5	975	-0,8	-0,5	0,35	-292.5	-1121.25
C	34.5	975	-0,5	-0,5	0,35	0	-828.75
D	34.5	975	0,8	-0,5	0,35	1267.5	438.75
E	34.5	975	-0,3	-0,5	0,35	195	-633.75

3.2.8. Toiture

La hauteur de l'acrotère **h<sub>p</sub>=0.6m** nous avons une toiture plate.

$e = \min(b, 2h) = 18.5 \text{ m}$

on a :  $h_p / h = 0,017$



**Figure. III.5. Légende pour la paroi vertical la toiture (V<sub>1</sub>)**

**a- Coefficients de pressions extérieures C<sub>pe</sub>**

**Tableau. III.8 Valeurs des pressions C<sub>pe</sub> pour les différentes zones de terrasse sous V<sub>1</sub>**

Zone	S>10m <sup>2</sup>	S<10m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>		
			C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe</sub>
F	8.57		-1,6		
G	17.1125		-1,1		
H	136.9		-0.7		
I	731.675		-0,2		

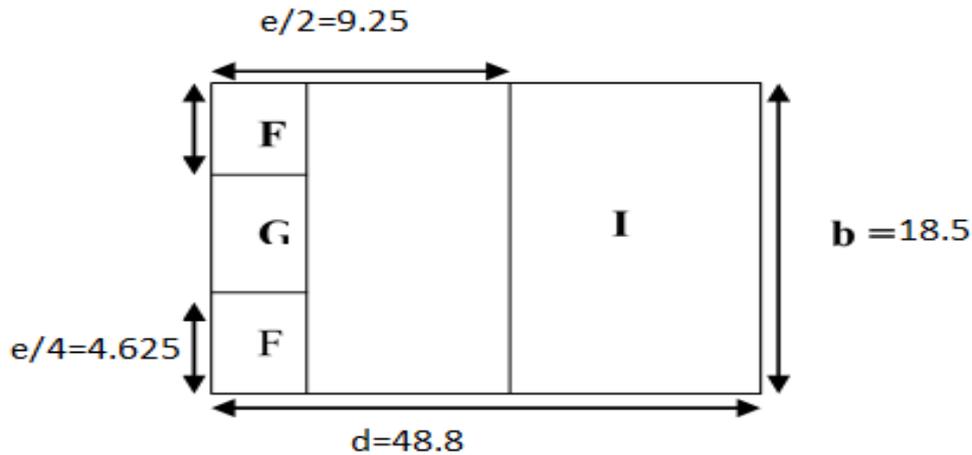


Figure. III.6 Légende pour les toitures plates.

#### Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$

Le coefficient de la pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$\mu_{p1} = 1 \quad \rightarrow \quad \text{lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures ouvrées)}$

$\mu_{p2} = 0,3 \quad \rightarrow \quad \text{lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)}$

$$\frac{h}{d} = \frac{34.5}{48.8} = 0,71 < 1$$

Donc :

✓  $C_{pi1} = -0,5$  pour  $\mu_{p1} = 1$  et  $\frac{h}{d} < 1$

✓  $C_{pi2} = 0,35$  pour  $\mu_{p2} = 0,3$  et  $\frac{h}{d} < 1$

**La pression aérodynamique :**

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

Tableau. III. 9. Récapitulatif ( $V_2$ )

Zone	Z(m)	qp(ze)	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>		W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]	
F	34.5	975	-1,6	-0,5	0,35	-1072.5	-1901.25
G	34.5	975	-1,1	-0,5	0,35	-585	-1413.75
H	34.5	975	-0,7	-0,5	0,35	-195	-1023.75
I	34.5	975	-0,2	-0,5	0,35	292.5	-536.25

### 3.3. Direction V2

- b=48.8m
- H=34.5m

#### 3.3.1. Pression dynamique de pointe

**La pression dynamique de pointe q<sub>p</sub>(Z<sub>e</sub>) a une hauteur de référence Z<sub>e</sub> et donnée par :**

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

a- Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq 200$$

**Tableau. III.10. Coefficient de rugosité**

Tronçon	Z [m]	C <sub>r</sub>
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	<b>1.02</b>

a- Coefficient de topographie

**L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a**

**Tableau. III.11. Coefficient topographique**

Tronçon	Z [m]	C <sub>t</sub>
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	1

b- Intensité de turbulence

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

**Tableau.III.12. Coefficient Intensité de turbulence**

Tronçon	Z [m]	I <sub>v</sub>
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	0,21

c- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

**Tableau. III.13. Coefficient d'exposition**

Tronçon	Ze [m]	C <sub>e</sub>
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	<b>2.6</b>

**Tableau. III.14. Tableau Récapitulatif**

Tronçon	Ze [m]	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	I <sub>v</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
De 0 à 34.5	<b>34.5</b>	1,02	1	0,21	<b>2.6</b>	<b>975</b>

**3.3.2. Coefficient dynamique C<sub>d</sub>**

La structure est considérée peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de **C<sub>d</sub>=1**.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

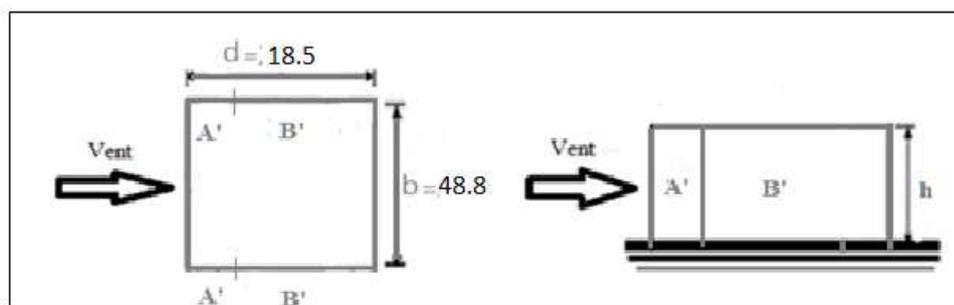
$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \text{ (§ 5.1.1.2 RNV Version 2013)}$$

**3.3.3 Paroi verticale (V2)**

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

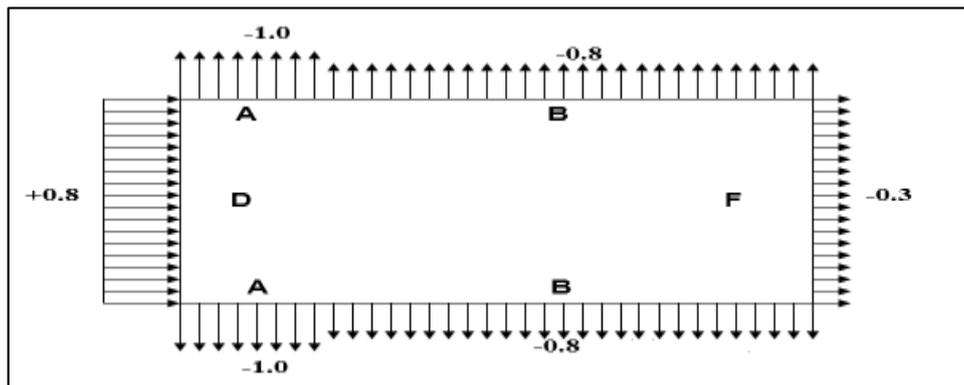
- b=48.8 m
- h=34.5 m
- d= 18.5m
- e=min [b, 2×ht] ⇒ e=48.8m



**Figure. III.7. Légende pour la paroi verticale.**

**Tableau. III.15. Valeurs des pressions  $C_{pe}$  pour les différentes zones de la paroi verticale (V1)**

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	$C_{pe}$		
			$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe}$
<b>A'</b>	476.288		-1		
<b>B'</b>	426.512		-0.8		
<b>D</b>	917.44		+0.8		
<b>E</b>	917.44		-0.3		



**Figure. III.8 : Représentation des coefficients  $C_{pe}$  sur les différentes zones(V<sub>2</sub>)**

a- Coefficient de pression intérieur  $C_{pi}$

Le coefficient de la pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$\mu_{p1} = 1$  → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures ouvrées)

$\mu_{p2} = 0,3$  → lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\frac{h}{d} = \frac{34.5}{18.5} = 1.86 > 1$$

Donc :

✓  $C_{pi1} = 0,35$  pour  $\mu_{p1} = 0,3$  et  $\frac{h}{d} > 1$

✓  $C_{pi2} = -0,5$  pour  $\mu_{p2} = 1$  et  $\frac{h}{d} > 1$

La pression aérodynamique :

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

Tableau.III.16. Récapitulatif (V<sub>2</sub>)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>		W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]	
A	34.5	975	-1	0,35	-0,5	-1316.25	-487.5
B	34.5	975	-0,8	0,35	-0,5	-1121.25	-292.5
D	34.5	975	0,8	0,35	-0,5	438.75	1267.5
E	34.5	975	-0,3	0,35	-0,5	-633.75	195

3.3.4.. Toiture

La hauteur de l'acrotère h<sub>p</sub>=0.6m nous avant une toiture plate Selon (§5.1.3 RNV Version 2013)

$$e = \min (b, 2h) = 48.8 \text{ m}$$

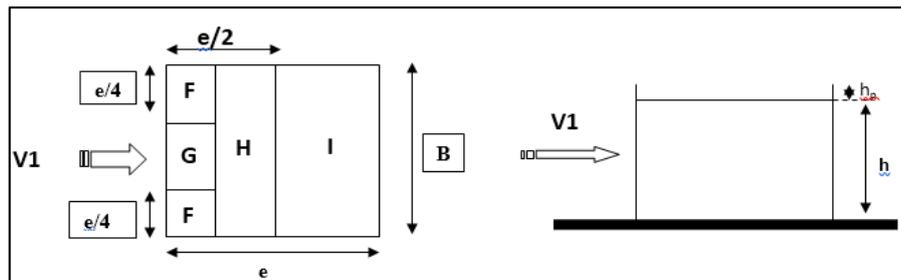


Figure. III.9 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V<sub>1</sub>)

D'après le tableau 5.2 RNV 2013 on a : h<sub>p</sub> / h =0,017

a- Coefficients de pressions extérieures C<sub>pe</sub>

Tableau III.17. Valeurs des pressions C<sub>pe</sub> pour les différentes zones de terrasse sous V<sub>1</sub>

Zone	S>10m <sup>2</sup>	S<10m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>		
			C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe</sub>
F	59.536		-1,6		
G	119.072		-1,1		
H	664.656		-0.7		

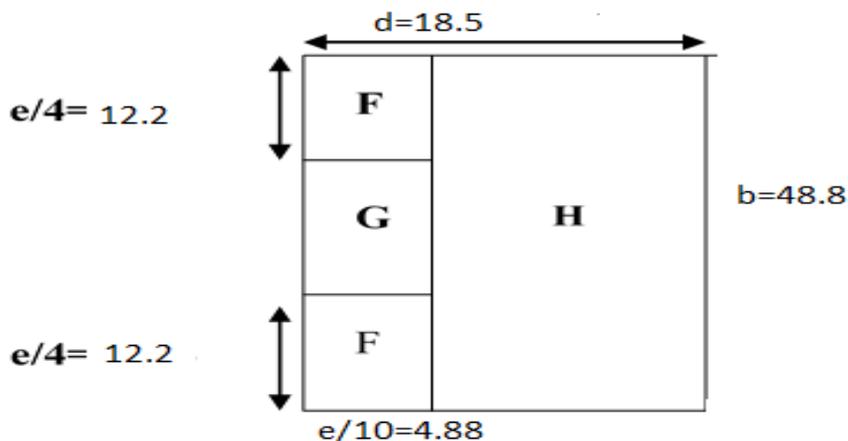


Figure. III.10. Légende pour les toitures plates.

**b- Coefficient de pression intérieur  $C_{pi}$** 

Le coefficient de la pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$\mu_{p1} = 1 \rightarrow$  lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures ouvrées)

$\mu_{p2} = 0,3 \rightarrow$  lors à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\frac{h}{d} = \frac{34.5}{18.5} = 1.86 > 1$$

Donc :

✓  $C_{pi1} = 0,35$  pour  $\mu_{p1} = 0,3$  et  $\frac{h}{d} > 1$

✓  $C_{pi2} = -0,5$  pour  $\mu_{p2} = 1$  et  $\frac{h}{d} > 1$

La pression aérodynamique :

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

**Tableau. III.18. Récapitulatif ( $V_1$ )**

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$		W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]	
<b>F</b>	<b>34.5</b>	<b>975</b>	-1,6	-0,5	0,35	-1072.5	-1901.25
<b>G</b>	<b>34.5</b>	<b>975</b>	-1,1	-0,5	0,35	-585	-1413.75
<b>H</b>	<b>34.5</b>	<b>975</b>	-0,7	-0,5	0,35	-195	-1023.75

### 3.4. Calcul des forces de frottement

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 inclinées 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 et sous le vent

Condition à vérifier  $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$

✓ Direction V1

$$2 \times (48.8 \times 34.5) \leq 4 \times (2 \times 18.5 \times 34.5)$$

$$3367.2 \leq 5106 \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ Direction V2

$$2 \times (18.5 \times 34.5) \leq 4 \times (2 \times 48.8 \times 34.5)$$

$$1276.5 \leq 13468.8 \quad \text{Vérfiée.}$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

---

# CHAPITRE IV

## *Etude dynamique en zone sismique*

---

## **4.1 Introduction**

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide de l'Autodesk Robot structural analyses Professional 2019 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

### **4.1.1 Choix de la méthode de calcul**

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### **4.1.2 La méthode statique équivalente**

#### **a- Principe**

Dans cette méthode le RPA propre de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure. Pour appliquer la méthode statique il faut que la méthode une régularité en plan qui est le cas pour notre structure.

#### **b- Modélisation**

1. Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
2. La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

3. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

#### 4.1.3 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Principe**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Spectres de réponse de calcul**

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ). Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période(T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA99/V2003

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement.

**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) RPA99/V2003

**Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4)

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003

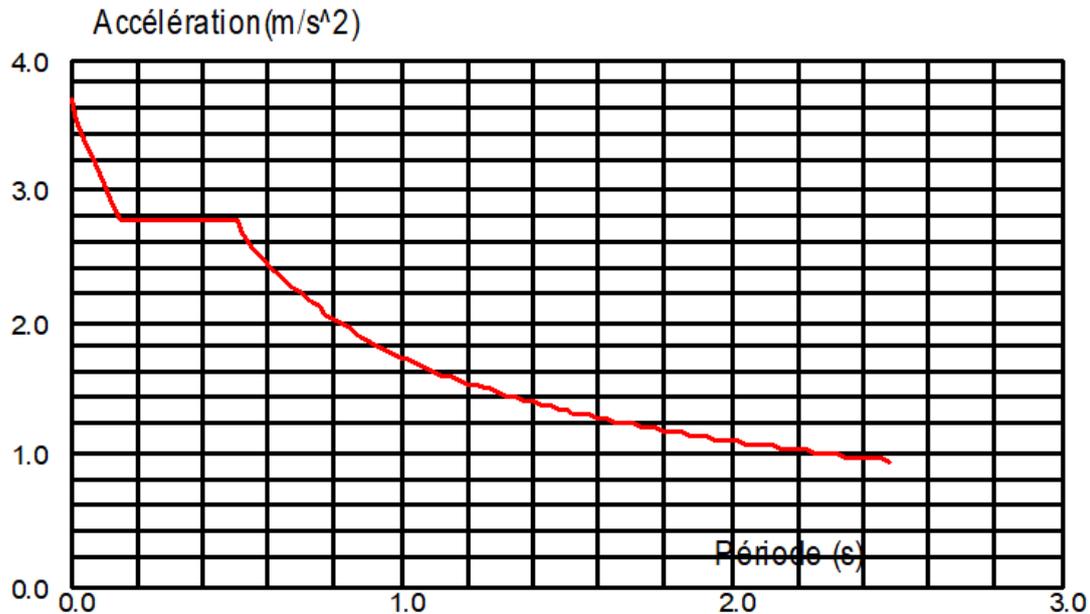


Figure IV. 1: Spectre de réponse

#### 4.1.4 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode

##### a- Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 RPA 2003)

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la reponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_k$  la période du mode K.

#### 4.2 Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)

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 déterminer par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport :  $\frac{0,8V}{V_t}$ .

### 4.3 Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01 h_e$$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$ .

$\Delta_K^y$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $y-y$ .

$\delta_{eK}^x$  : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$ .

$\delta_{eK}^y$  : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $y-y$ .

$R$  : coefficient de comportement.

### 4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

**Avec :**

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

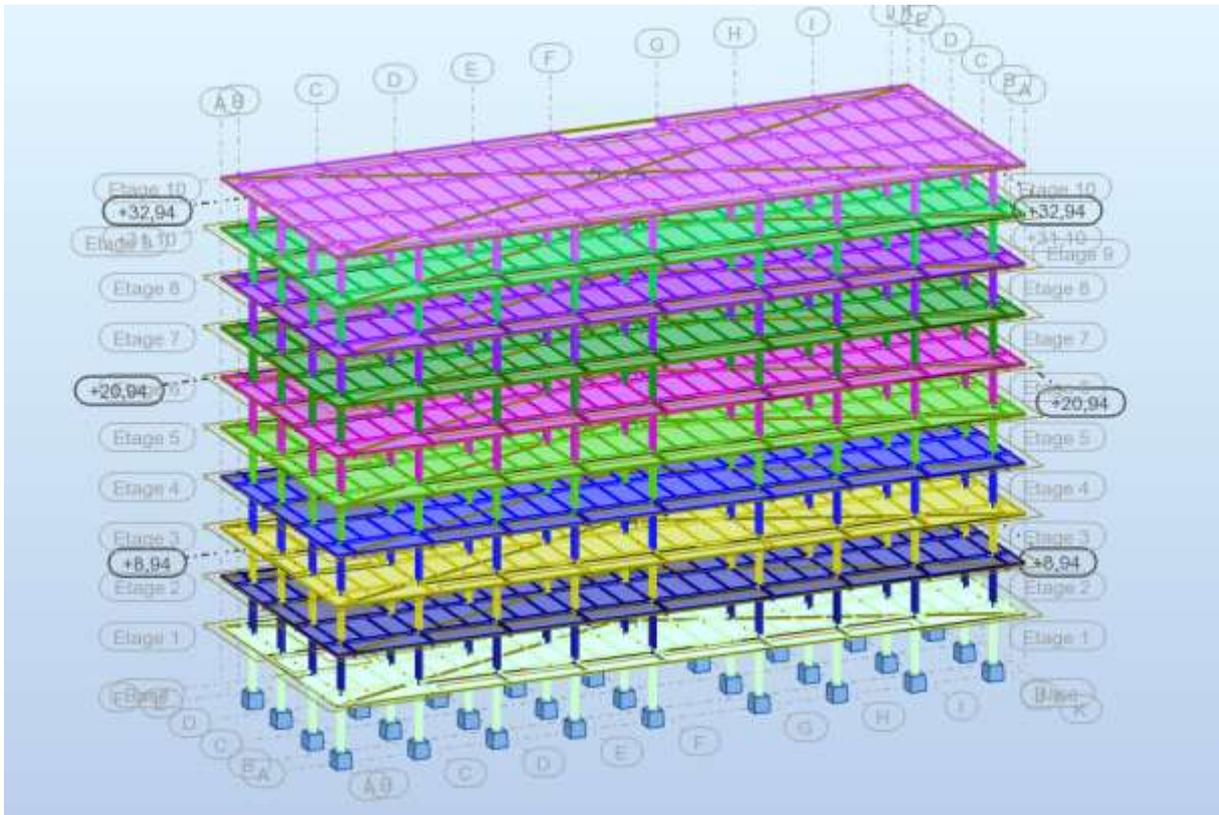
$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k'

## 4.5 Résultats de l'analyse dynamique

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par trois étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

### 4.5.1 Modèle 1



**Figure IV. 2:** Vue en 3D Structure auto stable

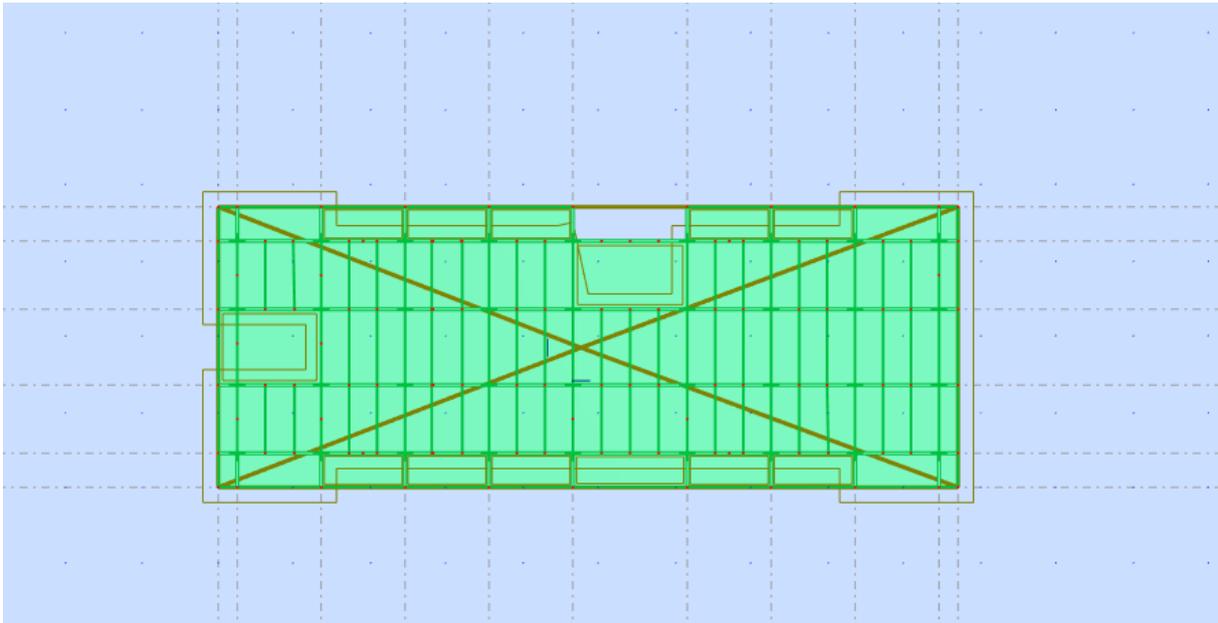


Figure IV. 3: Vue en 2D Structure auto stable

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
POTEAU	RDC et 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup>	HEA450
	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	HEA360
	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	HEA280
Poutre principale	RDC – 9étage	IPE400
Poutre secondaire	RDC – 9étage	IPE160
Solive	RDC – 9 étage	IPE160

▪ **Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale  $T = 5.72$  s

- Le 1<sup>er</sup> mode un mode de translation suivant y-y
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant x-x

➤ La participation massique dépasse le seuil 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode

a) **Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableau IV. 1:** Les périodes et les facteurs de participation massique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
4/ 1	0,17	5,72	0,00	70,58	0,0
4/ 2	0,41	2,44	0,92	70,77	0,0
4/ 3	0,89	1,13	84,62	70,77	0,0
4/ 4	1,21	0,83	84,63	87,21	0,0
4/ 5	1,81	0,55	84,87	87,48	0,0
4/ 6	2,86	0,35	94,89	87,49	0,0
4/ 7	3,71	0,27	94,89	93,53	0,0
4/ 8	4,60	0,22	95,34	93,76	0,0
4/ 9	5,39	0,19	97,68	93,77	0,0
4/ 10	7,38	0,14	98,68	93,90	0,0

**Remarque :**

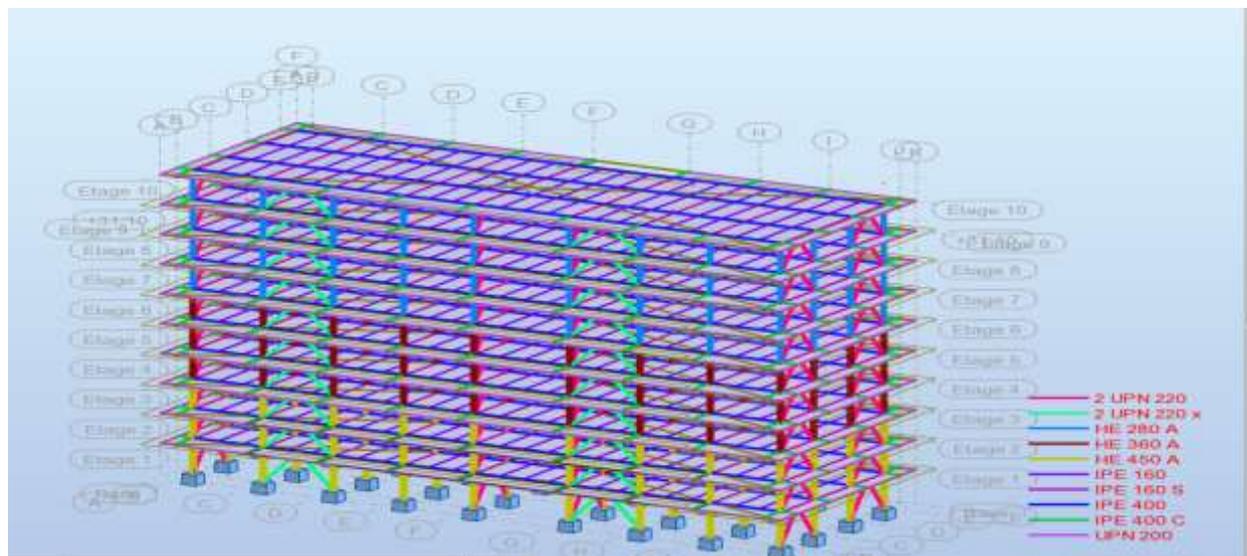
Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale, une autre tentative a été faite.

**4.5.2 Modèle FINAL**

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en V qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

a) **Système de contreventement**

Palées triangulées en V : Profilée **Double UPN 220**



**Figure IV. 4:** Structure avec palées triangulées en V

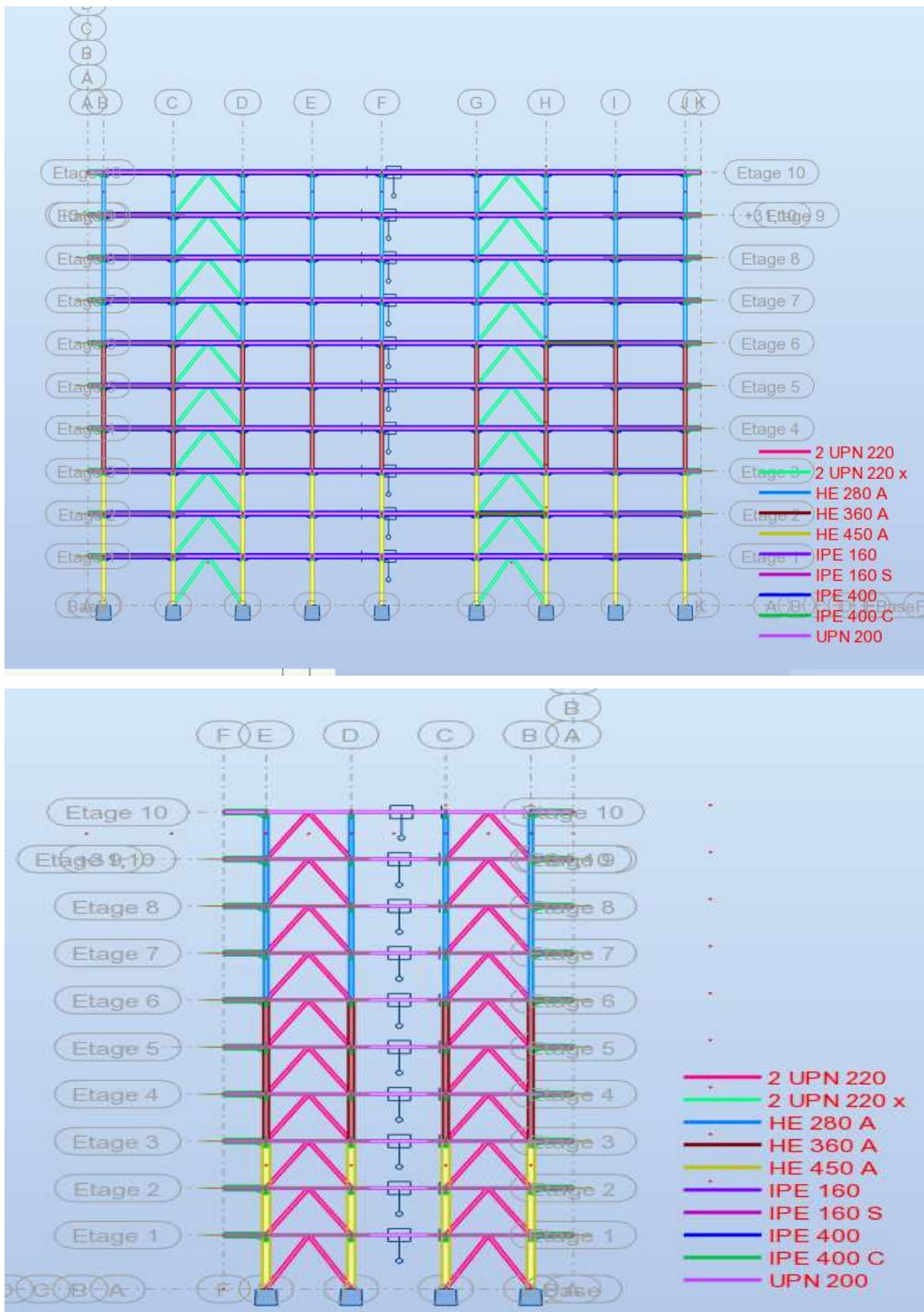


Figure IV. 5: Structure avec palées triangulées en V

▪ **Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale T=0.89s

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode est un mode de torsion.
- La participation massique atteint les 90% dans le 7<sup>ème</sup> mode suivant les deux sens

**Tableau IV. 2:** Les périodes et les facteurs de participation massique

Mode	Période	Masse Cumulées UX %	Masse Cumulées UY%	Masse Cumulées UZ%	Masse Modale UX%	Masse Modale UY%	Masse Modale UZ%
<b>1</b>	0,89	0,94	66,87	0,0	0,94	66,87	0,0
<b>2</b>	0,66	56,80	67,06	0,0	55,86	0,19	0,0
<b>3</b>	0,61	73,71	68,57	0,0	16,91	1,50	0,0
<b>4</b>	0,19	74,36	87,11	0,0	0,65	18,54	0,0
<b>5</b>	0,16	91,16	87,89	0,0	16,79	0,78	0,0
<b>6</b>	0,13	91,76	87,96	0,0	0,60	0,06	0,0
<b>7</b>	0,08	92,55	94,48	0,0	0,79	6,52	0,0
<b>8</b>	0,08	96,91	95,51	0,0	4,36	1,04	0,0

**4.5.3 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le **RPA99/version 2003** sont

$$\mathbf{T = \min} \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots (4-6) \dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \dots (4-7) \dots (2) \end{cases}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 46\text{m} \\ D_y = 14\text{m} \end{array} \right.$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$\Rightarrow h_N = 34.5 \text{ m}$

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

$\Rightarrow C_T = 0,050$

$\Rightarrow$  Contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulées.

Donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{34,5}{\sqrt{46}} = 0,458\text{s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{34,5}{\sqrt{14}} = 0,830 \text{ s} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 34,5^{3/4} = 0,712\text{s}$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) :  $T_x = \min (0,458 ; 0,712) \Rightarrow T_x = 0,458\text{s}$ .
- Sens (y-y) :  $T_y = \min (0,830 ; 0,712) \Rightarrow T_y = 0,712\text{s}$ .
- $T_{analytique} = 0,89\text{s}$

$$\text{si } \left\{ \begin{array}{l} T_{num} \leq T_{emp} \rightarrow T = T_{num} \\ T_{emp} \leq T_{num} \leq 1.3 T_{emp} \rightarrow T = T_{emp} \\ T_{num} \geq 1.3 T_{emp} \rightarrow T = 1.3 T_{emp} \end{array} \right.$$

Sens (x-x) :  $1.3 T_{emp} = 1.3 * 0.458 = 0.6 \leq T_{num} = 0.89$  donc  $T_x = 0.6\text{s}$

Sens (y-y) :  $T_{emp} = 0.712 \leq T_{num} = 0.89 \leq 1.3 T_{emp} = 1.3 * 0.712 = 0.93$  donc  $T = 0.712\text{s}$

**4.5.4 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule citée dans le règlement parasismique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

**Tableau IV. 3** : Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Groupe d'usage	ZONE		
	I	Iia	□
<b>1B</b>	0,12	0.20	0.30

Dans notre cas : zone III « blida chiffa » et groupe d'usage 1B parce que nmbr d'habitation plus de 300 personnes

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \text{ (formule (4.2) RPA 2003)} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

**Tableau IV. 4** : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1</b>	0,15	0,15	0,15	0,15
<b>T2</b>	0,30	0,40	0,50	0,70

Dans notre cas on a site S3 donc :  $T_1=0.15$  et  $T_2=0.50$

Donc on est dans le 2<sup>ème</sup> cas où :

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement 5%  $\Rightarrow \eta = 1$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times \left( \frac{0,5}{0,60} \right)^{2/3} = 2.21 \\ D_y = 2,5 \times \left( \frac{0,5}{0,712} \right)^{2/3} = 1.98 \end{cases}$$

: Coefficient de comportement global de la structure  $R = 4$

**Q** : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

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

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4(RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV. 5 : facteur de qualité

Les Critères	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0	OUI	0
Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
Régularité en plan	Non	0.05	NON	0,05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.1	Oui	0.1

$$Q_x=1,2 \quad Q_y=1,2$$

**W** : Poids de la structure, donne par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage bureau (**Tableau 4.5 RPA99 V2003**).

#### 4.5.5 Résultant des forces sismiques

On trouve :  $W= 6860,93 \text{ kN}$  (calcul automatique)

$$V_x = 1364,63898 \text{ kN}$$

$$V_y = 1222,61773 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats de **ROBOT** on a

$$V_{t_x} = 1206,10148 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad 0,8 \times V_x = 1091,71118 \text{ kN}$$

$$V_{t_y} = 1005,32579 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad 0,8 \times V_y = 978,094181 \text{ kN}$$

$$V_{t_x} \geq 0,8 \times V_x \quad \text{Vérfiée}$$

$$V_{t_y} \geq 0,8 \times V_y \quad \text{Vérfiée}$$

$$r_x = \frac{0,8V_x}{V_{t_x}} = 0,90515699$$

$$r_y = \frac{0,8V_y}{V_{t_y}} = 0,97291266$$

#### 4.5.6 Vérification des déplacements inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$\bar{\Delta}$  : est le déplacement admissible

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$  où  $h_e$  est la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

$\delta_e^k$  : Déplacement due aux forces sismiques  $E_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages pour le modèle**

**vérification du déplacement inter -étage sens x-x**

étage	delta k(cm)	h étage (cm)	1% étage (cm)	r%
1	0,5	390	3,9	13%
2	0,7	340	3,4	21%
3	0,9	340	3,4	26%
4	1	340	3,4	29%
5	1,2	340	3,4	35%
6	1,3	340	3,4	38%
7	1,4	340	3,4	41%
8	1,4	340	3,4	41%
9	1,4	340	3,4	41%
10	1,4	340	3,4	41%

**Sens y-y**

étage	delta k(cm)	h étage (cm)	1% étage (cm)	r%
1	0,3	390	3,9	8%
2	0,7	340	3,4	21%
3	1,1	340	3,4	32%
4	1,4	340	3,4	41%
5	1,7	340	3,4	50%
6	1,9	340	3,4	56%
7	2,2	340	3,4	65%
8	2,8	340	3,4	82%
9	2,9	340	3,4	85%
10	3	340	3,4	88%

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « RPA99version 2003 ».

**4.5.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

**Tableau IV.7 : Vérification de l'effet P-Δ**

Sens x-x :

étage	deltak (cm)	h étage(cm)	v (kn)	p (kn)	θ	lim	%
1	0,5	390	1142,81	6871,9	0,01739583	0,1	17,40%
2	0,7	340	1125,86	6357,77	0,01641152	0,1	16,41%
3	0,9	340	1097,85	5843,65	0,01550962	0,1	15,51%
4	1	340	1060,95	5329,52	0,01496113	0,1	14,96%
5	1,2	340	1015	4815,4	0,01674436	0,1	16,74%
6	1,3	340	960,28	4301,27	0,01712629	0,1	17,13%
7	1,4	340	896,43	3787,15	0,01739583	0,1	17,40%
8	1,4	340	821,2	3273,02	0,01641152	0,1	16,41%
9	1,4	340	732,46	2758,9	0,01550962	0,1	15,51%
10	1,4	340	637,32	2315,65	0,01496113	0,1	14,96%

Sens y-y :

étage	deltak (cm)	h étage(cm)	v (kn)	p (kn)	$\Theta$	lim	%
1	0,3	390	967,09	6871,9	0,03022484	0,1	30,22%
2	0,7	340	953,59	6357,77	0,03548344	0,1	35,48%
3	1,1	340	927,15	5843,65	0,03336092	0,1	33,36%
4	1,4	340	893,27	5329,52	0,031811	0,1	31,81%
5	1,7	340	855	4815,4	0,02695378	0,1	26,95%
6	1,9	340	810,76	4301,27	0,02811288	0,1	28,11%
7	2,2	340	759,63	3787,15	0,03022484	0,1	30,22%
8	2,8	340	705,37	3273,02	0,03548344	0,1	35,48%
9	2,9	340	642,3	2758,9	0,03336092	0,1	33,36%
10	3	340	566,64	2315,65	0,031811	0,1	31,81%

### Conclusion

Vu les résultats obtenus, les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  sont satisfaites, d'où l'effet P-  $\Delta$  peut être négligé.

#### 4.5.8 Vérification le coefficient de comportement R

- 1- Les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

justification du R:

SENS	STRUCTURE	stabilité	portique	%stabilité	%portique
EX	1206,10148	1047,36	158,741475	86,84%	13,16%
EY	1005,32579	928,67	76,6557863	92,38%	7,62%
W	6860,93				

#### 2- Conclusion

D'après l'analyse dynamique de la structure, et la comparaison avec le code algérien on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée en zone de forte sismicité ce qui explique bien le rôle des systèmes de contreventements utilisés.

---

# CHAPITRE V

## *Calcul des éléments secondaires*

---

## 5.1 LES ESCALIERS METALLIQUES

### 5.1.1 Introduction

La conception d'un escalier dépend généralement de l'utilisation qu'on lui réserve et du nombre de personnes qui l'empreinte simultanément.

Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contres marches (h), on utilise la formule de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$$

Donc ;

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

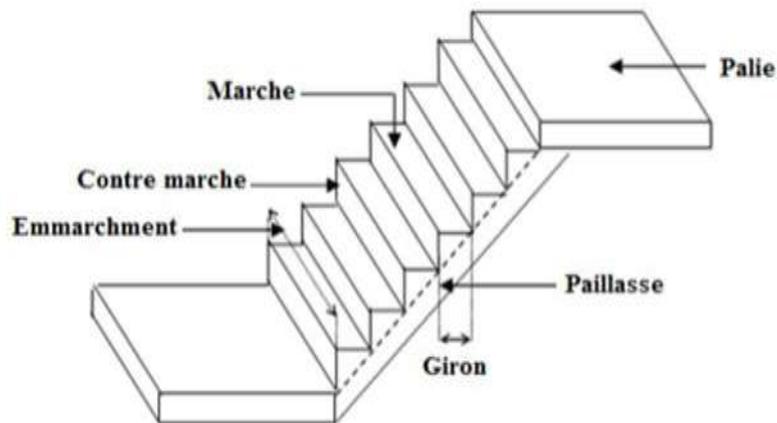


Figure V. 1: Les éléments d'un escalier

### 5.1.2 La vérification de la relation de BLONDEL :

H : hauteur d'étage H= 3.90

h : hauteur de la contre marche h= 17cm

G : giron (largeur de la marche) g= 30 cm

On utilise la formule de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq (30+2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

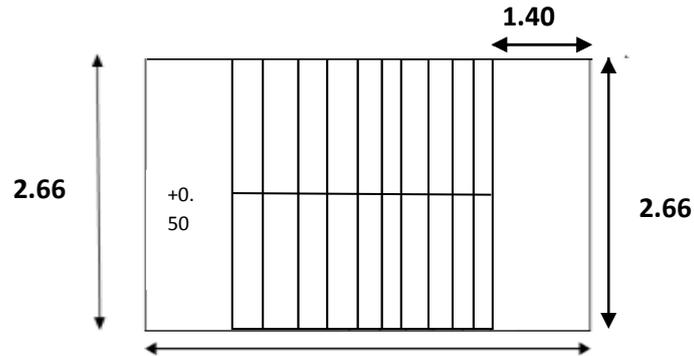


Figure V. 2: coupe horizontale des Escaliers

- RDC et courant :
- $3.90\text{m} = (0.17 \times 20) + 0.50$

Nombre des contres marches  $n = \frac{3.4}{0.17} = 10$  contres marches

Nombre des marches  $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$

Emmarchement : 1.33m

L'inclinaison de la paillasse :  $\tan \alpha = \frac{1.7}{2.7} = 0,63$  ;  $\alpha = 32,21^\circ$

La longueur de la paillasse :  $L = \sqrt{(2.7)^2 + (1.7)^2} = 3.19$

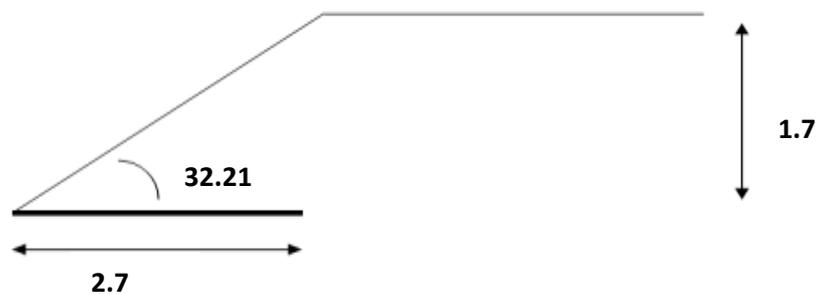


Figure V. 3: Schéma représentant les dimensions de l'escalier (RDC)

### 5.1.3 Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

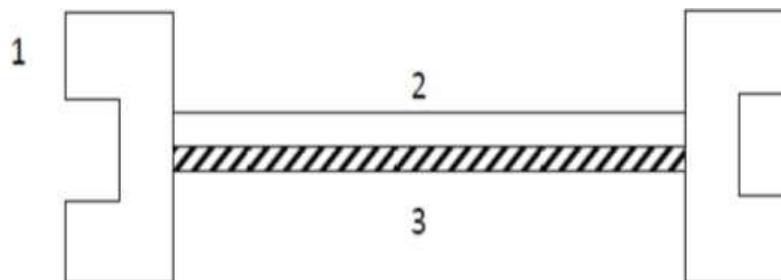


Figure V. 4: Conception d'une marche

Avec :

- 1 :Limon UAP
- 2 : La tôle
- 3 : Cornière

#### 5.1.4 Dimensionnement des cornières :

- **Evaluation des charges :**
- **Charges permanente G :**

Tôle (5mm) .....	0,45 KN/m <sup>2</sup>
Revêtement (e=2mm) .....	22×0,02=0,40KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (e=2mm) .....	<u>20× 0,02=0,4 KN/m<sup>2</sup></u>
<b>Totale</b>	<b>G=1.25KN/m<sup>2</sup></b>

- **Surcharge d'exploitation « Q »**

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

#### **Remarque :**

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de là contre marche

- **Combinaison des charges :**

**ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,15$$

$$q_u = (1,35 \times 1.25 + 1,5 \times 2.5) \times 0,15$$

$$q_u = 0,81 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 0,15 + (G + Q) \times 0,17$$

$$q_s = (1.25 + 2.5) \times 0,15 + (G + Q) \times 0,17$$

$$q_s = 1,2 \text{ KN/ml}$$

- **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 1,2 \times 1330^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 4.38 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 4.38 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L40x40x4**.

$$I_y = 4.47 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,0246 \text{ KN/m}$$

$$W_{el} = 1.55 \text{ cm}^3$$

- **Condition de la résistance**

$$q_s = (1,25 \times 0,15 + 1,25 \times 0,17 + 0,0546) + 2,5 \times (0,15 + 0,17)$$

$$q_s = 1.2246 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times [(1,25 \times 0,15 + 1,25 \times 0,17 + 0,0246) + 1,5 \times (2,5 \times (0,15 + 0,17))]$$

$$q_u = 1.77 \text{ KN/ml}$$

- **Condition la flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} = \frac{5 \times 1.22 \times 1330^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 4.47 \times 10^4}$$

$$f = 5.32 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1330}{250} = 5.32 \text{ mm}$$

**$f \leq f_{adm}$  Condition vérifiée**

- **Le moment appliqué**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{40-6-4}{4} = 7.5 < 10\epsilon = 9.2 \text{ Donc la cornière est de classe 1}$$

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

$$M_{sd} = \frac{1.77 \times 1.33^2}{8} = 0.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 1.55 \times 10^3}{1,1} = 0.39 \text{ KN.m}$$

**$M_{sd} \leq M_{plrd}$  Condition vérifiée**

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

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

$$V_{sd} = \frac{1.77 \times 1.33^2}{2}$$

$$V_{sd} = 1.6 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I}$$

$$S = \sum A_i \times z_i$$

$$s = \frac{(40 \times 4) \times 4}{2} + \frac{(40 - 4) \times 4 \times 40}{2}$$

$$s = 3200 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{1.6 \times 3200 \times 10^3}{4 \times 4.47 \times 10^4}$$

$$\tau = 28.64$$

$$\tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158.77$$

$$\tau < \tau'$$

condition vérifiée

### 5.1.5 Dimensionnement de limon de volée :

- **Evaluation des charges :**

- **Charges permanente G :**

Cornière .....  $2 \times 9 \times 0,0246 \times 0,675/3 = 0.100 \text{ KN/m}$

Poids de garde-corps .....  $0,3 \text{ KN/m}$

Revêtement + mortier de pose + tôle .....  $1,25 \times 1,33/2 = 0.8 \text{ KN/m}$

**Totale G= 1,2KN/m**

- **Charge d'exploitation :  $Q=2,5 \times 1,33/2=1,7 \text{ KN/m}$**

Donc :

$$q_s = 1,7 + 1,2 = 2.9 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 1,2 + 1,5 \times 1,7 = 4.17 \text{ KN/m}$$

**Donc**

$$q_{u1} = q_u \times \cos\alpha = 3.53 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = q_u \times \sin\alpha = 2.22 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5q_s l^4 \cos\alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 \cos\alpha}{384E} = I \geq \frac{5 \times 2.9 \times 3190^3 \times 250 \times \cos 32.21}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 123.47 \text{ cm}^4$$

**UAP100**

$$I_y = 209.50 \text{ cm}^4$$

$$g = 0.105 \text{ KN/m}$$

$$W_{el} = 4.90 \text{ cm}^4$$

- **Condition de la résistance**

$$q_{u1} = 3.53 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 2.22 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 0.105 + 2.9$$

$$q_s = 3.005 \text{ KN/m}$$

- **Condition de La flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 \cos\alpha}{384EI} = \frac{5 \times 3.005 \times 3190^4 \cos(32,21)}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 209,50 \times 10^4}$$

$$f = 7.79 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{3190}{250} = 12.76 \text{ mm}$$

**$f \leq f_{adm}$  Condition vérifiée**

- **Le moment appliqué**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3.53 \times 3.19^2}{8} = 4.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 49,59 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Condition de Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{u2} \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{2,22 \times 3,19}{2}$$

$$V_{sd} = 3,5 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 1338 - 2 \times 50 \times 8,5 + (5,5 + 2 \times 8,5) \times 8,5$$

$$A_v = 679,25 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{679,25 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{plrd} = 98,04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

On opte un **UAP100** pour le limon

**5.1.6 Etude de pallier :**

➤ **Evaluation des charges :**

➤ **Charge permanente :**

Corpus 55 ..... 0.13 KN/m<sup>2</sup>

Poids de la dalle (e=8cm) ..... 2.00 KN/m<sup>2</sup>

Mortier de pose (e=2cm) ..... 0.4 KN/m<sup>2</sup>

Revêtement en carrelage (2cm) ..... 0.40 KN/m<sup>2</sup>

**Totale** ..... **G= 2.93 KN/m<sup>2</sup>**

➤ **Charge d'exploitation :  $Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$**

**Chargement linéaire :**

$$G= 2,93 \times 2,66 = 7,8 \text{ KN/m}$$

$$Q= 2,5 \times 2,66 = 6,65 \text{ KN/m}$$

**ELU**

$$q_u = 1,35 \times 7,8 + 1,5 \times 6,65 = 20,5 \text{ KN/m}$$

**ELS**

$$q_s = 7,8 + 6,65 = 14,45 \text{ KN/m}$$

• **Condition de la flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E} = I \geq \frac{5 \times 14,45 \times 250 \times 2660^3}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 421,57 \text{ cm}^4$$

On opte un **IPE140**

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,129 \text{ KN/ml}$$

$$W_{el} = 77,32 \text{ cm}^3$$

• **Condition de la résistance**

$$q_s = 17,1 + 0,129$$

$$q_s = 17,229 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 20,5 + 1,35 \times 0,129$$

$$q_u = 20,7 \text{ KN/m}$$

• **Condition de La flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 17,229 \times 2660^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 541,2 \times 10^4}$$

$$f = 9,88 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{2660}{250} = 10,64 \text{ mm}$$

**$f \leq f_{adm}$  Condition vérifiée**

- **Moment appliqué :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

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

$$M_{sd} = \frac{20,7 \times 2,66^2}{8} = 18,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 88,34 \times 10^{-3}}{1,1} = 22,085 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Etage courant :**

## 5.2 ACROTÈRE

### 5.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{kN/ml}$ .

### 5.2.2 Calcul des charges Sollicitant L'acrotère

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur  $b=100\text{cm}$  , Hauteur  $H=60\text{cm}$  , Epaisseur  $e=10\text{cm}$

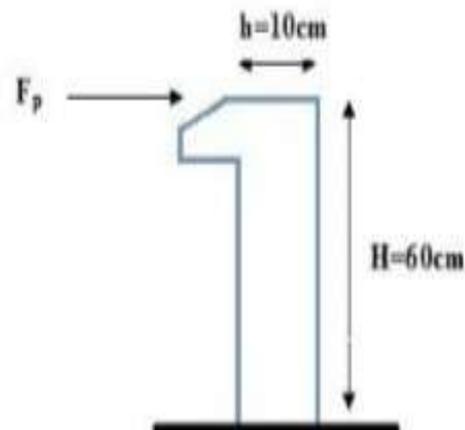


Figure V.5 : Dimension de l'acrotère

- **Evaluation des charges**
- **Charge permanente :**

$$G=0,6 \times 0,1 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

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

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A: 0,3 (zone III, grouped usage 2) Coefficient d'accélération de zone. (Tab 41/RPA99).

$C_p=0,8$  Facteur de forces horizontales. (Tableau 6-1/ RPA99).

$W_p=1,5$  KN/ml Poids de l'élément.

$$F_p=1,4\text{KN}$$

### 5.2.3 Les sollicitations

$$M_{F_p} = H \times F_p = 0,6 \times 1,4 = 0,84 \text{ KN.m}$$

$$M_p = H \times Q = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M = \max(M_{F_p}, M_p) = 0,84 \text{ KN.m}$$

- **Effort N**

$$\text{ELU : } N=1,35 \times 1,5=2,03 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N=1,5 \text{ KN}$$

- **Moment M**

$$\text{ELU : } M=1,5 \times 0,84=1,26 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M=0,84 \text{ KN.m}$$

### 5.2.4 Dimensionnement de l'acrotère

On a :  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$ ;  $f_e=400\text{MPa}$ ;  $h=0,1\text{m}$ ;  $H=0,6\text{m}$

### 5.2.5 Position du centre de pression

$$e_o = M_u / N_u = 1,26 / 2,03 = 0,53\text{m}$$

$$h/6 = 0,016\text{m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée

- **Calcul en flexion simple**

$$d=0,08\text{m}; b=1\text{m}; f_{bu}=0,85 \times f_{c28}/\gamma_b=14,17\text{MPa}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2} \times f_{bu} = 0,012$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 79,521$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s} \times Z_b = 39,047\text{mm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

- **Calcul flexion composé**

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 39 - \frac{2,03}{374,82} = 33,21\text{mm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0,23(b \times d \times f_{t28}/f_{ed})$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{347,82} = 111\text{mm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{min} = 1,13\text{cm}^2$$

On prend 6T6 par mètre linéaire de l'acrotère.

---

# CHAPITRE VI

## *Vérification des éléments structuraux*

---

## 6.1 Introduction

La vérification des éléments de l'ossature d'un bâtiment (élément fléchis et ou comprimés) exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité doit être assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

## 6.2 Vérifications des poteaux

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

### 6.3.1 Hypothèse de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

**Cas 1 :** une compression maximale  $N_{sd}$  et un moment  $M_{y, sd}$  et  $M_{z, sd}$  correspondant.

**Cas 2 :** une moment  $M_{y, sd}$  maximale et une compression  $N_{sd}$  et  $M_{z, sd}$  correspondant.

**Cas 3 :** une moment  $M_{z, sd}$  maximale et une compression  $N_{sd}$  et  $M_{y, sd}$  correspondant.

### 6.3.2 Les étapes de la vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1... \quad \text{CCM97 (5.51 page82)}$$

Où :

$$N_{pl} = A \cdot f_y ; M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$$

$$\gamma_{M1} = 1,1 ; f_y = 275 \text{ Mpa}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}, \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right), \text{ avec } \mu_y \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2. \beta_{M.z} - 4) + \left( \frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}} \right); \mu_z \leq 0,90$$

$$\chi = 1 / \left( \Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \text{ Et } \phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi_{min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}$$

$\chi_y, \chi_z$  sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

$\beta_{M.y}, \beta_{M.z}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

• **Détermination la longueur de flambement :**

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{\ell_K}{\ell_0} = \left[ \frac{1 + 0,145 (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \eta_1 \eta_2} \right]$$

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$  : sont les rigidités des poteaux = I / H

$K_{poutres}$  : rigidité des poutres = I / L

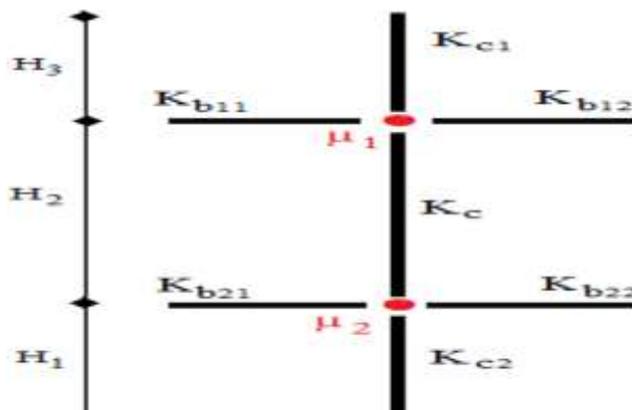


Figure VI. 1 : Facteurs de distribution de la rigidité [ ].

**6.3.3 Exemple de calcul**

Poteau HEA 500(RDC) :

Le poteau central le plus sollicité

$$\text{HEA500} \left\{ \begin{array}{l} \text{Nsd} = 933.19 \text{ KN} \\ \text{Msd}_y = 48.54 \text{ KN.m} \\ \text{Msd}_z = 16.95 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Profilé	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl.z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el.z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
HEA500	197.5	86970	10370	3949	1059	3550	691.1	20.98	7,24

• **Vérification du flambement :**

**Suivant yy :**

$$k_{C_{\text{poteaux HEA500}}} = \frac{86970 \times 10^4}{3900} = 223000 \text{ mm}^3$$

$$k_{C1_{\text{poteaux HEA500}}} = \frac{86970 \times 10^4}{3400} = 255794.1 \text{ mm}^3$$

$$k_{b11_{\text{poutre(IPE400)}}} = \frac{23130 \times 10^4}{7500} = 30840 \text{ mm}^3$$

$$k_{b12_{\text{poutre(IPE400)}}} = \frac{23130 \times 10^4}{5500} = 42054.54 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = 0,86$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Les poteaux de RDC sont encastés au niveau du sol)}$$

$$L_{fy} = 2611 \text{ mm}$$

**Suivant Z-Z :**

$$k_{C_{\text{poteaux HEA500}}} = \frac{10370 \times 10^4}{3900} = 26589.74 \text{ mm}^3$$

$$k_{C1_{\text{poteaux HEA500}}} = \frac{10370 \times 10^4}{3400} = 30500 \text{ mm}^3$$

$$k_{b11_{\text{poutre(IPE400)}}} = \frac{1318 \times 10^4}{7500} = 1757.33 \text{ mm}^3$$

$$k_{b12_{\text{poutre(IPE400)}}} = \frac{1318 \times 10^4}{5500} = 2396.36 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = 0.93$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Les poteaux de RDC sont encastés au niveau du sol)}$$

$$L_{fz} = 2666.2 \text{ mm}$$

➤ Calcul de  $\chi_{\min}$  :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2611}{209.8} = 12.44$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2666.2}{72.4} = 36.83$$

On a  $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (II)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}; \quad f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,92 \Rightarrow \lambda_1 = 86,39$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,39} = 0,14 < 0,2 \quad \text{pas de risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,39} = 0,42 > 0,2 \quad \text{il y'a de risque de flambement.}$$

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

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

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1,63 > 1,2$$

$$\text{Et } t_f = 23 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Courbe de flambement (Z-Z) b} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\Rightarrow \text{Courbe de flambement (Y-Y) a} \Rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\Phi_y = 0.5$$

$$\Phi_z = 0.6$$

$$\chi_y = 1 \quad \chi_z = 0,73 \quad \text{donc} \quad \chi_{\min} = 0,73$$

➤ Calcul de  $K_y$  et  $K_z$ 

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90$$

Avec :  $\beta_{My}, \beta_{Mz}$  : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7.\phi$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi_y = \frac{-37.51}{42.93} = -0,87 \dots \dots \dots B_{M_y}=2,409$$

$$\phi_z = \frac{-22.23}{24,98} = -0,89 \dots \dots \dots B_{M_z}= 2,423$$

$$\mu_y = 0,22 < 0,90 \quad \text{vérifiée}$$

$$k_y = 1 - \frac{0,22 \times 933.19 \times 10^3}{1 \times 19750 \times 275} = 0.96 < 1,5$$

$$\mu_z = 0,88 < 0,90 \quad \text{vérifiée}$$

$$k_z = 1 - \frac{0,88 \times 933.19 \times 10^3}{0,73 \times 19750 \times 275} = 0,79 < 1,5$$

$$\frac{933.19 \times 10^3}{0,73 \times 19750 * \frac{275}{1,1}} + \frac{0.96 \times 48.54 \times 10^6}{3949000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,79 \times 16.95 \times 10^6}{1059000 \times \frac{275}{1,1}} = 0,4 < 1$$

**condition vérifiée**

« Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux

**Cas 1 : N<sup>MAX</sup> ; M<sub>sd<sub>y</sub></sub><sup>CORR</sup> ; M<sub>sd<sub>z</sub></sub><sup>CORR</sup>**

Niveau	Profile	combinaison	N <sup>max</sup>	M <sub>sd<sub>y</sub></sub> <sup>corr</sup>	M <sub>sd<sub>z</sub></sub> <sup>corr</sup>
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup>	HEA400	1.35G+1.5Q	120.26	0.67	195.77
, 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup>	HEA450	G+Q+EX	445.45	53.67	29.17
RDC et 1 <sup>ere</sup> e et 2 <sup>eme</sup>	HEA500	G+Q+EX	933.19	48.54	16.95

**Tableau VI. 1: Résistance des poteaux.**

Etage	Profilé	λ <sub>y</sub> '	λ <sub>z</sub> '	X <sub>min</sub>	K <sub>y</sub>	K <sub>z</sub>	Condition
9 <sup>ème</sup>	HEA400	0.20	0.48	0.68	1	1	0.841
8 <sup>ème</sup>	HEA400	0.16	0.46	0.69	1	1	0.841
7 <sup>ème</sup>	HEA400	0.16	0.46	0.69	1	1	0.841
6 <sup>ème</sup>	HEA400	0.17	0.46	0.69	1	1	0.841
5 <sup>ème</sup>	HEA450	0.15	0.47	0.69	0.97	0.97	0.33
4 <sup>ème</sup>	HEA450	0.15	0.47	0.69	0.97	0.96	0.33

3 <sup>ème</sup>	HEA450	0.15	0.47	0.69	0.97	0.96	0.33
2 <sup>ème</sup>	HEA500	0.14	0.47	0.68	0.95	0.91	0.41
1 <sup>ère</sup>	HEA500	0.16	0.47	0.68	0.94	0.93	0.41
RDC	HEA500	0.14	0.42	0.73	0.96	0.79	0.4

Tableau VI.2 Vérification de poteau central au flambement sous N<sup>MAX</sup>

**6.3.4 Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement**

Combinaisons de charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q + Ex
- G+Q+EX

**6.3.5 Les étapes de vérification du déversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{pour } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{pour } \mu_{LT} \leq 0,90$$

Cas 1 : N<sup>MAX</sup> ; M<sub>sd<sup>y</sup><sup>CORR</sup> ; M<sub>sd<sup>z</sup></sub><sup>CORR</sup></sub>

Niveau	Profile	combinaison	N <sup>max</sup>	M <sub>sd<sup>y</sup></sub> <sup>corr</sup>	M <sub>sd<sup>z</sup></sub> <sup>corr</sup>
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	HEA400	1.35G+1.5Q	120.26	0.67	195.77
, 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	HEA450	G+Q+EX	445.45	53.67	29.17
RDC et 1 <sup>ère</sup> e et 2 <sup>ème</sup>	HEA500	G+Q+EX	933.19	48.54	16.95

Tableau VI. 3: Résistance des poteaux.

Niveau	$\mu_{LT}$	$K_{LT}$	$K_z$	Condition
9 <sup>ème</sup>	-0.07	1	1	0.770
8 <sup>ème</sup>	-0.07	1	1	0.770
7 <sup>ème</sup>	-0.07	1	1	0.770
6 <sup>ème</sup>	-0.07	1	1	0.770

5ème	-0.05	1	0.97	0.26
4ème	-0.05	1	0.96	0.26
3ème	-0.05	1	0.96	0.26
2ème	-0.07	1	0.91	0.34
1ère	-0.07	1	0.93	0.34
RDC	-0.07	1	0.79	0.34

**Tableau VI. 4:** Vérification de poteau central au déversement sous  $N^{\text{MAX}}$

### 6.3 : Vérifications des Poutres

#### 6.3.1 Poutre principale

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

On prend la poutre IPE500

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur :

$$M_{sd} = 431.50 \text{KN.m}$$

$$V_{sd} = 151.04 \text{KN}$$

#### **Vérification de la résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = 431.50 \text{KN.m} < M_{pl,rd} = 548.5 \text{KN.m}$$

**Condition vérifiée**

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

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{sd} = 151.04 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 864.15 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

#### **Vérification de la rigidité :**

$$f_{max} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = 30 \text{mm}$$

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384 E I_y} = 0.60 \text{ mm}$$

**Condition vérifiée**

**Vérification du déversement**

La vérification au déversement est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

**6.3.2 Poutre secondaire**

On prend un **IPE 360**

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur G+Q+EX

$$M_{sd} = 223,26 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 99,23 \text{ KN}$$

**Vérification de la résistance**

On doit vérifier que  $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = 223,26 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 254,75 \text{ KN.m}$$

**Condition vérifiée**

**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que  $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{275 \times 3514}{1.1 \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 507,20 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée.**

**Vérification de la rigidité :**

$$f_{max} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = f_{max} = \frac{l}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384 E I_y} = 2.6 \text{ mm}$$

**Condition vérifiée.**

**Vérification du déversement :** pas besoin de vérifier déversement

### 6.3.3 Vérification de système de contreventements

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs qui permettent à la structure de résister aux forces horizontales en les transférant jusqu' 'à la fondation. Ils contribuent aussi à la limitation des déformations et à l'augmentation de la stabilité de la structure et de ses éléments.

Plusieurs types de systèmes de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, existent : Triangulation (contreventement en treillis : en crois, en K, en V, en N)

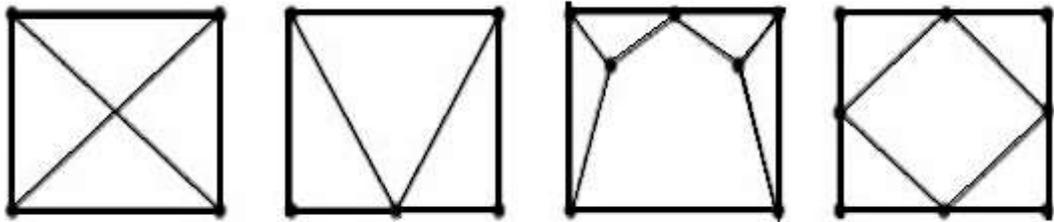


Figure VI. 2: Les types des systèmes de contreventement

➤ **Dans la Direction Y :**

- **Palées triangulées en V**

Le profilé choisit 2UPN220

**a) Vérifications à la traction simple**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$N_{sd}$  : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$  : Effort normal plastique.

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 3740 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1870 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 517,81 \text{ kN} < N_{t,rd} = 1870 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

**b) Vérifications à la compression simple :**

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$  Pour les sections classes 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1,1$

$f_y = 275$  MPa

$l_f = 4,08$ m

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{4080}{84,8} = 48,11$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{4080}{23} = 177,39$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,39} = 0,60$$

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

$$\Phi_y = 0,72$$

$$\chi_y = 0,93$$

$$N_{brd} = \frac{0,93 \times 1 \times 2 \times 3740 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1739,1 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 517,81 < N_{brd} = 1739,1 \text{ kN}$$

**Condition Vérifiée**

➤ **Dans la Direction X :**

- **Palées triangulées en v**

Le profilé choisit 2UPN 220

a) **Vérifications à la traction simple**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau RDC

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$N_{sd}$  : Effort normal maximum (traction)

$N_{t,rd}$  : Effort normal plastique.

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 3740 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1870 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 125,13 \text{ kN} < N_{t,rd} = 1870 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée****b) Vérifications à la compression simple :**

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classes 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_f = 4,37 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{4370}{84,8} = 51,53$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{4370}{23} = 190$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,39} = 0,6$$

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

$$\Phi_y = 0,72$$

$$\chi_y = 0,93$$

$$N_{brd} = \frac{0,93 \times 1 \times 2 \times 3740 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1739,1 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 125,13 \text{ kN} < N_{t,rd} = 1739,1 \text{ kN}$$

**Condition Vérifiée****6.3 Conclusion**

Les dimensions retenues pour les poteaux, les poutres, les contreventements sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 2:** Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement [ ]

<b>Etages</b>	RDC+ 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> .
<b>Poteaux</b>	HEA 500	HEA450	HEA400
<b>Poutres</b>	Principales	IPE500	
	secondaires	IPE360	
<b>Contreventements</b>	En V « x »	2UPN220	
	En V « y »	2UPN220	
<b>Solives</b>	IPE160		

---

# CHAPITRE VII

## *Calcul et vérification des assemblages*

---

## **Introduction**

L'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. Ces dispositifs critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

On distingue parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés
- Les assemblages encastrés (rigides)

## **Fonctionnement des assemblages**

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

## **Calcul des assemblages**

Dans ce chapitre, types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3.

Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poutre-solive
- Pied de poteau

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel Autodesk Robot.

### **VII.1. Assemblage Poteau HEA 500 - poutre IPE500**

On va traiter cet assemblage manuellement.

**VII.1.1. Assemblage bout à bout**

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque.

**VII.1.2. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre IPE500:

$$h = 500\text{mm}; b=200\text{mm}; t_f=16\text{mm}; t_w=10.2\text{mm}; A=155.5\text{cm}^2$$

Poteau HEA 500:

$$h = 490\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=23\text{mm}; t_w=12\text{mm}; A=197.5\text{cm}^2$$

**VII.1.3. Données de calcul**

- Moment fléchissant dans la poutre :  $M_{sd} = 54.75 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant dans la poutre :  $V_{sd} = 18.96 \text{ Kn}$
- Moment fléchissant dans le poteau inferieur :  $M_{sd} = 47.04 \text{ kN.m}$

**VII.1.4. Choix de jarret :**

Pour le jarret on prendra un profile IPE500 découper est soudée par un cordon d'épaisseur supérieur ou égale a 16mm sur les deux extrémités de la poutre

**VII.1.5. Choix de diamètre du boulon :**

Epaisseur de la platine :  $\epsilon_p = 20 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$   $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$   $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$   $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine  $t = 20 \text{ mm}$  alors on prend  $\varnothing = 20 \text{ mm}$  de classe HR 10.9

Platine (800 ; 200 ; 20)

**VII.1.6. Détermination du nombre de boulons nécessaires :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n = \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,5 \times F_{ub} \times A_s}$$

$$n \geq \frac{18,96 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 0,19$$

On prend  $n = 8$  (boulons) HR

$\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 4 \text{ (nombre des boulons par rangée)} \end{array} \right.$

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre  $\varnothing = 20$  mm, classe 10.9

### VII.1.7. Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{26,4mm \leq e_1 \leq 240mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{48,4mm \leq p_1 \leq 200mm} \quad \text{(EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{33mm \leq e_2 \leq 240mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{66mm \leq p_2 \leq 200mm}$$

$$e_1 = 130\text{mm} \quad ; \quad p_1 = 120\text{mm} \quad ; \quad e_2 = 130\text{mm} \quad ; \quad p_2 = 120\text{mm}$$

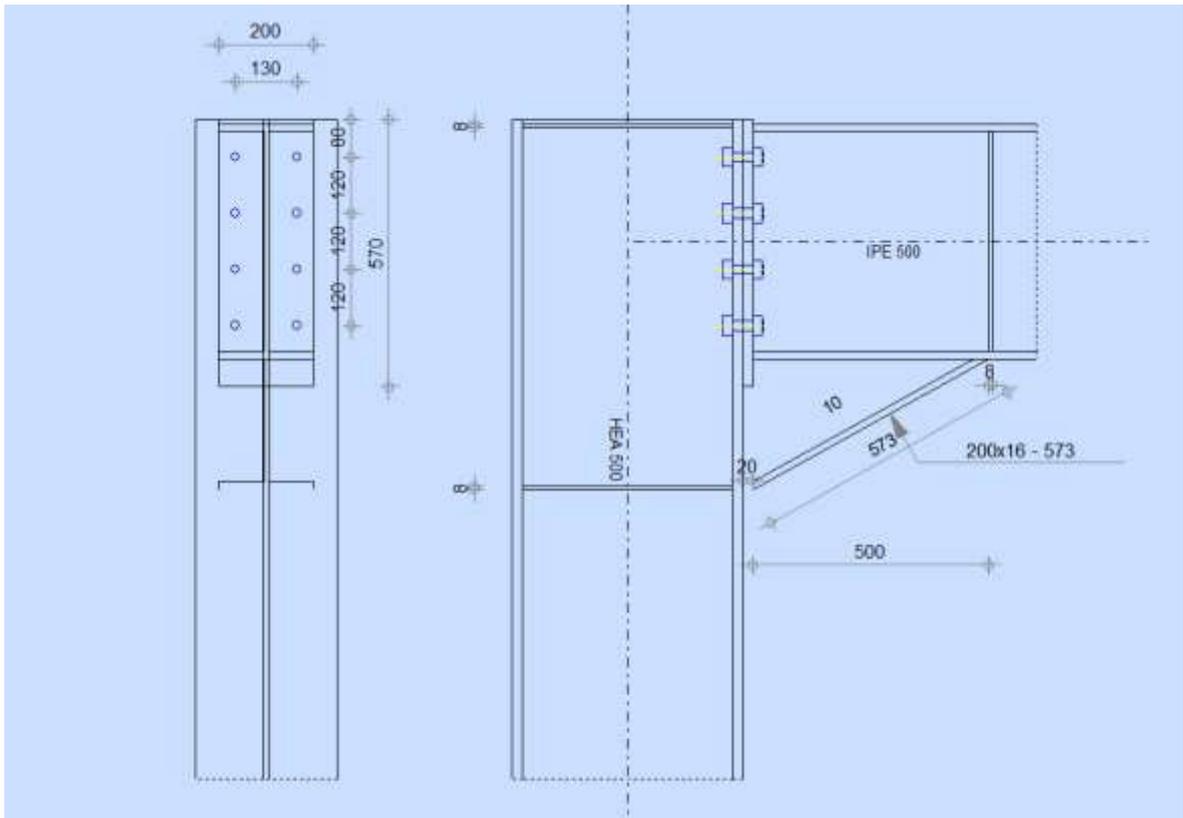


Figure.VII.1 : Assemblage poteau – poutre

### VII.1.8. Calcul de la soudure poutre HEA 400 :

#### La semelle

$$a_f \geq t_f \left( \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left( \frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

La nuance d'acier utilisé est S275 donc

$$\begin{cases} \beta_w = 0,80 \\ \gamma_{M2} = 1,25 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

$$a_f \geq 16 \left( \frac{275}{1} \right) \left( \frac{0,80 \times 1,25}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 7.24 \text{ mm}$$

On prend  $a_f = 12 \text{ mm}$

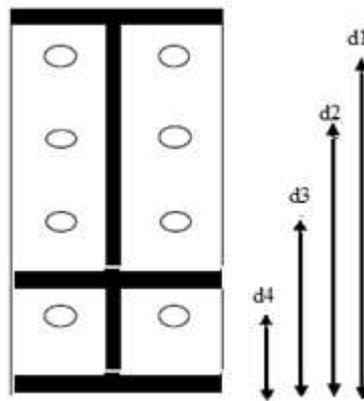
**L'âme**

$$a_w \geq t_w \left( \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left( \frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 10.2 \left( \frac{275}{1} \right) \left( \frac{0,80 \times 1,25}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 4.6 \text{ mm}$$

On prend  $a_w = 8 \text{ mm}$

**VII.1.9. Détermination des efforts dans les boulons**

**Figure VII.2 : Distribution des boulons sur la platine d'extrémité**

**VII.1.9.1. Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad \text{avec} \quad M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = n F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ kN}$$

$$d_1 = 490 \text{ mm} ; d_2 = 370 \text{ mm} ; d_3 = 250 \text{ mm} ; d_4 = 130 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 453000 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n F_p$$

Avec  $n=2$  (nombre de boulons par rangés).

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

$f_{ub}$ : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons HR 10.9 .

$A_s$  : L'aire de la section du boulon

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum_{i=1}^2 d_i^2}$$

$$n. F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^2 d_i^2} = \frac{54.75 \times 490 \times 10^3}{453000} = 59.22 \text{ kN} \leq nF_p = 343 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  condition vérifiée

D'où :

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 453000 \times 10^{-3}}{490} = 317.1 \text{ kN.m}$$

$$54.75 \text{ kN.m} \leq 317.1 \text{ kN.m}$$

Donc la condition est vérifiée

### VII.1.9.2. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

#### La résistance des boulons au traction :

Condition à vérifier :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 47.04 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{47.04}{8} = 5.88 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement  $F_p$  :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171.5$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171.5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82.32 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 5.88 \text{ kN} \leq F_p = 171.5 \text{ kN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

### La résistance des boulons au cisaillement :

$$\text{Condition à vérifier : } F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 18.96 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{18.96}{8} = 2.37 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement  $F_p$  :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171.5$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171.5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82.32 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 2.37 \text{ kN} \leq F_p = 171.5 \text{ kN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

### La résistance des boulons au glissement :

$$\text{Condition à vérifier : } F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 18.96 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{18.96}{8} = 2.37 \text{ kN}$$

La résistance au glissement  $F_{v,rd}$  :

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU

$F_p = 171.5$  KN la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171.5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82.32 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 2.37 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 82.32 \text{ kN}$  Donc la condition est vérifiée

### La résistance des boulons a la traction plus cisaillement

Les boulons HR sollicités à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent satisfaire la condition suivante :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{18.96}{8} = 2.37 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8 \times F_{tsd})}{\gamma_{ms}} = 73.314 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU

$F_p = 171.5$  KN la résistance du boulon.

### Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau = 13 mm

$b_{eff} = p$ : Entraxe rangées boulons = 180mm.

$$F_{t,rd} = 275 \times 12 \times \frac{130}{1} = 429 \text{ kN}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 490 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 23 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{54.75}{0.490 - 0.023} \Rightarrow F_t = 117.23 \text{ kN}$$

$$F_t = 117.23 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 429 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie :  $F_c \leq F_{c,rd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1.25 - 0.5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$t_{fb}$  : Épaisseur semelle poutre IPE500 = 16 mm

$t_{fc}$  : Épaisseur semelle poteau HEA500 = 23 mm

$t_p$  : Épaisseur platine extrémité = 20mm

$r_c$  : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{\text{eff}} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{\text{eff}} = 16 + 2 \times 20 + 5(23 + 27) = 306 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{18.96}{19750 \times 10^{-6}} + \frac{54.75}{3550 \times 10^{-6}} = 16.383 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 12 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{16.383}{275}\right) \times 306}{1} = 1232.17 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{54.75}{0,490 - 0,023} = 117.23 \text{ kN}$$

$$F_c = 117.23 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 1232.17 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

**Avec :**

$h_p$  : la hauteur de profilé (poteau)  $h_p = 490 \text{ mm}$ .

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme (poteau)  $t_{wc} = 12 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 490 \times 12}{1} \times 10^{-3} = 937.86 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} ; \quad h = 490 \text{ mm} ; \quad t_f = 23 \text{ mm}$$

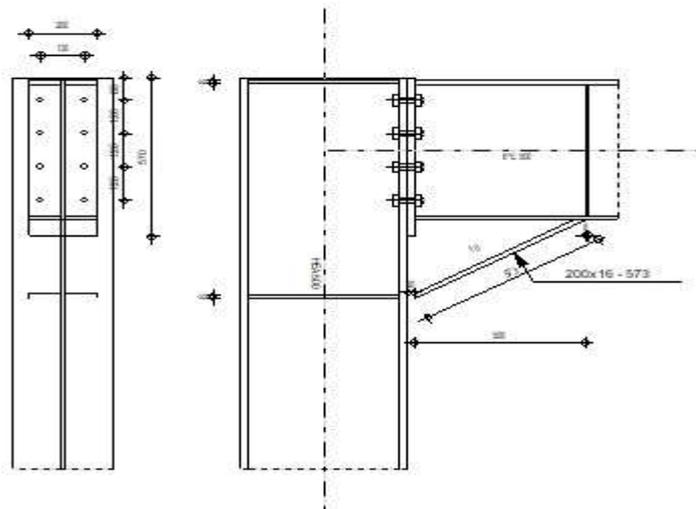
Donc :

$$F_v = \frac{54.75}{0,490 - 0,023} \Rightarrow F_v = 117.23 \text{ kN}$$

$F_v = 117.23 \text{ kN} \leq V_R = 937.86 \text{ kN}$  Condition vérifiée

Donc l'assemblage poteau-poutre (HEA500 – IPE500) est vérifié

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b></p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p><b>OK</b></p> <p>Ratio <b>0,24</b></p>
---	---	---



**Figure VII.3 Assemblage poutre IPE500 –solive IPE160**

On va traiter cet assemblage manuellement.

### Assemblages par double cornière

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE160** avec l'âme de la poutre en **IPE500**, avec une file verticale de deux boulons.

### Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poutre IPE500:

$$h = 500 \text{ mm}; b = 200 \text{ mm}; t_f = 16 \text{ mm}; t_w = 10.2 \text{ mm}; A = 115.5 \text{ cm}^2$$

Solive IPE 160 :

$$h = 160\text{mm}; b=82\text{mm}; t_f=7.4\text{mm}; t_w=5\text{mm}; A=20.09\text{cm}^2$$

### Données de calcul

- Effort tranchant :  $V_{sd} = 15.70 \text{ KN}$

### Choix de diamètre du boulon :

Cornière 100×100×10mm

Epaisseur de la platine :  $\epsilon_p = 10 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$   $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$   $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$   $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine  $t = 10 \text{ mm}$  alors on prend  $\emptyset = 14 \text{ mm}$ , classe 10.9

### Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de 14mm de diamètre ( $\emptyset 14$ ) de classe 10.9

$$d_0 = d+2\text{mm}=16\text{mm}$$

#### VII.1.10. Distance entre axe des boulons

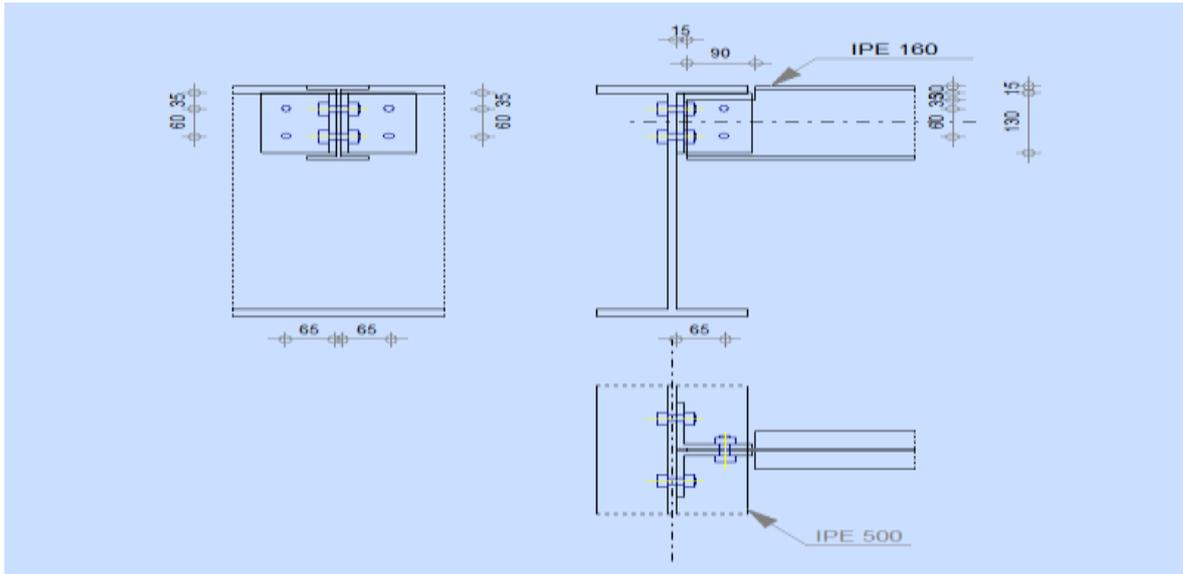
$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max ( 12t .150\text{mm} ) \quad \mathbf{19.2mm \leq e_1 \leq 150mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min ( 14t .200\text{mm} ) \quad \mathbf{35.2mm \leq p_1 \leq 140mm} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

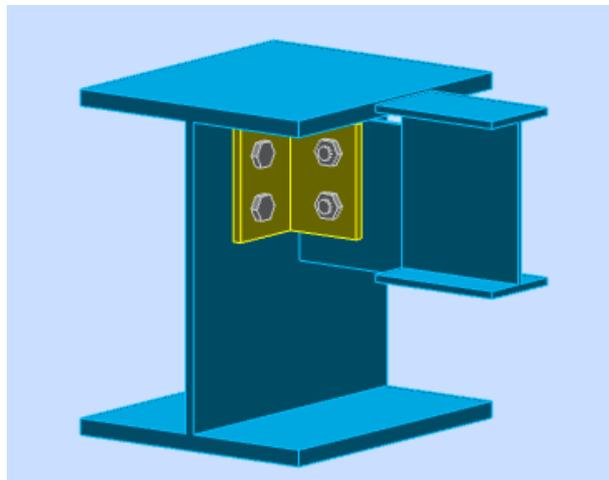
$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max ( 12t .150\text{mm} ) \quad \mathbf{24mm \leq e_2 \leq 150mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min ( 14t .200\text{mm} ) \quad \mathbf{48mm \leq p_2 \leq 140mm}$$

$$e_1 = 35\text{mm} \quad ; \quad p_1 = 60\text{mm} \quad ; \quad e_2 = 35\text{mm} \quad ; \quad p_2 = 60\text{mm}$$



**Figure VII.4 : Assemblage solive-poutre**



**Figure VII.5 : Assemblage 3D**

**VII.1.11. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6. 5. 3})$$

$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

Section résistante en traction :  $A_s = 115 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 1000 \times 115}{1,25} = 55.20 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 55.20 = 220.8 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15.17 \text{ kN} < F_{vrd} = 220.8 \text{ kN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

### VII.1.12. Vérification de cornières :

#### Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :  $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$F_{b,rd}$  : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,rd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon

$f_u$  : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,72; 1; 2,77; 1) = 0,72$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,72 \times 1000 \times 14 \times 10}{1,25} = 201.6 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{4} = 15.70 / 4 = 3.925 \text{ kN} < F_{b,rd} = 201.6 \text{ kN} \quad \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

#### Vérification de Cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier : } V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mb}}$$

**Avec :**

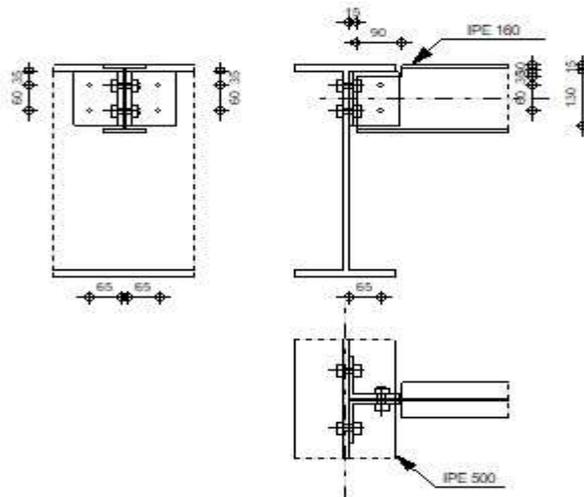
$$V_{sd} = 15.70 \text{ KN}$$

$A_{w,eff} = A_w$  (Aire de cisaillement de la section brute)

$$A_w = 100 \times 10 = 1000 \text{ mm}^2 \text{ (Section transversale)}$$

$$V_{plrd} = \frac{1000 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 135.67 > V_{sd} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
<b>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</b>		Ratio <b>0,37</b>
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009		



**Figure VII.6 Assemblage Pied de poteau HEA 500**

On va traiter cet assemblage manuellement, c'est un assemblage qui lie la base du poteau métallique HEA 500 et le poteau en béton armé.

### Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poteau HEA 500

$$h = 490\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=23\text{mm}; t_w=12 \text{ mm}; A=197.5\text{cm}^2$$

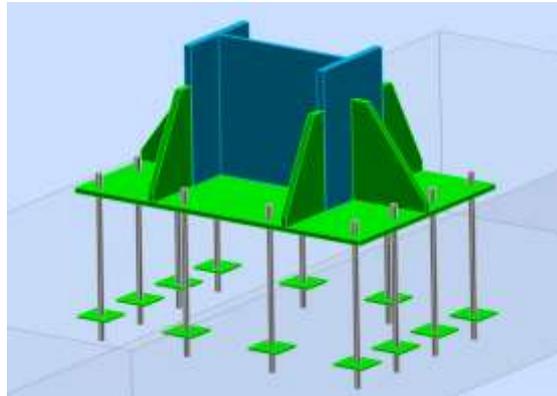
**Données de calcul :**

- Moment fléchissant :  $M_{sd} = 24.40 \text{ kN.m}$
- Effort normal :  $N_{sd} = 989.80 \text{ kN}$

**Tiges :**

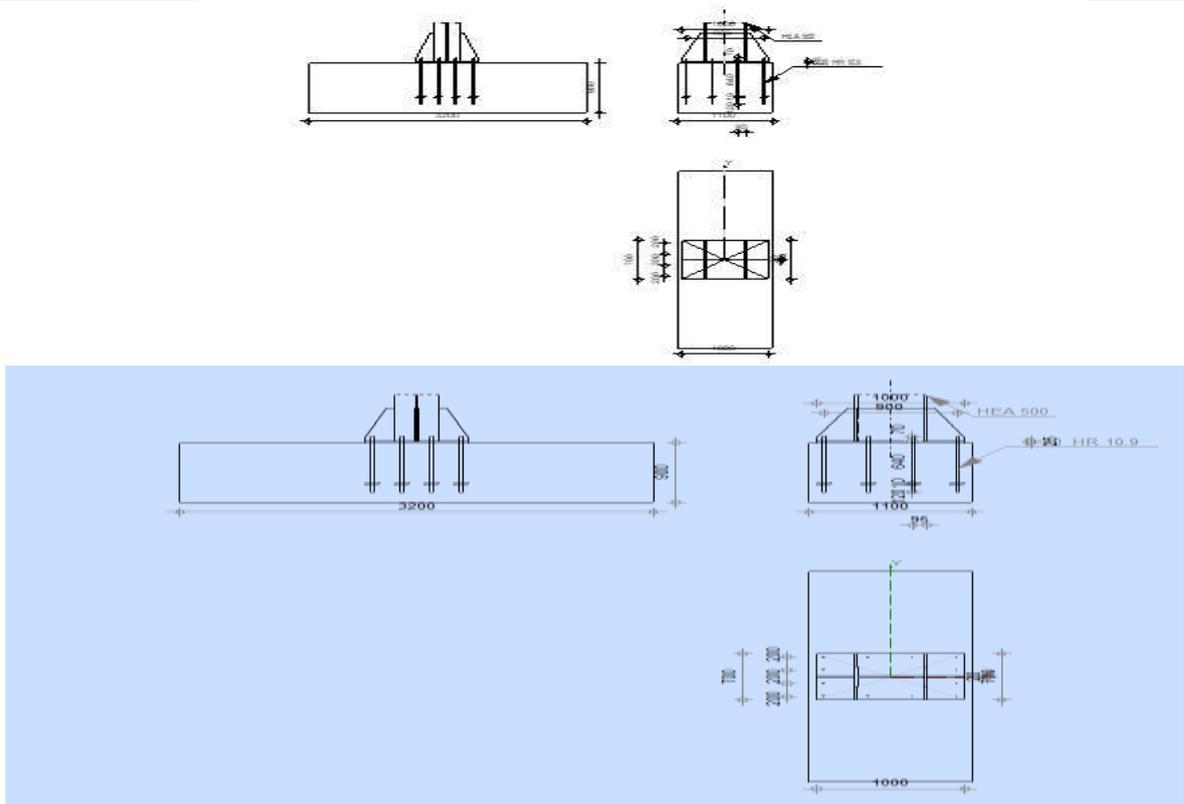
Soit 12 tiges M20 classe HR 10.9

$d=20\text{mm}$  ;  $d_0=d+3\text{mm}=23\text{mm}$



**Figure VII.7 Assemblage pied de poteau 3D**

	<p>Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	
		<p>Ratio <b>0,55</b></p>



**Figure VII.8 Assemblage pied de poteau**

**Poteau : HEA 500**

$L_c$	3.90	[m]	Longueur du poteau
$a$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c$	490	[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
$t_{fc}$	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c$	197.54	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc}$	86974.50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc}$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc}$	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

**Platine de parcellement**

$l_{pd}$	1000	[mm]	Longueur
$b_{pd}$	700	[mm]	Largeur
$t_{pd}$	25	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ypd}$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd}$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

**Ancrage**

Classe	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb}$	900,00	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub}$	1200,00	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d$	20	Diamètre du boulon
$A_s$	2.45	Aire de la section efficace du boulon
$A_v$	3.14	Aire de la section du boulon
$n_H$	4	Nombre de colonnes des boulons
$n_V$	4	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi}$	300 ; 300	[mm]
Entraxe $e_{Vi}$	200 ; 200	[mm]

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1$	70	[mm]
$L_2$	640	[mm]
$L_3$	120	[mm]

**Platine**

$l_{wd}$	0	[mm]	Longueur
$b_{wd}$	0	[mm]	Largeur
$t_{wd}$	0	[mm]	Epaisseur

**VII.4.1.5 Raidisseur**

$l_s$	1000	[mm]	Longueur
$w_s$	700	[mm]	Largeur
$h_s$	500	[mm]	Hauteur
$t_s$	20	[mm]	Epaisseur

**efforts :**

Cas 7 : 1.35G+1.5Q

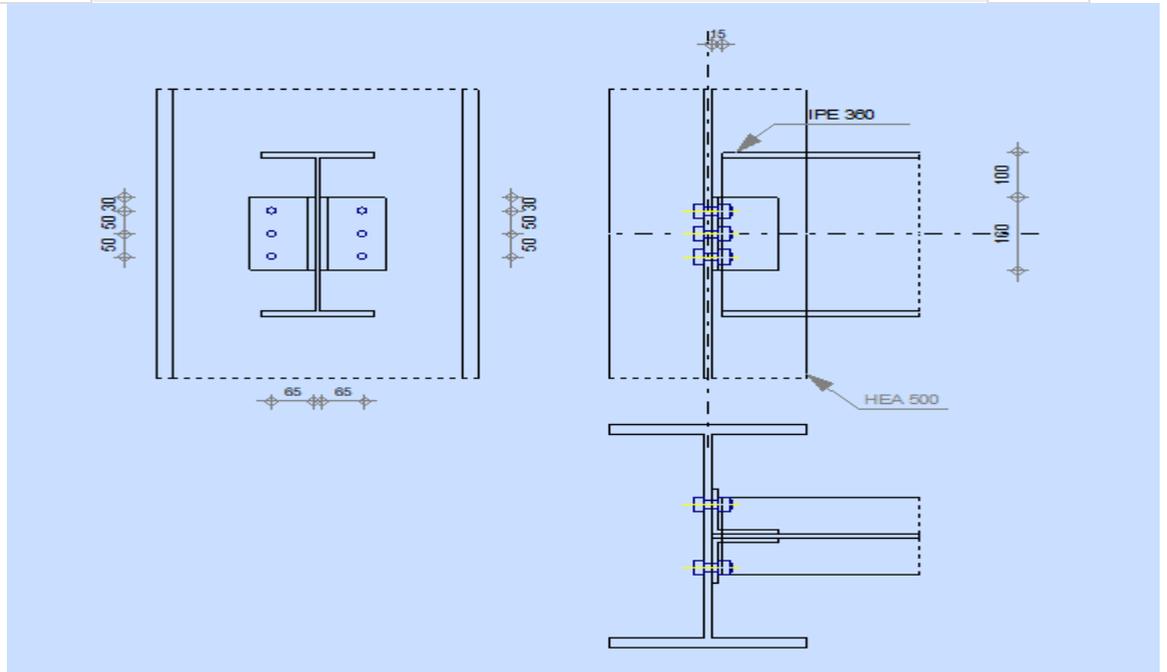
$N_{j,Ed}$	-989.80	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y}$	-18.89	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z}$	-0.47	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y}$	-0.58	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z}$	-24.40	[kN*m]	Moment fléchissant

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

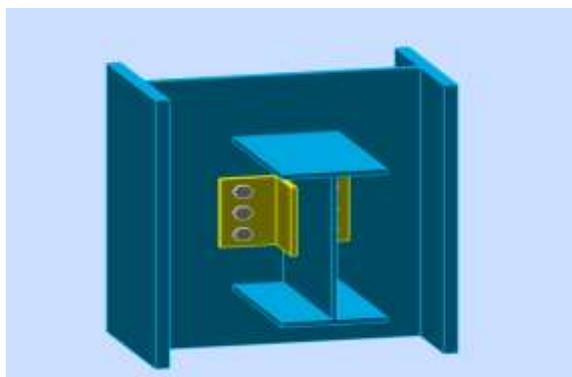
Ratio 0,55

**Assemblage Poteau HEA 500 - poutre IPE360**

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p>	
<p><b>Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)</b></p>		<p>Ratio 0,11</p>
<p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>		

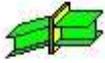


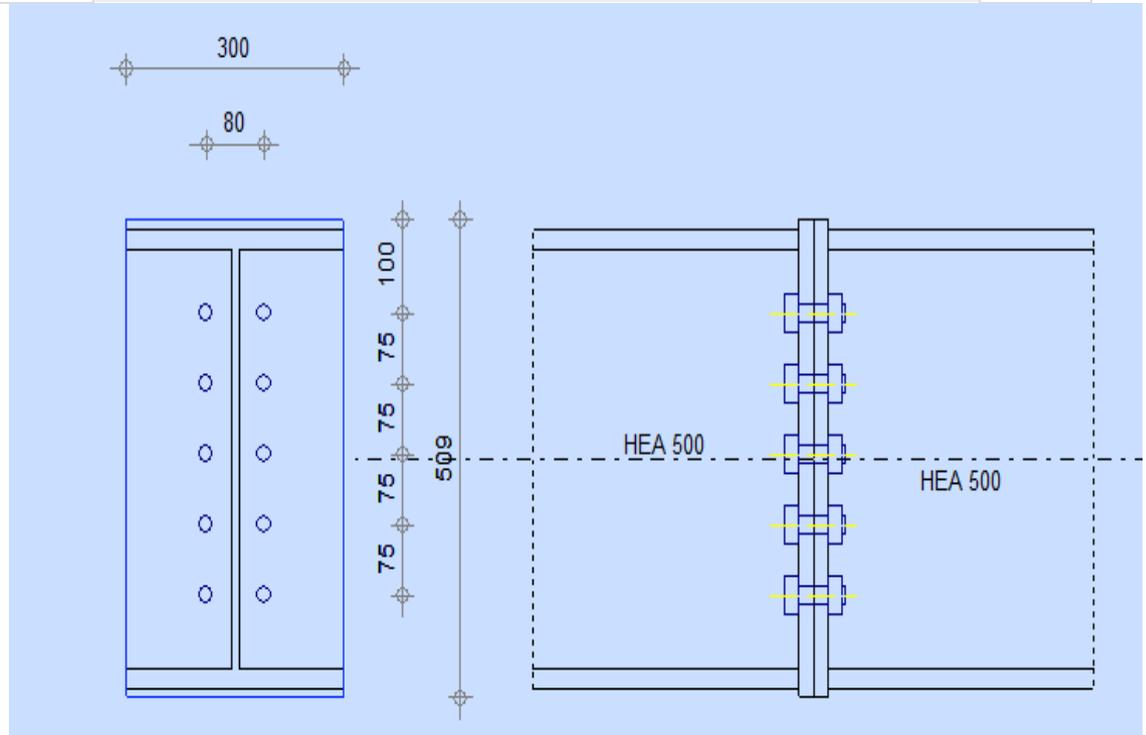
**Figure.VII.9 : Assemblage poteaux -poutre secondaire**



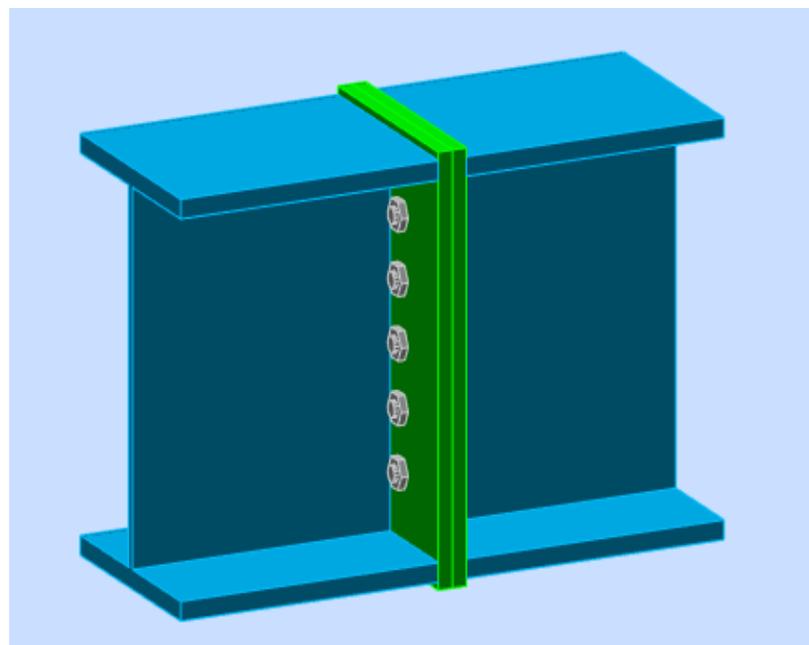
**Figure.VII.10 Assemblage3D**

**Assemblage Poteau HEA 500 - Poteau HEA 500**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 <b>Calcul de l'Encastrement Poteau-Poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio <b>0,37</b>



**Figure VII.11 Assemblage poteaux -poteaux**



**Figure VII.12 Assemblage 3D**



---

# CHAPITRE VIII

## *Etude des éléments de sous- sol*

---

## Etude du voile périphérique

### 1. Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les éléments qui constitue le sous-sol à savoir (voile périphérique, poteau mixte).

### 2. Pré- dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 modifié en 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous
- Epaisseur  $e \geq 15$  cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $50\emptyset$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec  $B$  Section du voile.

### 3. Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 7.5 \text{ m.} \quad ; \quad e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est données par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

$Q$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$A$  = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\gamma$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h = 25 \text{ kN/m}^3$ ).

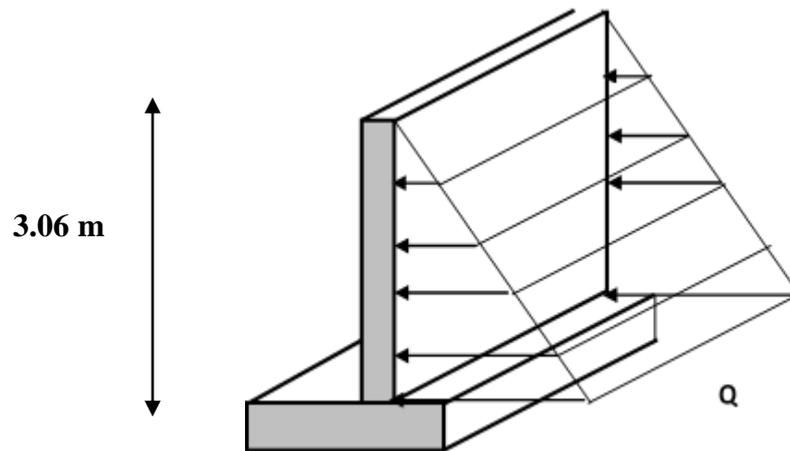
H = Hauteur du voile (H=3.06m).

$$\Phi = 12 \longrightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.68$$

Donc :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 52.02 \text{ kN / ml}$$

$$Q_u = 1,35Q = 70.227 \text{ kN / ml}$$



Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **figure VIII.1 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité**

#### 4. Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{7.5} = 0.41 > 0.4 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.1034 \quad M_x = \mu_x Q_x L_x^2 = 68 \text{ KNm}$$

$$\mu_y = 0.2500 \quad M_y = \mu_y M_x = 17 \text{ KNm}$$

##### ▪ Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85M_x = 57.8 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 14.45 \text{ KNm}$$

##### ▪ Moment sur appuis

$$\text{Appui de rive :} \quad M_a = 0.5 M_x = 34 \text{ KNm}$$

$$\text{Appui intermédiaire :} \quad M_a = 0.5 M_x = 34 \text{ KNm}$$

**5. Calcul de ferrailages**

b = 100 cm ; h = 20cm ; d = 18 cm ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$   $\delta_s=348$

	Sens	Mu (kNm)	$\mu$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z	Ascal (cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	57.8	0.1259	0	0.169	16.78	9.89	7HA16	14.07	20
	y-y	14.45	0.0315	0	0.040	17.71	2.34	7HA10	5.5	20
<b>Appuis de rive</b>	x-x	34	0.0740	0	0.096	17.31	5.64	7HA12	7.92	20
	x-x	34	0.0740	0	0.096	17.31	5.64	7HA12	7.92	20

**Tableau** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**VIII.1 :Ferrailage du voile périphérique**

**6. Conditions exigées par le RPA99/version 2003 :**

L'RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 10HA10/ml soit  $A_s=7.85\text{cm}^2/\text{ml}$ . Avec  $St = 10\text{cm}$ .

**7. Condition de non fragilité**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens ; avec épaisseur compté entre 12 et 30cm

$$A_x \geq A_x^{\min}$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 [3-L_x /L_y] \times b \times h / 2 = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq A^{\min} \quad A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 1.44 \text{ cm}^2$$

• **Travée**

$$A_x = 14.07 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$A_y = 5.5 \text{ cm}^2 \geq A^{\min} = 1.44 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

• **Appuis**

$$A_x = 7.92 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1.86 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$A_x = 7.92 \text{ cm}^2 \geq A^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

**8. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \tau_{\circ} = 0.05f_{c28} = 1.25$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 118.33 \text{ KN} \qquad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 71.63 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \max (T_x; T_y) = 118.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{118.33}{1000 * 180} * 10^3 = 0.657 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

**9. Vérification à L'ELS :**

**a) Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$L_x / L_y = 3.06 / 7.5 = 0.41 > 0.4 \qquad Q_{ser} = 69.36 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0.1034 \qquad M_x = \mu_x Q_{ser} L^2_x = 50.366 \text{ KNm}$$

$$\mu_y = 0.2500 \qquad M_y = \mu_y M_x = 12.593 \text{ KNm}$$

**Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 42.81 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 10.70 \text{ KNm}$$

**Moment sur appuis :**

Appui de rive  $M_a = 0.5 M_x = 25.18 \text{ KNm}$

Appui intermédiaire  $M_i = 0,5 M_x = 25.18 \text{ KNm}$

	Sens	Mser (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	42.81	14.07	7.95	15	193.6	201.63	OK
	y-y	10.70	5.5	2.78	15	118.4	201.63	OK
<b>Appuis de rive</b>	x-x	25.18	7.92	5.7	15	196.5	201.63	OK
<b>Appui intermédiaire</b>	x-x	25.18	7.92	5.7	15	196.5	201.63	OK

**Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS**

**10. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont

vérifiées simultanément

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{10M0} = 0.61 > 0.042 \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27a37} = 0.61 > 0.037 \text{ a } 0.027$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} = 3.05 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3}$$

L : la portée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section.

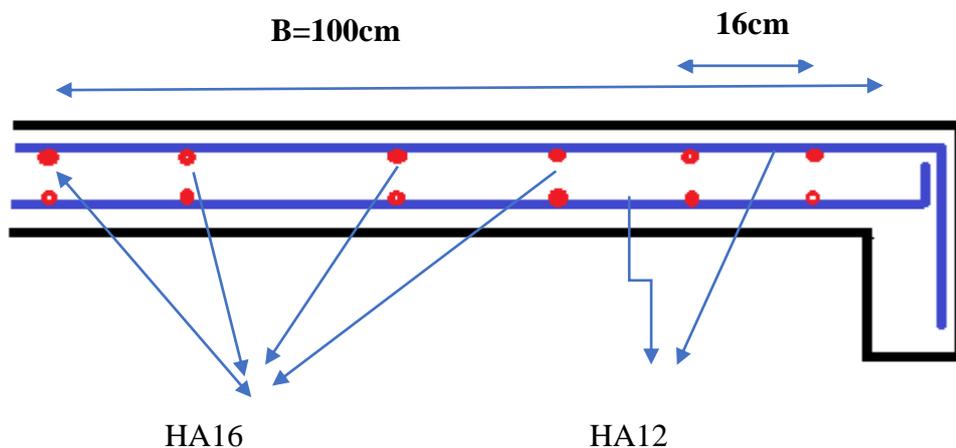
M0 : le moment isostatique.

Mt : le moment maximal en travée.

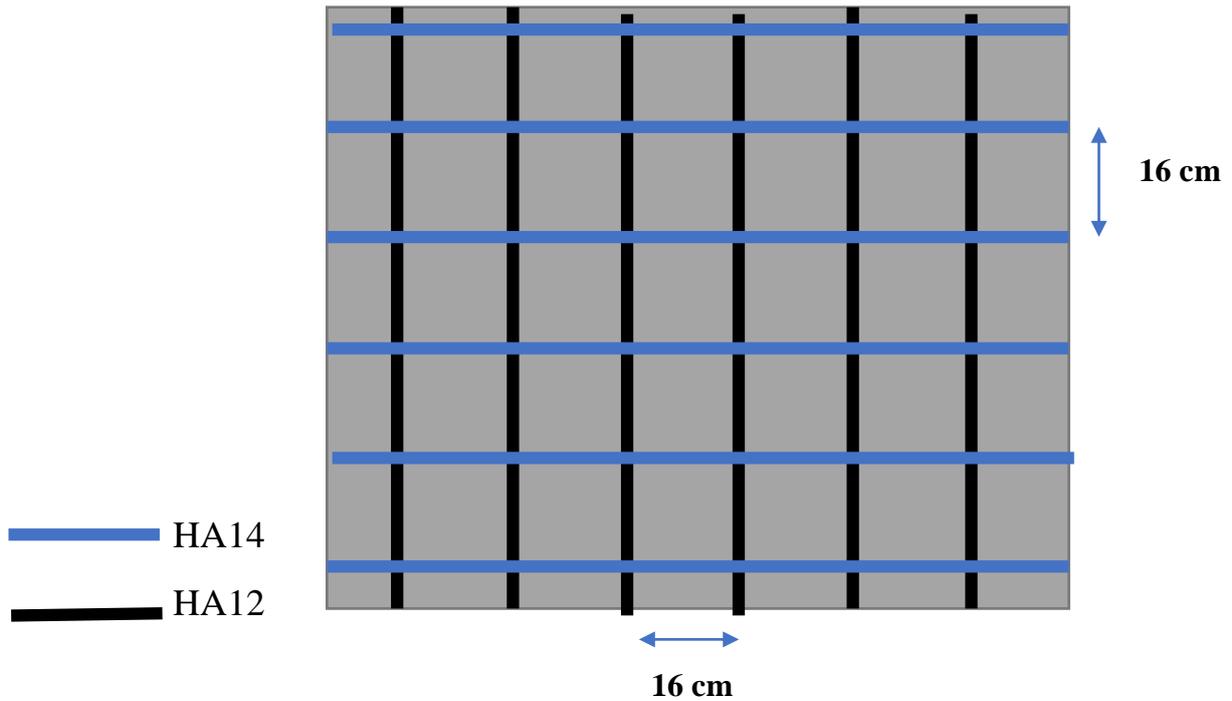
As : la section de l'armateur tendue correspondante.

Fe : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **VIII.2 : Ferrailage du voile périphérique en travée**



**Figure** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **VIII.3 :**  
**Ferraillage du voile périphérique en travée**

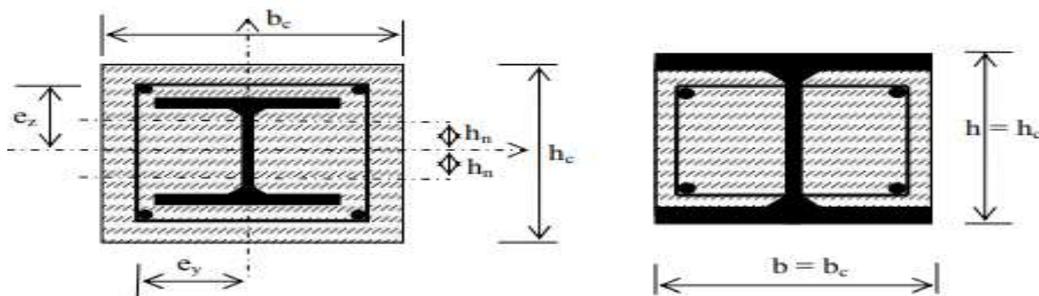
**B. Poteaux mixtes acier-béton :**

Poteaux mixtes acier-béton soumis à une compression axiale Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types :

Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.

Les poteaux en profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés, les semelles et âme des profilés les constituants sont enrobés d'une couche de béton. Par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre semelles qui est rempli de béton



**Figure** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **VIII.4 : Les démontions de poteau mixte**

### 1. Méthodes de calcul

Pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, deux méthodes sont présentées dans le règlement Européen l'EC4.

Une Méthode Générale qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections, applicable aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur.

Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.

Une Méthode Simplifiée faisant aux courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections, applicable au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur. Hypothèses de calcul :

Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine.

Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.

Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

### 2. La Méthode Simplifiée :

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau

La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir  $\alpha = N_{pl} / R_{dA} f$ , est compris entre 0,2 et 0

L'élanement réduit  $\lambda$  du poteau mixte ne doit pas dépasser la valeur 2,0 ;

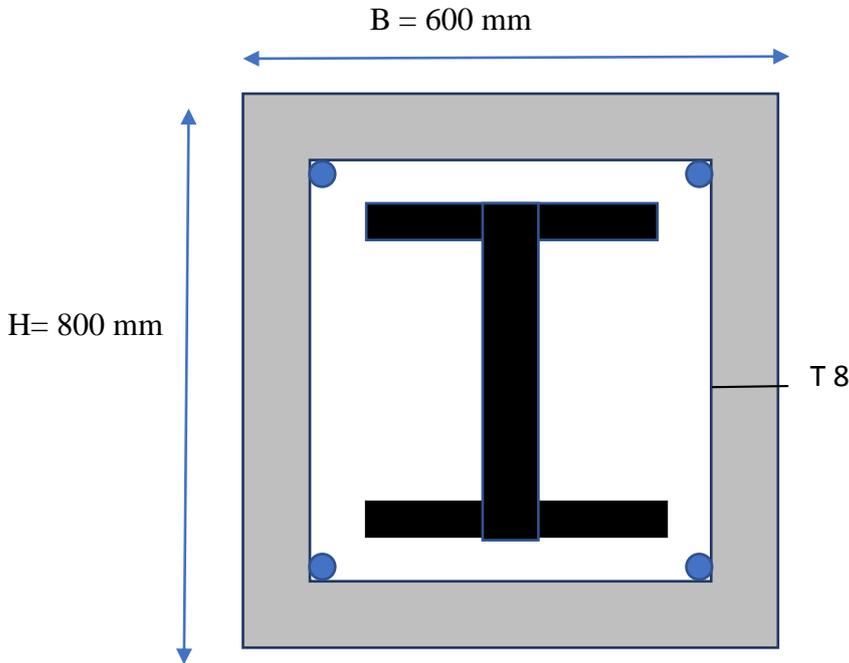
Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :  $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$  et  $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$ . Il convient que le rapport entre la hauteur  $h$  de la section et sa largeur se situe entre 0,2 et 5. L'aire de la section

d'armature longitudinale à considérer dans les calculs ne doit pas dépasser 6% de l'aire de la section du béton

### 3. Vérification :

#### Caractéristique de la section mixte

**HEA 500** : section de béton ( $h=800$  ;  $b=600$ )



**Figure** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **VIII.5** : Poteau mixte avec des démontions

$$A_a=19750 \text{ mm}^2 \quad I_{ay}=86970 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_{az}=10370 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{plya}=3949 \times 10^3 \quad W_{plza}=1059 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

#### Les armatures 4 $\phi$ 16:

$$A_s (4\phi 16) = 804 \text{ mm}^2$$

$I_{sy}$  Et  $I_{sz}$

$$I_{sy} = [ I_Y (1\text{barre}) + A_s(1\text{barre}) \times dz^2 ] \times Nb$$

$$I_{sy} = 95.17 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = [ I_z (1\text{barre}) + A_s(1\text{barre}) \times dy^2 ] \times Nb$$

$$I_{sz} = 47.88 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{plys} \text{ Et } W_{plzs}$$

$$W_{plys} = [ A_s (1\text{barre}) \times dz ] \times Nb$$

$$W_{plys} = 276.66 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{plzs} = [ A_s (1\text{barre}) \times dy ] \times Nb$$

$$W_{plzs} = 196.23 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

**Le béton (800\*600):**

$$A_c = (h \cdot b) - (A_a + A_s)$$

$$A_c = 459446 \text{ mm}^2$$

$$I_{cy} \text{ Et } I_{cz} :$$

$$I_{cy} = bh^3/12 - (I_{ay} + I_{sy})$$

$$I_{cy} = 2.46 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = hb^3/12 - (I_{az} + I_{sz})$$

$$I_{cz} = 1.42 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$W_{plyc} \text{ Et } W_{plzc} :$$

$$W_{plyc} = bh^2/4 - (W_{plya} + W_{plys})$$

$$W_{plyc} = 9.18 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$W_{plzc} = hb^2/4 - (W_{plza} + W_{plzs})$$

$$W_{plzc} = 7.07 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

#### 4. Vérification la résistance de flambement :

$$N_{sd} = 933.19 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < x N_{plrd}$$

Pour les sections partiellement ou totalement enrobées de béton :

$$N_{Plrd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + A_s \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} + A_c \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}}$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\lambda = \sqrt{N_{plr} / N_{cr}}$$

$$N_{CR} = \pi^2 (EI) / L^2$$

### Rigidité élastique (EI)

$$EI = E_a \times I_a + 0.6 \times E_{cd} \times I_c + E_s \times I_s$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{MC}} \quad E_{cm} = 3200 \text{ N/mm}^2 \quad E_a = E_s = 2.1 \times 10^5$$

$$\gamma_{MC} = 1.35$$

$$E_{cd} = 23703.7 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{Iy} = 5.52 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2$$

$$E_{Iz} = 2.34 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2$$

### La charge critique :

$$L_f = \text{Poteau} : \text{encastre - articulée} \Rightarrow L_f = 0.7 H$$

$$L_f = 2142 \text{ mm}$$

$$N_{cry} = 11.9 \times 10^8 \text{ N}$$

$$N_{crz} = 5.03 \times 10^8 \text{ N}$$

### La résistance plastique en compression $N_{PLr}$ :

$$N_{PLr} = A_a \times f_y + A_c \times 0.85 \times f_{ck} + A_s \times f_{sk}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad f_{sk} = 420 \text{ MPa} \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$N_{PLr} = 15.53 \times 10^6 \text{ N}$$

**Elancement Réduit  $\bar{\lambda}$  :**

$$\bar{\lambda}_y = 0.11 < 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.2 \geq 0.2$$

**la courbe de flambement  $\alpha$  :**

$$h/b = 1.6 > 1.2$$

$$t_f = 23 < 40$$

$$\alpha_y = 0.21$$

$$\alpha_z = 0.34$$

**Calcul de  $\varphi$  :**

$$\varphi_y = 0.49$$

$$\varphi_z = 0.52$$

**Calcul de  $x$  :**

$$X_y = 1$$

$$X_z = 1$$

### 5. La résistance plastique en compression $N_{plrd}$ :

$$\gamma_a = 1.1 \quad \gamma_c = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$N_{plrd} = 11740 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 933.19 \text{ KN} < X_y \times N_{plrd} = 1 \times 11740 = 11740 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$N_{sd} = 933.19 \text{ KN} < X_z \times N_{plrd} = 1 \times 11740 = 11740 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

#### a) Vérification de la résistance en flexion :

Selon l'axe (y-y)

$$M_{sdy} = 48.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sdy} < 0.9\mu_y M_{plrd}$$

$$\mu_y = \frac{xy-xd}{1-xc*cy} \text{ si } X_d > X_c$$

$$\mu_y = 1 - \frac{1-xy*xd}{1-xc*cy} \text{ si } X_d < X_c$$

$$X_d = N_{sd} / N_{plrd}$$

$$X_d = 0.08$$

$$X_c = N_c / N_{plrd}$$

$$X_c = 0.55$$

Donc  $X_d < X_c$

$$\mu_y = 1 - \frac{1-xy*xd}{1-xc*xy} = 0.8 < 1$$

$$\mu_y = 1$$

**b) Détermination de  $M_{pldy}$  :**

$$M_{pldy} = (W_{Pa} - W_{Pan}) \times \frac{fy}{\gamma_a} + (W_{PC} - W_{PCn}) \times \frac{0.85fck}{2\gamma_c} + (W_{PS} - W_{PSn}) \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

**c) Détermination de la zone 2hn :**

On a 3 possibilités :

Axe neutre	}	Dans l'âme dans semelle Hors section d'acier	}
------------	---	--	---

On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme :

$$h_N = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2bc.f_{cd} + 2tw(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16$$

$$A_c = 459446 \text{ mm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 365.2$$

$$A_{SN} = 0 \text{ (la zone 2hn et inconnue)}$$

$$f_{yd} = \frac{fy}{\gamma_a} = 250$$

$$h_N = 220\text{mm}$$

$$h_N = 220 < h/2 - t_f = \frac{490}{2} - 23 = 222 \text{ mm}$$

Donc :  $h_N$  trouve dans l'âme

**d) Détermination de  $W_{Pan}$  et  $W_{Pcn}$  et  $W_{PSn}$  :**

$$W_{Pan} = t_w \cdot h_N^2$$

$$= 580800 \text{ mm}^3$$

$$W_{PSn} = \sum A d_i^2 = 0 \quad (\text{pas d'amature dans la zone } 2h_N)$$

$$W_{Pcn} = b_c \times h_N^2 - W_{Pan} - W_{PSn}$$

$$= 28459200 \text{ mm}^3$$

$$M_{Plr dy} = 1390 \text{ KN.m}$$

**Verification**

$$M_{sdy} = 48.54 \text{ Kn.m} < 0.9 \times \mu_y \times M_{Plr dy} = 1251 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

**Selon l'axe (z-z)**

$$M_{sdz} = 16.95 \text{ kn.m}$$

$$M_{sdz} < 0.9 \mu_z M_{Plr d}$$

$$\mu_z = \frac{xy - x_d}{1 - x_c \cdot cy} \text{ si } X_d > X_c$$

$$\mu_z = 1 - \frac{1 - xy \cdot x_d}{1 - x_c \cdot cy} \text{ si } X_d < X_c$$

$$X_d = N_{sd} / N_{plr d}$$

$$X_d = 0.08$$

$$X_c = N_c / N_{plr d}$$

$$X_c = 0.55$$

Donc  $X_d < X_c$

$$\mu_z = 1 - \frac{1 - xy \cdot x_d}{1 - x_c \cdot cy} = -0.8 < 1$$

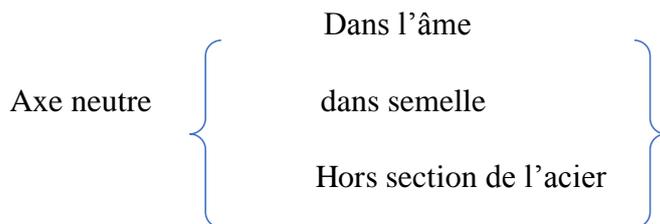
$$\mu_z = 1$$

e) Détermination de  $M_{Pldz}$  :

$$M_{Pldz} = (W_{Pa} - W_{Pan}) \times \frac{f_y}{\gamma_a} + (W_{PC} - W_{PCn}) \times \frac{0.85f_{ck}}{2\gamma_c} + (W_{PS} - W_{PSn}) \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

f) Détermination de la zone 2hn :

On a 3 possibilités :



On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme :

$$h_N = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 2h(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16$$

$$A_c = 459446 \text{ mm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 365.2$$

$$A_{SN} = 0 \text{ (la zone 2hn est inconnue)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 250$$

$$h_N = 13.28 \text{ mm}$$

$$h_N = 13.28 \text{ mm} < t_w/2 = \frac{12}{2} = 6 \text{ mm} \dots \text{C. N. V}$$

Donc :  $h_N$  ne trouve pas dans l'âme

L'axe neutre se trouve dans l'semelle :

$$h_N = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 4t_f(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$h_N = 110.91 \text{ mm}$$

$$t_w/2 = 6 \text{ mm} < h_N = 110.91 \text{ mm} < b/2 = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

Donc :  $h_N$  trouve dans la semelle

**g) Détermination de  $W_{Pan}$  et  $W_{Pcn}$  et  $W_{PSn}$  :**

$$W_{Pan} = 2 t_f \cdot h_N^2$$

$$= 565847.29 \text{ mm}^3$$

$$W_{PSn} = \sum A d_i^2 = 0 \quad (\text{pas d'amateur dans la zone } 2h_N)$$

$$W_{Pcn} = h_c \times h_N^2 - W_{Pan} - W_{PSn}$$

$$= 9274975.19 \text{ mm}^3$$

$$M_{plrdz} = 621 \text{ KN.m}$$

**h) Verification**

$$M_{sdz} = 16.95 \text{ Kn.m} < 0.9 \times \mu_z \times M_{plrdz} = 558.9 \text{ KN.m} \dots \text{ C.V}$$

---

# CHAPITRE IX

## *Etude des fondations*

---

**Introduction :**

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

**Fonctions assurées par les fondations :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

**Choix du type de fondations :**

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Économie (ferraillage, béton)

**Facteurs intervenant dans le calcul des fondations :**

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu lors du calcul des fondations, on peut citer :

- La contrainte du sol ( $\sigma_{sol}$ ). 2 bars.

- La classification de sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base ....

### Calcul des fondations :

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

Chaque étape fera l'objet de vérification

Calcul des fondations :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

### Semelle isolée :

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon

à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_s$$

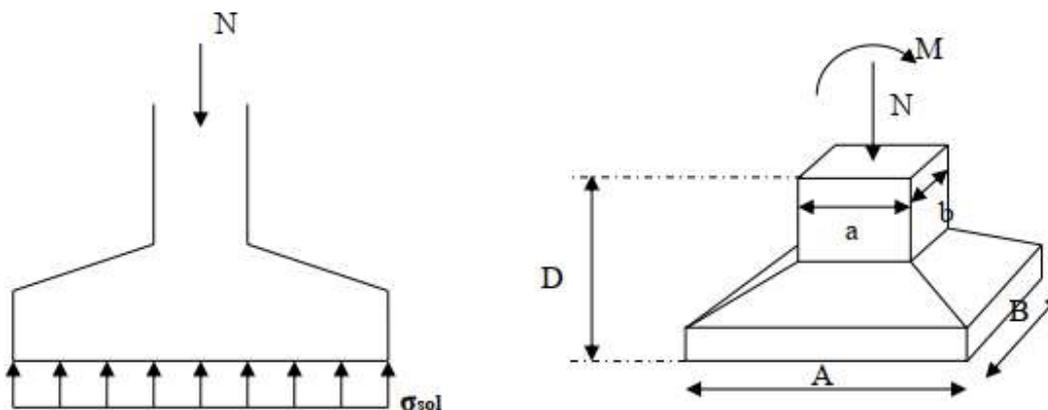


Figure IX.1 : Semelle isolée sous poteau.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_s = N_G + N_Q = 1650.27 \text{ kN}$$

$$\text{D'ou: } S_{\text{Semelle}} \geq \frac{1650.69}{200} \Rightarrow S = 8.3 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S_{\text{Semelle}}} \Rightarrow A = \sqrt{8.3} = 2.715 \text{ m} \Rightarrow B = 2.90 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Tel que :  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas ,  $L_{\min} = 2.25 \text{ m} < 1,5 \times 2,9 = 4.35 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifier}$

**Remarque :** On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors au choix des semelles filantes.

**Semelles filantes :**

### Hypothèse de Calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

### Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S}$$

Tel que :

$N = \sum N_{Si}$  de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

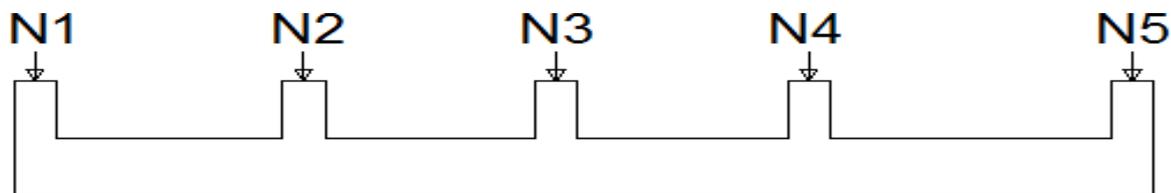
$$S = B \times L$$

**B :** Largeur de la semelle.

**L :** Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$



**Figure IX.2 :** Semelle filante

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

**Tableau IX.1 :** Sections des semelles filantes sens X

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
<b>B</b>	7204,33	48.5	1,947116216	2	97
<b>C</b>	4359,22	48.5	1,178167568	1,5	72,75
<b>D</b>	5392,35	48.5	1,457391892	2	97
<b>E</b>	10103,88	48.5	2,730778378	3	145,5

**Tableau IX.2 :** Sections des semelles filantes sens Y

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
<b>B</b>	3645,01	18.5	0,985137838	1	18,5
<b>C</b>	3330,58	18.5	0,900156757	1	18,5
<b>D</b>	2492,16	18.5	0,673556757	1	18,5
<b>E</b>	2860,86	18.5	0,773205405	1	18,5
<b>F</b>	4525,45	18.5	1,223094595	1,3	24,05
<b>G</b>	3724,21	18.5	1,006543243	1.3	24.05
<b>H</b>	2712,67	18.5	0,733154054	1	18,5
<b>I</b>	2007,91	18.5	0,542678378	1	18,5
<b>J</b>	1753,03	18.5	0,473791892	1	18,5

### . IX. 3. Pré dimensionnement de la semelle filante

#### 1. Dalle

- La hauteur «  $h_t$  »

La hauteur de la semelle est :  $h > d + 5\text{cm}$

$$h_t = \frac{B - b}{4} + 0.05$$

$$h_t = \frac{3 - 0.75}{4} + 0.05 = 0.6125$$

$$h_t = 0.7 \text{ m}$$

Avec :

$b = 0,75\text{m}$  pour les poteaux. On adopte :  $h_t = 0,7\text{m}$

- Dimensionnement de la poutre de libage

✓ Condition forfaitaire

$$\sqrt{\frac{L_{max}}{15}} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{7.5}{15} = 0.52\text{m} \leq h \leq \frac{7.5}{10} = 0.75\text{m}$$

**donc:  $h = 0.7\text{m}$**

#### 1. Nervure :

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique ; La nervure est rigide :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$I$  : Inertie de la section transversale du radier ( $I = \frac{bh^3}{12}$ )

$E$  : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E = 20000 \text{ MPa}$ ).

$K$  : Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes :

- $K = 0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K = 4[\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

$AN:$

$$K=4[\text{kg}/\text{cm}^3]$$

$$L_{\max}=7.5 \text{ m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40 \left(\frac{2 \times 7.5}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 1.46 \text{ m} \Rightarrow h_n = 1.5 \text{ m}$$

**Le choix final :**

- Epaisseur de la dalle (table)  $h=70 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_n = 1.5 \text{ m} \\ b = 75 \text{ cm} \end{cases}$

**Vérifications Nécessaires :**

#### **Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due

Avec : aux charges sismiques.

$M_r$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$N_r$  : effort normal de la structure

$B$  : la largeur du radier.

$$Mr = M_0 + V_0 \cdot h$$

$M_0$  : moment à la base de la structure

$V_0$  : effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'ancrage de la structure

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier **robot 2018**

	Nr (kN)	Mr (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	Observation
Sens x-x	<b>27059,77 kN</b>	54382.12	2	18.5	4.625	Verifier
Sens y-y	<b>27059,77 kN</b>	56400.2	2.1	48.5	12.125	Verifier

**Donc :**

Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable

**Vérification des contraintes à ELS :**

**Tableau IX.3 :** Vérification de la contrainte à ELS sens X

Sens x-x					
Fille	P (kN)	S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	σ (KN/m <sup>2</sup> )	σ (KN/m <sup>2</sup> )	observation
<b>B</b>	7204,33	97	74	200	ok
<b>C</b>	4359,22	72,75	60	200	ok
<b>D</b>	5392,35	97	56	200	ok
<b>E</b>	10103,88	145,5	69	200	ok

**Tableau IX.4 :** Vérification de la contrainte à ELS sens y

Sens y-y					
Fille	P (kN)	S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	σ (KN/m <sup>2</sup> )	σ (KN/m <sup>2</sup> )	observation
<b>B</b>	3645.01	18,5	197	200	ok
<b>C</b>	3330.58	18,5	180	200	ok
<b>D</b>	2492.16	18,5	135	200	ok
<b>E</b>	2860.86	18,5	155	200	ok
<b>F</b>	4525.45	24,05	188.1	200	ok
<b>G</b>	3724.21	24.05	155	200	ok

<b>H</b>	2712.67	18,5	147	200	ok
<b>I</b>	2007.91	18,5	109	200	ok
<b>J</b>	1753.03	18,5	95	200	ok

**Donc :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

### VI.7.1. Vérifications contraintes à ELU

Les mêmes étapes pour les résultats à l'ELU

**Tableau IX.5 :** Sections des semelles filantes sens x

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
<b>B</b>	9732,85	48.5	2,6305	3	145,5
<b>C</b>	293,91	48.5	0,079435135	0,1	4,85
<b>D</b>	7395,57	48.5	1,998802703	2	97
<b>E</b>	13679,72	48.5	3,697221622	4	194

**Tableau IX.6 :** Sections des semelles filantes sens Y

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
<b>B</b>	5021,89	18.5	1,357267568	1,5	27,75
<b>C</b>	4592,07	18.5	1,2411	1,5	27,75
<b>D</b>	3428,08	18.5	0,926508108	1	18,5
<b>E</b>	3935,79	18.5	1,063727027	1,1	20,35
<b>F</b>	6225,14	18.5	1,68247027	2	37
<b>G</b>	5125,45	18.5	1,385256757	1,5	27,75
<b>H</b>	3727,66	18.5	1,007475676	1,1	20,35
<b>I</b>	2755,63	18.5	0,744764865	1	18,5
<b>J</b>	2394,46	18.5	0,647151351	1	18,5

**Tableau IX.7** : Vérification de la contrainte à Elu sens X

Sens x-x					
Fille	P (kN)	S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	σ (KN/m <sup>2</sup> )	1.5σ (KN/m <sup>2</sup> )	observation
<b>B</b>	9732,85	145,5	67	300	ok
<b>C</b>	293,91	4,85	61	300	ok
<b>D</b>	7395,57	97	76	300	ok
<b>E</b>	13679,72	194	71	300	ok

**Tableau IX.8** : Vérification de la contrainte à Elu sens y

Sens y-y					
Fille	P (kN)	S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	σ (KN/m <sup>2</sup> )	1.5σ (KN/m <sup>2</sup> )	observation
<b>B</b>	5021,89	27,75	181	300	ok
<b>C</b>	4592,07	27,75	165,48	300	ok
<b>D</b>	3428,08	18,5	185,3	300	ok
<b>E</b>	3935,79	20,35	193,4	300	ok
<b>F</b>	6225,14	37	168	300	ok
<b>G</b>	5125,45	27,75	185	300	ok
<b>H</b>	3727,66	20,35	183,1	300	ok
<b>I</b>	2755,63	18,5	149	300	ok
<b>J</b>	2394,46	18,5	129,4	300	ok

## VI.1. Calcul du ferrailage

### VI.8.1. Calcul le ferrailage de la semelle

#### ➤ Exemple de calcul « A »

On applique la méthode des bielles :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b = 300\text{cm} ;$$

$$h=70\text{cm} \quad d=0,9h =63\text{cm}$$

À l'état limite ultime :

$$N_u = \sum N_{if} = 37206,16 \text{ kN}$$

$$p_u = \frac{N_u}{L} = \frac{13679,72}{48,5} = 282,06 \text{ kN/ML}$$

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ mpa}$$

$$D=0,63\text{m}$$

$$A_s = \frac{282 (3 - 0,75)}{8 \times 0,63 \times 348 \times 10^3} = 3,6 \text{ cm}^2$$

**Tableau IX.9 :** Ferrailage pour les semelles sens X

Files	N <sub>ELU</sub> (kN)	L(m)	P <sub>u</sub> (kN/m)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )
<b>B</b>	9732,85	48,5	200,6773196	2.6	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>C</b>	293,91	48,5	6,06	0.08	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>D</b>	7395,57	48,5	152,4859794	1.98	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>E</b>	13679,72	48,5	282,0560825	3.67	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>

**Tableau IX.10 :** Ferrailage pour les semelles sens Y

Files	N <sub>ELU</sub> (kN)	L(m)	P <sub>u</sub> (kN/m)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )
<b>B</b>	5021,89	18,5	271,4535135	3.53	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>C</b>	4592,07	18,5	248,22	3.23	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>D</b>	3428,08	18,5	185,3016216	2.41	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>E</b>	3935,79	18,5	212,7454054	2.77	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>

<b>F</b>	6225,14	18,5	336,4940541	4.37	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>G</b>	5125,45	18,5	277,0513514	3.6	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>H</b>	3727,66	18,5	201,4951351	2.6	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>I</b>	2755,63	18,5	148,952973	1.94	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>
<b>J</b>	2394,46	18,5	129,4302703	1.68	<b>4T12</b>	<b>4.52</b>

### VI.8.1. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{4.52 \times 3}{4} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Choix 2T10 →  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

### VI.8.1. Ferrailage max en travée et sur appui de la nervure :

Tableau IX.11 : Calcul des charger sens X

Files	$N_{ELU}$ (kN)	$q_u$ (kN/m)
<b>B</b>	9732,85	200,6773196
<b>C</b>	293,91	6,06
<b>D</b>	7395,57	152,4859794
<b>E</b>	13679,72	282,0560825

Tableau IX.12 : Calcul des charger sens Y

Files	$N_{ELU}$ (kN)	$q_u$ (kN/m)
<b>B</b>	5021,89	271,4535135
<b>C</b>	4592,07	248,22
<b>D</b>	3428,08	185,3016216
<b>E</b>	3935,79	212,7454054
<b>F</b>	6225,14	336,4940541
<b>G</b>	5125,45	277,0513514
<b>H</b>	3727,66	201,4951351
<b>I</b>	2755,63	148,952973
<b>J</b>	2394,46	129,4302703

Comme les charges revenant sont presque égales alors on prend la poutre la plus sollicitée :

- **Ferrailage longitudinal**

$$q_u = 336.49 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = ql^2 / 8$$

$$\text{En travée } M_t = 0,85 M_0$$

$$\text{Sur appui } M_a = 0,5 M_0$$

**Pour la travée ( $L = 5\text{m}$  , nervure  $75 \times 150$ )**

$$M_0 = 1051.5 \text{ kN.m} ; M_t = 893.775 \text{ kN.m} ; M_a = 525.75 \text{ kN.m} ; b = 75 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm}$$

**a- Travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{893.775 \times 10^6}{750 \times 630^2 \times 14,17} = 0,21$$

$$\mu_u = 0,21 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,30$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 55.44 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{893.775 \times 10^6}{554.4 \times 348} = 41.98 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **9T25**  $\longrightarrow$  **A = 44.2 cm<sup>2</sup>**

### b- Appui

$$\mu_u = \frac{525.75 \times 10^6}{750 \times 630^2 \times 14.17} = 0.12$$

$$u_U = 0.12 < U_R = 0.391$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.16$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 58.97 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad A_s = \frac{525.75 \times 10^6}{58.97 \times 348} = 25.62 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **9T20**  $\rightarrow A_s = 28.27 \text{ cm}^2$

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_{e28}} = 5.7 \text{ cm}^2 \leq 28.27 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

s fe

**Tableau IX.13** : Dimensionnement des armatures.

	Ascal(cm2)	Choix	Asadp(cm2)
<b>Travée</b>	41.98	9T25	44.2
<b>Appui</b>	25.62	9T20	28.27

#### ❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$t_U = \frac{q_u L}{2} = \frac{336.49 \times 7.5}{2} = 1261.8 \text{ KN} = 1.3 \text{ mpa}$$

$$t_U = 1.3 \text{ mpa} < 2.5 \text{ mpa}$$

- **Ferraillage transversale**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_c}{0.8 f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min} (0.9 d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.4 \text{ MPa}$$

- **RPA99 version 2003**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12 \varphi_t \right) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 7.5 \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 2.5 \text{ cm}$$

Fe=400MPa ;  $t_u=1,30\text{Mpa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$  ;  $b=75\text{cm}$  ;  $d=63\text{cm}$

On trouve :

$S_t= 15\text{cm}$  Zone nodale.

$S_t= 25\text{cm}$ .....Zone courante.

$$A_t \geq 3.375 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T10=4.71  $\text{cm}^2$

$$A_t \geq 5.625 \text{ cm}^2$$

**On prend : 6T12=6.79  $\text{cm}^2$**

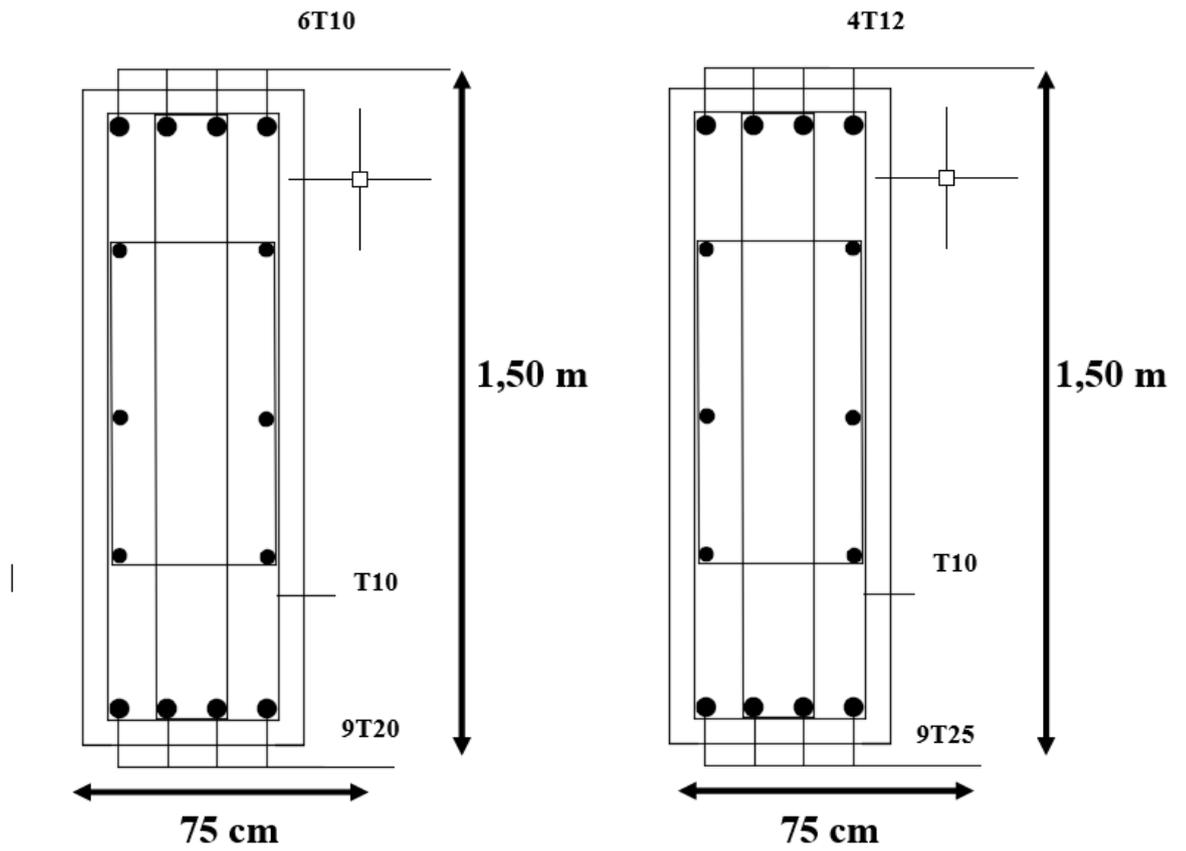


Figure IX.3 : Schéma de ferrailage travée et appuis sens x et y

## Conclusion Générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, les recherches que nous avons menées nous ont permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction, qui est un domaine très large, et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires à notre formation. Et apprenez différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

La demande de logiciels de calcul nous a incités à démarrer et maîtriser certaines connaissances du logiciel d'analyse structurelle "ROBOT", et nous avons également fait quelques découvertes dans le processus de recherche

Cette étude représente la première fois dans notre profession d'apprendre à appliquer et à respecter différentes lois et réglementations, ainsi qu'un contact avec diverses enseignantes, ce qui nous permet de trouver des solutions économiques et raisonnables pour résoudre les difficultés rencontrées.

Ce projet de fin d'études nous donne l'opportunité de rencontrer des personnes d'horizons différents qui nous aident à progresser. Nous sommes convaincus que l'utilisation des logiciels d'analyse structurelle "logiciel ROBOT" permet d'obtenir des résultats précis, de gagner du temps et de favoriser la recherche technique. La maîtrise de ces outils est très indispensable.

# Références

---

- [1] **RPA 99 version 2003** : Règles Parasismiques Algériens, Document technique réglementaire DTR-BC 2.48, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger
- [2] **Charges permanentes et Charges d'exploitation, DTR-BC 2.2**, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger
- [3] **Eurocode 3** : Calcul des Structures en Acier, Partie 1-1 : Règles générales et Règles pour les Bâtiments, Norme Européenne XP P 22 – 311- 1/A1, Novembre 1999.
- [4] **Eurocode 4** : Conception et Dimensionnement des Structures Mixtes Acier-Béton, Partie 1-1 : Règles générales et Règles pour les Bâtiments, Norme Européenne ENV 1994-1 - 1, Septembre 1994.
- [5] **BAC ACIER**, Fiche technique – Hibond-55 Planchers collaborant, DTA 3/15 – 806.
- [6] **CCM97** : Règles de Conception et Calcul des Structures en Acier, DTR-BC 2.44, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [7] **BAEL 91 version 99** : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, DTU P 18-702, février 2000.

---

# ANNEXE

---

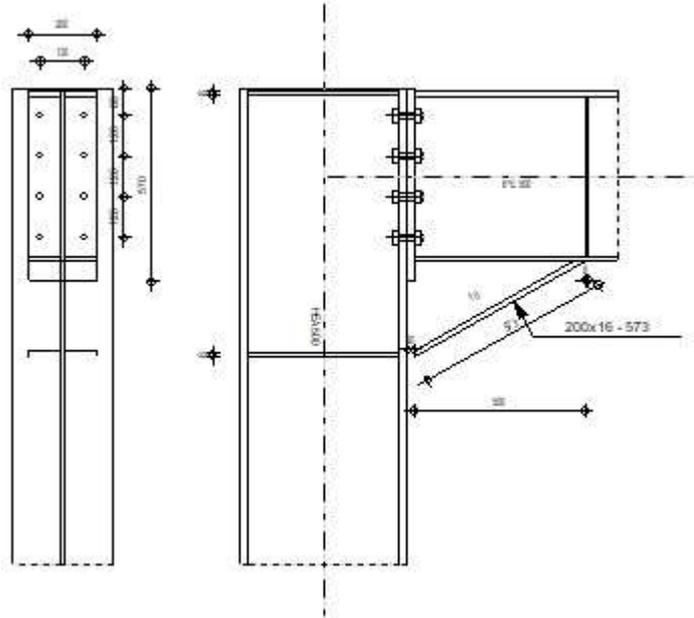


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

## Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA : 2007/AC : 2009

OK

Ratio  
0,24

### Général

Assemblage N° : 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Nœud de la structure : 64

Barres de la structure : 3452, 61

### Géométrie

#### Poteau

Profilé : HEA 500

Barre N° : 3452

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 490$  [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  
 $t_{fc} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

## ANNEXE

---

Profilé : HEA 500

$A_c = 197,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 86974,80$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : S 275

$f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

### Poutre

Profilé : IPE 500

Barre N° : 61

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 200$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : S 275

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 211,68$  [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$  Nombre de rangés des boulons

$h_1 = 80$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 130$  [mm]

Entraxe  $p_i = 120;120;120$  [mm]

## ANNEXE

---

### Platine

$h_p =$	570	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### Jarret inférieur

$w_d =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	280	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	500	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	29,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### Raidisseur poteau

#### Supérieur

$h_{su} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### Soudures d'angle

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
---------	---	------	-------------

## ANNEXE

---

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	12	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### Efforts

#### Etat limite : ultime

Cas : 27 :  $G+Q-1.5EX (1+2+3) * 1.00+5*-1.50$

$M_{b1,Ed} =$	-51,86	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	18,96	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	-54,75	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	-16,94	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	-47,04	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	29,31	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-90,69	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-64,29	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-35,56	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-81,60	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

### Résultats

#### Résistances de la poutre

##### TRACTION

$A_b =$  115,52 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

## ANNEXE

$N_{b,Rd} = 3176,80$  [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 88,43$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1404,05$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,01 < 1,00$  **vérifié** (0,01)

### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 603,38$  [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

$W_{pl} = 3516,37$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 967,00$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 967,00$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 763$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1267,65$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

### Résistances du poteau

#### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -51,86$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = -54,75$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 29,31$  [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = -35,56$  [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 362$  [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = -24,47$  [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 74,72$  [cm<sup>2</sup>] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

## ANNEXE

$A_{vs} =$	74,72 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	74,72 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	542 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	10,91 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1,13 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1,13 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	1112,13 [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	vérifié
			(0,02)

### AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	12 [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	313 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	74,72 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,00	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	18,54 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,76 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	1497,15 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	390 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,98	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,81	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	4,41	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	1301,93 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

## ANNEXE

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1301,93 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau}$$

[6.2.6.2.(1)]

### Paramètres géométriques de l'assemblage

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	37	-	85	-	120	235	255	235	255	237	187	187	187
2	37	-	85	-	120	235	256	235	256	240	120	120	120
3	37	-	85	-	120	235	256	235	256	240	120	120	120
4	37	-	85	-	120	235	291	235	291	237	223	223	223

#### 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	51	-	35	-	120	319	247	247	247	280	183	183	183
2	51	-	35	-	120	319	247	247	247	240	120	120	120
3	51	-	35	-	120	319	247	247	247	240	120	120	120
4	51	-	35	-	120	319	247	247	247	280	184	184	184

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

l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### Résistance de l'assemblage à la traction

## ANNEXE

$F_{t,Rd} = 211,68$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 325,72$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$N_{j,Rd} = 1693,44$  [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
---------------------------------	---------------	---------	--------

### Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 211,68$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 325,72$  [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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	307,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 712,32$	712,32	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 307,59$	307,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 691,61$	691,61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 21123,78$	21123,78	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1301,93$	1301,93	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1267,65$	1267,65	Aile de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

## ANNEXE

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	203,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 712,32$	712,32	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 307,91$	307,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 693,24$	693,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ii,Rd} = 21123,78 - 307,59$	20816,19	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1301,93 - 307,59$	994,34	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1267,65 - 307,59$	960,06	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 717,65 - 307,59$	410,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 882,89 - 307,59$	575,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 511,08 - 307,59$	203,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 849,88 - 307,59$	542,30	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>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	238,30	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 712,32$	712,32	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 307,91$	307,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 693,24$	693,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ii,Rd} = 21123,78 - 511,08$	20612,70	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1301,93 - 511,08$	790,85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1267,65 - 511,08$	756,57	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 650,44 - 203,49$	446,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 725,07 - 203,49$	521,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1042,87 - 511,08$	531,79	Aile du poteau - traction - groupe

## ANNEXE

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1109,89 - 511,08$	598,81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 443,67 - 203,49$	240,17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 673,20 - 203,49$	469,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 749,38 - 511,08$	238,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1186,48 - 511,08$	675,40	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 132,66 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 122,63 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

### 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>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	307,91	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 712,32$	712,32	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 307,91$	307,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 693,24$	693,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 21123,78 - 633,71$	20490,07	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1301,93 - 633,71$	668,21	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1267,65 - 633,71$	633,94	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 754,22 - 122,63$	631,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 959,12 - 122,63$	836,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1079,44 - 326,13$	753,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1165,86 - 326,13$	839,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1471,87 - 633,71$	838,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1379,98 - 633,71$	746,27	Ame du poteau - traction - groupe

## ANNEXE

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 511,40 - 122,63$	388,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 851,52 - 122,63$	728,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 749,70 - 326,13$	423,57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1188,12 - 326,13$	861,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1022,48 - 633,71$	388,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1701,41 - 633,71$	1067,69	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 45,19 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 41,78 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

### 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	422	307,59	423,36	712,32	307,59	691,61	423,36	651,44
2	302	203,49	423,36	712,32	307,91	693,24	423,36	651,44
3	182	122,63	423,36	712,32	307,91	693,24	423,36	651,44
4	62	41,78	423,36	712,32	307,91	693,24	423,36	651,44

### RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 216,17 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,24 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

### Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,98 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 178,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 288,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

## ANNEXE

$\alpha_v = 0,60$  Coefficient pour le calcul de  $F_{v,Rd}$  [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 288,00$  [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	423,36	0,00	307,59	73,80	73,80	312,10
2	423,36	0,00	203,49	48,82	48,82	327,12
3	423,36	0,00	122,63	29,42	29,42	338,79
4	423,36	0,00	41,78	10,02	10,02	350,45

$F_{tj,Rd,N}$  – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$V_{j,Rd} = 1328,46$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	$(0,01)$
---------------------------------	---------------	---------	----------

### Résistance des soudures

$A_w = 187,21$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 77,18$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 110,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 104745,24$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -13,94$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -13,41$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\tau_{\parallel} = 1,72$  [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,80$  Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

## ANNEXE

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	27,87 < 360,00	<b>vérifié</b>	(0,08)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	26,99 < 360,00	<b>vérifié</b>	(0,07)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	13,94 < 259,20	<b>vérifié</b>	(0,05)

### Rigidité de l'assemblage

$t_{\text{wash}} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{head}} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{nut}} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	68	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	14,43	467,68
1	422	4	39	10	2	7,26	306,17
2	302	2	25	7	1	3,75	113,17
3	182	2	25	7	1	2,26	41,10
4	62	4	47	10	2	1,17	7,24

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$Z_{\text{eq}} = 324 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$K_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / Z_{\text{eq}}$$

$$K_{\text{eq}} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{\text{vc}} = 74,72 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,05 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 324 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 166 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E Z_{\text{eq}}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / K_{\text{eq}}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = 95653,74 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

## ANNEXE

---

$\mu = 1,00$  Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$  [6.3.1.(4)]

$S_j = 95653,74$  [kN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 147224,51$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 9201,53$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$  SEMI-RIGIDE

Composant le plus faible:  
PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

### Remarques

Hauteur de la platine trop faible. 756 [mm] > 570 [mm]

Pince du boulon trop grande. 130 [mm] > 120 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,24**

# ANNEXE



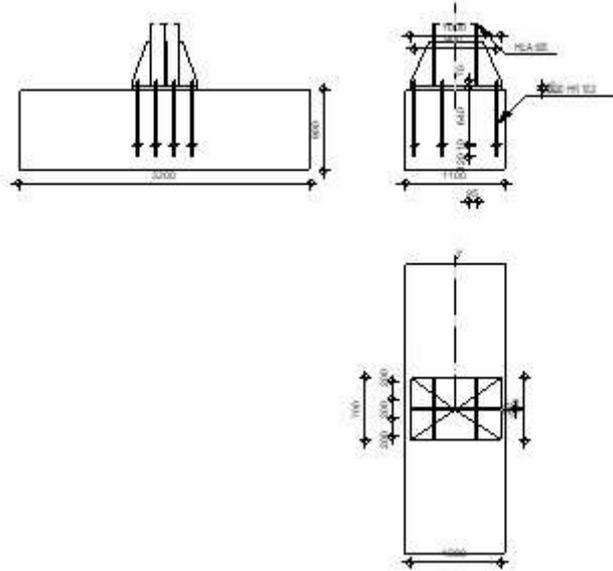
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

## Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
0,55



## GENERAL

Assemblage N°: 3  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure: 401  
Barres de la structure: 3412

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 500  
Barre N°: 3412

$L_c = 3,90$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 490$  [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  
 $t_{fc} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 197,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 86974,80$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc} = 430,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1000$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 700$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur

Matériau:

$f_{ypd} = 235,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{upd} = 360,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9      Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 1200,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n_H = 4$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 4$  Nombre de rangées des boulons  
Ecartement  $e_{Hi} = 300;300$  [mm]  
Entraxe  $e_{Vi} = 200;200$  [mm]

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 70$  [mm]  
 $L_2 = 640$  [mm]  
 $L_3 = 120$  [mm]

**Plaque d'ancrage**

$l_p = 100$  [mm] Longueur  
 $b_p = 100$  [mm] Largeur  
 $t_p = 10$  [mm] Epaisseur

Matériau: S 235

 $f_y = 235,00$  [MPa] Résistance**Platine**

$l_{wd} = 0$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 0$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 0$  [mm] Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_s = 1000$  [mm] Longueur  
 $w_s = 700$  [mm] Largeur  
 $h_s = 500$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 20$  [mm] Epaisseur  
 $d_1 = 50$  [mm] Grugeage  
 $d_2 = 50$  [mm] Grugeage

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

**SEMELLE ISOLEE**

$L = 1100$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 3200$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 900$  [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

# ANNEXE

Classe C20/25

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

## Mortier de calage

$t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

## SOUDES

$a_p = 9$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$  [mm] Raidisseurs

## EFFORTS

Cas: 7:  $1.35G+1.5Q (1+2) * 1.35+3*1.50$

$N_{j,Ed} = -989,80$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -18,89$  [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -0,47$  [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 0,58$  [kN\*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -24,40$  [kN\*m] Moment fléchissant

## RESULTATS

### ZONE COMPRIMEE

#### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 14,09$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$

$c = 59$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 141$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 418$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 588,67$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 5298,05$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

$F_{rd,u} = 2354,69$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 26,67$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 2912,42$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 1244,43$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 974,11$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 7766,45$  [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 3318,49$  [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 2597,64$  [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

#### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 2,00$  Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 11508,36$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 3164,80$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{r,y} = 540$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{r,y}$

$F_{c,fc,Rd,y} = 5858,67$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 5109,51$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 1405,12$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{r,z} = 348$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

## ANNEXE

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 4035,92 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

### **RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 7766,45 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 3318,49 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 2597,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

### **CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,13 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,13)
$e_y = 1$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 270$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 450$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 3,88$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,15 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,15)
$e_z = 25$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 174$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 300$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 112,18$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,22 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,22)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,37 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,37)

### **CISAILLEMENT**

#### **PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

##### **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$$\alpha_{d,y} = 0,76 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 0,76 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^2 t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 272,73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

##### **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$**

$$\alpha_{d,z} = 0,76 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0,76 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^2 t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 272,73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

#### **CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$$\alpha_b = 0,25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1200,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 74,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

#### **GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 989,80 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 296,94 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

#### **CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$$V_{j,Rd,y} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 1194,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

## ANNEXE

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 1194,48$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)

### CONTROLE DES RAIDISSEURS

#### **Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$M_1 = 28,63$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 224,55$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 108$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 64773,91$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 3,67$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 18,43$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 22,45$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 39,07$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)

#### **Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$M_1 = 17,61$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 176,12$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 129$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 59179,69$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 3,10$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 11,78$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 17,61$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 30,66$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,13 < 1,00$	vérifié	(0,13)

### SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 44,50$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 44,50$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{yII} = -1,11$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{zII} = -0,04$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,25 < 1,00$	vérifié	(0,25)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,10 < 1,00$	vérifié	(0,10)

### SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

#### **Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} = 60,73$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 60,73$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{II} = 56,14$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_z = 155,59$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,43 < 1,00$	vérifié	(0,43)

#### **Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} = 37,36$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 37,36$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{II} = 44,03$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_z = 106,76$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,30 < 1,00$	vérifié	(0,30)

# ANNEXE

## SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp}$ =	77,83	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$ =	77,83	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel}$ =	71,27	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z$ =	198,68	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W$ =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,55 < 1,00				vérifié (0,55)

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp}$ =	77,83	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$ =	77,83	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel}$ =	54,21	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z$ =	181,79	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W$ =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,50 < 1,00				vérifié (0,50)

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff}$ =	141	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff}$ =	418	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y}$ =	27	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff}$ =	350	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m$ =	195	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y}$ =	1	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b$ =	195	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y}$ =	0,21		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$ =	832935,89	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y}$ =	1404977,54	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

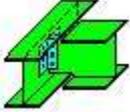
### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z}$ =	35	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff}$ =	471	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m$ =	195	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z}$ =	1	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b$ =	195	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z}$ =	0,62		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z}$ =	445065,75	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z}$ =	167468,54	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

## COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDES HORIZONTALES

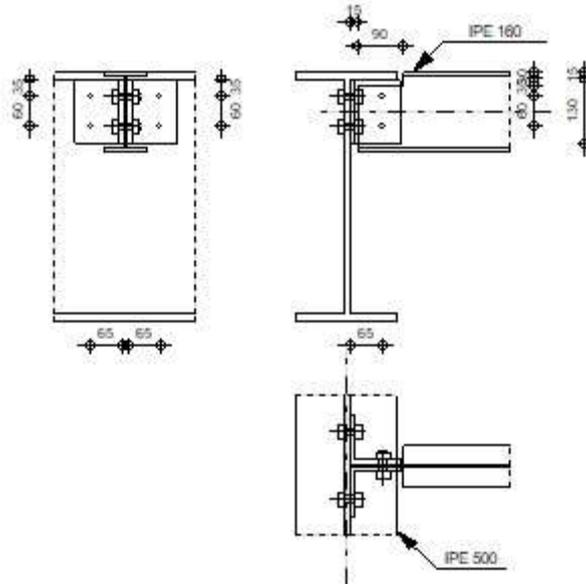
**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,55



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

## Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
0,37

### GENERAL

Assemblage N°: 4  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)  
 Noeud de la structure: 1827  
 Barres de la structure: 488, 3118

### GEOMETRIE

#### POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 500  
 Barre N°: 488  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_g = 500$  [mm] Hauteur de la section poutre principale  
 $b_{fg} = 200$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $t_{wg} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale  
 $t_{fg} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $r_g = 21$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale  
 $A_p = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale  
 $I_{yp} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale  
 Matériau: S 275  
 $f_{yg} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{ug} = 430,00$  [MPa] Résistance à la traction

#### POUTRE

Profilé: IPE 160  
 Barre N°: 3118

# ANNEXE

---

Profilé:	IPE 160		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	160	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	82	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	9	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	20,09	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	869,29	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

## ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	30	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	90	[mm]	Longueur de l'encoche

## CORNIERE

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		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360,00	[MPa]	Résistance à la traction

## BOULONS

### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
$d =$	14	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa] Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm] Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm] Entraxe

### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
$d =$	14	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa] Résistance à la traction

# ANNEXE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
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 MATERIAU

$\gamma_{M0}$ =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2}$ =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

Cas: 7: 1.35G+1.5Q (1+2)\*1.35+3\*1.50

N <sub>b,Ed</sub> =	0,00	[kN]	Effort axial
V <sub>b,Ed</sub> =	15,70	[kN]	Effort tranchant
M <sub>b,Ed</sub> =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

## RESULTATS

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

#### RESISTANCE DES BOULONS

F <sub>v,Rd</sub> =	73,8	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	F <sub>v,Rd</sub> =	0.6*f <sub>ub</sub> *A <sub>v</sub> *m/γ <sub>M2</sub>
=	9	]	boulon		
F <sub>t,Rd</sub> =	82,8	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	F <sub>t,Rd</sub> =	0.9*f <sub>u</sub> *A <sub>s</sub> /γ <sub>M2</sub>
	0	]			

#### Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

k <sub>1x</sub> =	2,50	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1x</sub> = min[2.8*(e <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 1.4*(p <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 2.5]		
k <sub>1x</sub> > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié			
α <sub>bx</sub> =	1,00	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	α <sub>bx</sub> = min[e <sub>2</sub> /(3*d <sub>0</sub> ), f <sub>ub</sub> /f <sub>u</sub> , 1]		
α <sub>bx</sub> > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié			
F <sub>b,Rd1x</sub> =	122,81	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F <sub>b,Rd1x</sub> =	k <sub>1x</sub> *α <sub>bx</sub> *f <sub>u</sub> *d*t/γ <sub>M2</sub>

Direction z

k <sub>1z</sub> =	2,50	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1z</sub> = min[2.8*(e <sub>2</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 2.5]		
k <sub>1z</sub> > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié			
α <sub>bz</sub> =	1,00	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	α <sub>bz</sub> = min[e <sub>1</sub> /(3*d <sub>0</sub> ), p <sub>1</sub> /(3*d <sub>0</sub> )-0.25, f <sub>ub</sub> /f <sub>u</sub> , 1]		
α <sub>bz</sub> > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié			
F <sub>b,Rd1z</sub> =	122,81	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F <sub>b,Rd1z</sub> =	k <sub>1z</sub> *α <sub>bz</sub> *f <sub>u</sub> *d*t/γ <sub>M2</sub>

#### Pression du boulon sur la cornière

Direction x

k <sub>1x</sub> =	2,50	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1x</sub> = min[2.8*(e <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 1.4*(p <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> )-1.7, 2.5]
k <sub>1x</sub> > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
α <sub>bx</sub> =	0,78	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	α <sub>bx</sub> = min[e <sub>2</sub> /(3*d <sub>0</sub> ), f <sub>ub</sub> /f <sub>u</sub> , 1]
α <sub>bx</sub> > 0.0	0,78 > 0,00	vérifié	

## ANNEXE

$$F_{b,Rd2x} = 78,40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,78 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,78 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 78,40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 / \gamma_{M2}$$

### FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

#### cisaillement des boulons

$$e = 68 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre}$$

$$M_0 = 0,5 \quad \left[ \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right] \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 3,9 \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 8,8 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 8,8 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 3,9 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 9,6 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 78,40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 78,40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |8,83| < 73,89 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |3,93| < 73,89 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 9,67 < 73,89 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

#### Traction des boulons

$$e = 70 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_{0t} = 0,5 \quad \left[ \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right] \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{t,Ed} = 9,1 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de traction dans le boulon extrême} \quad F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 9,17 < 82,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

#### Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$F_{v,Ed} = 9,67 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,21 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

#### RÉSISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 147,7 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un } 8 \text{ ] boulon} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

#### Pression du boulon sur la poutre

# ANNEXE

## Direction x

$k_{1x} =$	2,03	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,03 > 0,00	<b>vérifié</b>	
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00	<b>vérifié</b>	
$F_{b,Rd1x} =$	48,96 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

## Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	<b>vérifié</b>	
$\alpha_{bz} =$	0,44	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,44 > 0,00	<b>vérifié</b>	
$F_{b,Rd1z} =$	26,76 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

## Pression du boulon sur la cornière

### Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	<b>vérifié</b>	
$\alpha_{bx} =$	0,78	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,78 > 0,00	<b>vérifié</b>	
$F_{b,Rd2x} =$	156,80 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

### Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	<b>vérifié</b>	
$\alpha_{bz} =$	0,78	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,78 > 0,00	<b>vérifié</b>	
$F_{b,Rd2z} =$	156,80 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

## FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

### cisaillement des boulons

$e =$	70 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 =$	1,1 [kN* 0 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	7,8 / 5 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} =  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} =$	18, / 35 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	18, / 35 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	7,8 / 5 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	19, / 96 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	48, / 96 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	26, / 76 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 18,35  < 48,96$	<b>vérifié</b>	(0,37)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 7,85  < 26,76$	<b>vérifié</b>	(0,29)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$19,96 < 147,78$	<b>vérifié</b>	(0,14)

## ANNEXE

### VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

#### CORNIERE

$$\begin{aligned} A_{nt} &= 2,75 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\ A_{nv} &= 7,25 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction} \\ V_{effRd} &= 137,9 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \\ &= \frac{0,5 * V_{b,Ed}}{7} \leq V_{effRd} \end{aligned} \quad \begin{aligned} V_{effRd} &= 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + \\ & \quad (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0} \end{aligned} \quad \begin{aligned} |7,85| &< 137,97 \quad \text{vérifié} \\ & \quad (0,06) \end{aligned}$$

#### POUTRE

$$\begin{aligned} A_{nt} &= 2,12 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\ A_{nv} &= 2,88 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction} \\ V_{effRd} &= 82,20 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \\ &= \frac{V_{b,Ed}}{7} \leq V_{effRd} \end{aligned} \quad \begin{aligned} V_{effRd} &= 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + \\ & \quad (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0} \end{aligned} \quad \begin{aligned} |15,70| &< 82,20 \quad \text{vérifié} \\ & \quad (0,19) \end{aligned}$$

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\begin{aligned} A_t &= 6,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute} \\ A_{t,net} &= 5,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\ 0,9 * (A_{t,net} / A_t) &\geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,69 < 0,82 \\ W_{net} &= 27,43 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section} \\ M_{c,Rdnet} &= 6,45 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \\ &= \frac{M_o}{7} \leq M_{c,Rdnet} \end{aligned} \quad \begin{aligned} M_{c,Rdnet} &= W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0} \\ & \quad (0,09) \end{aligned} \quad \begin{aligned} A_v &= 13,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \\ A_{v,net} &= 10,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \\ V_{pl,Rd} &= 176,38 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \\ &= \frac{0,5 * V_{b,Ed}}{7} \leq V_{pl,Rd} \end{aligned} \quad \begin{aligned} A_v &= I_a * t_a \\ A_{v,net} &= A_v - n_v * d_o \\ V_{pl,Rd} &= (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) \\ & \quad (0,04) \end{aligned} \quad \begin{aligned} |7,85| &< 176,38 \quad \text{vérifié} \\ & \quad (0,04) \end{aligned}$$

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\begin{aligned} A_t &= 3,25 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute} \\ A_{t,net} &= 2,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\ 0,9 * (A_{t,net} / A_t) &\geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,69 < 0,80 \\ W_{net} &= 13,71 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section} \\ M_{c,Rdnet} &= 3,77 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \\ &= \frac{M_o}{7} \leq M_{c,Rdnet} \end{aligned} \quad \begin{aligned} M_{c,Rdnet} &= W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0} \\ & \quad (0,29) \end{aligned} \quad \begin{aligned} A_v &= 6,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \\ A_{v,net} &= 5,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \\ V_{pl,Rd} &= 103,20 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \\ &= \frac{V_{b,Ed}}{7} \leq V_{pl,Rd} \end{aligned} \quad \begin{aligned} A_{v,net} &= A_v - n_v * d_o \\ V_{pl,Rd} &= (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) \\ & \quad (0,15) \end{aligned} \quad \begin{aligned} |15,70| &< 103,20 \quad \text{vérifié} \\ & \quad (0,15) \end{aligned}$$

## ANNEXE

---

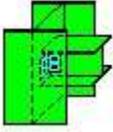
### REMARQUES

---

Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre	130 [mm] > 127 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	8 [mm] < 9 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	8 [mm] < 9 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

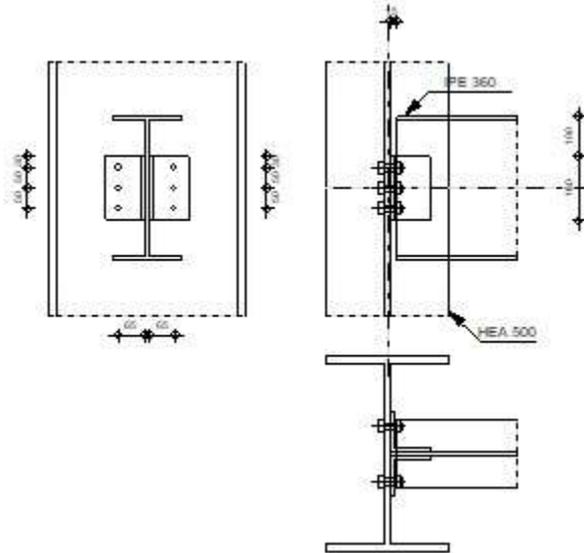
Ratio 0,37



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

## Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
0,11

### GENERAL

Assemblage N°: 5  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)  
 Noeud de la structure: 447  
 Barres de la structure: 3425, 506

### GEOMETRIE

#### POTEAU

Profilé: HEA 500  
 Barre N°: 3425  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 490$  [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  
 $t_{fc} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 197,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 86974,80$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: S 275  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{uc} = 430,00$  [MPa] Résistance à la traction

#### POUTRE

Profilé: IPE 360  
 Barre N°: 506  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

## ANNEXE

---

Profilé:	IPE 360	
$h_b =$	360 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	170 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	18 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	72,73 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	16265,60 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275	
$f_{yb} =$	275,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	430,00 [MPa]	Résistance à la traction

### CORNIERE

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
$l_k =$	160 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 235	
$f_{yk} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

### BOULONS

#### BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	3	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	50 [mm]	Entraxe

### SOUDURES

$a_{ab} =$	5 [mm]	Soudures d'angle entre la cornière et la poutre
------------	--------	---

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### EFFORTS

---

Cas: 7: 1.35G+1.5Q (1+2)\*1.35+3\*1.50

$N_{b,Ed} =$	-0,00 [kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	16,67 [kN]	Effort tranchant

---

# ANNEXE

$N_{b,Ed} = -0,00$  [kN] Effort axial  
 $M_{b,Ed} = 0,00$  [kN\*m] Moment fléchissant

## RESULTATS

### BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

#### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 96,51$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$   
 $F_{t,Rd} = 113,04$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction  $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x  
 $k_{1x} = 2,19$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1x} > 0.0$   $2,19 > 0,00$  **vérifié**  
 $\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**  
 $F_{b,Rd1x} = 144,57$  [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  
 $k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**  
 $\alpha_{bz} = 0,68$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bz} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  **vérifié**  
 $F_{b,Rd1z} = 111,61$  [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  
 $k_{1x} = 2,19$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1x} > 0.0$   $2,19 > 0,00$  **vérifié**  
 $\alpha_{bx} = 0,65$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bx} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  **vérifié**  
 $F_{b,Rd2x} = 65,37$  [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  
 $k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**  
 $\alpha_{bz} = 0,56$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bz} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  **vérifié**  
 $F_{b,Rd2z} = 64,00$  [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 POTEAU - CORNIERE

#### cisaillement des boulons

$e = 69$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre  
 $M_0 = 0,58$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$   
 $F_{Vz} = 2,78$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant  $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

## ANNEXE

### **cisaillement des boulons**

$e =$	69 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$F_{Mx} =$	5,7 5	[kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} =  M_0  \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	5,7 5	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	2,7 8	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	6,3 9	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	65, 37	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	64, 00	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$ 5,75  < 65,37$	<b>vérifié</b> (0,09)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$ 2,78  < 64,00$	<b>vérifié</b> (0,04)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$6,39 < 96,51$	<b>vérifié</b> (0,07)

### **Traction des boulons**

$e =$	85 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de soudures du bord de l'âme du poteau	
$M_{0t} =$	0,7 4	[kN*m] Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{t,Ed} =$	7,3 6	[kN] Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		$7,36 < 113,04$	<b>vérifié</b> (0,07)

### **Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$F_{v,Ed} =$	6,39	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$		$0,11 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,11)

## **RESISTANCE DES SOUDURES**

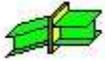
### **SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE**

$e =$	85 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de soudures du bord de l'âme du poteau	
$M_0 =$	0,71 m	[kN*m] Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$
$A_w =$	16,50	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	884,1 7	[cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_{Fx} =$	-0,00	[MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_{Fx} = 0.5 \cdot N_{b,Ed} / A_w$
$\tau_{Fz} =$	5,05	[MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant	$\tau_{Fz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / A_w$
$\tau_{Mx} =$	5,17	[MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z_i / I_0$
$\tau_{Mz} =$	6,43	[MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x_i / I_0$
$\tau =$	12,08	[MPa] Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]}$
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	207,8 5	[MPa]	$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vw,d}$		$12,08 < 207,85$	<b>vérifié</b> (0,06)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,11

# ANNEXE



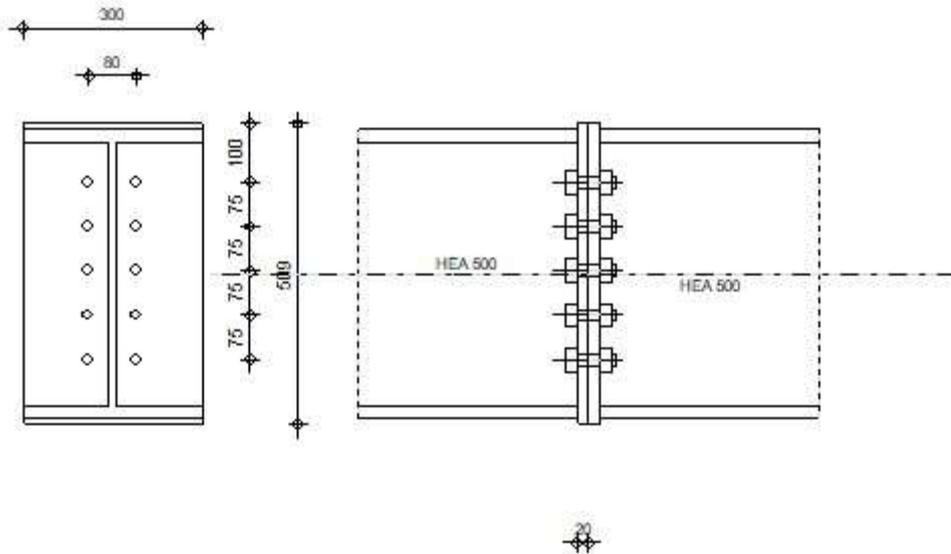
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

## Calcul de l'Encastrement poteaux-Poteaux

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
0,37



## GENERAL

Assemblage N°: 6  
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
Noeud de la structure: 447  
Barres de la structure: 3424, 3425

## GEOMETRIE

### GAUCHE

### POUTRE

Profilé: HEA 500  
Barre N°: 3424  
 $\alpha = -180,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{bl} = 490$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{tbl} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbl} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{tbl} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{bl} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 197,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 86974,80$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: S 275  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### DROITE

### POUTRE

Profilé: HEA 500

# ANNEXE

---

## POUTRE

Profilé:		HEA 500
Barre N°:		3425
$\alpha =$	-0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	490 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	300 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	12 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	23 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	197,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	86974,80 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275	
$f_{yb} =$	275,00 [MPa]	Résistance

## BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	211,68 [kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	100 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80 [mm]	
Entraxe $p_i =$	75; 75; 75; 75 [mm]	

## PLATINE

$h_{pr} =$	509 [mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300 [mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235	
$f_{ypr} =$	235,00 [MPa]	Résistance

## SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	8 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	10 [mm]	Soudure semelle

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

---

### Etat limite: ultime

Cas: 7: 1.35G+1.5Q (1+2)\*1.35+3\*1.50

$M_{b1,Ed} =$	-19,92 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-11,05 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-886,81 [kN]	Effort axial dans la poutre droite

## RESULTATS

---

# ANNEXE

## RESISTANCES DE LA POUTRE

### COMPRESSION

$A_b = 197,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 5432,35$  [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 74,72$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1186,34$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,01 < 1,00$  vérifié (0,01)

### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3948,86$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 1085,94$  [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

$W_{pl} = 3948,86$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 1085,94$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1085,94$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 467$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 2325,35$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

## PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

### 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	25	-	110	-	75	157	200	157	200	153	118	118	118
2	25	-	110	-	75	157	237	157	237	150	75	75	75
3	25	-	110	-	75	157	237	157	237	150	75	75	75
4	25	-	110	-	75	157	237	157	237	150	75	75	75
5	25	-	110	-	75	157	237	157	237	153	156	153	156

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

l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} )$

$N_{j,Rd} = 5432,35$  [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,16 < 1,00$  vérifié (0,16)

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

# ANNEXE

$F_{t,Rd} = 211,68$ [kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 325,72$ [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 fléchie 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

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	402,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 402,31$	402,31	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 517,31$	517,31	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 2325,35$	2325,35	Aile de la poutre - compression

## RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F <sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t2,Rd,comp</sub>	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	230,05	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 423,36$	423,36	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 517,31$	517,31	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 2325,35 - 402,31$	1923,03	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 632,36 - 402,31$	230,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 638,37 - 402,31$	236,05	Ame de la poutre - traction - groupe

## RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F <sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t3,Rd,comp</sub>	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	253,50	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 423,36$	423,36	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 517,31$	517,31	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 2325,35 - 632,36$	1692,98	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 565,15 - 230,05$	335,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 495,00 - 230,05$	264,95	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 930,36 - 632,36$	297,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 885,87 - 632,36$	253,50	Ame de la poutre - traction - groupe

## Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$		
$F_{t3,Rd} = 242,87$ [kN]	Résistance réduite d'une rangée de boulon	[6.2.7.2.(9)]
$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$		
$F_{t3,Rd} = 173,20$ [kN]	Résistance réduite d'une rangée de boulon	[6.2.7.2.(9)]FRA

## RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F <sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t4,Rd,comp</sub>	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	321,80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 423,36$	423,36	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 517,31$	517,31	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 2325,35 - 805,57$	1519,78	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 565,15 - 173,20$	391,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 495,00 - 173,20$	321,80	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 847,73 - 403,26$	444,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 742,50 - 403,26$	339,24	Ame de la poutre - traction - groupe

## ANNEXE

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1228,35 - 805,57$	422,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1133,37 - 805,57$	327,80	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 163,16 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 116,35 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	423,36	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 423,36$	423,36	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 517,31$	517,31	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 651,44$	651,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 2325,35 - 921,92$	1403,43	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 663,93 - 116,35$	547,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 762,79 - 116,35$	646,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 961,93 - 289,56$	672,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1010,29 - 289,56$	720,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1259,92 - 519,61$	740,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1257,79 - 519,61$	738,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1594,29 - 921,92$	672,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1648,65 - 921,92$	726,74	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 83,44 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 59,50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

### 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	379	402,31	-	-	402,31	517,31	423,36	651,44
2	304	230,05	-	-	423,36	517,31	423,36	651,44
3	229	173,20	-	-	423,36	517,31	423,36	651,44
4	154	116,35	-	-	423,36	517,31	423,36	651,44
5	79	59,50	-	-	423,36	517,31	423,36	651,44

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 284,20 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

### VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,23 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 180,96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 255,27 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 288,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	423,36	-177,36	402,31	28,20	-149,16	361,91

# ANNEXE

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
2	423,36	-177,36	230,05	16,12	-161,24	361,91
3	423,36	-177,36	173,20	12,14	-165,22	361,91
4	423,36	-177,36	116,35	8,16	-169,21	361,91
5	423,36	-177,36	59,50	4,17	-173,19	361,91

F<sub>tj,Rd,N</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F<sub>tj,Ed,N</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F<sub>tj,Rd,M</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F<sub>tj,Ed,M</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F<sub>tj,Ed</sub> – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F<sub>vj,Rd</sub> – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1809,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

## RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 139,20 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 76,80 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 62,40 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 44662,30 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -66,07 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -60,17 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -1,77 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 132,14 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 120,39 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 66,07 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 68 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 6 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	51,60	1439,95
1	379	∞	∞	55	5	18,03	682,56
2	304	∞	∞	35	4	13,14	398,78
3	229	∞	∞	35	4	9,89	226,04
4	154	∞	∞	35	4	6,65	102,01
5	79	∞	∞	71	5	3,89	30,57

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 279 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 18 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 302389,87 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

## ANNEXE

---

$\mu =$	1,00	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$			[6.3.1.(4)]
$S_j =$	302389,87	[kN*m] Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
<b>Classification de l'assemblage par rigidité.</b>			
$S_{j,rig} =$	429757,84	[kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	26859,86	[kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE			

### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

SOUDURES

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,37

# ANNEXE



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

## Calcul de l'assemblage au gousset

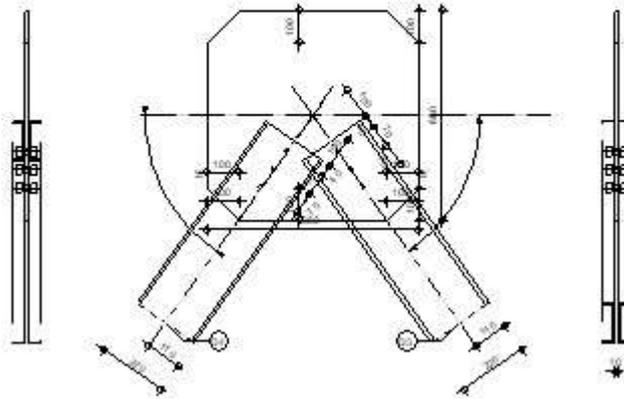
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
**0,88**

D3 - 2 UPN 220 x

D4 - 2 UPN 220 x



### GENERAL

Assemblage N°: 7  
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement  
 Noeud de la structure: 2677  
 Barres de la structure: 1351, 1352,

### GEOMETRIE

#### BARRES

	Barre 3	Barre 4	
<b>Barre N° :</b>	1351	1352	
<b>Profilé:</b>	2 UPN 220 x	2 UPN 220 x	
h	220	220	mm
$b_f$	80	80	mm
$t_w$	9	9	mm
$t_f$	13	13	mm
r	13	13	mm
A	74,80	74,80	cm <sup>2</sup>
<b>Matériau:</b>	S 275	S 275	
$f_y$	275,00	275,00	MPa
$f_u$	430,00	430,00	MPa
<b>Angle</b>	$\alpha$	54,8	Deg
<b>Longueur</b>	l	0,00	m

#### BOULONS

##### Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon

d = 16 [mm]                      Diamètre du boulon

## ANNEXE

---

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
$d_0 = 18$ [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 1,57$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 2,01$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} = 900,00$ [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n = 3$	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 70;70 [mm]	
$e_1 = 40$ [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 = 110$ [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c = 100$ [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 = HR 10.9	Classe du boulon
$d = 16$ [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 18$ [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 1,57$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 2,01$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} = 900,00$ [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n = 3$	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 70;70 [mm]	
$e_1 = 40$ [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 = 110$ [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c = 100$ [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

## GOUSSET

$l_p = 660$ [mm]	Longueur de la platine
$h_p = 660$ [mm]	Hauteur de la platine
$t_p = 10$ [mm]	Épaisseur de la platine

### Paramètres

$h_1 = 100$ [mm]	Grugeage
$v_1 = 100$ [mm]	Grugeage
$h_2 = 100$ [mm]	Grugeage
$v_2 = 100$ [mm]	Grugeage
$h_3 = 100$ [mm]	Grugeage
$v_3 = 100$ [mm]	Grugeage
$h_4 = 100$ [mm]	Grugeage
$v_4 = 100$ [mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-0;0)

$e_v = 330$ [mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H = 330$ [mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
Matériau: S 235	
$f_y = 235,00$ [MPa]	Résistance

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

---

Cas: 26: G+Q+1.5EX (1+2+3)\*1.00+5\*1.50

$N_{b3,Ed} = -297,80$ [kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} = -302,93$ [kN]	Effort axial

# ANNEXE

## RESULTATS

### BARRE 3

#### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 231,62$  [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

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 0,74$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,74 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1x} = 183,4$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1z} = 247,68$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd2x} = 115,2$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd2z} = 115,20$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

#### VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

##### cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -99,27$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$

$F_{x,Ed} = -99,27$  [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  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 99,27$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 115,20$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 115,20$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|-99,27| < 115,20$  vérifié (0,86)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|0,00| < 115,20$  vérifié (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$   $99,27 < 231,62$  vérifié (0,43)

#### VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 37,40$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 35,78$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette

$A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{uRd} = 1107,75$  [kN] Résistance de calcul de la section nette

$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$

# ANNEXE

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

A =	37,40	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale du profilé en U	
N <sub>pl,Rd</sub> =	1028,50	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	N <sub>pl,Rd</sub> = A * f <sub>y3</sub> / γ <sub>M0</sub>
0.5 * N <sub>b3,Ed</sub>   ≤ N <sub>t,Rd</sub>			-148,90   < 1107,75	<b>vérifié</b> (0,13)
0.5 * N <sub>b3,Ed</sub>   ≤ N <sub>pl,Rd</sub>			-148,90   < 1028,50	<b>vérifié</b> (0,14)

## VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILEMENT DE BLOC

A <sub>nt</sub> =	9,09	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
A <sub>nv</sub> =	12,15	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
V <sub>eff,Rd</sub> =	349,2	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	V <sub>eff,Rd</sub> = 0.5 * f <sub>u</sub> * A <sub>nt</sub> / γ <sub>M2</sub> + (1/√3) * f <sub>y</sub> * A <sub>nv</sub> / γ <sub>M0</sub>
0.5 * N <sub>b3,Ed</sub>   ≤ V <sub>eff,Rd</sub>			-148,90   < 349,26	<b>vérifié</b> (0,43)

## BARRE 4

### RESISTANCE DES BOULONS

F <sub>v,Rd</sub> =	231,62	[kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	F <sub>v,Rd</sub> = 0.6 * f <sub>ub</sub> * A <sub>v</sub> * m / γ <sub>M2</sub>
---------------------	--------	------	---	--

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x				
k <sub>1x</sub> =	2,50		Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1x</sub> = min[2.8 * (e <sub>2</sub> /d <sub>0</sub> ) - 1.7, 2.5]
k <sub>1x</sub> > 0.0			2,50 > 0,00	<b>vérifié</b>
α <sub>bx</sub> =	0,74		Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	α <sub>bx</sub> = min[e <sub>1</sub> / (3 * d <sub>0</sub> ), p <sub>1</sub> / (3 * d <sub>0</sub> ) - 0.25, f <sub>ub</sub> / f <sub>u</sub> , 1]
α <sub>bx</sub> > 0.0			0,74 > 0,00	<b>vérifié</b>
F <sub>b,Rd1x</sub> =	183,4	[kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	F <sub>b,Rd1x</sub> = k <sub>1x</sub> * α <sub>bx</sub> * f <sub>u</sub> * d * t <sub>i</sub> / γ <sub>M2</sub>

Direction z				
k <sub>1z</sub> =	2,50		Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1z</sub> = min[2.8 * (e <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> ) - 1.7, 1.4 * (p <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> ) - 1.7, 2.5]
k <sub>1z</sub> > 0.0			2,50 > 0,00	<b>vérifié</b>
α <sub>bz</sub> =	1,00		Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	α <sub>bz</sub> = min[e <sub>2</sub> / (3 * d <sub>0</sub> ), f <sub>ub</sub> / f <sub>u</sub> , 1]
α <sub>bz</sub> > 0.0			1,00 > 0,00	<b>vérifié</b>
F <sub>b,Rd1z</sub> =	247,68	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F <sub>b,Rd1z</sub> = k <sub>1z</sub> * α <sub>bz</sub> * f <sub>u</sub> * d * t <sub>i</sub> / γ <sub>M2</sub>

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x				
k <sub>1x</sub> =	2,50		Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1x</sub> = min[2.8 * (e <sub>2</sub> /d <sub>0</sub> ) - 1.7, 2.5]
k <sub>1x</sub> > 0.0			2,50 > 0,00	<b>vérifié</b>
α <sub>bx</sub> =	1,00		Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	α <sub>bx</sub> = min[e <sub>1</sub> / (3 * d <sub>0</sub> ), p <sub>1</sub> / (3 * d <sub>0</sub> ) - 0.25, f <sub>ub</sub> / f <sub>u</sub> , 1]
α <sub>bx</sub> > 0.0			1,00 > 0,00	<b>vérifié</b>
F <sub>b,Rd2x</sub> =	115,20	[kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	F <sub>b,Rd2x</sub> = k <sub>1x</sub> * α <sub>bx</sub> * f <sub>u</sub> * d * t <sub>i</sub> / γ <sub>M2</sub>
Direction z				
k <sub>1z</sub> =	2,50		Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	k <sub>1z</sub> = min[2.8 * (e <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> ) - 1.7, 1.4 * (p <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> ) - 1.7, 2.5]
k <sub>1z</sub> > 0.0			2,50 > 0,00	<b>vérifié</b>
α <sub>bz</sub> =	1,00		Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>	α <sub>bz</sub> = min[e <sub>2</sub> / (3 * d <sub>0</sub> ), f <sub>ub</sub> / f <sub>u</sub> , 1]
α <sub>bz</sub> > 0.0			1,00 > 0,00	<b>vérifié</b>
F <sub>b,Rd2z</sub> =	115,20	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F <sub>b,Rd2z</sub> = k <sub>1z</sub> * α <sub>bz</sub> * f <sub>u</sub> * d * t <sub>i</sub> / γ <sub>M2</sub>

## VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

### cisaillement des boulons

F <sub>NSd</sub> =	-100,98	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	F <sub>NSd</sub> = N <sub>b4,Ed</sub> / n
F <sub>x,Ed</sub> =	-100,98	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	F <sub>x,Ed</sub> = F <sub>NSd</sub>
F <sub>z,Ed</sub> =	0,00	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	F <sub>z,Ed</sub> = F <sub>MSd</sub>
F <sub>Ed</sub> =	100,98	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	F <sub>Ed</sub> = √(F <sub>x,Ed</sub> <sup>2</sup> + F <sub>z,Ed</sub> <sup>2</sup> )
F <sub>Rdx</sub> =	115,20	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	F <sub>Rdx</sub> = min(F <sub>b,Rd1x</sub> , F <sub>b,Rd2x</sub> )

## ANNEXE

$F_{NSd} = -100,98$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial			$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{Rdz} = 115,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z			$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ -100,98  < 115,20$	vérifié	(0,88)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 115,20$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$100,98 < 231,62$	vérifié	(0,44)

### VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 37,40$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section transversale du profilé en U			
$A_{net} = 35,78$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section nette			$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 1107,75$ [kN] Résistance de calcul de la section nette			$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1028,50$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute			$N_{plRd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed}  \leq N_{uRd}$	$ -151,46  < 1107,75$	vérifié	(0,14)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -151,46  < 1028,50$	vérifié	(0,15)

### VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 9,09$ [cm <sup>2</sup> ] Aire nette de la zone de la section en traction			
$A_{nv} = 12,15$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone de la section en traction			
$V_{effRd} = 349,2$ [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 N_{b4,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -151,46  < 349,26$	vérifié	(0,43)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,88**